

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE**

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDALLAH**

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME:

**ETUDE DE L'AVANT PROJET DETAILLE DE LA DIGUE
DU BARRAGE DE BENI-SLIMANE (W. MEDEA)**

Présenté par :

M^r : BOUAMARA Abdenassar

Promoteur :

M^r: B.BENLAOUKLI

Devant le jury composé de :

Président: M^r ; M.K.MIHOUBI

Examineurs : M^r : M.BACHIR CHERIF

M^{me} : N.HADJ SADOK

M^r : A.AMMARI

M^r : M.D.BENSALAH

Octobre 2011

Dédicace



Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance :

À mes très chers parents, sans eux ce travail n'aurait jamais vu le jour.

À ma mère qui est un être cher et celle qui ma bercé d'un amour sincère

À mon père de qui je tiens ma fierté et ma persévérance

À mes frères, ma richesse sur cette terre

À ma chère grand-mère

À mes neveux et mes nièces

À mes belles sœurs

À tous mes amis et toutes mes amies.

À la mémoire de mon cher enseignant CHIBANE .F qui m'a beaucoup appris

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



Sacer
2011

Remerciements

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mr BENLAOUKLI.B (mon promoteur) pour m'avoir guidé tout au long de ce travail de fin d'études. Je le remercie vivement de sa disponibilité de tous les instants qui ont rendu ce travail possible.

Je tiens à remercier Monsieur BENSALAH.M, enseignant à l'École nationale supérieure d'hydraulique pour le soutien, l'aide et les conseils qu'il m'a dispensés pour l'élaboration de ce présent mémoire.

Je remercie également le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Mes remerciements vont aussi à tout le personnel de l'Agence Nationale Des Barrages Et Transfert qui m'a fourni les données de la région d'étude en particulier, Mr BAKHTA, Mme OUCAR, Mme RAHOUI qui n'ont pas ménagé le moindre effort pour mettre à ma disposition tous les moyens nécessaires à l'élaboration et au couronnement de ce mémoire.

Un remerciement particulier à Mme BOUAICHE ingénieur à la DHW de BEJAIA pour ses conseils avisés et l'aide précieuse qu'elle m'a portée.

Mes pensées vont pareillement à tous mes enseignants de la première année primaire jusqu'à la cinquième année universitaire

Ces remerciements ne seraient pas complets si je ne citais pas les personnes qui ont eu à supporter tous les hauts et les bas qui se sont succédés tout au long de ce travail. Qu'elles trouvent ici l'expression de ma reconnaissance.

Enfin, pour leur soutien très précieux de tous les instants, j'associe à ce travail mes parents ainsi que toute ma famille. Je pense surtout à ma mère sans qui je n'aurais pas pu traverser ces cinq années.

MAJOUR
nacer

2011

ملخص:

دراستنا هذه تسجل في إطار الحفاظ على الموارد المائية من أجل تخزين ملايين الأمتار المكعبة في الجزائر بصفة عامة ، و ولاية المدية بصفة خاصة و هذا لتغطية العجز في مياه السقي و الشرب. وفي إطار ذلك تأتي مذكرتنا هذه لتناول دراسة مفصلة لسد مائي على مستوى ولاية المدية و بالتحديد على مستوى وادي الملاح.

بعد دراسة معمقة و شاملة لمختلف الجوانب (الجيولوجية ، الهيدرولوجية ، الطبوغرافية) قمنا باختيار الاقتراح المناسب حيث صممنا الحاجز المائي و تحققنا من ثباته ، أما فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح عميق و دقيق يضم مختلف أطوار الإنجاز.

Résumé:

Notre présente étude s'inscrit dans le cadre conservation des eaux et la mobilisation des millions de mètre cubes d'eau en Algérie généralement et à Médéa précisément.

L'étude que nous avons menée dans ce mémoire est une étude d'avant projet détaillé de la digue d'un barrage dans la wilaya de Médéa et principalement sur l'Oued Mellah.

Après une étude profonde et complète des différentes étapes (géologique, hydrologique, topographique), nous avons choisi la variante adéquate, puis on a implanté la digue et on a vérifié sa stabilité. Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract:

In the setting of the national strategy concerning conservation of water, in ordre to mobilize an important quantity of water in Algeria, in Médéa exactly.

However the survey, the choice and the dimensionality of the storage works deserve to be deepened, sow to survey, we led in this these is a Detaille of a dam in the wilaya of Médéa in oued Mellah.

After a precise and complete study of the various stages "geological, hydrological, topographic), we chose the adopted alternative, then one established the dam and one checked it stability. For the realisation we gave an explanation supplements containing the various stages of calculation.

Sommaire

Introduction générale	1
-----------------------------	---

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

Introduction	3
I.1.Généralités	3
I.1.1.Objectif du barrage.....	3
I.1.2. Localisation de l'ouvrage	3
I.1.3.Composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité.....	4
I.1.3.1.Digue	4
I.1.3.2.Evacuateur de crue	5
I.1.3.3.Dérivation provisoire	5
I.1.3.4.Vidange de fond	5
I.1.3.5.Prise d'eau	5
I.2.Synthèse des études préliminaires	6
I.2.1.Généralités	6
I.2.2.Etudes topographiques	6
I.2.3.Etudes géologiques et géotechniques	7
I.2.3.1. Géologie régionale	8
a)-Tectonique	8
b)-Geologie du site du barrage	10
c)-Geologie de la cuvette	11
I.2.3.2. Caractéristiques hydrogéologiques.....	11
a) Etude des eaux souterraines	11
b) Essais de perméabilité	12
c) interprétation des résultats des essais de perméabilité	16
I.2.3.3.Sismicité	16
I.2.3.4.Reconnaisances in situ	18
a) Travaux de reconnaissance exécutés	18
b) Sondages	18
c) Puits	19
I.2.3.5.Essais de laboratoire	21
a) Essai Granulométrique	21
b) Essai de compression simple	24
c) Essai Limites d'Atterberg	25
d) Compaction (Proctor normal)	25
e) Qualité des eaux	26
I.2.3.6.Matériaux de construction	26
I.2.4. Etude hydrologique	27
I.2.4.1 Généralités	27
I.2.4.2 Caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude	27
I.2.4.3 Précipitations	28

a) Précipitations enregistrées	28
b) Analyse des pluies maximales journalières	28
I.2.4.4. Etudes des crues	29
I.2.4.5. Caractéristiques générales du bassin versant	29
I.3. Recommandations de l'étude d'impact	30
I.4. Synthèse de l'analyse des variantes	30
Conclusion	31
Recommandations	31

Chapitre II : Etude Hydrologique

Introduction	32
II.1. Bassin versant.....	32
II.1 .1. Caractéristiques générales du bassin versant	32
II.1.1.1. Caractéristiques géométriques	32
a) Surface du bassin versant	32
b) Périmètre du bassin versant	32
c) Longueur du talweg principal	32
II.1.1.2. Caractéristiques hydro-morphologiques	33
a) Indice de forme	33
b) Coefficient d'allongement	33
c) Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius	33
II.1.1.3. Hypsométrie du bassin versant.....	34
a) Le relief.....	34
b) Répartition et courbe hypsométrique	35
c) Détermination des altitudes	38
d) Les indices	39
II.1.1.4. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant	41
a) Densité de drainage	44
b) Densité du thalweg élémentaire	44
c) Coefficient de torrentialité	44
d) La longueur moyenne des versants	44
e) La pente moyenne de cours d'eau principal	44
f) Temps de concentration du bassin versant t_c	45
g) Vitesse de ruissellement	45
h) Profil en long de l'Oued	45
II.1.1.5. Caractéristiques climatiques du bassin versant	48
a) Température	48
b) Evaporation	49
c) Humidité relative.....	49
d) Vitesse du vent	50
e) Pluviométrie	51
II.2. Etude des précipitations	52
II.2.1. Homogénéisation des données	52
II.2.1.1. Test de la médiane ou test de Mood	52

II.2.2. Les précipitations maximales journalières	53
II.2.2.1 Choix de la loi d'ajustement	54
II.2.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAUSS	54
II.2.2.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel	56
II.2.2.4. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log-normale)	58
II.2.3. La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	61
II.3. Etude des apports	65
II.3.1. L'apport moyen interannuel (A0)	65
II.3.2. Caractéristiques de l'écoulement	65
II.3.2.1. Module de l'écoulement	65
II.3.2.2. Module de l'écoulement relatif ou spécifique	66
II.3.2.3. Lamme d'eau écoulée	66
II.3.2.4. Coefficient de l'écoulement ou de ruissellement	66
II.3.3. Les apports fréquents	66
II.3.3.1. Ajustement de la série des apports à la loi de Galton (log-normale)	67
II.3.3.2. Ajustement de la série des apports à la loi de distribution Pearson III	68
II.3.3.3. Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80%	69
II.3.4. Apport solide et Estimation de volume mort	70
II.3.4.1. Estimation de l'apport solide	71
a) Formule de Tixeront	71
b) Formule de Fournier	71
c) Formule de Grivilovitch	72
II.3.4.2. Calcul du volume mort	73
a) Méthode liée à l'érosion spécifique	73
b) Formule de Tixeront	73
c) Formule de Grivilovitch	74
II.4. Etude des crues	75
II.4.1. Déterminations des crues	75
II.4.2. Hydrogramme de crue	77
II.4.2.1. Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski ..	77
II.4.3. Estimation de la crue de projet	82
II.4.4. Choix de la crue de chantier	85
II.5. Régularisation	86
II.5.1. Répartition mensuelle de l'apport A80%	86
II.5.2. Répartition mensuelle de la demande	86
II.5.3. Courbes « Hauteur-Capacité-Surface »	87
II.5.4. Calcul du volume utile	89
II.5.4.1. Détermination de la période à bonne hydraulité	89
II.5.4.2. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	89
II.5.4.3. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	91
A - Pertes par évaporation	91
B - Pertes par infiltration	91
C- Estimation de l'erreur	94
II.5.4.4. Régularisation Interannuelle	95
a) Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel	95
b) Calcul du volume utile interannuel par la méthode de Pléchkov-Svaidzé.....	97

II.6. Laminage des crues	98
II.6.1. Méthode de Kotcherine	99
II.6.1.1. Estimation du débit de crue laminée	99
II.6.1.2. Estimation de la charge au dessus du déversoir	99
II.7. Etude d'optimisation	104
II.7.1 Calcul du coût approximatif de la digue	104
II.7.1.1. Calcul de la revanche	105
a) Formule de Stevenson	105
b) Formule de Molitor	105
c) Formule de Mallet-paquant	105
II.7.1.2. calcul de largeur en crête	106
a) Formule de KNAPEN	106
b) Formule de F-PREECE	106
c) Formule simplifiée	106
II.7.1.3. Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes	106
II.7.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues	107
II.7.2.1. Coût du déversoir	107
II.7.2.2. Coût du canal d'approche	108
II.7.2.3. Coût du coursier	108
II.8. laminage pour un déversoir de largeur $b=30m$	110
Conclusion	113

Chapitre III : Etude des variantes

Introduction	114
III.1. Le choix du site du barrage	114
III.2. le choix du type de barrage	115
III.3. les variantes à choisir	116
III.4. Objet de l'étude de variantes	117
III.5. Définition du profil général du barrage	117
III.5.1. Hauteur de barrage	117
III.5.1.1. calcul de la revanche	117
a) Formule de Stevenson	117
b) Formule de Molitor	117
c) Formule de Mallet-paquant	117
d) Formule simplifiée	117
III.5.2. calcul de la largeur en crête	118
a) Formule de KNAPEN	118
b) Formule de F-PREECE	118
c) Formule simplifiée	118
III.5.3. La longueur en crête	119
III.5.4. Pentes des talus	119
III.5.5. Les bermes	119
III.5.5.1. Talus amont	119
III.5.5.2. Talus aval	120

III.5.6.Revêtement de la crête et des talus de la digue :	120
III.5.6.1. Talus amont	120
a) Première méthode	120
b) Deuxième méthode	121
c) Troisième méthode	122
III.5.6.2. Talus aval	123
III.5.6.3. La crête	123
III.5.7. Etanchéité du barrage	123
III.5.7.1. le noyau	123
a) Dimensionnement du noyau	123
III.5.7.2. Les drains	125
a) Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme)	125
b) Dimensionnement du drain tapis	125
c) Dimensionnement du drain vertical	126
III.5.7.3. Les filtres	126
III.6. calcul du volume des différents matériaux	128
III.6.1. Barrage homogène en argile avec drain vertical	129
III.6.1.1. les recharges (argile)	129
III.6.1.2. protection rip-rap	129
III.6.1.3. filtres et drains	130
III.6.2. Barrage zoné à noyau d'argile	131
III.6.2.1. le Noyau	131
III.6.2.2. les recharges	131
III.6.2.3. protection en rip-rap	132
III.6.2.4. filtres et drains	132
III.6.3. Barrage en enrochement avec masque en béton	133
III.6.3.1. recharges (enrochements)	133
III.6.3.2. masque en béton	133
III.7. Estimation du coût des variantes	135
Conclusion	135

Chapitre IV : Conception détaillée de la digue

Introduction	136
IV.1. Dimensionnement de la digue	136
IV.1.1. la revanche du barrage	136
IV.1.2. la hauteur du barrage	136
IV.1.3. largeur en crête	136
IV.1.4. la longueur en crête	136
IV.1.5. les bermes	136
IV.1.5.1. Talus amont	136
IV.1.5.2. Talus aval	137
IV.1.6. Classification de l'ouvrage	137
IV.1.7. Pentes des talus	137
IV.1.8.Revêtement de la crête et protection des talus de la digue	138

IV.1.8.1. La crête	138
IV.1.8.2. Talus aval	138
IV.1.8.3. Talus amont	138
a) Première méthode	138
b) Deuxième méthode	139
c) Troisième méthode	140
IV.2. Drainage de la digue	141
IV.2.1. But du drainage	141
IV.2.2. Constitution et fonctionnement des filtres et drains	142
IV.2.2.1. les filtres	142
IV.2.2.2. les drains	142
IV.2.3. Règles générales de dimensionnement des drains et filtres	143
V.2.3.1. Calcul des filtres	144
a) règles des filtres	144
b) Détermination de la courbe granulométrique des Filtres	145
c) Vérification du contact Noyau – Recharges	145
d) Vérification de la condition d'uniformité	146
IV.2.3.2. Calcul des drains	146
a) Dimensionnement du drain tapis	146
b) Dimensionnement du prisme aval	146
IV.3. Etanchéité du barrage	147
IV.3.1. Le noyau	147
IV.3.2. La clé d'ancrage	147
IV.4. Etude des infiltrations	147
IV.4.1. Défaut d'étanchéité et conséquences des infiltrations	148
IV.4.1.1. les fuites diffuses	148
IV.4.1.2. La surélévation de la ligne de saturation	148
IV.4.2. Hypothèse de calcul	148
IV.4.3. ligne de saturation	148
IV.4.4. Construction de la ligne de saturation	149
IV.4.5. Calcul du débit de fuite par infiltration	150
IV.4.5.1. Digue	150
IV.4.5.2. Fondation	151
IV.4.6. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	151
IV.4.6.1. dispositif d'étanchéité	151
IV.4.6.2. fondation du barrage	152
IV.5. Calcul de stabilité	153
IV.5.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)	153
IV.5.2. Stabilité des talus	154
IV.5.3. Méthode de FELLENIUS	154
IV.5.4. Conséquences de l'instabilité des talus	155
IV.4.5. Ordre de calcul (Méthode des tranches)	156
IV.5.6. Calcul des forces appliquées à chaque tranche	157
IV.5.6.1. Force de pesanteur (poids propre de la tranche)	157
IV.5.6.2. Force de pression interstitielle	158
IV.5.6.3. Forces de cohésion	158

IV.5.6.4. forces de frottement	158
IV.5.6.5. force séismique	158
IV.5.7. classement des forces	158
IV.5.7.1. Les forces stabilisatrices	158
IV.5.7.2. Les forces déstabilisatrices	158
IV.5.8. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	158
IV.5.8.1. Retenue pleine : (talus aval)	159
IV.5.8.2. Retenue vide (fin de construction) : (talus amont et aval)	159
IV.5.8.3. vidange rapide :(talus amont)	159
Conclusion	160

Chapitre V : Organisation de chantier

Introduction	161
V.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	161
V.1.1. Maître de l'ouvrage	161
V.1.2. Maître d'œuvre	161
V.1.3. L'entrepreneur	162
V.2. Installations du chantier	162
V.2.1. Installations destinées au personnel	162
V.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux	162
V.2.3. Installations destinées à la réparation des engins.....	164
V.2.4. Installation destinée pour la préfabrication.....	165
V.3. Ordre d'exécution des travaux.....	165
V.3.1. Terrassement au niveau des installations de chantier.....	165
V.3.1.1. Exécution des voies d'accès	165
V.3.1.2. Exécution des plates formes.....	165
a) Les engins nécessaires.....	165
V.3.2. Dérivation provisoire	166
V.3.2.1. Exécution du batardeau principal	167
V.3.2.2. Opération d'exécution du batardeau principal.....	167
a) Exécution du massif du batardeau	167
b) Exécution du remblai des massifs	168
c) Extraction des terres dans la carrière	168
V.3.2.3. Percement de la galerie de dérivation	169
a) Quantité des travaux	169
b) Les engins nécessaires	169
V.3.3. Percement du puits vertical (La prise d'eau)	169
V.3.3.1. Matériel mis en place	169
V.3.4. Exécution des fouilles à ciel ouvert	170
V.3.4.1. fouille de l'évacuateur de crue	170
V.3.4.2. fouille de l'assise du barrage	170
V.3.4.3. Les engins nécessaires	170
V.3.5. Exécution de la digue	170
V.3.5.1. Les engins nécessaires	170

V.3.5.2. Exécution du remblai de la digue	171
a) Mise en place des terres dans le corps de la digue	171
b) Technologie d'exécution des différentes opérations	171
V.3.5.3. Exécution des travaux des filtres et drains	171
a) Les engins nécessaires	171
b) Mise en place des filtres et drains	171
V.3.5.4. Enrochements de protection	172
V.3.6. Exécution des travaux de bétonnage	172
V.3.6.1. Composition du béton	172
V.3.6.2. Intensité de bétonnage	172
V.3.6.3. Les engins nécessaires.....	173
V.3.6.4. Bétonnage de la galerie de dérivation	173
a) Ordre des opérations.....	173
b) Matériels nécessaires.....	173
V.3.6.5. Bétonnage de puits vertical (tour de prise)	174
a) Ordre des opérations	174
b) Matériels nécessaires	174
V.3.6.6. Bétonnage de l'évacuateur de crue	174
a) Exécution des coffrages	174
b) Matériels nécessaires	174
c) Mise en place du personnel	175
V.4. Planification	175
V.4.1. Définition	175
V.4.2. procédures de travail de planification	175
V.4.3. Techniques de la planification	176
V.4.3.1. méthodes basées sur le réseau.....	176
a) Définition du réseau	176
b) Construction du réseau	176
c) Différentes méthodes basées sur le réseau.....	177
V.4.3.2. Méthodes basées sur le graphique	177
a) Méthode linéaire (ligne of balance technic)	177
b) Méthode à barres	177
V.4.4. Choix de la méthode de calcul	177
V.4.5. Les paramètres de la méthode C.P.M	177
V.4.5.1. Chemin critique (C.C)	178
V.4.5.2. Attribution des durées de chaque opération.....	178
V.4.5.3. Les plannings	178
a) Plan de travail au plus tôt	178
b) Plan de travail au plus tard	178
c) Plan de travail intermédiaire	179
V.4.6. Délai de construction et programme des travaux	179
V.4.7. Les compositions du projet	179
V.4.8. Détermination des chemins critiques.....	180
V.4.8.1. Méthode de réseau à nœuds	180
V.4.8.2. Méthode des figures (réseau à flèches).....	180
V.4.8.3. Méthode du tableau	180

V.5. Matériel et personnel nécessaires.....	184
V.5.1. Matériels nécessaires	184
V.5.2. Personnel nécessaire	184
V.6. Le coût d'un barrage	185
V.6.1. Le coût des études.....	185
V.6.2. Les coûts induits par la création du barrage.....	185
V.6.3. Le coût des travaux de construction du barrage	185
V.6.4. Coût de l'entretien et de la surveillance	185
V.6.4.1. Les opérations courantes.....	186
V.6.4.2. Les opérations spécialisées.....	186
V.6.4.3. Les opérations de maintenance exceptionnelles.....	186
Conclusion	186

Chapitre VI : Protection et sécurité de travail

Introduction.....	187
VI.1. Organisation de la prévention des accidents du travail	187
VI.2. Comité de sécurité	187
VI.3. Instructions structurelles sur la sécurité.....	187
VI.3.1. Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier	187
VI.3.2. Instructions à donner au Chef d'équipe	188
VI.4. Contrôle et entretien du matériel	188
VI.5. Principales fonctions du service de sécurité	190
VI.5.1. Etudes	190
VI.5.2. Exécution	190
VI.5.3. Contrôle	190
VI.5.4. Animation	190
VI.5.5. fonctions humaines.....	190
a) Sociale.....	190
b) Physiologique.....	190
c) Psychologique.....	190
VI.6. Causes des accidents de travail.....	191
VI.6.1. Causes humaines.....	191
VI.6.2. Causes techniques	191
VI.7. Causes des maladies professionnelles	191
VI.7.1. Les poussières	191
VI.7.2. Le bruit.....	192
VI.8. Actions dangereuses.....	192
VI.8.1. Méthode et moyens de prévention.....	192
VI.9. Conditions dangereuses dans le chantier	192
VI.9.1. Méthode et moyens de prévention	193
VI.10. moyens employés pour promouvoir la sécurité de travail	193
VI.11. le coût des accidents de travail	195
VI.12. Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation	196
VI.12.1. Ordonnance 66-183.....	196
VI.12.2. Calculer le débit d'air « Q » par le taux de ventilation « K »	196
VI.12.3. Détermination de Q par l'alimentation minimum Am.....	196

VI.12.4. Calcul de la ventilation basée sur les accroissements de chaleur	197
VI.12.5. Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation	197
VI.12.5.1. Etude de dimensionnement du réseau de ventilation.....	197
VI.12.5.2. Calcul du diamètre des canalisations.....	198
Conclusion.....	199
Conclusion générale	200

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques morphométriques des bassins versants.....	6
Tableau I.02 : Résumé des profondeurs des nappes phréatiques le long de l'axe.....	12
Tableau I.03: Résumé des essais de Lugeon et l'évaluation.....	13
Tableau I.04 : Coefficients d'accélération du séisme.....	17
Tableau I.05 : Caractéristiques des séismes de projet.....	17
Tableau I.06 : Synthèse des travaux d'investigation géotechnique exécutés.....	18
Tableau I.07 : Etude de conception d'investigation de faisabilité. Résumé des indications des sondages	19
Tableau I.08 : Résumé des information des puits d'essais	20
Tableau I.09 : Etude statistique de la granulométrie pour le site de barrage– Zone 1.....	22
Tableau I.10 : résultats des essais de compression simple	24
Tableau I.11 : résultats des essais de compression simple	24
Tableau I.12: récapitulatif des résultats des essais de laboratoire	25
Tableau I.13 : volumes minimum des matériaux disponibles	27
Tableau I.14 :Résumé des données climatiques mensuelles mesurées à la station de Médéa..	28
Tableau I.15: Distribution moyenne mensuelle des précipitations bassin versant du barrage..	28
Tableau I.16 : précipitation journalière maximale adoptée	28
Tableau I.17 : Distribution des précipitations intenses en fonction de la durée	28
Tableau I.18 : Débits des crues pour différentes périodes de retour avec différentes méthodes (m ³ /s)	29
Tableau I.19 : Débits de pointe de crue recommandés	29
Tableau I.20 :les caractéristiques du bassin versant	29
Tableau I.21 : Choix du type de barrage	30
Tableau II.01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique	35
Tableau II.02 : Détermination de l'altitude moyenne	38
Tableau II.03 : Récapitulatif des altitudes	39
Tableau II.04 : détermination de la pente M. Roche Ip.....	39
Tableau II.05 : récapitulative de mesures des longueurs des courbes de niveaux	40
Tableau II.06: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)	41
Tableau II.07 : classification des cours d'eau	42
Tableau II.08 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude	46
Tableau II.09 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant	47
Tableau II.10 : températures moyennes mensuelles	48

Tableau II.11 : répartition mensuelle de l'évaporation	49
Tableau II.12 : répartition mensuelle de l'humidité relative	49
Tableau II.13 : Répartition mensuelle des vitesses du vent	50
Tableau II.14 : Données disponibles des stations situées a proximité de la zone d'étude	51
Tableau II.15: Répartition mensuelle de la pluie annuelle	51
Tableau II.16 : Caractéristiques empiriques de la série avec N=41ans	53
Tableau II.17 : Ajustement à la loi de Gauss	54
Tableau II.18 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	55
Tableau II.18 : Ajustement à la loi de Gumbel	57
Tableau II.19 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	57
Tableau II.20 : Ajustement à la loi de Galton	59
Tableau II.21 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	59
Tableau II.22: Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	62
Tableau II.23 : récapitulatif des apports observés à la station de Beni-Slimane	65
Tableau II.24 : Ajustement à la loi de Galton	67
Tableau II.25 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	67
Tableau II.26 : Ajustement à la loi de Pearson III	68
Tableau II.27 : répartition mensuelle des apports moyens annuels de fréquence 80%	70
Tableau II.28 : valeur de α en fonction de la perméabilité	71
Tableau II.29 : récapitulatif des résultats du volume mort	74
Tableau II.30 : Ajustement à la loi de Gumbel	76
Tableau II.31 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	76
Tableau II.32 : débits fréquentiels calculés	77
Tableau II.33: Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue (δ)	78
Tableau II.34 : débits fréquentielles pour la construction l'hydrogramme de crue	79
Tableau II.35 : Catégories des dommages résultant des crues	83
Tableau II.36 : Crues de projet recommandées	83
Tableau II.37 : Choix de la crue de projet	84
Tableau II.38 : répartition mensuelle de l'apport annuel 80%	86
Tableau II.39 :répartition mensuelle des besoins	86
Tableau II.40 : Surfaces submergées et les volumes d'eau	87
Tableau II.41 : détermination de la période à bonne hydraulicité	89
Tableau II.42 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	90
Tableau II.44 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques	93
Tableau II.44 : Les volumes des pertes dans la retenue	93

Tableau II.47 : tableau de Radkovitch $r = f$ (module spécifique)	94
Tableau II.46 : Détermination de la période d'étiage	96
Tableau II.45 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	97
Tableau II.48 : Données de départ pour la méthode de Kotcherine	100
Tableau II.49 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b	100
Tableau II.50 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue	101
Tableau II.51 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine	101
Tableau II.52: les différents résultats de la revanche	105
Tableau II.53 : les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées	106
Tableau II.54 : volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversantes	106
Tableau II.55 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs	107
Tableau II.56 : Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes	108
Tableau II.57 : récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes	109
Tableau II.58 : récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes	109
Tableau II.59 : les volumes et les débits déversants	111
Tableau II.60 : caractéristiques du barrage	113
Tableau III.01: les différents résultats de la revanche	118
Tableau III.02 : les résultats de la largeur en crête	118
Tableau III.03 : valeurs indicatives des fruits de talus	119
Tableau III.04 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_p	120
Tableau III.05: Epaisseur de l'enrochement et D_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague	122
Tableau III.06 : valeurs du coefficient K en fonction de la catégorie de l'ouvrage	122
Tableau III.07 : volumes des recharges (argile)	129
Tableau III.08 : volume des recharges	130
Tableau III.09 : volume des graviers	130
Tableau III.10 : volume des sables	130
Tableau III.11 : volume du noyau	131
Tableau III.12 : volumes des recharges	131
Tableau III.13 : volume du rip-rap	132
Tableau III.14 : volume des graviers	132
Tableau III.15 : volume des sables	132
Tableau III.16 : volume des recharges (enrochements)	133
Tableau III.17 : volume du béton	134

Tableau III.18 : volume des graviers	134
Tableau III.19 : volume des sables	134
Tableau III.20 : les coûts des différentes variantes étudiées	135
Tableau IV.01 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation (V.volkov, 1986)	137
Tableau IV.02 : valeurs indicatives des fruits de talus	137
Tableau III.03 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_p	139
Tableau III.04: Epaisseur de l'encrochement et D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague	140
Tableau III.05 : valeurs du coefficient K en fonction de la catégorie de l'ouvrage.....	141
Tableau IV.06: Récapitulatif des résultats de la 1 ère couche de filtre	145
Tableau IV.07: Récapitulatif des résultats de la deuxième couche de filtre	145
Tableau IV.08 : Coordonnées de la parabole de KOZENY	149
Tableau IV.09 : Gradient hydraulique admissible	152
Tableau IV.10 : Détermination du gradient d'infiltration admissible	152
Tableau IV.11 : Détermination de coefficient de sécurité	153
Tableau IV.12 : Coefficient de stabilité admissible des talus	155
Tableau IV.13 : les valeurs admissibles des coefficients de sécurité	156
Tableau IV.14 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement	160
Tableau V.01 : Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats	163
Tableau V.02 : Tableau des valeurs des normes de l'eau de gâchage du béton	163
Tableau V.03 : symboles des opérations	179
Tableau V.04 : détermination du chemin critique par la méthode du tableau	180
Tableau V.05: Répartition approximative des postes de coût d'un barrage en terre	185
Tableau VI.01 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations	198

Liste des figures

Figure I.01-a : L'emplacement du site de Beni-Slimane et les limites du réservoir	4
Figure I.01-b : Localisation du barrage de Beni-Slimane	4
Figure I.02 : Topographie des bassins versants de Beni-Slimane.....	4
Figure I.03 : Extrait de la carte géologique de la zone d'étude	9
Figure I.04-a : Sismicité et encadrement sismotectonique du barrage de Beni Slimane	16
Figure I.04-b : Carte de micro zonage sismique du territoire national.....	17
Figure II.01: Rectangle équivalent	34
Figure II.02 : répartition des courbes de niveaux du bassin versant	36
Figure II.03 : répartition et courbe hypsométrique	37
Figure II.04. : Le réseau hydrographique du bassin versant	43
Figure II.05 : Profil en long du cours d'eau principal	46
Figure II.06 : Répartition mensuelle des températures	48
Figure II.07 : Répartition mensuelle de l'évaporation	49
Figure II.08 : Répartition mensuelle de l'humidité	50
Figure II.09 : Répartition mensuelle des vitesses du vent	50
Figure II.10 : Répartition mensuelle des précipitations	51
Figure II.11 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gauss	55
Figure II.12 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel	58
Figure II.13: représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton	60
Figure II.14 : la comparaison graphique entre les deux lois (Galton et Gumbel).....	60
Figure II.15 : Pluies de Courtes durées	63
Figure II.16 : Intensité –Durée –Fréquence	64
Figure II.17 : Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel	65
Figure II.18 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton	68
Figure II.19 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Pearson III	69
Figure II.20 : la comparaison graphique entre les deux lois (Galton et Pearson III)	69
Figure II.21 : représentation mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80%	70
Figure II.22 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel	77
Figure II.23 : L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (SOKOLOVSKY).....	81
Figure II.24 : L'Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour 100 ans.....	84
Figure II.25 : L'Hydrogramme de la crue de chantier pour une période de retour 50 ans.....	85
Figure II.26 : courbes « Hauteurs-Capacité-Surface	88
Figure II.27 : courbe volumétrique ($S=f(V)$)	92
Figure II.28 : Courbes $H=f(Q,q)$	102
Figure II.29 : courbes $V_d=f(Q, q)$	103
Figure II.30 : courbe d'optimisation	110
Figure II.31 : courbe des débits déversants	112
Figure III.01 : Abaque de détermination de la hauteur des vagues, l'US Army Corps of Engineers..	121
Figure IV.01 : Abaque de détermination de la hauteur des vagues, l'US Army Corps of Engineers..	140
Figure IV.02 : Forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement(O, Ri) ...	155
Figure V.01 : calcul du chemin critique par le réseau à nœud.....	181
Figure V.02: calcul du chemin critique par la méthode des figures	182
Figure V.03: Diagramme de Gantt	183
Figure VI.01 : Organigramme de la prévention	189

Liste des planches

Planche N°1 : vue en plan de l'aménagement.

Planche N°2 : coupe géologique et profil en long de la digue.

Planche N°3 : profil en travers des variantes.

Planche N°4 : coupes en travers de la digue.

Planche N°5 : schémas de calcul de la stabilité et des infiltrations.



Introduction

Générale



Introduction générale :

Lorsqu'on parle de l'eau on pense à la vie et en aucun cas ne sera la vie sans l'existence de l'eau, Ce qui est apparent c'est que cette matière précieuse est inépuisable d'un point de vue que l'eau représente les trois quarts de notre planète, tandis que en réalité le taux de l'eau douce appropriée à l'homme est très faible, selon les plus récentes données moins de 1 % de toute l'eau douce sur la planète est facilement accessible à l'être humain, et a une forte tendance à se réduire en considérant la croissance démographique de la pollution, le réchauffement de la terre et la mauvaise gestion des ressources disponibles. Ce problème qui interpelle plusieurs chercheurs dans le monde est posé avec intensité en ALGERIE.

Partant de ce constat, les autorités publiques réagissent. Cette volonté s'est manifestée au plan institutionnel, par l'adoption de la solution la plus utilisée au monde, à savoir la mobilisation des eaux superficielles par l'édification des barrages et des retenues collinaires.

La science qui s'intéresse au domaine des barrages s'appelle l'hydraulique, c'est une partie de la mécanique qui a pour objet la direction et la conduite de l'eau. C'est la science qui se préoccupe des ressources en eau pour les différents buts d'économie et lutte contre les effets nuisibles de l'eau en adoptant des techniques de projection des ouvrages. L'hydraulique étudie aussi les méthodes d'utilisation des ressources en eau pour des besoins de l'économie en édifiant les ouvrages hydrauliques tels que les barrages.

Un barrage est un ouvrage d'art coupant le lit d'un cours d'eau et destiné à en retenir l'eau par la création d'un lac artificiel à fin répondre aux besoins des populations soit ; en alimentation en eau potable, en irrigation, production de l'énergie et même pour des fins touristiques. . Les barrages existent probablement depuis la préhistoire (réserve d'eau potable, d'irrigation, viviers, piscicultures).

Saad-el-Kafara est le premier vrai barrage connu construit en Égypte vers 2600 ans av. J.C. il avait 14 m de hauteur, 113 m de longueur et créait une retenue de 500 000 m³ environ. Actuellement, les techniques de réalisation des barrages sont très développées. Le barrage des trois gorges situé au Chine est le plus grand barrage au monde avec une longueur de crête de 2 335 m, une capacité de retenue normale de 39.3 milliards m³ et une production d'électricité de 18 200 mégawatts contre 14 000 mégawatts pour le barrage d'Itaipu entre le Brésil et le Paraguay.

La mobilisation des ressources en eau par le pouvoir public à franchi une étape importante par l'édification des barrages qui est une solution très largement utilisée pour résoudre ce délicat problème, intervient aussi la mise en œuvre progressive de l'interconnexion des barrages, permettant, de ce fait, une gestion dynamique et évolutive des disponibilités en eau sur tout le territoire national, c'est-à-dire là ou se concentrent les populations et l'activité économique, agricole et industrielle. Dans ce cadre bien précis la wilaya de Médéa a bénéficié d'un projet de barrage dans la région de Beni-Slimane.

Toute réalisation d'un ouvrage hydrotechnique passe par une étude détaillée et approfondie, dans cette optique nous allons faire l'étude d'avant projet détaillé du barrage de Beni-Slimane qui est destiné à l'irrigation des terres agricoles de cette région.

Le contenu comprendra six chapitres repartis comme suit :

Le chapitre un sera un mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité faite par le bureau d'études NINHAM SHAND.

Tout dimensionnement d'un barrage s'articule sur une étude hydrologique détaillée. Celle-ci consiste essentiellement à la détermination des différents apports hydriques et solides permettant le dimensionnement hydrotechnique du barrage et de ses ouvrages annexes. La détermination des apports est précédée par une étude morphologique précise et une analyse statistique des données climatologiques ; principalement les données de séries pluviométriques et de température. Les différents facteurs, coefficients et paramètres trouvés sont importants pour l'analyse qui suit. tel est le but du chapitre deux dit « étude hydrologique ».

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

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

Pour conclure un chapitre traitera la protection et la sécurité de travail.



CHAPITRE I

Mémoire de synthèse

de l'étude de faisabilité



Introduction :

Le présent chapitre est le mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité de faisabilité du barrage de Beni-Slimane. Il a pour objectif la description générale de l'aménagement et la présentation d'un exposé descriptif et justificatif de la solution adoptée. Ce qui nous permettra de faire l'étude d'avant projet détaillé de ce barrage en se basant et en complétant les études faites au stade de faisabilité.

I.1.Généralités :

Le barrage de Beni-Slimane se situe sur Oued Mellah, dans wilaya de Médéa, est parmi les ouvrages qui sont en étude, dont l'étude d'avant projet sommaire (APS) a été faite par un bureau d'études portugais appelé COBA et l'étude de faisabilité a été faite par le bureau d'études NINHAM SHAND.

I.1.1.Objectif du barrage :

Les besoins en eau potable et en eau destinée à l'irrigation des surfaces agricoles de l'Algérie démontrent au fil des années un accroissement important. C'est le cas de la région de Médéa. La satisfaction de ces besoins en eau, en progression constante, ne sera possible que par la mobilisation de nouvelles ressources à savoir la construction des nouveaux barrages, telle que le barrage de Boukmouri et le barrage de Beni-Slimane.

L'Oued Mellah, l'un des cours d'eau de la wilaya de Médéa est identifié comme étant une ressource potentielle sur lequel sera créée, par la construction d'un barrage, une retenue qui servira à la mobilisation des potentialités hydrologiques de ce cours d'eau.

Les eaux du barrage de Beni-Slimane seront destinées pour l'irrigation des 1267 ha des terres agricoles de la région. La majorité des terres agricoles à l'aval du site du barrage sont cultivables, parmi les cultures agricoles pratiquées les céréales (blé, orge, avoine), les cultures maraîchères, arbocultures et cultures industrielles.

I.1.2. Localisation de l'ouvrage :

Le site du barrage de Beni-Slimane est situé sur l'oued Mellah, dans la Wilaya de Médéa, à environ 7 km au sud de la ville de Beni-Slimane. L'oued Mellah est un affluent par la rive droite de l'oued Isser. Au site du barrage de Beni-Slimane, le bassin versant dominé Confine par le sud-ouest avec le bassin de l'oued Kherza/Mellah¹ et par le sud-est avec le bassin de l'oued Zetoua. C'est la confluence de ces deux oueds qui donne origine à l'Isser. Par le sud, le bassin de Beni-Slimane confine avec le bassin de l'oued El Ham, lequel draine vers le sud-est et qui appartient au bassin intérieur du chott el Hodna. Voir les figures I.01-a, et I.01-b. Les coordonnées U.T.M du site sont:

X=530,686 km

Y=4002,225 km

Z=657 m N.G.A

L'accès au site du barrage se fait à partir de la ville de Beni-Slimane, par le chemin de wilaya CW-20 sur 7 km.

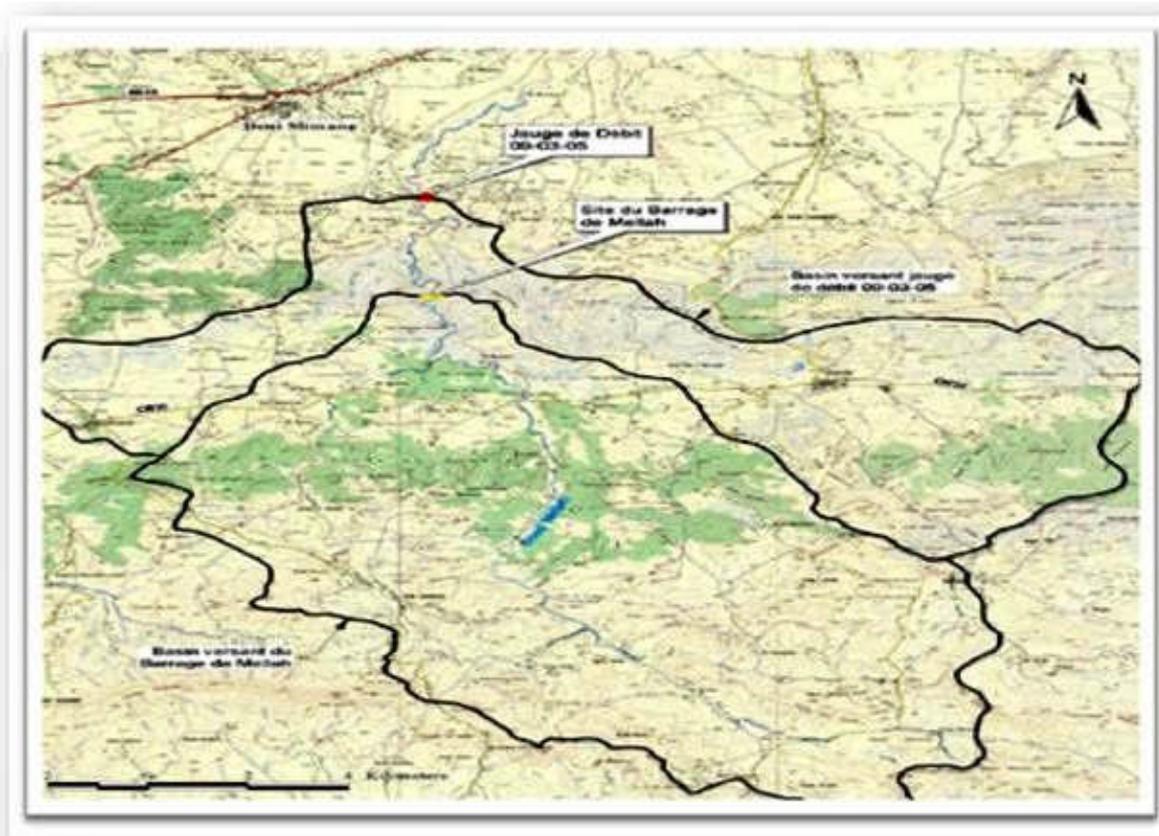


Figure I.01-a : L'emplacement du site de Beni-Slimane et les limites du réservoir.
Source : A.N.B.T.

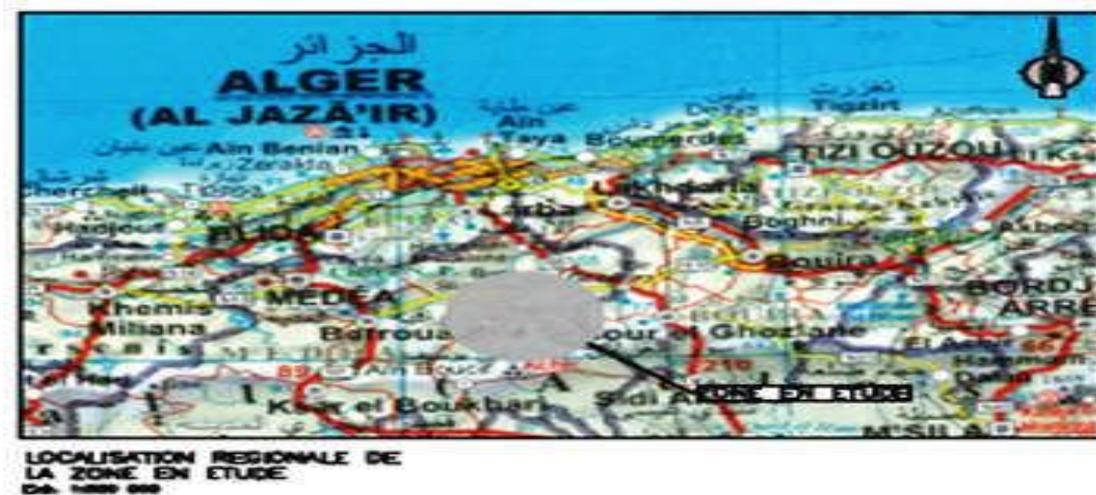


Figure .I.01-b : Localisation du barrage de Beni-Slimane.

Source : A.N.B.T.

I.1.3.Composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité :

I.1.3.1.Digue :

Le barrage de Beni-Slimane est en remblai zoné, dont le noyau central, est composé par des sols des dépôts de terrasse de nature argileuse. Pour la recharge amont, on utilisera des terrasses sableuses qui se trouvent sur les terrasses argileuses. Pour la recharge aval on utilisera des matériaux provenant des colluvions et sols résultant de l'altération de roches de fondation qui existent dans la plupart des zones d'emprunts. Pour la protection du parement

amont contre l'action érosive des vagues dans la retenue, une couche d'enrochement de protection est prévue, ayant une dimension moyenne $D_{50} = 0,40$ m.

Le couronnement a été fixé à la cote 719,0m, avec 11,00 m de largeur et environ 279 m de longueur. Les fruits amont et aval des parements sont 1V :3H et 1V :2,75 H, respectivement. Sur le parement aval, trois risbermes sont prévues, aux côtes 704,00m, 689,00 m et 674,00m. La hauteur maximale entre la cote de la crête et le terrain naturel est de l'ordre de 60 m.

I.1.3.2. Evacuateur de crue :

la protection du barrage vis-à-vis des crues sera assurée par un évacuateur de crues latéral à seuil du type labyrinthe dont la côte du deversement sera à 719,0 m. cet ouvrage, qui sera implanté sur le versant droit de la vallée et fondé sur le terrain naturel, est composé d'un canal évacuateur rectangulaire, de 190 m de longueur et 12 m de largeur, et d'un bassin de dissipation par ressaut hydraulique (type II USBR) de 50 m de longueur et 20 m de largeur. cet évacuateur est dimensionné pour évacuer une crue millénaire avec un débit de $420 \text{ m}^3/\text{s}$ au niveau maximum d'exploitation qui sera de 717,5m.

I.1.3.3. Dérivation provisoire :

Pendant la construction du barrage, la dérivation de l'oued sera assurée au moyen de deux batardeaux et une galerie. Le batardeau en amont sera implanté de façon qu'il pourra être incorporé dans la digue principale. La crête sera à 675.5 m. N.G.A. La hauteur maximale de la digue sera approximativement de 19 m au-dessus du lit de la rivière. Le batardeau en aval sera nécessaire pour empêcher les eaux de crue de remonter dans la zone où la digue sera construite. La crête de ce batardeau sera à 658.0 m N.G.A. La hauteur maximale de la paroi sera de 5 m. la galerie, doit évacuer la crue de chantier estimée à $203 \text{ m}^3/\text{s}$ ce qui représente un débit laminaire de $260 \text{ m}^3/\text{s}$ d'une période de retour de 20 ans, sera implantée sur le flanc droit, dont les caractéristiques sont les suivantes :

Cette dernière sera par la suite transformée en ouvrage permanent qui devra abriter la vidange de fond.

I.1.3.4. Vidange de fond :

Après l'achèvement de la construction du barrage, la galerie de dérivation va se transformer avec la réduction de sa section transversale en une galerie de vidange de fond dont les caractéristiques sont les suivantes :

- débit maximum $15.2 \text{ m}^3/\text{s}$
- diamètre 1,2 m
- longueur 360 m
- cote à l'entrée 667,0 m NGA
- section aval..... $0,8 \times 1,1 \text{ m}^2$

I.1.3.5. Prise d'eau :

La tour sera une structure indépendante dont le diamètre intérieur sera égal à 5 m. Pour permettre de tirer la meilleure eau du niveau supérieure, 3 prises seront mises en place. Une vanne papillon de 900 mm de diamètre sera placée à chaque prise et chaque prise sera protégée par une grille grossière fixe et une grille fin amovible. Si les vannes papillon dans la tour doivent être retirées, la grille fin à une prise particulière sera remplacée par un batardeau utilisant les mêmes rainures. Ceci veut dire que toutes les grilles devront être retirées quand la prise la plus basse devra être isolée.

I.2.Synthèse des études préliminaires :

I.2.1.Généralités :

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

I.2.2.Etudes topographiques :

Le site du barrage de Beni-Slimane est localisé sur l'oued Mellah, dans la Wilaya de Médéa, à environ 7 km au sud de la ville de Beni-Slimane. L'oued Mellah est un affluent par la rive droite de l'oued Isser. Au site du barrage de Beni-Slimane, le bassin versant dominé draine une superficie totale de 178 km², confinant par le sud-ouest avec le bassin de l'oued Kherza/Mellah¹ et par le sud-est avec le bassin de l'oued Zetoua. C'est la confluence de ces deux oueds qui donne origine à l'Isser. Par le sud, le bassin de Beni-Slimane confine avec le bassin de l'oued El Ham, lesquels drainent vers le sud-est et qui appartient au bassin intérieur du chott el Hodna.

Les caractéristiques topographiques de la cuvette définie par le site du barrage permettent la création d'une retenue avec capacité de stockage importante, laquelle permettra la régularisation interannuelle des apports de l'oued. Le débit régularisé ainsi obtenu, assez significatif, sera utilisé pour l'irrigation de la vallée en aval.

La partie méridionale de l'Atlas Tellien est constituée par deux alignements montagneux parallèles (NO) séparés par une dépression très étroite suivant l'axe SOUAGUI – DJOUAB. Les reliefs nord constituent un tronçon de la longue chaîne des Bibans, qui se prolonge vers l'est en direction Bordj Bou Arreridj. Dans la zone qui nous concerne (quart Nord-Est de la feuille de Souagui). Les reliefs principaux sont les Djebels M'Chellak et Boulgroun (1058 m). La chaîne Sud est constituée par l'étroite crête des Djebel Châaba dont les plus hauts sommets sont les Djebels Tourat (1305 m) et Gadet El Grib (1213 m). L'Oued Mellah coupe les deux chaînes suivant une direction grossièrement Sud Nord. Administrativement le site de Mellah est situé dans la Wilaya de Médéa, à cheval sur les communes de Souagui, Djouat et Sidi Slimane.

Le bassin versant de Beni-Slimane a une forme allongée, avec un indice de compacité de Gravelius égal à 1,3. Le rectangle équivalent à 24,2 km de longueur et 7,3 km de largeur.

Les principales caractéristiques morphométriques du bassin versant sont indiquées dans le tableau I.1 et la figure I.02.

Tableau I.1 – Caractéristiques morphométriques des bassins versants.

paramètres	unité	Beni-Slimane
superficie du bassin	Km ²	178
altitude moyenne	M	935
altitude maximale	M	1370
altitude minimale	M	656.5
pente moyenne bassin	M/Km	~21.3%
longueur de l'oued principal	Km	30
pente moyenne de l'oued principal	M/Km	22.8

Source : A.N.B.T.

¹ Il s'agit d'un autre oued avec le même nom

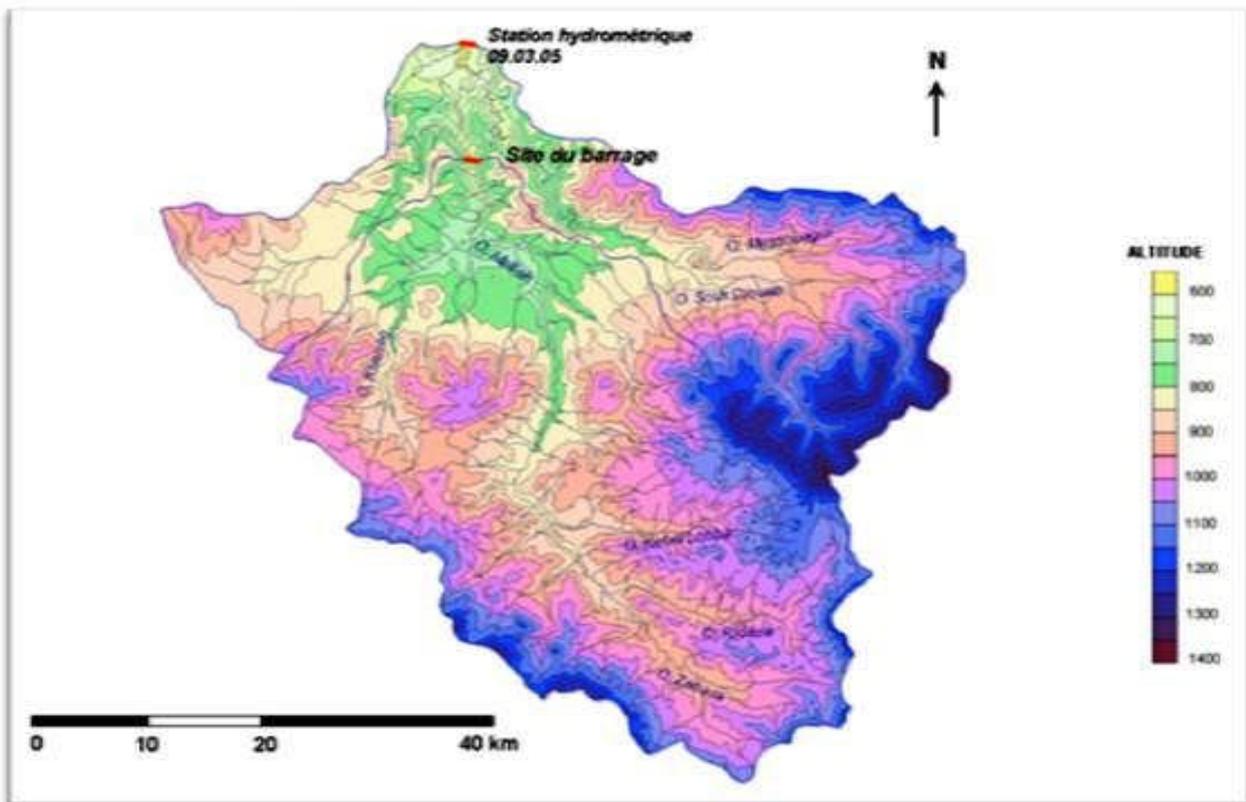


Figure I.02 :Topographie des bassins versants de Beni-Slimane.

Source :A.N.B.T.

Les documents topographiques ci –dessous nous ont été disponibles :

Carte topographique de Souagui au 1/50.000, code :N°111-B70C17.

Carte topographique au 1/5000 de la cuvette de la retenue,

Carte d'état major de Beni-Slimane, Nj-31-IV-7 (EST) à l'échelle : 1/50000

Photographiques aériennes, stéréographiques, a l'échelle $\pm 1: 40\ 000$.

I.2.3.Etudes géologique et géotechnique :

Les objectifs principaux des investigations étaient d'obtenir les informations sur:

- Le bassin de rétention d'eau et la zone aval.
- La situation du site, afin de comprendre et expliquer les effets de terrassement et de construction par rapport à la stabilité des pentes, les eaux souterraines et la perméabilité du bassin réservoir.
- Les conditions de fondation, la distribution et les propriétés des différents matériaux de fondation, la perméabilité, la solidité et le terrassement des différentes classes de matériaux, la convenance des matériaux de terrassement comme matériaux de construction, et des caractéristiques des discontinuités géologiques qui pourraient influencer la fondation.
- A partir des investigations, une carte géologique à l'échelle 1:1000 du site de barrage a été préparée. La carte comprend les zones adjacentes qui couvrent les ouvrages auxiliaires principaux comme l'évacuateur de crue et l'ouvrage de vidange. Les coupes géologiques ont été préparées pour mettre en évidence les aspects qui affecteront l'axe du barrage et les ouvrages auxiliaires comme l'évacuateur de crues et l'ouvrage de vidange.
- En plus une carte géologique du bassin de rétention à l'échelle 1:5000 a été préparée. Cette carte permettra d'identifier les formations rocheuses et les aspects qui pourraient affecter la perméabilité du bassin.

I.2.3.1. Géologie régionale:

Le site du barrage de Béni Slimane est situé au Nord de l'Algérie, dans la région des montagnes de l'Atlas. La chaîne Atlasique est orientée Est-Ouest et s'étend du Maroc à l'Ouest jusqu'à la Tunisie à l'Est ; au Nord, est limité par la Méditerranée et, au Sud, par la grande faille Sud-Atlasique. C'est une région mobile très plissée, structurée par l'orogénèse alpine, englobant le domaine Tellien, les Hautes Plaines et l'Atlas Saharien. L'Atlas Saharien se compose de dépôts sédimentaires de plateforme épicontinentale jusqu'à 10 000 m d'épaisseur, qui ont été moyennement plissés et fracturés. Les roches et matériaux actuels se composent de grès, d'argiles, de marnes et de roches calcaires. L'Atlas Tellien inclut un ancien complexe cristallophyllien de base constitué par gneiss, schistes et granites, ainsi que des formations paléozoïques légèrement métamorphisées (les grès, les schistes et les pélites avec formations de « flysch » mésozoïques et cénozoïques) et quelques dépôts terrigènes et carbonatés. Ces roches ont été plissées et fracturées, formant une structure complexe.

a)-Tectonique :

Du point de vue tectonique, la région de Béni Slimane est mal connue car les formations post orogéniques cachent la structure de l'anticlinorium des Bibans vers la partie septentrionale de la plaine de Béni Slimane. Néanmoins, trois zones tectoniques ont été distinguées :

- Au niveau des terrains autochtones ;
- Au niveau des terrains allochtones ;
- Au niveau des formations néogènes.

La plupart d'accidents affectant le terrain correspondent au rejeu d'anciennes structures. Sur le terrain, ces accidents se sont traduits par la mise en place des plis et de failles plus ou moins visibles selon le matériel affecté.

a).1. Au niveau des terrains autochtones :

Les formations autochtones sont représentées par l'anticlinorium des Bibans qui est constitué par des terrains créacés s'étendant sur 200 km, de la région de Berrouaghia à l'Ouest jusqu'au djebel Guergour à l'Est. C'est dans ce domaine que les mouvements tectoniques se sont le mieux traduits dans le relief.

a).2. Au niveau des terrains allochtones :

Sur un substratum autochtone qui prolonge au sud le Crétacé des Bibans, se sont mises en place des unités tectoniques complexes appartenant aux nappes telliennes. Dans les terrains des nappes telliennes, la tectonique complexe propre au phénomène de charriage s'est traduite sur le terrain par une multitude d'accidents, de directions très variables, des variations de pendages très fréquentes, des décrochements de bancs et un tracé du réseau hydrographique en baïonnette.

a).3. Au niveau des formations néogènes :

D'après Kieken (1964), la position horizontale des formations du Continental supérieur dans la région de Béni-Slimane indique que cette zone n'a pas été aussi affectée par les mouvements tectoniques que la région de Médéa. Alors que le secteur Ouest enregistrait un plissement souple à grand rayon de courbure, le bassin de Beni-Slimane subissait une lente subsidence prouvée par les accroissements d'épaisseur des sédiments des bords du bassin vers l'intérieur.

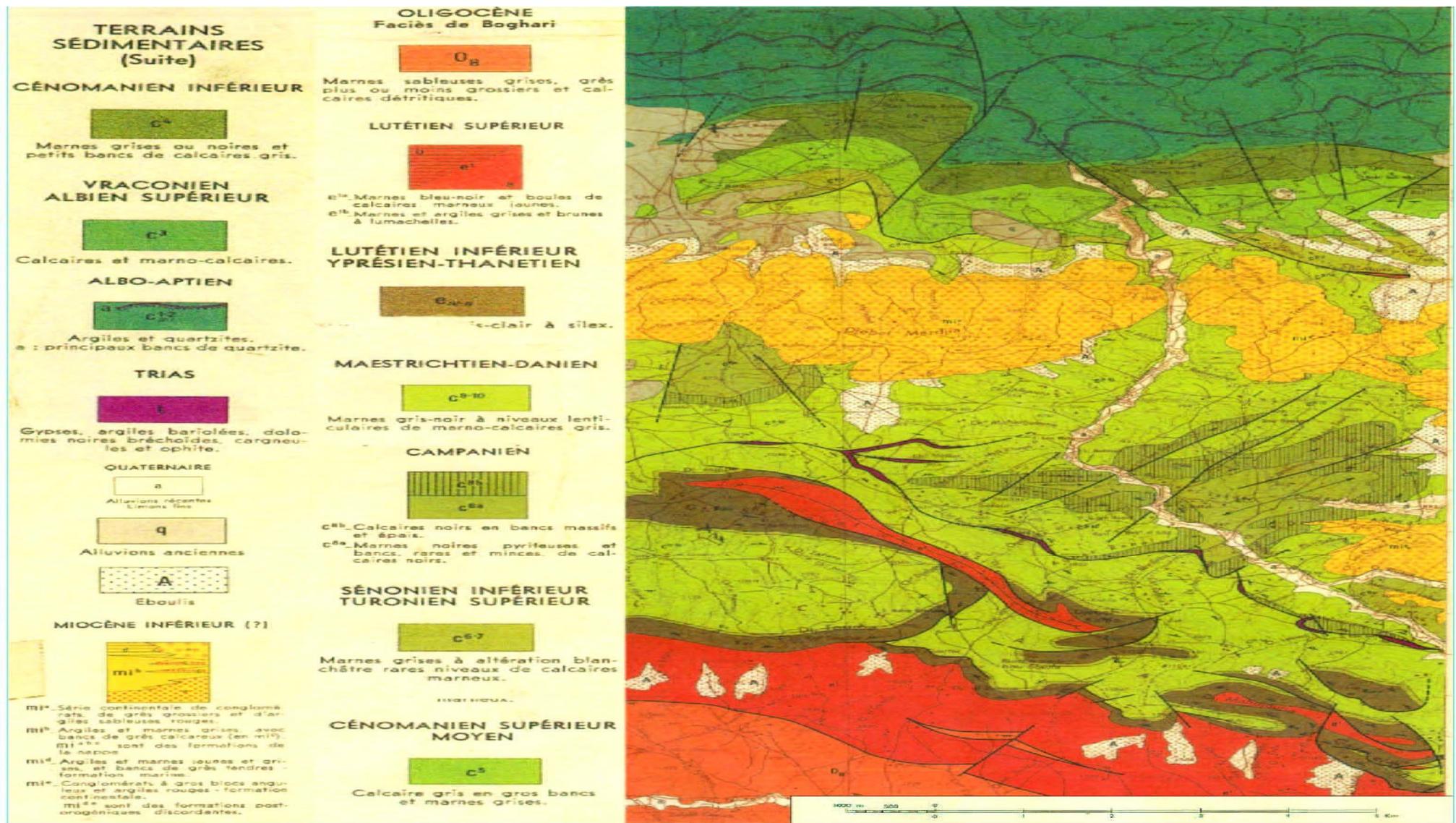


Figure I.03 : Extrait de la carte géologique de la zone d'étude.

Source : A.N.B.T.

- **Tectonogénèse :**

Les phases tectoniques qui se sont succédées sont résumées comme suit :

- La sédimentation continue du Crétacé reflète un calme tectonique complet, qui se poursuivra jusqu'au Lutétien, et même jusqu'à l'Éocène supérieur. Des mouvements anté-Oligocène se reflètent dans les ensembles A et B de l'Allochtone par une légère discordance de l'Oligocène sur l'Éocène.
- Le paroxysme Alpin se place au cours du Miocène inférieur. Il comporte deux phases principales de mouvements tangentiels, suivies d'une phase de plissement général.
- Celui-ci a débuté par une poussée vers le sud d'une masse de Crétacé, qui deviendra la chaîne des Bibans, mais qui n'était probablement pas encore plissée.
- L'Allochtone Sud-Tellien s'est mis en place ensuite par glissement sous l'effet de la gravité par-dessus la zone des Bibans ou encore par décollement de leur couverture.

Les phases de charriage ont été suivies par un plissement général au cours duquel se sont formées, entre autre l'anticlinorium des Bibans, où d'importants mouvements post-nappes ont été mis en évidence par M. Matta.

b)-Geologie du site du barrage :

Le site de Mellah est situé dans une cluse creusée à travers les marnes et quartzites Albo-Aptien constituant le Djebel M'Chelfak.

En surface les dépôts sont constitués essentiellement de marnes de couleur gris-bleues, alternant avec des bancs de calcaires ou de calcaire marneux. L'ensemble est démontré à des distances régulières des bancs de grès quartzeux grossièrement orientés Est-Ouest.

Les formations géologiques rencontrées dans la zone délimitée par le site proprement dit, et la route Souagui-Djouab, se présentent du Sud vers le nord comme suit :

- Le Cénomaniens Supérieur et moyen : constitué de marnes grises et de calcaires en gros bancs. La route Souagui-Djouab passe entièrement dans cette formation.
- Le Cénomaniens inférieur : représenté par environ 150 m de marnes noires avec de petits calcaires, auxquelles succèdent des marnes grises à niveaux calcaires fins.
- Le Vraconien Albien supérieur : il comprend une succession d'environ 110 m d'épaisseur composée de calcaire noir, de marnes noirs et de calcaires gris noirs, sous forme lenticulaires.
- L'Albo – Aptien : Cette formation est la plus importante du site étudié, par son extension et par le fait qu'elle constitue l'assise principale.

L'Albo-Aptien se présente sous forme d'une puissante formation dont l'extension va au delà de la feuille de Souagui (au nord). Elle est formée par une alternance de:

- marnes noduleuses grises à rares petits niveaux de calcaire noirs, et de marnes calcaires.
- calcaires fins, et calcaires gréseux.
- grès moyens, de marnes grises et de grès quartzeux brun rouille.

Au niveau du site étudié, on observe en surface une masse marneuse gris-bleu renfermant des intercalations de bancs centimétriques de calcaire à grains fins, de calcaire marneux et de grès fin.

Cette masse marneuse est traversée à distances régulières par des bancs de grès quartzeux grossièrement orientés Est-Ouest. L'épaisseur des bancs de grès varie entre 7 et 10 m, avec un pendage globalement orienté vers le Sud ou le Sud-Est.

Dans le fond de la vallée et les appuis on observe la présence des différents niveaux de dépôts de terrasse, de dépôts alluvionnaires de réduite épaisseur et des colluvions.

c)-Geologie de la cuvette :

La cuvette du barrage est représentée par les mêmes séries géologiques observées au niveau du site du barrage.

La succession géologique du sud vers le nord est constituée par une série monoclinale, subdivisée en trois parties.

i) **Zone A:** la partie sud du barrage formant la queue de barrage limitée par deux coudes de l'oued Mellah. Ces deux zones à méandre assez prononcé dont l'un au sud vire vers l'ouest et l'autre plus au nord vire vers le nord sont marqués par deux failles verticales décrochantes. Ces deux failles détournent donc le cours de l'oued Mellah. Le Vraconien (en bleu sur la carte) présente dans cette zone un pendage sub-horizontal vers le sud.

ii) **Zone B:** la partie médiane nord limitée au sud par la faille décrochante et au nord par le site du barrage. Cette zone est caractérisée par une série monoclinale allant de l'Albo-Aptien constitué par des alternances de bancs de pélites marneuses de bancs calcaires et de bancs gréseux.

iii) **Zone C:** la partie nord passant le long de l'oued Mellah d'amont en aval croisant l'axe du barrage montre:

-En amont du site de barrage une structure monoclinale (les bancs de grès assez réguliers soulignent la stratification) entrecoupés par une faille subverticale au niveau de la cuvette;

-Au niveau aval immédiat de l'axe du barrage, une structure anticlinale à axe déjeté vers le nord et souligné par une faille au niveau de l'axe de direction Nord 140°. C'est donc un pli à axe faillé. La cassure est visible sur le terrain;

-Au niveau plus aval du site une structure synclinale dont l'axe de direction Nord 140° se confond avec le méandre de l'oued. Ce synclinal à flancs redressé est lui-même repris par des failles décrochantes de direction nord 130° à Nord 140° de direction grossière semblable à l'axe du pli synclinal. Cette structure en pli anticlinal suivi d'un pli synclinal recoupé par d'autres failles se ressent aussi sur la rive droite au niveau du flanc droit du versant de l'oued.

I.2.3.2. Caractéristiques hydrogéologiques:

a) Etude des eaux souterraines :

Le bassin versant du barrage de Mellah est entouré de montagnes dont leurs élévations changent de 1300m NGA dans les hauteurs du bassin versant à environ 670m NGA au site du barrage. Le bassin versant, d'une superficie de 178 km², a des précipitations en hiver, environ 70% des précipitations moyennes annuelles ont lieu entre novembre et avril.

Les eaux souterraines suivent généralement la trace des fissures et fractures des roches ainsi que des couches poreuses des sols et roches.

Les profondeurs des nappes phréatiques, leurs élévations sont résumées dans le tableau I.02.

Tableau I.02 : Résumé des profondeurs des nappes phréatiques le long de l'axe.

Location	No. du sondage	Côte du sondage (m)	Profondeur verticale de la nappe phréatique (m)	Côte de la nappe phréatique (m)
Axe de la digue	S2	712.50	12.20	701.93
	S3	702.38	8.55	693.83
	S4	664.10	4.70	659.40
	S4 Bis	663.88	5.00	659.55
	S5	661.05	3.60	657.45
	S6	649.65	19.85	659.80
	S7	727.26	34.30	694.96
Evacuateur de crue	S12	700.85	12.50	688.35
	S13	664.92	5.60	660.07
	S14	661.84	1.20	660.64
Galerie de Dérivation	S8	672.66	4.45	668.21
	S4	664.10	4.70	659.40
	S4 Bis	663.88	5.00	659.55
	S9	664.90	4.60	660.58
Galerie de Dérivation**	S10	674.54	3.35	671.19
	S6	679.65	19.85	659.80
	S11	664.30	5.20	659.10

Note : **Emplacement alternatif de la galerie de dérivation.

Source :A.N.B.T.

b) Essais de perméabilité :

Les essais de perméabilité ou essai Lugeon ont été réalisés dans les sondages aux sites du barrage de Mellah pour déterminer la perméabilité et avoir une idée sur la présence ou l'absence des vides et des fractures au sein de la masse rocheuse. Les essais ont aussi été réalisés pour établir la profondeur dans le cas où ils existent. La présence des vides et fractures pourront contribuer aux fuites et perte d'eau dans le bassin de rétention du barrage de Mellah. Les résultats des essais lugeon classés selon les différentes parties du barrage sont contenus dans le tableau I.03.

Tableau I.03: Résumé des essais de Lugeon et l'évaluation.

Lieu	N° du sondage	Profondeurs des étages (m)	Perméabilité de la masse rocheuse (Lugeons)	Type d'écoulement
Flanc gauche de l'axe de la digue	S 2	10 - 15	6	Laminaire
		15 - 20	4	Laminaire
		20 - 25	2	Laminaire
		25 - 30	<2	Laminaire
		30 - 35	<2	Laminaire
		35 - 40	4	Laminaire
		40 - 45	<2	Laminaire
		45 - 50	4	Laminaire
		50 - 55	3	Laminaire
		55 - 60	3	Laminaire
	S 3	10 - 15	60	Turbulent
		15 - 20	8	Turbulent
		20 - 25	4	Dilatation
		25 - 30	<2	Laminaire
		30 - 35	<2	Laminaire
		35 - 40	<2	Laminaire
		40 - 45	<2	Laminaire
		45 - 50	<2	Laminaire
		50 - 55	<2	Laminaire
55 - 60		<2	Laminaire	
Flanc droit de l'axe de la digue	S6	10 - 15	20	Dilatation
		15 - 20	7	Dilatation
		20 - 25	<2	Dilatation
		25 - 30	<2	Laminaire
		30 - 35	<2	Laminaire
		35 - 40	0	Laminaire
		40 - 45	<2	Laminaire
		45 - 50	<2	Laminaire
	S7	3.5 - 8.5	20	Turbulent
		8.5 - 13.5	11	Turbulent
		13.5 - 18.5	11	Laminaire
		18.5 - 23.5	13	Turbulent
		23.5 - 28.5	9	Turbulent
		28.5 - 33.5	7	Laminaire
		33.5 - 38.5	3	Laminaire
		38.5 - 43.5	5	Nettoyage des vides
		43.5 - 48.5	3	Laminaire
		48.5 - 53.5	2	Laminaire
		53.5 - 58.5	5	Turbulent

Tableau I.03(suite) : Résumé des essais de Lugeon et l'évaluation.

Lieu	N° du sondage	Profondeurs des étages (m)	Perméabilité de la masse rocheuse (Lugeons)	Type d'écoulement
Lit de la rivière	S4 Bis	8.5 - 13.5	<2	Laminaire
		13.5 - 18.5	<2	Laminaire
		18.5 - 23.5	<2	Laminaire
		23.5 - 28.5	<2	Laminaire
		28.5 - 33.5	<2	Laminaire
		33.5 - 38.5	<2	Laminaire
		38.5 - 43.5	<2	Laminaire
		43.5 - 48.5	<2	Laminaire
		48.5 - 53.5	<2	Laminaire
		53.5 - 58.5	<2	Laminaire
	58.5 - 63.5	<2	Laminaire	
	S 5	6 - 11	100	Rejeté
		11 - 16	31	Turbulent
		16 - 21	22	Turbulent
		21 - 26	<2	Laminaire
		26 - 31	<2	Laminaire
		31 - 36	<2	Laminaire
		36 - 41	<2	Laminaire
		41 - 46	<2	Laminaire
		46 - 51	<2	Laminaire
51 - 56		0	Laminaire	
56 - 61	0	Laminaire		
61 - 65	0	Laminaire		
Evacuateur de crues rive droite	S12	11 - 16	8	Laminaire
		16 - 21	5	Nettoyage des vides et fissures
		21 - 26	4	Nettoyage des vides et fissures
		26 - 30	7	Nettoyage des vides et fissures
	S13	9 - 14	<2	Laminaire
		14 - 19	<2	Laminaire
Evacuateur de crues-bassin de dissipation	S14	5 - 10	35	Nettoyage des vides et fissures
		10 - 15	11	Nettoyage des vides et fissures
		15 - 20	<2	Laminaire

Tableau I.03(suite) : Résumé des essais de Lugeon et l'évaluation.

Lieu	N° du sondage	Profondeurs des étages (m)	Perméabilité de la masse rocheuse (Lugeons)	Type d'écoulement
Vidange de fond provisoire	S8	9 - 14	27	Laminaire
		14 - 19	19	Laminaire
		19 - 24	5	Nettoyage des vides et fissures
		24 - 29	4	Nettoyage des vides et fissures
	S4 Bis	8.5 - 13.5	<2	Laminaire
		13.5 - 18.5	<2	Laminaire
		18.5 - 23.5	<2	Laminaire
		23.5 - 28.5	<2	Laminaire
		28.5 - 33.5	<2	Laminaire
		33.5 - 38.5	<2	Laminaire
		38.5 - 43.5	<2	Laminaire
		43.5 - 48.5	<2	Laminaire
		48.5 - 53.5	<2	Laminaire
		53.5 - 58.5	<2	Laminaire
	S9	1 - 6	2	Laminaire
		6 - 11	<2	Laminaire
		11 - 16	16	Turbulent
		16 - 21	28	Turbulent
		21 - 26	39	Nettoyage des vides et fissures
		26 - 30	23	Turbulent
Vidange de fond alternative	S10	3 - 8	27	Turbulent
		8 - 13	13	Turbulent
		13 - 18	4	Turbulent
		18 - 23	4	Turbulent
		23 - 28	3	Turbulent
	S6	10 - 15	20	Dilatation
		15 - 20	7	Dilatation
		20 - 25	<2	Dilatation
		25 - 30	<2	Laminaire
		30 - 35	<2	Laminaire
		35 - 40	0	Laminaire
		40 - 45	<2	Laminaire
		45 - 50	<2	Laminaire
	S11	10 - 15	20	Dilatation
		15 - 20	10	Turbulent
		20 - 25	12	Turbulent
		25 - 30	8	Turbulent

Source : A.N.B.T.

c) interprétation des résultats des essais de perméabilité :

Les résultats des essais d'eau réalisés sur l'ensemble des sondages montrent que les fuites les plus importantes sont observées dans la partie supérieure des formations (c'est à dire dans les 30 premiers mètres). Ces fuites sont favorisées par l'existence de failles parfois importantes comme dans les sondages 5 et 6.

Il semble cependant que les failles n'affectent que la partie superficielle comme le montre les résultats de l'étude sismique, et les faibles débits d'absorption dans les couches profondes. Les débits diminuent systématiquement avec la profondeur.

De fortes absorptions sont néanmoins constatées dans le sondage 7 dans la tranche comprise entre 53.5 m et 58.5 m.

La rive droite (sondages 5,6, et 7) affectée par des failles perpendiculaires à l'axe de la digues doit bénéficier d'un traitement particulier à cause des fortes absorptions constatées.

I.2.3.3.Sismicité:

Les études sismologiques pour le barrage de Beni-Slimane ont été faites sur la base de méthodes probabilistes et déterministiques. Ce type de méthodes est considéré le plus adéquat en fonction de la pondération de divers aspects, notamment, la significative imprécision de la localisation des séismes et de leur profondeur en Algérie, et l'inexistence d'information concernant des failles probables sur le territoire.

Pour établir les scénarios sismiques permettant de définir le Séisme de Base d'Exploration (SBE) et le Séisme Maximal de Dimensionnement (SMD) on a analysé la sismicité dans un rayon de 100 km autour du site du barrage. En outre, dans cette analyse on a aussi pris en compte les éléments de la carte du Nord d'Algérie et la carte sismotectonique. Ces éléments ont été représentés ensemble dans les Figures I.0-a et I.04-b. Dans ces figures on peut constater que la sismicité du site du barrage de Beni Slimane est dominée par une faille active qui passe à environ 10 km de distance du barrage. Le séisme $M=6.6$ du 24 juin 1910 est vraisemblablement associé à cette faille ou système de failles. Ce séisme a été retenu comme représentant le séisme maximal connu qui nous permet de définir le séisme maximal historique vraisemblable (SMHV). On obtient la magnitude du séisme majoré de sécurité pour le SMD, en majorant d'un demi-degré la magnitude du SMHV, c'est à dire, le SMD sera le mouvement sismique induit au site du barrage par un séisme de magnitude : $M= 6.6 + 0.5$ (0.5 ; coefficient de sécurité) produit dans la faille proche de Draa El Kremis.

Tenant compte de la nature de la fondation du barrage, les valeurs de l'accélération caractérisant le mouvement sismique sur le site, ont été obtenues pour un terrain rocheux, c'est-à-dire, pour un terrain avec une vitesse de propagation des ondes de cisaillement supérieure à 750 m/s.

Les valeurs maximales de la composante horizontale de l'accélération obtenues pour les deux séismes de référence sur le site du barrage, à partir des scénarios sismiques considérés, sont les valeurs résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.05 : Caractéristiques des séismes de projet.

SEISME	ACCELERATION
SBE	0,12g
SMD	0,29g

Source : A.N.B.T.

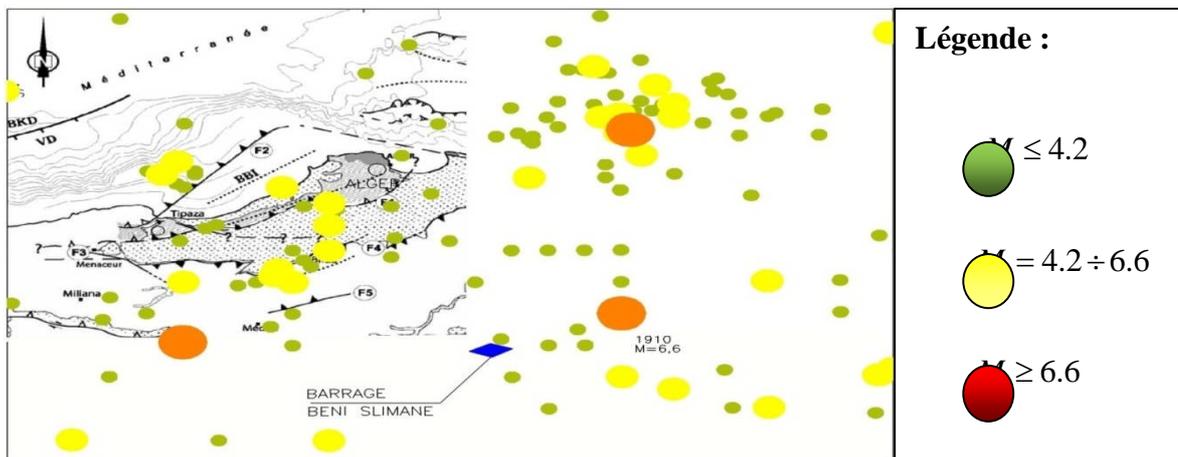


Figure I.04-a : Sismicité et encadrement sismotectonique du barrage de Beni Slimane.(ANBT)

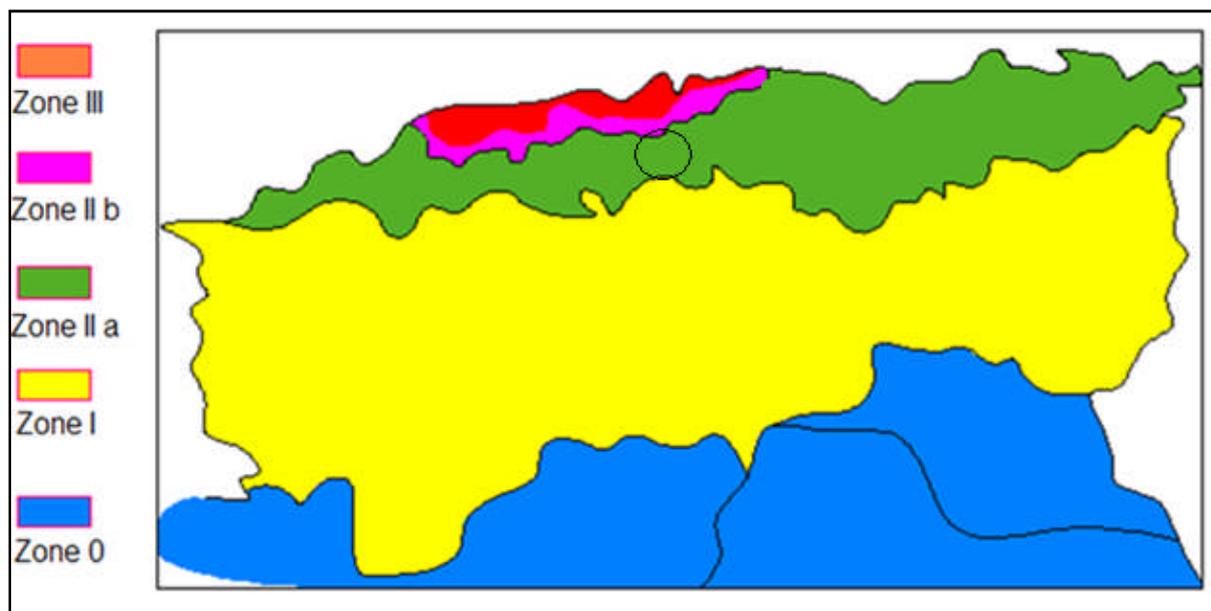


Figure I.04-b: .Carte de micro zonage sismique du territoire national.

Source :R.P.A (99) V2003 modifiée.

Le tableau I.04 représente les coefficients d'accélération du séisme selon les zones sismiques:

Tableau I.04 : Coefficients d'accélération du séisme.

Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

Pour le calcul de la stabilité nous avons classé notre ouvrage groupe d'usage 2 selon le RPA (c'est-à-dire ouvrage courant), notre digue est implantée dans la wilaya de MEDEA classe zone II-a selon le règlement parasismique Algérien RPA .99. (2003).

I.2.3.4.Reconnaisances in situ:**a)Travaux de reconnaissance exécutés :**

Tenant compte de l'importance du barrage et des ouvrages hydrauliques annexes, les programmes de reconnaissance d'étude de faisabilité furent composés par des sondages avec carottage continu, des essais SPT, des essais de perméabilité du type Lugeon, et des profils sismiques de réfraction. Dans le cadre de la recherche de zones d'emprunt et/ou de carrières, le programme fut composé par la réalisation des sondages avec carottage continu, des profils sismiques et des puits de reconnaissance.

Le tableau I.06 présente une synthèse des quantités des travaux d'investigation.

Tableau I.06 : Synthèse des travaux d'investigation géotechnique exécutés.

Travaux d'investigation	Unité	Étude de Faisabilité
Puits de reconnaissance	U	16
Profils sismiques	U	7
Sondages	U	14
Forages	m	560
Essais Lugeons	U	90
Essais SPT (standard pénétration test)	U	5

Source : A.N.B.T.

b) Sondages :

Les travaux in situ ont consistés de la réalisation de quatorze (14) sondages dont la profondeur a varié entre 8.50m et 65.00m. La profondeur cumulée pour l'ensemble des sondages réalisés est de 560.00 m.

La répartition des sondages s'est effectuée de manière suivante:

- 7 sondages sur l'axe de la digue (S2 et S3 sur le flanc gauche, S4, S4 bis et S5 ont été positionnés sur le lit de la rivière, et S6 et S7 sur le flanc droit)
- 2 sondages le long de l'évacuateur de crue (S12, et S13)
- 1 sondage suivant la trace de la galerie de dérivation provisoire (S8)
- 3 sondages le long de la trace de la galerie de dérivation provisoire alternative (S9, S10 et S11)
- 1 sondage au niveau du bassin de dissipation proposé (S14)

Le résumé des informations des sondages est contenu dans le tableau I.07. Les coordonnées et élévations utilisées dans le tableau ci dessous sont celles précisées par le topographe de l'ANBT (décembre 2003).

Tableau I.07 : Etude de conception d'investigation de faisabilité. Résumé des indications des sondages.

N° du sondage	position	Coordonnées UTM		Elévation	Inclinaison (degré)	Profondeur Totale(m)
		X (km)	Y (km)	Z (m)		
S1	annulé	-	-	-	-	-
S2	Rive gauche (axe)	530.546	4002.212	712.50	-60 Nord	60.00
S3	Rive gauche (axe)	530.563	4002.200	702.38	-90	60.00
S4	Lit de la rivière (axe)	530.651	4002.216	664.10	-90	8.50
S4 Bis	Lit gauche de la rivière (axe)	530.652	4002.214	663.88	-60 vers S5	65.00
S5	Lit droit de la rivière (axe)	530.687	4002.215	661.05	-90	65.00
S6	Rive droite (axe)	530.739	4002.208	679.65	-90	51.00
S7	Rive droite (axe)	530.837	4002.216	729.26	-90	60.00
S8	Axe de la vidange de fond - amont	530.653	4002.082	672.66	-90	30.00
S9	Axe de la vidange de fond - aval	530.7687	4002.386	664.90	-70 azimut 323°	30.00
S10	Axe de la vidange de fond alternative – amont	530.742	4002.082	674.54	-90	30.00
S11	Axe de la vidange de fond alternative - aval	530.783	4002.389	664.30	-90	30.00
S12	Evacuateur de crue rive droite	530.854	4002.354	700.85	- 90	30.50
S13	Evacuateur de crue rive droite	530.821	4002.460	664.92	-60 Azimut 100°	20.00
S14	Axe de l'évacuateur de crue – bassin de dissipation	530.804	4002.490	661.84	- 90	20.00
					total	560.00

Source : A.N.B.T.

c) Puits :

Des puits d'essais ont été réalisés en vue d'apprécier les profils géologiques des couches supérieures allant jusqu'à 4 m de profondeur. Un total de 16 puits a été réalisé.

Une description du profil géologique des puits d'essais a été faite et résumée dans le tableau I.08. L'avancement des puits a été stoppé soit par la présence des alluvions (galets, graviers et blocs), soit par la présence des marnes consistantes ou par la longueur de la flèche du rétro – chargeur.

Tableau I.08 : Résumé des information des puits d'essaiss.

N° de puits	Profondeur du puits (m)	description	Profondeur d'échantillon (m)
P1	3.90	0.00 - 0.30 argile sablo limoneuse 0.30 – 0.60 sable fin grossier avec quelque gravier 0.60 – 2.10 sable fin moyen 2.85 – 3.90 marne argilo sableuse	0.30 – 0.60 0.60 – 2.10 2.10 – 2.85
P2	2.90	0.00 – 0.30 argile limoneuse brune avec cailloux et gravier et racine 0.30 – 1.90 argile légèrement sableuse brune avec nodule de marne à la base 1.90 – 2.90 marnes argilo sableuses	1.55 – 1.84 2.40 – 2.77
P3	3.00	0.00 – 0.50 argile limoneuse brune (terre végétale) 0.50 – 1.40 argile brune sableuse avec traces de lessivage 1.40 – 2.30 sable fin légèrement argileux 2.30 – 2.80 argile sableuse 2.80 – 3.00 alluvions, sable grossier, galets et gravier	0.90 – 1.25 2.00 – 2.35 2.55 – 2.80 2.80 – 3.00
P4	3.70	0.00 – 0.50 argile limoneuse brune (terre végétale) 0.50 – 1.70 argile limoneuse brune 1.70 – 2.40 alluvions grossières (galets, graviers, blocs) 2.40 – 3.20 argile sableuse plastique 3.20 – 3.70 marnes argileuses avec traces de lessivages	1.10 – 1.40 2.40 – 3.20
P5	3.70	0.00 – 0.40 Argile limoneuse brune (terre végétale) 0.40 – 1.80 Argile brune légèrement sableuse 1.80 – 2.30 Alluvions grossières 2.30 – 2.70 Marne argileuses 2.70 – 3.20 Alluvions grossières 3.20 – 3.70 Marnes	1.30 – 1.60 1.80 – 2.30
P6	3.50	0.00 – 0.30 Argile limoneuse (terre végétale) 0.30 – 2.20 Argile brun plastique avec quelques cailloux et trace de lessivage 2.20 – 2.40 Alluvions (galets, graviers) 2.40 – 3.50 Argile sableuse	0.85 – 1.15 2.80 – 3.00
P7	3.90	0.00 – 0.20 Sable limoneux 0.20 – 0.40 Argile sablo limoneuse 0.40 – 0.60 Sable limoneux 0.60 – 0.80 Limon sableux brune 0.80 – 1.70 Argile brune 1.70 – 2.00 Sables grossiers avec quelques galets 2.00 – 3.90 Argile sableuse	1.10 – 1.35 2.20 – 2.60

Tableau I.08.(suite) : Résumé des information des puits d'essaiss.[

P8	3.50	0.00 – 0.40 Argile limoneuse brune avec racines 0.40 – 1.20 Argile de couleur noire 1.20 – 2.40 Argile sableuse jaune 2.40 – 3.50 Alluvions grossi	0.90 – 1.10 1.60 – 1.90
P9	3.50	0.00 – 0.45 Argile limoneuse (terre végétale) 0.45 – 1.20 Sable limoneux argileux 1.20 – 2.80 Argile de couleur brun noir avec trace de lessivage 2.80 – 3.50 Alluvions grossières	0.90 – 1.10 1.60 – 1.90
P10	3.50	0.00 – 0.40 Argile sableuse (terre végétale) 0.40 – 2.45 Argile brune avec quelques galets 2.45 – 3.50 Argile de couleur marron légèrement sableuse	0.50 – 0.70 2.45 – 2.80
P12		0.00 – 0.60 Argile limoneuse brune (terre végétale) 0.60 – 1.20 Argile brune limoneuse 1.20 – 2.90 Sable fin argilo limoneux 2.90 – 3.70 Alluvions	0.65 – 0.90 0.80 - 1.20 0.60 – 2.10 2.10 – 2.40 3.30 – 3.70
P13		0.00 – 0.60 Argile brune limoneuse (terre végétale) 0.60 – 1.60 Argile plastique 1.60 – 3.90 Argile plastique légèrement sableuse avec niveau d'alluvion (20cm)	1.10 – 1.45 2.30 – 2.55 2.50 – 3.00 3.60 – 3.90
P14		0.00 – 0.40 Argile limoneuse (terre végétale) 0.40- 0.80 Argile avec trace de lessivage 0.80 – 2.00 Argile plastique légèrement sableuse 2.00 – 2.20 Sable grossier 2.20 – 4.00 Argile sableuse	0.40 – 0.60 1.15 – 1.60 2,20 – 2.40 2.50 – 2.70 2.30 – 2.80
P15		0.00 – 0.40 Argile limoneuse brune (terre végétale) 0.40 – 1.50 Argile légèrement sableuse plastique avec quelques cailloux 1.50 – 3.20 Alluvion dans matrice argileuse marneuse 3.20 – 3.30 Calcaire marneux	0.90 – 1.20 1.00– 1.30 1.50 – 2.30
P16		0.00 – 0.30 Argile limoneuse (terre végétale) 0.30 – 0,70 Alluvions (sable, galets, graviers) 0.70 – 1.15 Sable fin argilo limoneuse 1.15 – 3.70 Alluvions (sable, galet, gravier)	-

I.2.3.5.Essais de laboratoire :

Plusieurs essais géotechniques ont été effectués dans le but de déterminer les propriétés physiques et mécaniques du sol de la zone d'emprunt, de la cuvette et le long de l'axe du barrage.

a) Essai Granulométrique :

Pour déterminer la taille des grains du sol, un essai d'identification important appelé granulométrie a été effectué sur les échantillons prélevés afin de pouvoir obtenir la représentation des grains suivant leur dimension. Il a consisté au passage du sol grenu dans une série de tamis et le procédé basé sur la loi de STOKES pour les sols fins. L'étude statistique de la granulométrie est contenue dans le tableau I.09.

Tableau I.09 : Etude statistique de la granulométrie pour le site de barrage– Zone 1.

N° de puits	Profondeur (m)	% Graviers	% Sable	% Limon	% Argile	Totale des % granulométrique par puits				Total des % granulométrique au niveau du bassin de rétention			
						% G	% S	% L	% A	% G	% S	% L	% A
P1	0.30 – 0.60	48.40	22.00	18.10	11.50	16.2	40.3	25.3	18.2	4.70	27.40	37.30	30.60
	0.60 – 2.10	0.00	82.10	9.50	8.40								
	2.10 – 2.85	0.00	16.80	48.50	34.70								
P2	1.55 – 1.89	1.00	21.20	37.80	40	1.00	15.90	38.80	44.30				
	2.40 – 2.77	1.00	10.50	40.10	48.40								
P3	0.90 – 1.25	1.00	33.70	44.80	20.50	1.10	38.40	41.10	19.40				
	2.00 – 2.35	1.50	45.90	29.60	23.00								
	2.55 – 2.80	0.00	35.70	49.60	14.70								
	2.80 – 3.00	7.30*	92.70*	0.00	0.00								
P4	1.10 – 1.40	0.00	13.60	42.80	43.60	0.00	21.80	44.30	33.90				
	2.40 – 3.20	0.00	30.00	45.80	24.20								
P5	1.30 – 1.60	4.20	23.10	37.50	35.20								
	1.80 – 2.30	46.30*	53.60*	0	0								
P6	0.85 – 1.15	10.50	29.50	35.30	24.70	6.00	24.50	37.20	32.30				
	2.80 – 3.00	1.50	19.50	39.00	40.00								
P7	1.10 – 1.35	1.00	44.20	27.00	27.80	0.50	54.70	25.10	19.70				
	2.20 – 2.60	0.00	65.20	23.30	11.50								
P8	0.90 – 1.10	1.50	18.00	54.80	25.70	0.70	19.50	49.60	30.20				
	1.60 – 1.90	0.00	21.00	44.30	34.70								
P9	0.90 – 1.10	0.00	61.00	24.20	14.80	0.50	39.20	43.10	17.20				
	1.60 – 1.90	1.00	17.50	62.00	19.50								

Source : A.N.B.T.

Tableau I.09 (suite): Etude statistique de la granulométrie pour le site de barrage– Zone 2.

N° de puits	Profondeur (m)	% Graviers	% Sable	% Limon	% Argile	Totale des % granulométrique par puits				Total des % granulométrique au niveau du bassin de rétention			
						% G	% S	% L	% A	%	% S	% L	% A
P10	0.50 -0.70	0.00	42.10	29.50	28.40	2.00	18.90	40.60	38.50	2.70	33.80	38.80	27.70
	2.45 -2.80	3.10	16.90	43.10	36.90								
P11	1.70 – 2.10	0.00	70.50	15.90	13.60	0.30	59.30	22.90	17.50				
	2.50 – 2.80	1.00	65.30	23.20	10.50								
P12	0.65 – 0.90	1.00	41.00	40.10	17.90	2.40	37.80	37.70	22.10				
	0.80 – 1.20	4.20	36.00	39.80	20.00								
	0.60 – 2.10	6.70	20.60	50.60	22.10								
	2.10 – 2.40	0.00	33.60	34.90	31.50								
	3.30 – 3.70	0.00	57.90	23.10	19.00								
P13	1.10 – 1.45	1.00	13.80	45.20	40.00	0.60	17.60	48.40	33.40				
	2.30 – 2.55	0.00	21.00	36.90	42.10								
	2.50 – 3.00	1.00	18.00	63.10	17.90								
P14	0.40 – 0.60	0.00	23.10	54.80	22.10	0.30	39.60	42.00	18.10				
	1.15 – 1.60	0.50	19.50	47.30	32.70								
	2.20 – 2.40	0.00	33.60	45.30	21.10								
	2.30 – 2.80	0.00	57.80	37.00	5.20								
	2.50 – 2.70	1.00	64.20	25.40	9.40								
P15	0.90 – 1.20	1.50	16.40	51.60	30.50	17.30	17.40	39.60	25.60				
	1.00 – 1.30	6.30	20.00	43.00	30.50								
	1.50 – 2.30	44.20	15.80	24.20	15.80								

G = Gravier, S= Sable, L= Limon A=Argile.

Source :A.N.B.T.

b)Essai de compression simple :

les échantillons ont été prélevés dans les sondages situés sur le site de l'axe de la digue, bassin de dissipation et des ouvrages de prise et de vidange proposés. Parmi ceux-ci, dix échantillons ont été testés. Certains essais n'ont pu être réalisés, parce que la dimension correcte (H=2D) n'a pu être obtenue dû à la présence de fractures dans la carotte. Les résultats des essais de résistance à la compression simple sont donnés dans le tableau I.10.

Tableau I.10 : résultats des essais de compression simple.

N° du sondage	Profondeur (m)	Section(cm2)	H/D (cm)	Résistance (Mpa)	roche
S10	18.00-18,50	33.27	2.02	64,4	Grés
S10	18.50-19,00**	-	-	-	Grés
S9	9.00-9.30	33.27	2.08	72,3	Grés
S8	18.00-18.70	56.72	1.92	51,2	Grés
S8	29.22-29.46	33.17	2.02	46,1	Grés
S7	56.60-56.85	33.17	2.02	43,1	Grés
S5	33.60-34,15	55.39	1.82	49,9	Calcaire gréseux
S4	35.00-35.40	33.17	2.05	99,4	Calcaire gréseux
S4 Bis	62.70-63.00	33.17	2.08	62,1	Calcaire gréseux
S3	25.00-25.40	56.72	1.99	75,5	Calcaire gréseux
S2	40.40-40.70	56.72	2.02	57,5	Grés

H = hauteur

D = diametre

**La présence de fissures ne permet pas un sciage correct.

Source :A.N.B.T.

Ces résultats indiquent que les échantillons de roches peuvent être classifiés comme étant des roches très dures (valeurs USCS [**the Unified Soil Classification System**] typiquement entre 20 et 70 MPa) ou des roches extrêmement dures (valeurs d'USCS > à 70 MPa) .

Les domaines de test de laboratoire réalisé sur les matériaux devant être utilisés pour la construction du barrage sont résumés dans le tableau I.11.

Tableau I.11 : résultats des essais de compression simple.

Type de test	Numéro de puits															Total
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	
Teneur en eau	3	2	2	2	1	2	2	2	2	2	3	5	4	5	3	40
Poids spécifique	3	3	2	2	1	2	2	2	2	2	3	3	4	5	3	39
Limite d'atterberg	1	2	2	2	1	2	1	2	1	2	3	4	4	5	3	35
Granulométrie	3	2	4	2	2	2	2	2	2	2	3	5	4	5	3	43
Analyse sédimentométrique	3	2	4	2	1	2	2	2	2	2	3	5	4	5	3	42
Essai de compactage	1	1	1	1	1	1	1	-	-	1	1	2	1	2	2	16
Teneur en carbonates	3	2	2	2	1	2	2	2	2	2	4	5	4	5	3	41

Source : A.N.B.T.

c)Essai Limites d’Atterberg:

Les matériaux fin devant être utilisés comme noyau argileux ont un indice de plasticité compris entre 8 et 24 avec une moyenne de 16. La limite de liquidité est comprise entre 31 et 47.93. Voir le tableau I.12.

d) Compaction (Proctor normal) :

Le test de Proctor normal définit la teneur en eau à la quelle la densité optimale est atteinte. En général, la teneur en eau optimale d’un sol est en rapport étroit avec l’indice de plasticité.

Pour les matériaux devant être utilisés comme noyau argileux, une teneur en eau optimal entre 14.3 et 22.7%, et une densité sèche maximale de 1,61 à 1,83 g/cm³ devrait être considérées si l’on tient compte des résultats des tests de Proctor. Les poids spécifiques contenus dans le tableau I.12, sont ceux donc le barrage en remblai de Mellah devrait avoir en utilisant la teneur en eau optimal de ce même tableau.

Tableau I.12: récapitulatif des résultats des essais de laboratoire.

Puits N°	Profondeur (m)	W (%)	cm ³ (g/)	Limite d’ATTERBERG			Proctor normal	
				LL	LP	IP	Wopm(%)	DSM(g/cm ³)
Argile sableuse								
P1	2.10 – 2.85	19.46	2.58	44.37	22.65	21.72	18.30	1.67
P2	1.55 – 1.84	16.64	2.60	43.30	22.44	20.85	-	-
P3	0.90 – 1.25	11.25	2.55	39.20	22.41	16.79	-	-
	2.55 – 2.80	17.35	2.67	34.00	17.14	16.86	17.60	1.71
P4	2.40 – 3.20	12.09	2.60	44.30	26.25	18.05	19.20	1.67
P5	1.30 – 1.60	19.49	2.55	43.39	22.70	20.69	21.30	1.61
P6	2.80 – 3.00	16.68	2.70	34.68	20.27	14.41	22.7	1.62
P7	1.10 – 1.35	10.40	2.61	47.93	23.57	24.35	-	-
	2.20 – 2.60	9.82	2.62	-	-	-	16.30	1.80
P8	1.60 – 1.90	12.87	2.61	45.56	22.58	22.98	-	-
P10	2.45 – 2.80	16.48	2.67	45.60	26.35	19.25	18.10	1.68
P13	2.30 – 2.55	20.20	2.59	42.08	24.01	18.07	-	-
	2.50 – 3.00	20.18	2.51	42.00	24.34	17.73	20.10	1.66
	3.60 – 3.90	15.04	2.59	42.00	19.56	22.44	-	-
P14	0.40 – 0.60	13.24	2.63	38.74	23.80	14.94	-	-
	1.15 – 1.60	16.31	2.71	38.46	24.88	13.58	19.4	1.70
	2.20 – 2.40	15.52	2.72	38.45	25.24	13.21	-	-
	2.50 – 2.70	13.36	2.66	38.93	23.98	14.95	-	-
P15	2.30 – 2.80	13.32	2.77	38.26	24.85	13.41	18.00	1.75
	0.90 – 1.20	12.98	2.66	43.69	22.86	20.83	-	-
	1.00 – 1.30	11.44	2.69	43.23	22.87	20.37	17.60	1.70
Argile								
P6	0.85 – 1.15	16.31	2.55	34.17	17.30	16.87	-	-
P8	0.90 – 1.10	12.87	2.48	43.62	21.31	20.31	-	-
P9	1.60 – 1.90	19.51	2.51	-	-	-	-	-
P10	0.50 – 0.70	13.82	2.56	41.19	23.93	17.26	-	-
P13	1.10 – 1.45	17.79	2.61	42.15	25.06	17.09	-	-

Source :A.N.B.T.

Tableau I.12 (suite) : récapitulatif des résultats des essais de laboratoire.

Puits N°	Profondeur (m)	W (%)	(g/cm ³)	Limite d'ATTERBERG			Proctor normal	
				LL	LP	IP	Wopm(%)	DSM(g/cm ³)
Argile limoneuse								
P4	1.10 – 1.40	18.39	2.50	35.44	18.45	16.99	-	-
P11	0.50 – 0.70	9.92	2.68	37.75	21.12	11.63	-	-
P12	0.65 – 0.90	7.31	-	31.64	23.33	8.31	-	-
	0.80 – 1.20	9.99	2.58	32.00	23.22	8.78	20.20	1.64
Sable fin								
P1	0.60 – 2.10	10.84	2.50	-	-	-	-	-
P11	1.70 – 2.10	14.39	2.68	32.70	20.01	12.69	17.80	1.74
	2.50 – 2.80	16.05	2.68	34.50	24.64	9.86	-	-
Sable limoneux								
P9	0.90 – 1.10	10.11	2.60	44.70	26.59	18.11	-	-
P12	0.60 – 2.10	16.62	2.54	31.00	19.06	11.94	20.50	1.65
	2.10 – 2.40	16.68	2.80	31.74	19.27	12.20	-	-
Alluvions et graviers								
P1	0.30 – 0.60	5.12	2.55	-	-	-	-	-
P12	3.30 – 3.70	8.27	-	-	-	-	-	-
P15	1.50 – 2.30	7.00	2.53	39.22	22.37	16.85	14.30	1.83
Marne-argile sableuse								
P2	2.40 – 2.77	15.33	2.48	46.38	22.51	23.87	18.50	1.68

Source :A.N.B.T.

e) Qualité des eaux :

l'étude de la qualité de l'eau du barrage de Beni-Slimane a été confiée à l'agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH) après différentes études il a été conclu :

- Usage Domestique : Au site de Mellah, il est estimé que l'eau provenant du barrage de Beni-Slimane aura un mauvais goût (légèrement salé) ainsi qu'un risque sur la santé des personnes sensibles (personnes âgées, malades ou nourrisson).
- Usage pour l'Irrigation : Il est estimé que l'eau du barrage de Beni-Slimane est estimée comme étant bonne à moyenne, plus approprié aux produits moins sensibles au sel. Certaines restrictions sur l'utilisation aux périodes de forte concentration en matières minérales devront probablement être adoptées.

I.2.3.6. Matériaux de construction :

Un nombre considérable des puits avait été initialement planifié en amont dans la cuvette, à la fois en bas dans la vallée et en haut sur les talus pour la reconnaissance géologique. Les diverses circonstances (y compris l'accès) ont obligé l'équipe géologique à réduire le nombre de puits. Cependant, une inspection visuelle des flancs à gauche et à droit de l'oued a montré clairement d'importants dépôts de graviers, des alluvions, de blocs et de matériaux sableux qui seront adéquats pour le remblai tout-venant.

En amont de la digue la faible extension des terrasses alluviales est un facteur limitant de la recherche des matériaux. Dix puits ont été réalisés dans cette partie (Zone 1).

Les soucis de trouver des zones d'emprunt plus conséquentes ont amenés à prospecter et à réaliser 6 puits dans la terrasse alluviale située à environ 3 km au sud du site (Zone 2).

Selon les résultats des essais, les matériaux dans les terrasses alluviales sont constitués de:

- **Zone 1** :8,4% à 48,4% d'argile, 9,5% à 63,1% de limon, et de 10,5% à 82,1% de sable. Le pourcentage complémentaire étant la fraction graviers.
- **Zone 2** :5,2% à 42,1% d'argile, 15,9% à 54,8% de limon, et de 13,8% à 70,5% de sable. Le pourcentage complémentaire étant la fraction graviers.

Les matériaux fins sont classés en tant que CL (argile sableuse et limoneuse) dans la classification de « Unified Soil Classification System » (USBR, 1987) avec un indice de plasticité moyen à faible. Les résultats des essais indiquent une limite de liquidité située entre 32 et 46 avec un indice de plasticité entre 10 et 24. L'essai de Proctor normal indique une teneur en eau optimale comprise entre 5% et 20%. Les matériaux sont favorables pour le noyau d'un barrage en terre si l'on se base sur le diagramme de plasticité et les observations faites sur le terrain.

Des matériaux plus grossiers, classés comme GC, SC, SM (Gravier et sable à granulométrie restreinte avec peu ou pas d'élément fin) sont présents mais en faible quantité et seront utilisés comme filtre ou granulats de béton. Ils sont recouverts par des éléments fins.

Dans la cuvette (zone 1) des bancs de grès ou de calcaire gréseux peuvent être observés à l'affleurement. Ces bancs sont noyés dans la masse de marne et de marne calcaire, ce qui les rend difficilement exploitables pour des granulats de béton ou des riprap. L'épaisseur des grès varie entre 7m et 10 m sur une longueur d'environ 150 m.

Dans la zone 2, on observe la présence d'un banc de grès d'environ 7 m d'épaisseur s'étalant sur environ 200 m.

Les roches qui sont excavées pour la construction du barrage seront convenables pour le pied en enrochement et peut-être aussi pour le riprap. Les matériaux tendres (alluvions et colluvions) pourront être utilisés dans les recharges.

Le tableau suivant représente le volumes des différents matériaux de construction disponibles pour la construction.

Tableau I.13 : volumes minimum des matériaux disponibles.

Matériaux	Volume (m ³)
Argiles	130 000
Alluvions	35 000
Granulats	20 000

Source : A.N.B.T.

I.2.4. L'étude hydrologique :

I.2.4.1 Généralités :

Dans cette présente partie, on fait un résumé de l'étude hydrologique du site du barrage de Beni-Slimane, faite lors de l'étude de faisabilité.

Par la suite on présente les caractéristiques générales du bassin versant du Oued Mellah au site du barrage.

I.2.4.2 Caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude :

Le bassin versant de Mellah est sujet à des précipitations en hiver : environ 70% des précipitations moyennes annuelles ont lieu entre novembre et avril.

Les étés dans le bassin versant du barrage de Mellah sont généralement chauds et secs ayant une évaporation élevée. L'Evapotranspiration Moyenne Annuelle (EMA) est de l'ordre de 1300 mm. Les températures mensuelles moyennes varient entre 7,2 °C en janvier et 25,0 °C en août. Le Tableau I.14 résume les températures moyennes mensuelles, les heures de soleil, l'humidité, la vitesse du vent et l'évapotranspiration mesurée à la station climatique de Médéa, qui est située à environ 52 km à l'ouest du site du barrage de Beni-Slimane et de son

bassin versant. Les estimations sur le climat du bassin versant de l'Oued Mellah sont basées sur les observations faites pendant une période de 8 années, de 1989 à 1996. Les années 1989 et 1996 incluses.

Tableau I.14 :Résumé des données climatiques mensuelles mesurées à la station de Médéa.

Elément	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Total
Température °C	7.2	7.5	10.2	11.1	16.4	21.1	25.0	25.0	16.6	15.8	9.9	7.4	-
Heures de soleil (heures)	5.5	7.1	6.7	7.9	9.7	10.4	11.5	11.0	8.4	6.3	5.5	4.9	-
Humidité (%)	72.7	74.3	77.8	72.8	64.8	61.3	47.8	48.8	56.8	73.0	74.5	80.6	100
Vitesse du vent (m/s)	3.68	7.43	7.78	7.28	6.48	6.13	4.78	4.88	5.68	7.30	7.45	8.06	-
Evapotranspiration penman (mm)	34	42	80	114	146	184	218	195	136	84	45	28	1306

Source :A.N.B.T.

I.2.4.3 Précipitations :

a) Précipitations enregistrées :

Les précipitations enregistrées provenant de six stations situées à proximité des bassins versants du site du barrage de Beni-Slimane et de la station hydrométrique 09-03-05 ont été fournies par l'Agence Nationale des Ressources Hydraulique (ANRH) et par l'Office National de Météorologie (ONM). Le tableau I.15 résume la distribution moyenne mensuelle des précipitations des stations prises en compte.

Tableau I.15: Distribution moyenne mensuelle des précipitations bassin versant du barrage.

station	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	année
09-02-01	25	45	54	57	52	62	49	46	31	5	4	6	436
09-03-01	26	29	59	53	65	59	55	56	37	14	7	10	470
09-03-02	23	31	40	40	50	46	46	39	30	12	6	7	369

Source :A.N.B.T.

b) Analyse des pluies maximales journalières :

La station 09-03-02 a été retenue pour l'établissement des averses journalières au site du barrage, car elle dispose d'une série pluviométrique assez longue en plus elle est située très près du site. Les données de cette station ont été traitées avec la loi Log-Normal car elle offre les meilleurs ajustements statistiques des séries de précipitations. Les averses journalières considérées pour le barrage de Beni-Slimane sont récapitulées dans le tableau I.16.

Tableau I.16 : précipitation journalière maximale adoptée.

T (années)	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
Pj(mm)	57	66	77	86	106	115	135	144

Source :A.N.B.T.

La distribution de la pluie maximale pour des durées autres que 24 heures est indiquée dans le

Tableau I.17 :

Tableau I.17 : Distribution des précipitations intenses en fonction de la durée.

t (heures)	1	2	3	6	12	24	48
Pt/P ₂₄ (%)	39	47	54	66	81	100	113

Source :A.N.B.T.

I.2.4.4. Etudes des crues :

On a procédé à l'analyse des crues au site de Beni Slimane en utilisant les différentes méthodologies en adoptant les valeurs des débits maximum de crues. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau I.18.

Tableau I.18 : Débits des crues pour différentes périodes de retour avec différentes méthodes (m³/s).

Période de retour (années)	Francou-Rodier	Mallet-Gauthier	SCS	Hydrogramme unitaire	rationnell	Etudes précédentes
10	142	215	178	187	167	212
20	187	258	222	219	194	-
50	258	306	273	261	229	-
100	321	337	314	293	255	341
200	390	366	345	-	282	-
1000	-	427	-	-	-	475

Source :A.N.B.T.

Sur la base des débits de pointe de crue indiqués dans le tableau I.18 et en suivant une approche conservatrice, les débits de pointe de crue recommandés sont indiqués dans le tableau suivant.

Tableau I.19 : Débits de pointe de crue recommandés.

Période de retour (années)	10	20	50	100	200
Débits de pointe de crue recommandés (m ³ /s)	215	260	310	340	370

Source :A.N.B.T.

I.2.4.5 caractéristiques générales du bassin versant :

Les différentes caractéristiques du bassin versant de Beni-Slimane sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau I.20 :les caractéristiques du bassin versant.

Paramètres	unité	Beni-Slimane (barrage)
Nom de l'oued	-	Mellah
Superficie du bassin	Km ²	178
Périmètre du bassin	Km	72
Longueur du rectangle équivalent	Km	24.2
Largeur du rectangle équivalent	Km	7.3
Altitude moyenne	m	935
Altitude maximale	m	1370
Altitude minimale	m	656.5
Pente moyenne bassin	m/Km	~21.3%
Distance au centroïde du bassin	Km	13.8
Longueur de l'oued principal	km	30
Pente moyenne de l'oued principal	m/Km	22.8
Indice de compacité de Gravelius	-	1,3
Apport moyen annuel : (1931 – 1960)	hm ³ /an	9.24
(1970 – 1998)	hm ³ /an	8.87
Coefficient d'apport : (1931 – 1960)	%	12.1
(1970 – 1998)	%	11.6

Source :A.N.B.T.

I.3. Recommandations de l'étude d'impact :

La mise en oeuvre d'aménagement comportant des ouvrages importants comme les barrages, ne se fait pas sans interactions notables avec les milieux naturel et humain. Leur construction modifie localement l'environnement et change les habitudes de vie parfois séculaires des riverains.

Le but de l'étude d'impact est de :

- Connaître l'état initial du milieu et situer le projet dans ce contexte.
- Analyser les conséquences.
- Prévoir des mesures compensatoires et les intégrer à la conception et au financement du projet.
- Débattre de la pertinence du projet au regard des différentes contraintes ou alternatives et énoncer des recommandations afin d'assurer le suivi du projet et en contrôler l'évolution.

Les effets du barrage et des aménagements qu'il commande devront être recherchés non seulement sur le court terme, mais aussi à plus longue échéance. Les conséquences immédiates du projet sont souvent plus faciles à cerner, sans oublier les problèmes qui peuvent survenir parfois plusieurs années après la fin du chantier.

La réalisation du barrage et la création de la retenue de Beni-Slimane auront comme effet la submersion des terres cultivables à l'amont du barrage.

A cet effet une étude très approfondie d'impact lors de l'étude de l'avant projet détaillé (APD) s'impose.

I.4. Synthèse de l'analyse des variantes :

Mellah, est considéré comme une vallée étroite. Pour ce genre de forme de vallée, un barrage-poids en béton ou un barrage en remblai seraient économiquement faisable. La sélection initiale des types de barrages considérés lors de cette étude est résumée dans le tableau suivant :

Tableau I.21 : Choix du type de barrage.

Type de barrage	commentaires
En terre avec noyau d'argile	<ul style="list-style-type: none"> • A investiguer • Dépend de la disponibilité des matériaux adéquats (argile)
Enrochement avec noyau d'argile	<ul style="list-style-type: none"> • A investiguer • Dépend de la disponibilité des matériaux d'enrochement • Dépend de la disponibilité d'argile adéquate
Enrochement avec noyau de béton bitumineux	<ul style="list-style-type: none"> • A investiguer • Dépend de la disponibilité des matériaux d'enrochement
Enrochement avec masque amont en béton	<ul style="list-style-type: none"> • A investiguer • Dépend de la disponibilité des matériaux d'enrochement
Barrage-poids en béton/BCR	<ul style="list-style-type: none"> • Sera investigué bien qu'un site adéquat a été trouvé pour l'évacuateur de crue et ce type de barrage pourrait être plus onéreux qu'un remblai. • Dépend de la disponibilité des matériaux pour les granulats.

Source :A.N.B.T.

De manière à établir la sélection initiale du type de barrage préféré, les quantités principales des quatre premiers types de barrage donnés dans le Tableau I.21. Ont été calculées.

Les quantités principales furent multipliées par leur taux respectif pour fournir les coûts comparatifs. Puisque l'évacuateur de crue et la dérivation de la rivière sont inclus dans le barrage-poids en béton ou BCR, ces deux éléments seront également inclus dans le prix de revient des quatre autres types de barrage.

L'analyse a révélé qu'un barrage en terre à noyau d'argile serait le choix le plus économique du site, quel que soit le volume de retenue. La disponibilité du matériau de remblai, l'argile pour le noyau y inclus, à une distance raisonnable du site en est la raison principale.

Conclusion :

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

L'étude hydrologique a été faite à partir d'estimation des paramètres hydrologiques significatifs. Les débits moyens mensuels et annuels ont été calculés sur la base des données appropriées et des expériences acquises sur le bassin versant de l'Oued Mellah, alors que les crues ont été évaluées par plusieurs méthodes afin d'avoir des résultats plus précis.

Pour le choix de la variante du barrage, cinq variantes ont été proposées, après l'étude technico-économique la variante choisie est : un barrage en terre avec noyau d'argile.

Pour l'évacuateur des crues, une seule variante a été étudiée : un évacuateur de crues latéral à seuil du type labyrinthe composé d'un canal évacuateur rectangulaire et d'un bassin de dissipation par ressaut hydraulique (type II USBR).

Pendant la construction du barrage, la dérivation de l'oued sera assurée au moyen de deux batardeaux et une galerie. Cette dernière sera transformée en galerie de conduite de vidange de fond et conduites de prise d'eau.

Recommandations :

Les questions suivantes requièrent une attention particulière au stade d'APD :

- Une grande importance doit être accordée aux sondages et aux tests de Lugeons pendant l'avant projet détaillé (APD).
- Un nombre des puits supplémentaires doivent être réalisés pour confirmer la quantité des matériaux pour le remblai dans la cuvette.
- Il est recommandé que certains essais chimiques soient réalisés au stade de l'ADP pour évaluer l'éventuelle agressivité des sols et de l'eau sur le béton. Ceci devrait inclure: le PH, le carbonate de calcium (Ca CO₃), le magnésium (Mg), l'azote ammoniacal total (NH₄), les sulfates (SO₄), le chlore (Cl), les matières solides totales dissoutes et la matière organique. Un indice de corrosivité devrait être calculé en se basant sur ces résultats.
- Au niveau de l'APD, il est considéré prudent d'exécuter des essais pour déterminer les caractéristiques des roches avec suffisamment de précision.
- Les valeurs de propriétés mécaniques doivent être déterminées pour les matériaux aussi bien pour le noyau que pour les revanches (essais de cisaillement, triaxial, oedométrique, etc.).



CHAPITRE II

Etude

Hydrologique



Introduction :

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'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 offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région. A défaut, on appliquera les méthodes déterministes.

L'étude hydrologique faite dans la faisabilité se compose des points suivant :

- Les caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude.
- Le bilan d'eau
- L'étude des crues
- Les caractéristiques hydrologiques du bassin versant.

Dans le présent chapitre, nous allons refaire les calculs hydrologiques en se basant sur une nouvelle série pluviométrique plus longue que celle utilisée dans l'étude de faisabilité.

II.1.Le bassin versant :

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme étant 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 passent 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.

Les différents paramètres du bassin versant (forme, altitude, pente, relief.....etc.) interviennent dans les différents écoulements.

II.1 .1.Caractéristiques générales du bassin versant : [1]

Les caractéristiques physico-géographiques du bassin versant ont été déterminées sur la base d'une carte d'état major de Beni-Slimane à l'échelle 1/50000 :

Beni-Slimane, Nj-31-IV-7 à l'échelle : (EST).

II.1.1.1.Caractéristiques géométriques :

En utilisant le logiciel AUTO-CAD sur la carte d'état major de Beni-Slimane à l'échelle 1/50.000, on trouve :

a) **Surface du bassin versant :**

$$S=176 \text{ km}^2$$

b) **Périmètre du bassin versant :**

$$P=70\text{km}$$

c) **Longueur du talweg principal :** C'est la longueur du cours d'eau principal dans le bassin versant ; **L=31km**

II.1.1.2. Caractéristiques hydro-morphologiques :

a) Indice de forme : [1]

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

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

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux. Citons à titre d'exemple l'indice de compacité de Gravelius (1914) K_c , défini comme le rapport du périmètre (P) du bassin à la circonférence d'un cercle (P_c) ayant un rayon R et la même surface (S) que le bassin :

$$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R} ; S = \pi R^2 , \text{ Donc : } R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} ; P_c = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (II.01).$$

$$K_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (II.02).$$

Avec P : périmètre du bassin versant (Km)
 S : surface du bassin versant (Km²)
 K_c : indice de Gravelius

$K_c=1.48$

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

- si $K_c = 1 \Rightarrow$ bassin parfaitement circularisé
- si $K_c < 1.128 \Rightarrow$ bassin ramassé
- si $K_c > 1.128 \Rightarrow$ bassin allongé

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

b) Coefficient d'allongement : [1]

Il est donné par la formule suivante : $C_a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (II.03).$

L : la longueur du talweg principal (Km).

S : la superficie du bassin versant (Km²).

$C_a=5.46$

c) Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius : [1]

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions L et l ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux du point de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits cotés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2(L+l) \text{ et } S = L \cdot l \rightarrow (1) \dots\dots\dots (II.04).$$

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

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \longrightarrow (2) \dots\dots\dots(\text{II.05}).$$

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

$$L_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (\text{II.06}).$$

$$l_r = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (\text{II.07}).$$

Avec : L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

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

K_c : Indice de compacité de Gravelius

AN :

$$L = \frac{1.48 \sqrt{176}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{1.48} \right)^2} \right] = 28.675 \text{ Km} \qquad \qquad \qquad \mathbf{L=28.675 \text{ Km.}}$$

$$l = \frac{1.48 \sqrt{176}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{1.48} \right)^2} \right] = 6.138 \text{ Km} \qquad \qquad \qquad \mathbf{l=6.138 \text{ Km.}}$$

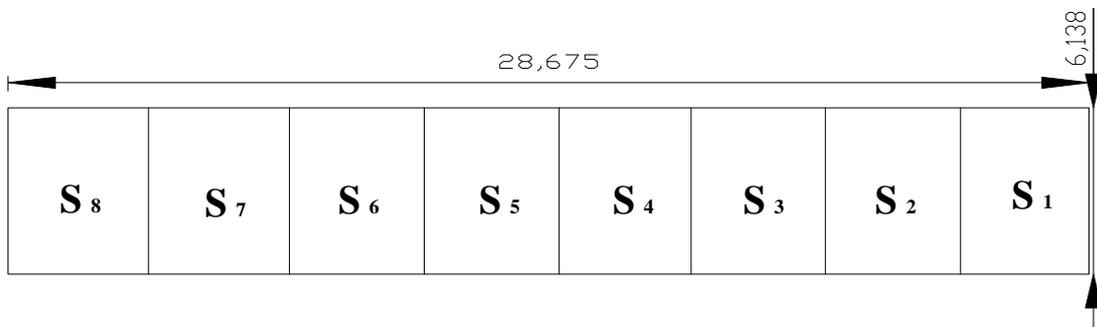


Figure II.01: Rectangle équivalent.

II.1.1.3.Hypsométrie du bassin versant:[1]

a) Le relief :

Le relief est un facteur essentiel, il est caractérisé par :

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

b) Répartition et courbe hypsométrique : [1]

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles, cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Elle représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

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

Tableau II.01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.

Altitude (H)	Altitude H_i-H_{i-1}	Surfaces partielles (S)	Surfaces partielles (S)	Surfaces cumulées	Surfaces cumulées
m	m	Km ²	%	Km ²	%
1370 – 1300	70	0.09	0.05	0.09	0.05
1300 – 1200	100	2.61	1.48	2.70	1.53
1200 – 1100	100	14.04	7.98	16.74	9.51
1100 – 1000	100	40.48	23	57.22	32.51
1000 – 900	100	60.71	34.49	117.93	67
900 – 800	100	37.11	21.09	155.04	88.09
800 – 700	100	20.33	11.55	175.37	99.64
700 – 656.5	43.5	0.63	0.36	176	100

Les figures II.02 et II.03 représentent la répartition des courbes de niveau du bassin versant de Beni-Slimane et la répartition et courbe hypsométrique respectivement.



Figure II.02 : répartition des courbes de niveaux du bassin versant

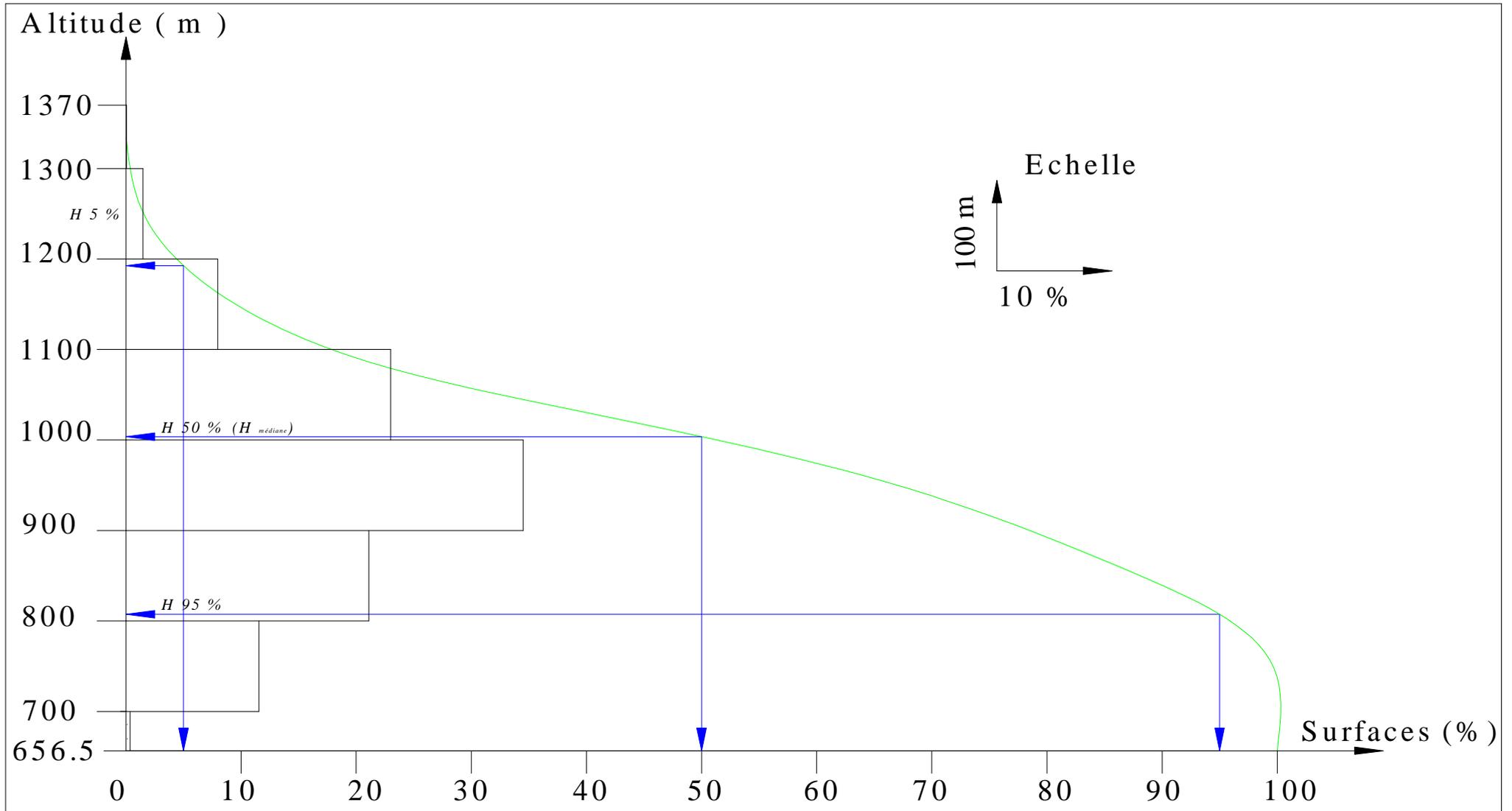


Figure II.03 : répartition et courbe hypsométrique

c) Détermination des altitudes : [1]

• **L'altitude maximale et minimale :**

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

$$H_{max} = 1370m \text{ NGA} \qquad H_{min} = 656.5m \text{ NGA}$$

• **L'altitude moyenne :**

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

$$H_{moy} = \frac{\sum_i^n S_i H_i}{S} \quad \text{avec} \quad H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2} \dots\dots\dots (II.08).$$

Avec :

- H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n (m).
- S_i : aire partielle comprise entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n (km²)
- H_{moy} : altitude moyenne du bassin (m).
- S : surface totale du bassin versant (km²).

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

Tableau II.02 : Détermination de l'altitude moyenne

Altitude (H) (m)	Hi (m)	Si (km ²)	Si. Hi (km ² .m)
1370 – 1300	1335	0.09	120,15
1300 – 1200	1250	2.61	3262,50
1200 – 1100	1150	14.04	16146,00
1100 – 1000	1050	40.48	42504,00
1000 – 900	950	60.71	57674,50
900 – 800	850	37.11	31543,50
800 – 700	750	20.33	15247,50
700 – 656.5	678.25	0.63	427,30
somme		176	166925,45

AN: $H_{moy} = \frac{166925.45}{176} = 948.44m$

$H_{moy} = 948.44 \text{ m}$

• **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 :

$$H_{\text{méd}} = 1003.60 \text{ m}$$

Tableau II.03 : Récapitulatif des altitudes.

Altitude	Valeur (m NGA)
H _{moyen}	948,44
H _{médiane}	1003.60
H ₉₅	807.40
H ₅	1192.7
H _{max}	1370
H _{min}	656.5

d) Les indices : [1]

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.

• **Indices de pente de ROCHE Ip :**

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_1^n \sqrt{S_i D_i} \dots\dots\dots (II.09).$$

Avec : D_i = H_i - H_{i-1}

L : longueur de rectangle équivalent (m)

S_i : surface partielle (%) comprise entre deux courbes de niveau consécutives H_i et H_{i-1} (km²).

Tableau II.04 : détermination de la pente M. Roche Ip

altitude	Di=H _i -H _{i-1}	S _i (Km ²)	$\sqrt{S_i * D_i}$
1370 - 1300	70	0.09	2,51
1300 - 1200	100	2.61	16,16
1200 - 1100	100	14.04	37,47
1100 - 1000	100	40.48	63,62
1000 - 900	100	60.71	77,92
900 - 800	100	37.11	60,92
800 - 700	100	20.33	45,09
700 - 656.5	43.5	0.63	5,23
Somme		176	308,92

AN : $I_p = \frac{1}{\sqrt{28675}} 308.92 = 1.824\%$

I_p=1.824 %

• **Indice de pente globale I_g :**

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent. On prend deux points S₁ et S₂ sur l'axe des abscisses tel que 90% de la surface du bassin versant soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du bassin soit inférieure à S₁ et 5% soit supérieure à S₂.

Les altitudes correspondantes sont lues de la courbe hypsométrique. Il est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (II.10).$$

Avec :

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

L : longueur du rectangle équivalent (km).

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

$$I_g = \frac{1192.7 - 807.40}{28.675} = 13.44(m/km) \qquad \qquad \qquad \mathbf{I_g=13.44 m/km}$$

Cet indice, très facile à calculer, est très utilisé. Il sert de base à une des classifications de l'Office de Recherche Scientifique de Territoire d'Outre Mer (O.R.S.T.O.M).

• **Pente moyenne du bassin versant I_m :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5l_1 + l_2 + \dots + 0.5l_n)}{S} \dots\dots\dots(II.11).$$

Avec : ΔH : Dénivelée (m).

l_i : Longueur de la courbe de niveau de l'ordre 1,2, ...n (m).

S : Surface du bassin versant (km²).

Les résultats des mesures sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.05 : récapitulative de mesures des longueurs des courbes de niveaux :

N°	cote de la courbe (m)	ΔH (m)	Longueur (Km)
1	1300	100	1.12
2	1200		11.53
3	1100		56.21
4	1000		107.40
5	900		104.78
6	800		51.44
7	700		7.18

I_m=19.06m/km

• **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 :

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots (II.12).$$

Avec : H_{max} , H_{min} : sont respectivement les hauteurs maximale et minimale au niveau du bassin versant (m).

L : Longueur du rectangle équivalent (km).

AN : $I_{pm} = \frac{1370 - 656.5}{28.675} = 4.054\%$ **$I_{pm} = 4,054 \%$**

• **Dénivelée spécifique :**

Elle sert à comparer les indices de pentes des bassins de superficies différentes, d'après la deuxième classification de l'Office de Recherche Scientifique de Territoire d'Outre Mer (O.R.S.T.O.M) appliquée à tous les bassins versants de différentes surfaces.

Tableau II.06: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

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

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots (II.13).$$

Avec : I_g : indice de pente globale.

S : surface du bassin versant.

AN : **Ds= 178.3 m < 250** \Rightarrow Le relief de notre bassin versant est assez modéré.

II.1.1.4. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant :

a) Densité de drainage : [1]

Elle est définie étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs « L_i » du bassin versant, à la surface totale « S » du bassin. Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est donnée par la formule suivante et exprimée en km/km^2 .

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (II.14).$$

Avec : $\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les talwegs (km).

S : surface totale du bassin versant (km²).

Pour procéder à son calcul, il faut classer les cours d'eau. Il existe plusieurs classifications, la plus utilisée est celle de Schum, qui dit « est d'ordre x+1, tout tronçon de cours de rivière formé par la réunion de 2 cours d'eau d'ordre x ».les résultats de la classification sont dans le tableau ci-après, la classification est représentée sur la figure II.04

Tableau II.07 : classification des cours d'eau

Ordre du cours d'eau	Nombre	Longueur (km)
1	463	375.20
2	96	105.49
3	22	51.68
4	6	34.52
5	1	21.39
Totale		588.28

A.N : $D_d = \frac{588.28}{176} = 3.3425(km / km^2)$

D_d=3.3425 km/km²

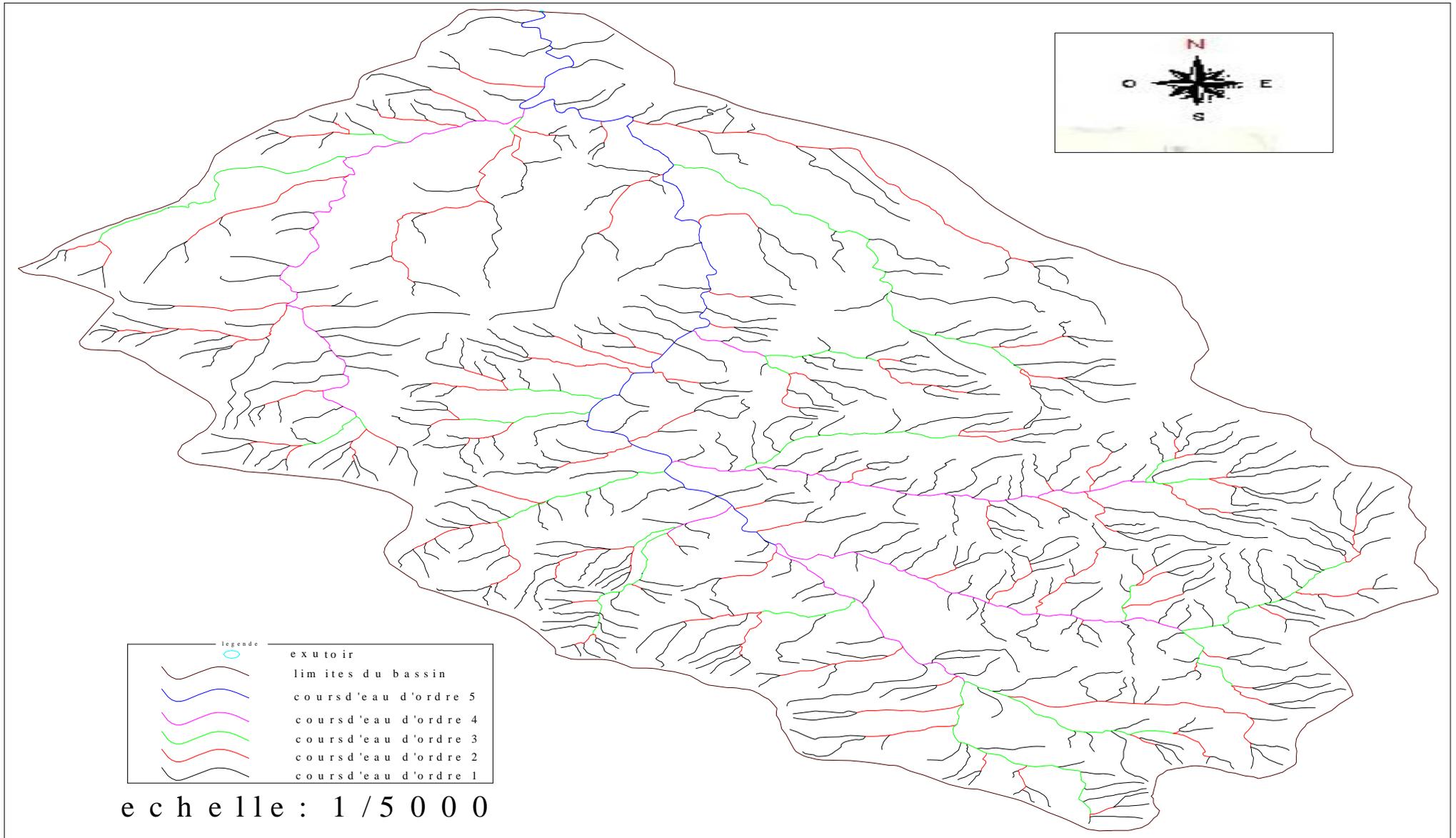


Figure II.04. : Le réseau hydrographique du bassin versant

b) Densité du thalweg élémentaire: [1]

Elle est donnée par la formule suivante :

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (II.15).$$

Avec :

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=463$.

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

A.N: $F_1 = \frac{463}{176} = 2.631(\text{thalweg}/km^2)$ **$F_1=2.631 \text{ talwegs} / km^2$**

c) Coefficient de torrentialité : [1]

Il est défini comme étant le produit entre la densité de drainage, et le coefficient du thalweg élémentaire. Il est donné par la formule ci-après :

$$C_t = D_d * F_1 \dots\dots\dots (II.16).$$

A.N : $C_t = 3.3425 * 2.631 = 8.79$ **$C_t=8.79$**

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

d) La longueur moyenne des versants : [1]

C'est le rapport entre la longueur du rectangle équivalent, à deux fois la densité de drainage. Elle est déterminée par la formule suivante :

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (II.17).$$

D_d : densité de drainage en Km/Km^2 .

L : longueur de rectangle équivalent en Km .

A.N : $L_i = \frac{28.675}{3.3425} = 8.58km$ **$L_i=8.58 \text{ km}$**

e) La pente moyenne de cours d'eau principal : [1]

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment distants sur le cours d'eau principal. Elle est donnée par la formule II.18.

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (II.18).$$

Avec : ΔH : Dénivelée entre deux points suffisamment éloignés sur le cours d'eau principal (m).

ΔL : Distance entre ces deux points (km).

$I_c=0.16\%$

f) Temps de concentration du bassin versant t_c : [1]

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

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (II.19).$$

Avec :

- S : surface du bassin versant (Km²).
- L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (Km).
- t_c : temps de concentration exprimé en heure (h).
- H_{moy} : altitude moyenne (m).
- H_{min} : altitude minimale (m).

A.N : $t_c = \frac{4\sqrt{176} + 1.5 * 31}{0.8\sqrt{948.44 - 656.5}} = 7.28 \text{heures}$ **t_c=7.28 heures**

g) Vitesse de ruissellement : [1]

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

$$V_r = \frac{L}{t_c} \dots\dots\dots (II.20).$$

Avec :

- L : Longueur du thalweg principal (Km).
- Tc : Temps de concentration (h).

A.N : $V_r = \frac{31}{7.28} = 4.26(km / h)$ **V_r=4.26 km/h**

h) Profil en long de l'Oued : [1]

Ce profil est tracé à partir de la carte topographique en tenant compte des l'altitude et de la longueur du cours d'eau. Sur ce profil, peuvent figurer les infrastructures importantes (barrages, voies ferrées...etc.) et les divers affluents.

Tableau II.08 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude

N°	Courbe de niveau (m)	Distance (Km)
1	1200	0
2	1150	0.15
3	1100	1.69
4	1000	8.90
5	900	17.9
6	800	28.85
7	700	29.5
8	656.5	31

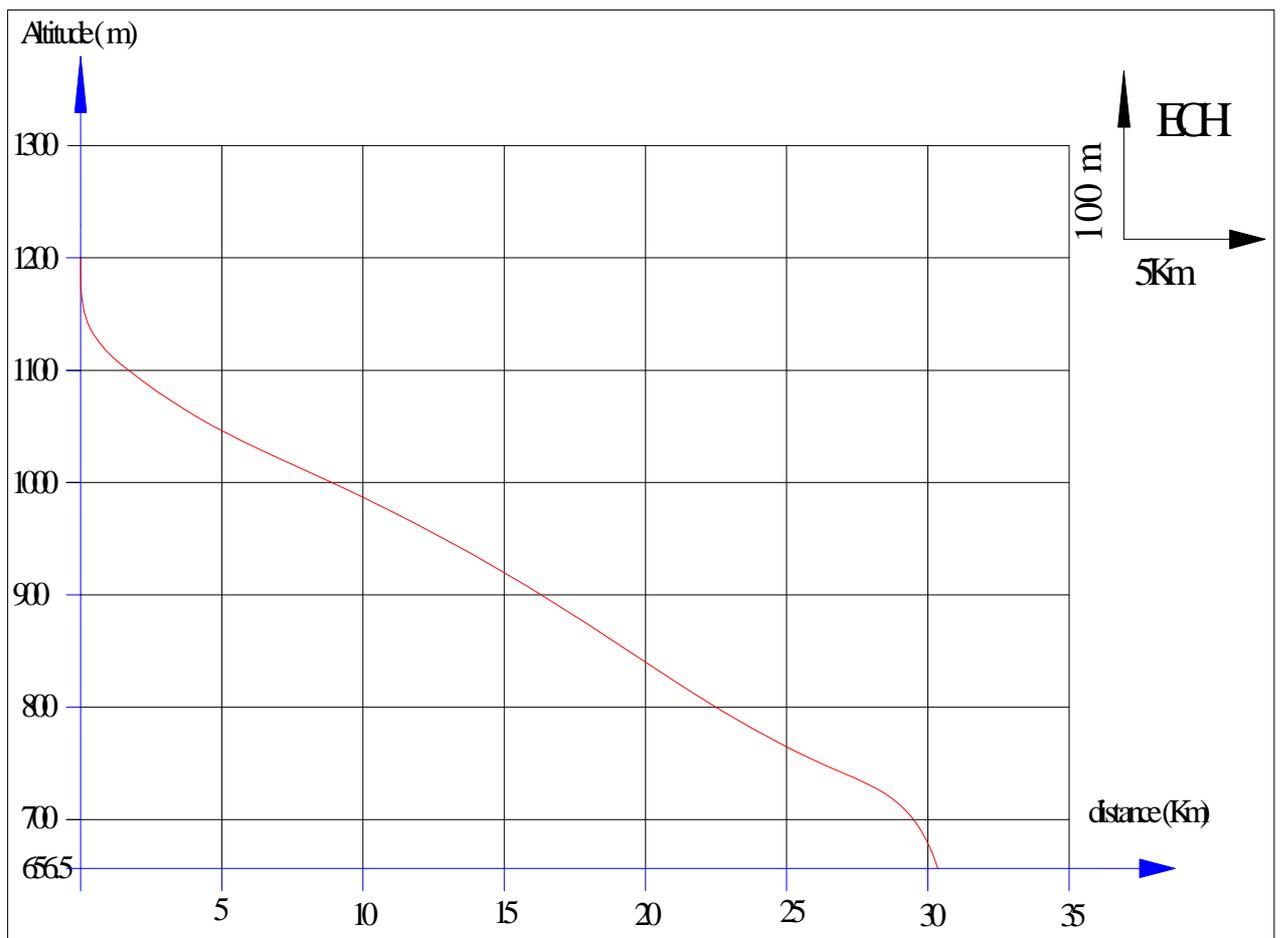


Figure II.05 : Profil en long du cours d'eau principal

Tableau II.09 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	176
Périmètre		P	km	70
Longueur du thalweg principal		L	km	31
Indice de compacité		KC	-	1,48
Coefficient d'allongement		Ca	-	5,46
Rectangle équivalent	longueur	Lr	Km	28.675
	largeur	lr	Km	6.138
Altitudes	maximale	Hmax	m	1370
	moyenne	Hmoy	m	948.44
	médiane	Hmed	m	1020
	minimale	Hmin	m	656.5
Indice de pente de Roche		IP	%	1,428
Indice de pente globale		Ig	m/km	13,44
Indice de pente moyenne		Ipm	%	4.054
Densité de drainage		Dd	Km/Km ²	3.3425
Coefficient de torrentialité		Ct	-	8.79
Temps de concentration		tc	h	7.28
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	4.26

II.1.1.5. Caractéristiques climatiques du bassin versant :

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

La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température et le vent qui ont une influence sur l'évaporation et la transpiration.

Pour notre zone d'étude, la station plus représentative et celle qui dispose le plus d'enregistrements est la station 09.03.02.

a) Température :

Par sa situation géographique, la région délimitant l'oued Mellah se trouve dans un climat méditerranéen à nuance continentale.

Le caractère essentiel de ce climat réside en l'alternance d'une saison froide relativement tempérée, durant laquelle des perturbations cycloniques des pluies souvent substantielles apparaissent surtout sur les reliefs, suivies d'une période chaude et sèche.

Les valeurs des températures mensuelles moyennes observées sous abri à la station de Beni-Slimane, sont indiquées dans le Tableau II.10

Tableau II.10 : températures moyennes mensuelles

	Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy annuelle
Beni-Slimane	Tmoy °C	21.2	16.6	11.6	7.8	6.9	7.6	10	12.1	16.9	22.2	25.6	26.2	15.4

Source : O.N.M

Comme le montre le tableau II.10, la température moyenne annuelle pour notre région d'étude est de 15.4 °C.

La répartition mensuelle de température est donnée par la figure II.06.

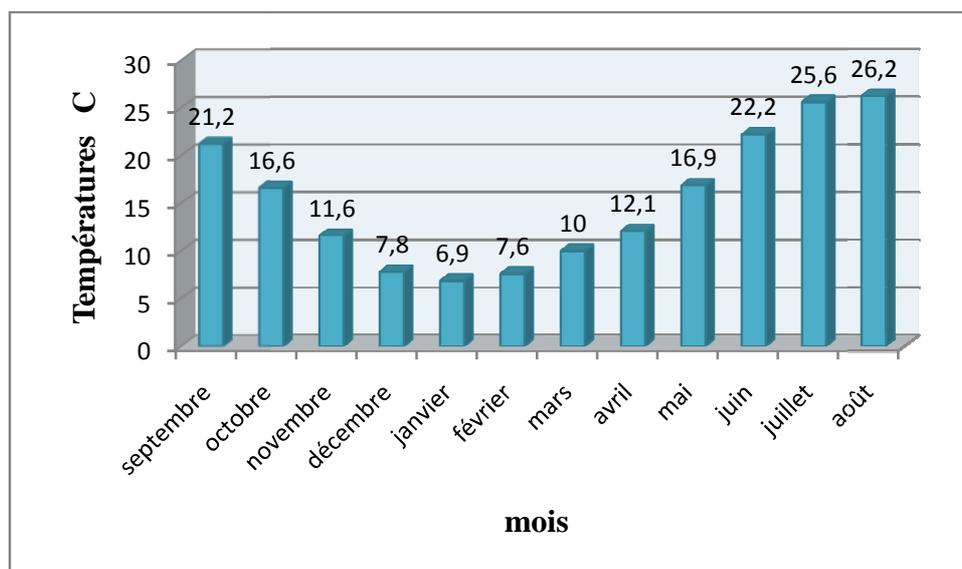


Figure II.06 : Répartition mensuelle des températures.

b) Evaporation:

L'évaporation est mesurée à la station de Beni-Slimane. L'évaporation moyenne mensuelle disponible à cette station est dans le tableau N°II.11.

L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc estimée à un total annuel de 1351mm. Elle est minimale durant les mois d'hiver (**Décembre, Janvier et février**), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (**Juillet et Août**).

Tableau II.11 : répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	Aoû	Année
Evaporation (mm)	142	100	54	35	34	36	69	92	150	195	230	214	1351
Evaporation (%)	10.51	7.40	4.00	2.60	2.52	2.66	5.11	6.81	11.10	14.43	17.02	15.84	100

Source : O.N.M

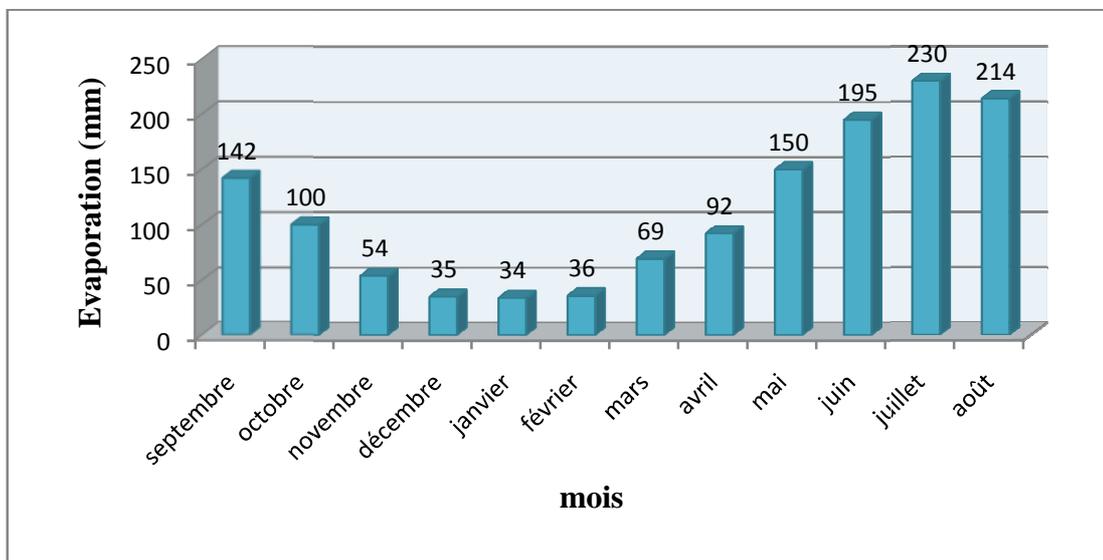


Figure II.07 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

c) Humidité relative:

L'humidité relative moyenne annuelle retenue est donc estimée à 67.1 %. Elle est minimale durant les mois d'été (**Juillet et Août**), alors qu'elle est maximale pour les mois d'hiver (**Décembre, Janvier, février et mars**).

La répartition mensuelle de l'humidité relative est donnée par le tableau suivant:

Tableau II.12 : répartition mensuelle de l'humidité relative.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Année (moyenne)
H (%)	56.8	73.0	74.5	80.6	72.7	74.3	77.8	72.8	64.8	61.3	47.8	48.8	67.1

Source : O.N.M

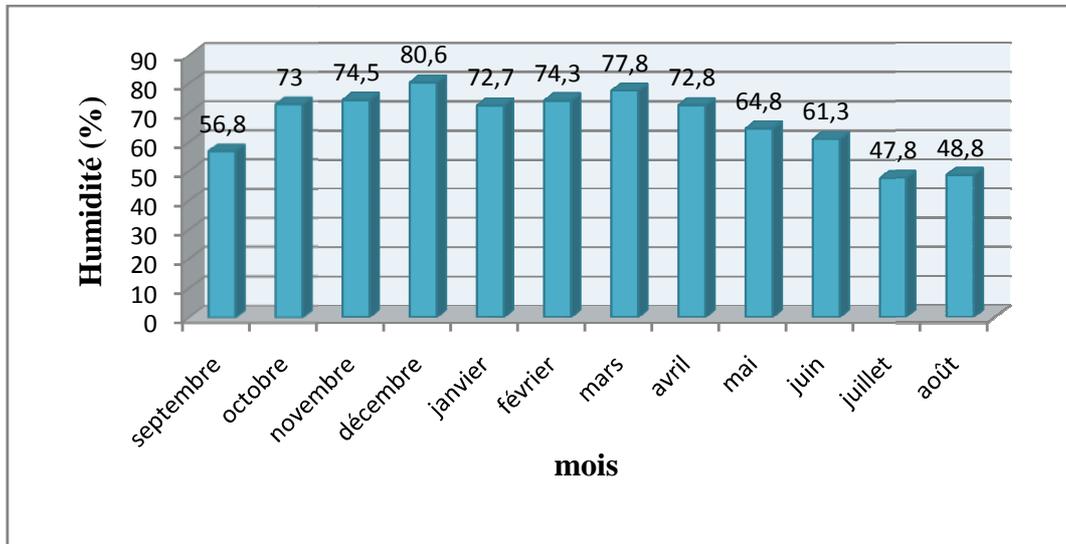


Figure II.08 : Répartition mensuelle de l’humidité.

d) Vitesse du vent:

D’après le tableau suivant la vitesse moyenne du vent est de 6.39 m/s. Elle présente un maximum en Décembre (8.06m/s).et un minimum en Janvier (3.68m/s).

Tableau II.13 : Répartition mensuelle des vitesses du vent.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Année (moenne)
V (m/s)	5.68	7.30	7.45	8.06	3.68	7.43	7.78	7.28	6.48	6.13	4.78	4.88	6.39

Source : O.N.M

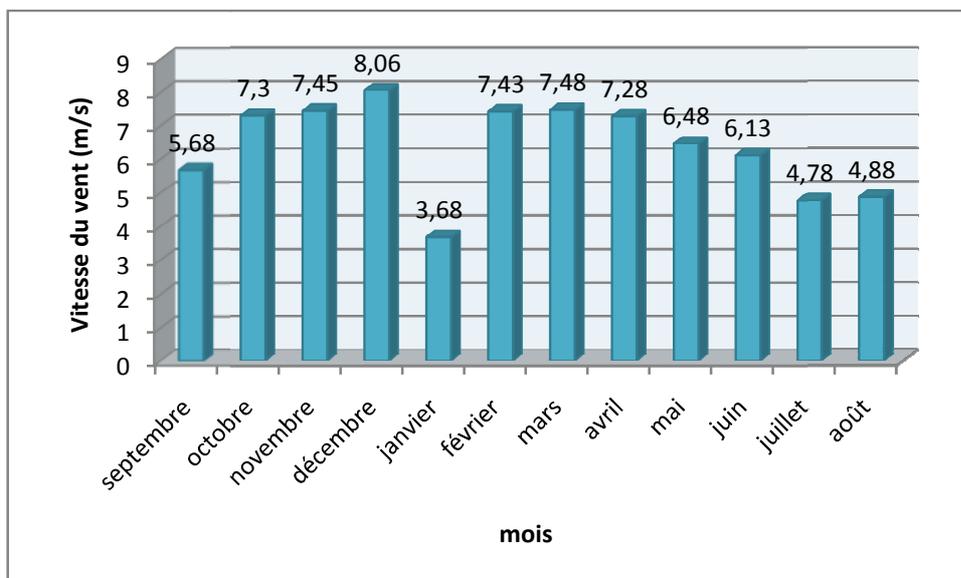


Figure II.09 : Répartition mensuelle des vitesses du vent.

e) Pluviométrie:

Nous disposons de données d'observation directes disponibles aux alentours du bassin versant de l'oued Mellah.

Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II.14 : Données disponibles des stations situées a proximité de la zone d'étude

station	Code de la station	Coordonnées Lambert			Années de fonctionnement	Nombre d'années
		X	Y	Z		
Beni-Slimane	090302	557.2	322.65	600	1970-2010	41
Djouab	090301	566.95	315.55	825	1970-2008	39
El omaria	120208	530.2	329.2	790	1970-2006	37

Source : A.N.R.H

La station de Beni-Slimane est la plus proche du site avec une période d'observation de 1970 – 2010 soit 41 ans.

Le tableau II.15 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Tableau II.15: Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	total
P (mm)	28,54	31,52	41,62	47,14	48,45	44,52	42,31	38,86	33,19	9,68	6,63	7,95	380,42
P %	7.50	8.29	10.94	12.39	12.76	11.70	11.12	10.23	8.70	2.54	1.74	2.09	100

Source : A.N.R.H

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée en figure II.10.

Nous remarquerons que les lames précipitées durant les mois d'**Octobre à Mai** sont à peu près de même ordre de grandeur et représentent environs **90 %** du total pluviométrique annuel néanmoins, on note une pointe en **Janvier**.

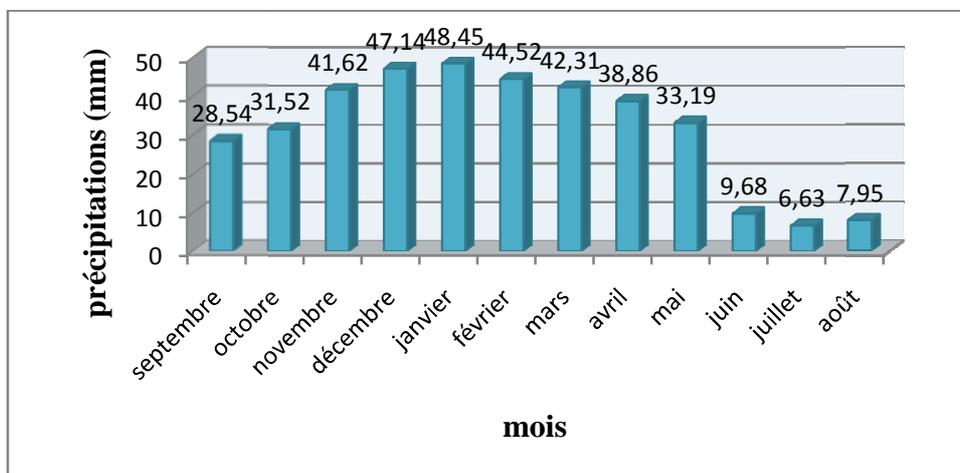


Figure II.10 : Répartition mensuelle des précipitations.

II.2. Etude des précipitations :

II.2.1. Homogénéisation des données : [1]

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées. L'information de base quant à sa qualité revêt une très grande importance. On ne peut espérer à des résultats concluants si la donnée de base n'est pas fiable. De ce fait, l'analyse hydrologique se base sur l'exploitation de données, présentées souvent sous forme de séries statistiques et la plus part des temps pleines d'erreurs qu'on appelle erreurs statistiques, qu'il convient de détecter et de corriger. Pour se faire on fait appel à l'homogénéisation des données. Les méthodes d'homogénéisation sont nombreuses et peuvent être graphiques ou analytiques.

Dans notre étude on va utiliser le test de la médiane ou test de Mood.

II.2.1.1. Test de la médiane ou test de Mood : [1]

Ce test permet de vérifier si une série de données est homogène.

Soit un échantillon x_1, x_2, \dots, x_n ; déterminons sa médiane M après avoir classé l'échantillon par ordre croissant.

La médiane M est une constante de telle sorte que 50% des x_i lui soient inférieures et 50% des x_i lui soient supérieures.

Remplaçons donc la série des valeurs non classées par une suite de signe :

+ Pour les $x_i > M$

- Pour les $x_i < M$

Calculons les quantités N_s et T_s , avec :

N_s : nombre total de série de (+) ou de (-).

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

Les conditions du test sont les suivantes :

$$N_s > \frac{1}{2}(N+1 - U_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{N+1}) \dots\dots\dots (II.21).$$

$$T_s < 3.3[\log(N+1)] \dots\dots\dots (II.22).$$

U : variable réduite de Gauss pour une probabilité de $1-\alpha/2$. Avec $\alpha = 5\%$.

N : taille de notre série (41).

NOTE: L'annexe II regroupe les séries pluviométriques journalières, mensuelles, et annuelles, ainsi que le test d'homogénéisation.

AN: d'après la table de gauss : $U_{1-\alpha/2} = U_{0.9750} = 1.96$.

$$(N_s = 20) \frac{1}{2} (41+1 - 1.96\sqrt{41+1}) = 14.65 \dots\dots\dots (1)$$

$$T_s = 5(3.3[\log(41+1)]) = 5.36 \dots\dots\dots (2)$$

D'après (1) et (2) : les deux conditions sont vérifiées, donc notre série est homogène.

II.2.2. Les précipitations maximales journalières : [1]

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 notre étude on passe par les étapes suivantes ;

Classer la série des précipitations par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement.

Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées ;

Calcul de la fréquence expérimentale ;

Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;

Reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi ;

Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée ;

Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

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

Tableau II.16 : Caractéristiques empiriques de la série avec N=41ans

caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=41} X_i$	1500,4 mm
la moyenne des $P_{max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=41} X_i}{N}$	36,60 mm
L'écart type « σ_x » ; Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{41} (X_i - \bar{X})^2}{N-1}} \right]$	12,85 mm
Coefficient de variation « Cv » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,351
Coefficient d'asymétrie « Cs » :	$C_s = \frac{\sum_{i=1}^{N=41} (X_i - \bar{X})^3}{(N-1)\sigma^3}$	0,908
L'exposant climatique :	b=0,34	

L'exposant climatique pour notre région (b=0.34) est donné par l'ARNH de Blida.

II.2.2.1 Choix de la loi d’ajustement :

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. Toute fois, 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. Pour notre cas on utilise le logiciel HYFRAN.

Les lois d’ajustement choisies sont :

- 1)- la loi de GAUSS ou loi Normal
- 2)- la loi de GUMBEL.
- 3)- la loi de GALTON (log-normal2).

II.2.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAUSS :

Une variable appartient à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est de la forme :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \text{ (Fréquence au non dépassement) (II.23).}$$

U : variable réduite de Gauss. Elle est donnée par : $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$ (II.24).

La transformation $x = \bar{x} + \sigma u$ est l’équation de la droite de Henry sur papier à probabilité gaussienne.

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

• **Calcul des paramètres de l’ajustement de la loi de Gauss :**

Normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations: 41

Paramètres : Moy = 36.6 et $\sigma = 12.85$

Quantiles : q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

T = 1/ (1-q)

Tableau II.17 : Ajustement à la loi de Gauss.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	P _{jmax}	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	84.4	5.71	73.2 – 95.6
2000	0.9995	78.9	5.14	68.8 - 89.0
1000	0.9990	76.3	4.88	66.8 – 85.9
200	0.9950	69.7	4.21	61.4 – 78.0
100	0.9900	66.5	3.90	58.9 – 74.1
50	0.9800	63.0	3.57	56.0 – 70.0
20	0.9500	57.7	3.10	51.7 – 63.8
10	0.9000	53.1	2.73	47.7 – 58.4
5	0.8000	47.4	2.34	42.8– 52.0

• **Test d'adéquation du Khi carré :**

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Normale

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Normale

Résultats :

$\chi^2 = 6.41$

p-value $p = 0.2679$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classe : 8

Nous pouvons rejeter H_0 au niveau de signification de 5 %

• **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon Station de Beni-Slimane:**

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gauss et celles de l'échantillon station de Beni-Slimane est résumée dans le tableau suivant :

Tableau II.18 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	17.9
Maximum	Aucun	77.4
Moyenne	36.60	36.60
Ecart-type	12.85	12.85
Médiane	36.6	33.3
Coefficient de variation (Cv)	0.35	0,351
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0,00	0,908

Le tracé de la droite de Gauss est représenté sur papier normal comme le montre la figure suivante :

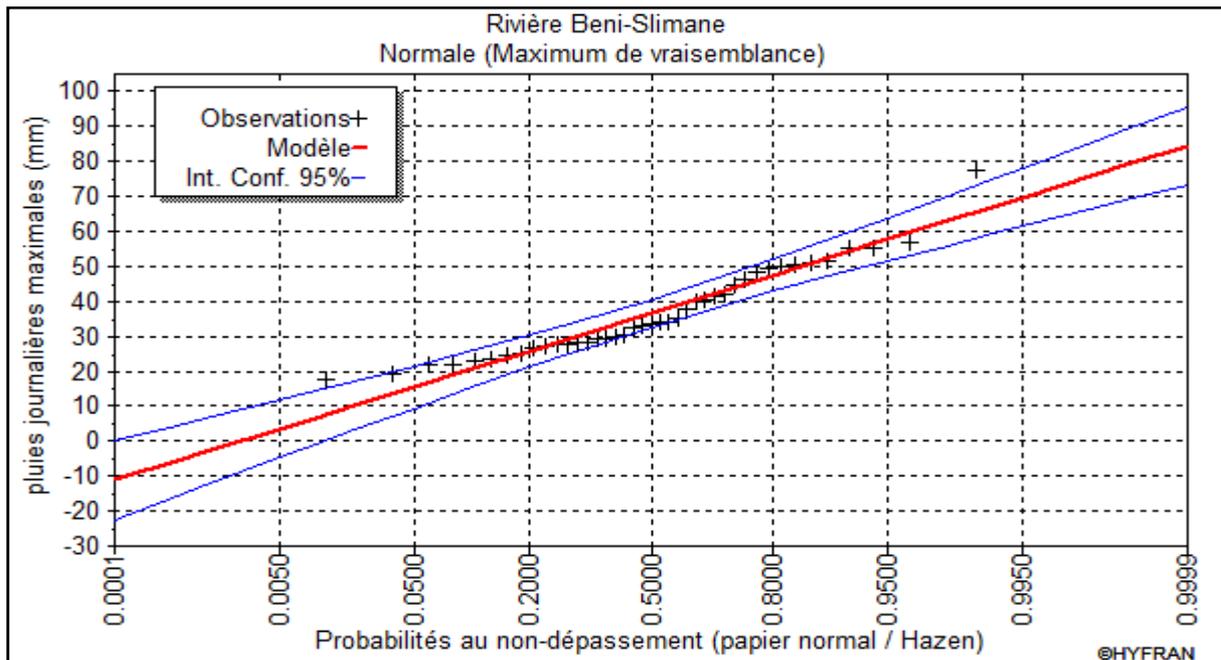


Figure II.11 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gauss.

II.2.2.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel:

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

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots (II.25).$$

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

- y : variable réduite de Gumbel.
- 1/α : la pente de la droite de Gumbel.
- x : précipitation maximale journalière (mm)
- x₀ : 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.

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \dots\dots\dots (II.26).$$

Avec : 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 « x₀ »
- ✓ représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier Gumbel.

• **Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de Gumbel :**

La droite de Gumbel est donnée par la formule :

$$x = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots (II.27).$$

Avec : (1 / α) : la pente de la droite de Gumbel

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

Gumbel (Méthode de vraisemblance)

Nombre d'observations: 41

Paramètres :

U = 30.68

α = 9.97

Quantiles :

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

T = 1/ (1-q)

Tableau II.18 : Ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	P_{jmax}	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	123	12.0	99.0 - 146
2000	0.9995	106	10.0	86.8 - 126
1000	0.9990	99.6	9.18	81.6 - 118
200	0.9950	83.5	7.22	69.3 – 97.7
100	0.9900	76.6	6.38	64.0 – 89.1
50	0.9800	69.6	5.55	58.7 – 80.5
20	0.9500	60.3	4.45	51.6 – 69.0
10	0.9000	53.1	3.63	46.0 – 60.2
5	0.8000	47.2	3.20	41.3 -52..1

• **Test d'adéquation du Khi carré :**

Hypothèses

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Normale

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Normale

Résultats : $\chi^2 = 4.46$

p-value $p = 0.4848$

Degré de liberté : 5

Nombre de classe : 8

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

• **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon Station de Beni-Slimane:**

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gumbel et celles de l'échantillon station de Beni-Slimane est résumée dans le tableau suivant :

Tableau II.19 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	17.9
Maximum	Aucun	77.4
Moyenne	36.4	36.60
Ecart-type	12.8	12.85
Mode (x_0)	30.81	-
Gradex (α)	10.02	-
Médiane	34.3	33.3
Coefficient de variation (Cv)	0.351	0,351
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0,908

Le tracé de la droite de Gumbel est représenté sur papier normal comme le montre la figure suivante :

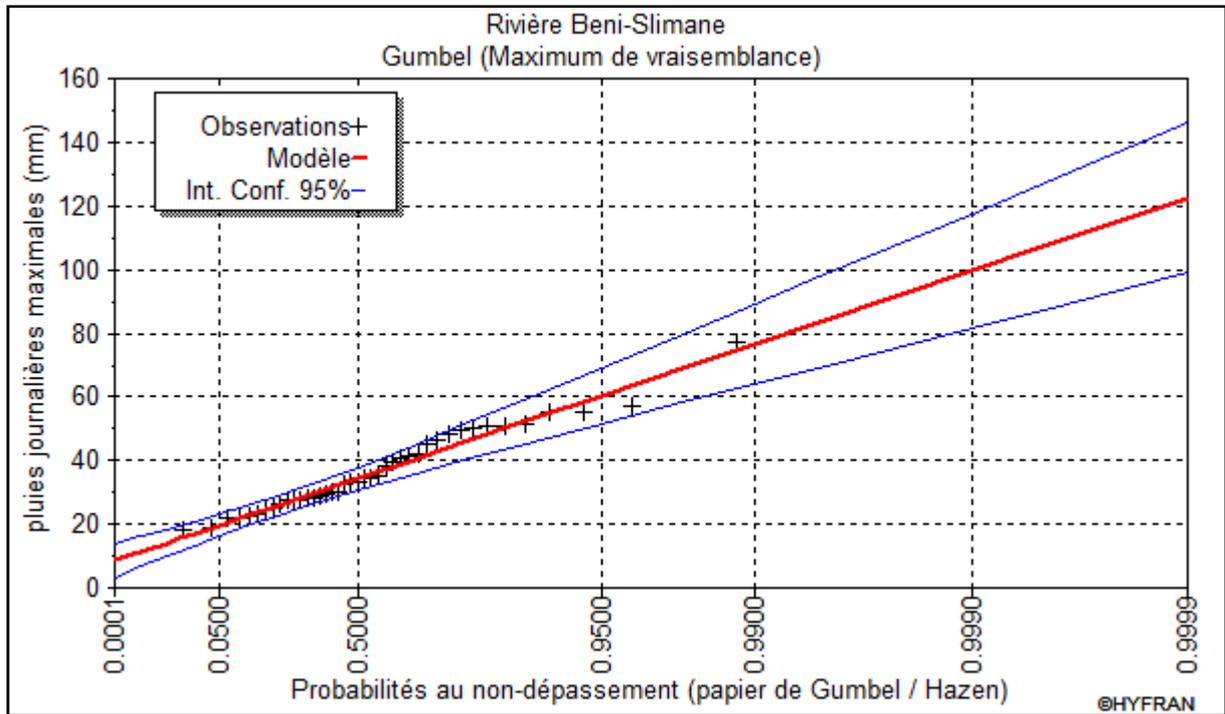


Figure II.12 : représentation graphique de l’ajustement à la loi de Gumbel.

II.2.2.4. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log-normale) :

Ce procédé d’ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale, comme le montre la figure II.13.

La loi de Galton a une fonction de répartition qui s’exprime selon la formule suivante :

$$F (X) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (II.28)$$

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

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

$$\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log } x} + \delta * \text{Log } u(p \%)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{38} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots\dots\dots (II.29)$$

Les résultats de l’ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans le tableau II.20.

Galton (Méthode de vraisemblance corrigée)

Nombre d'observations : 41

Paramètres :

Mu = 4,5424

σ = 0,3405

Quantiles : q = F(X) (probabilité au non dépassement)

T = 1/ (1-q)

Tableau II.20 : Ajustement à la loi de Galton.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Pjmax	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	123	18.5	86.2 – 159
2000	0.9995	106	14.4	77.7 - 134
1000	0.9990	99.0	12.8	73.9 - 124
200	0.9950	83.1	9.27	64.9 – 101
100	0.9900	76.3	7.88	60.8 – 91.8
50	0.9800	69.5	6.58	56.6 – 82.4
20	0.9500	60.5	4.97	50.8 – 70.2
10	0.9000	53.5	3.86	45.9 – 61.0
5	0.8000	46.0	2.86	40.4 – 541.6

• **Test d'adéquation du Khi carré :**

Hypothèses :

H₀ : L'échantillon provient d'une loi Normale

H₁ : L'échantillon ne provient pas d'une loi Normale

Résultats :

$$\chi^2 = 4.85$$

p-value p = 0.4340

Degrés de liberté : 5

Nombre de classe : 8

Nous pouvons accepter H₀ au niveau de signification de 5 %

• **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon Station de Beni-Slimane:**

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gumbel et celles de l'échantillon station de Beni-Slimane est résumée dans le tableau suivant :

Tableau II.21 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0,00	17.9
Maximum	Aucun	77.4
Moyenne	36.6	36.6
Ecart-type	12.80	12.85
Médiane	34.6	33.3
Coefficient de variation (Cv)	0.351	0.351
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.09	0.908

Le tracé de la droite de Galton est représenté sur papier normal comme le montrent la figure suivante :

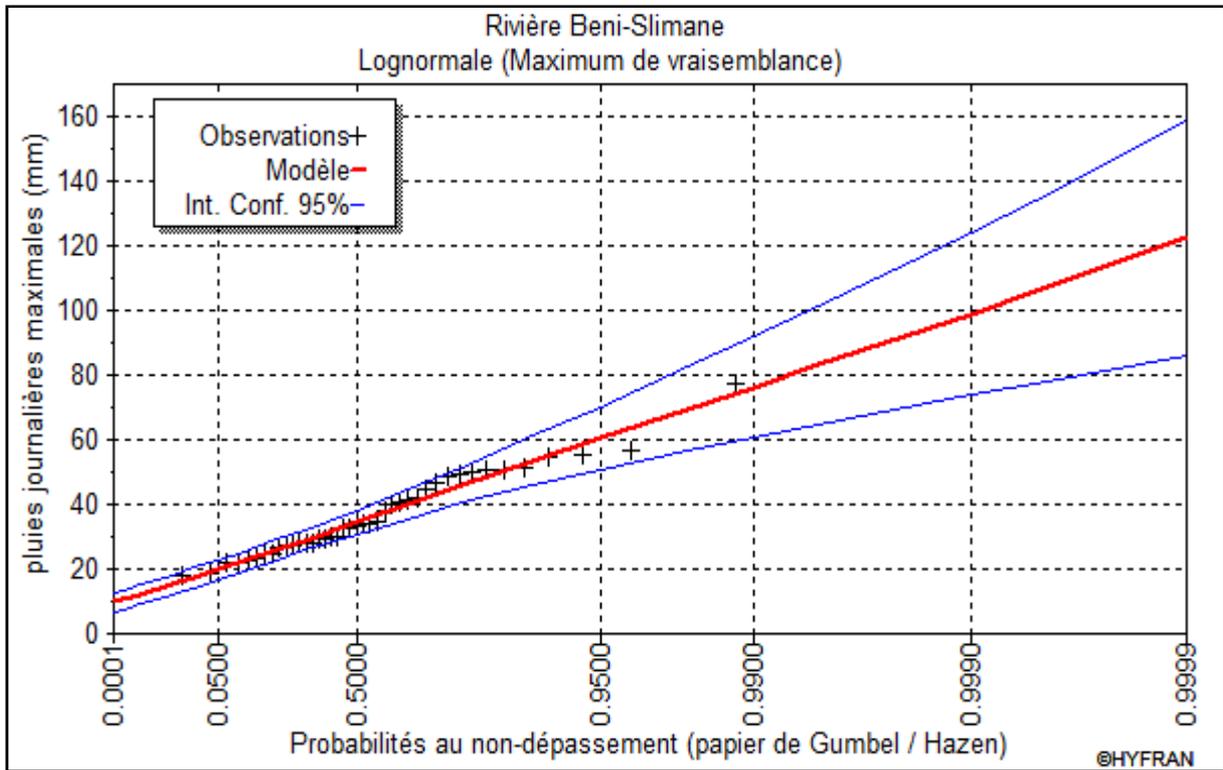


Figure II.13: représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton.

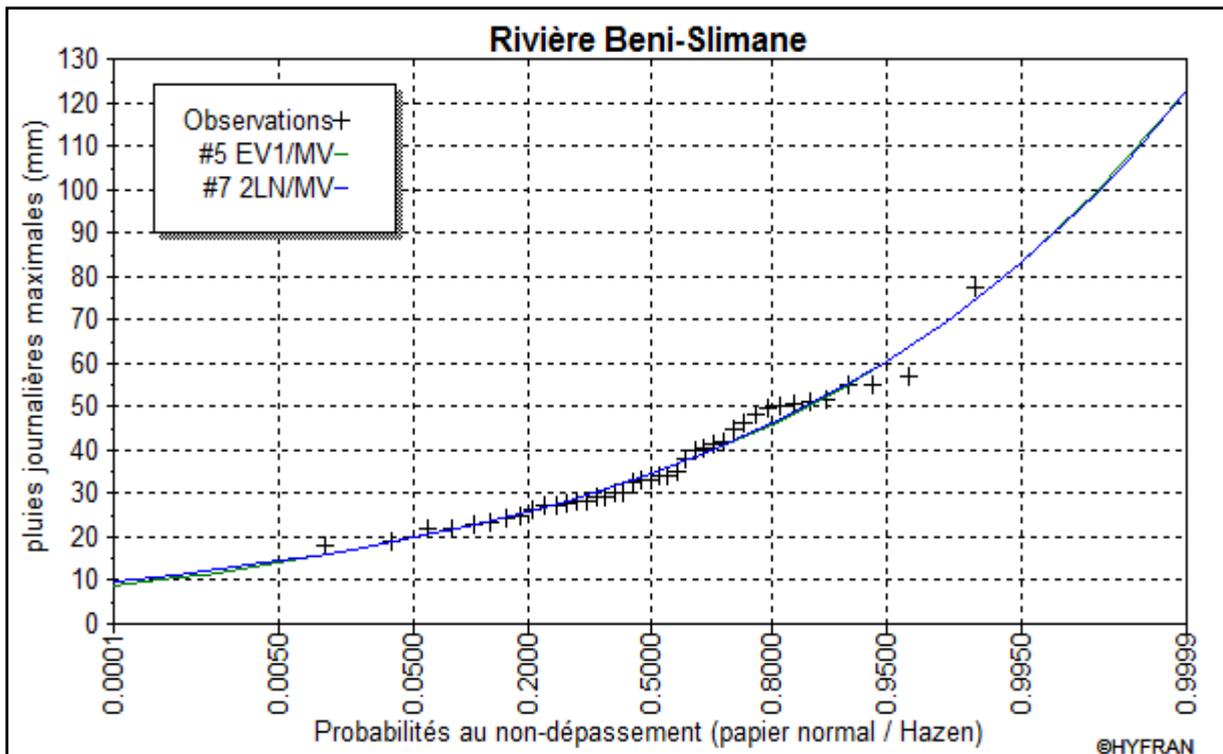


Figure II.14 : la comparaison graphique entre les deux lois (Galton et Gumbel)

Conclusion :

D'après les schémas ; on trouve que la série des pluies maximales journalières suit la loi log normale « GALTON » et celle de « GUMBEL » les résultats de GALTON sont à considérer pour la suite de notre travail.

II.2.3. La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités : [1]

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule de Montanami

$$P_{\max,t-p\%} = P_{\max,j-p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (II.30).$$

Avec :

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

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

t : Temps [heure].

b : Exposant climatique, pour notre région $b = 0,34$.

L'intensité : $I_0 = P_{\max,t-p\%} / t \dots\dots\dots (II.31).$

Les résultats de calcul de $P_{\max,t-p\%}$ et I_0 sont donnés dans le Tableau (II.25).

Tableau II.22: Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.

Période	5		10		20		50		100		200		1000		2000		10000	
Fréquence	20		10		5		2		1		0.5		0.1		0.05		0.01	
P _{maxi,p%}	46		53.5		60.5		69.5		76.3		83.1		99		106		123	
T(h)	P _{maxt,p%} (mm)	I ₀ (mm/h)																
0,5	12,33	24,67	14,35	28,69	16,22	32,45	18,64	37,27	20,46	40,92	22,28	44,57	26,55	53,09	28,42	56,85	32,98	65,96
1	15,61	15,61	18,16	18,16	20,53	20,53	23,59	23,59	25,90	25,90	28,21	28,21	33,60	33,60	35,98	35,98	41,75	41,75
2	19,76	9,88	22,98	11,49	25,99	13,00	29,86	14,93	32,78	16,39	35,70	17,85	42,53	21,27	45,54	22,77	52,84	26,42
3	22,68	7,56	26,38	8,79	29,83	9,94	34,27	11,42	37,62	12,54	40,98	13,66	48,82	16,27	52,27	17,42	60,65	20,22
4	25,01	6,25	29,09	7,27	32,90	8,22	37,79	9,45	41,49	10,37	45,19	11,30	53,83	13,46	57,64	14,41	66,89	16,72
5	26,99	5,40	31,39	6,28	35,49	7,10	40,77	8,15	44,76	8,95	48,75	9,75	58,08	11,62	62,18	12,44	72,16	14,43
6	28,71	4,79	33,39	5,57	37,76	6,29	43,38	7,23	47,62	7,94	51,87	8,64	61,79	10,30	66,16	11,03	76,77	12,80
7	30,26	4,32	35,19	5,03	39,79	5,68	45,71	6,53	50,19	7,17	54,66	7,81	65,12	9,30	69,72	9,96	80,90	11,56
7.28	30,66	4,21	35,66	4,90	40,33	5,54	46,33	6,36	50,86	6,99	55,39	7,61	66,99	9,06	70,66	9,71	81,99	11,08
8	31,66	3,96	36,82	4,60	41,64	5,21	47,84	5,98	52,52	6,56	57,20	7,15	68,14	8,52	72,96	9,12	84,66	10,58
9	32,96	3,66	38,33	4,26	43,34	4,82	49,79	5,53	54,66	6,07	59,53	6,61	70,93	7,88	75,94	8,44	88,12	9,79
10	34,16	3,42	39,73	3,97	44,92	4,49	51,61	5,16	56,66	5,67	61,71	6,17	73,51	7,35	78,71	7,87	91,33	9,13
11	35,28	3,21	41,04	3,73	46,40	4,22	53,31	4,85	58,52	5,32	63,74	5,79	75,93	6,90	81,30	7,39	94,34	8,58
12	36,34	3,03	42,27	3,52	47,80	3,98	54,91	4,58	60,28	5,02	65,65	5,47	78,21	6,52	83,74	6,98	97,18	8,10
13	37,34	2,87	43,43	3,34	49,12	3,78	56,42	4,34	61,94	4,76	67,46	5,19	80,37	6,18	86,05	6,62	99,86	7,68
14	38,30	2,74	44,54	3,18	50,37	3,60	57,86	4,13	63,52	4,54	69,19	4,94	82,42	5,89	88,25	6,30	102,40	7,31
15	39,21	2,61	45,60	3,04	51,56	3,44	59,24	3,95	65,03	4,34	70,83	4,72	84,38	5,63	90,35	6,02	104,83	6,99
16	40,08	2,50	46,61	2,91	52,71	3,29	60,55	3,78	66,47	4,15	72,40	4,52	86,25	5,39	92,35	5,77	107,16	6,70
17	40,91	2,41	47,58	2,80	53,81	3,17	61,81	3,64	67,86	3,99	73,91	4,35	88,05	5,18	94,27	5,55	109,39	6,43
18	41,71	2,32	48,51	2,70	54,86	3,05	63,02	3,50	69,19	3,84	75,36	4,19	89,78	4,99	96,12	5,34	111,54	6,20
19	42,49	2,24	49,41	2,60	55,88	2,94	64,19	3,38	70,47	3,71	76,75	4,04	91,44	4,81	97,91	5,15	113,61	5,98
20	43,24	2,16	50,28	2,51	56,86	2,84	65,32	3,27	71,71	3,59	78,11	3,91	93,05	4,65	99,63	4,98	115,61	5,78
21	43,96	2,09	51,13	2,43	57,81	2,75	66,42	3,16	72,91	3,47	79,41	3,78	94,61	4,51	101,30	4,82	117,54	5,60
22	44,66	2,03	51,94	2,36	58,74	2,67	67,47	3,07	74,08	3,37	80,68	3,67	96,11	4,37	102,91	4,68	119,41	5,43
23	45,34	1,97	52,73	2,29	59,63	2,59	68,50	2,98	75,20	3,27	81,91	3,56	97,58	4,24	104,48	4,54	121,23	5,27
24	46,00	1,92	53,50	2,23	60,50	2,52	69,50	2,90	76,30	3,18	83,10	3,46	99,00	4,13	106,00	4,42	123,00	5,13

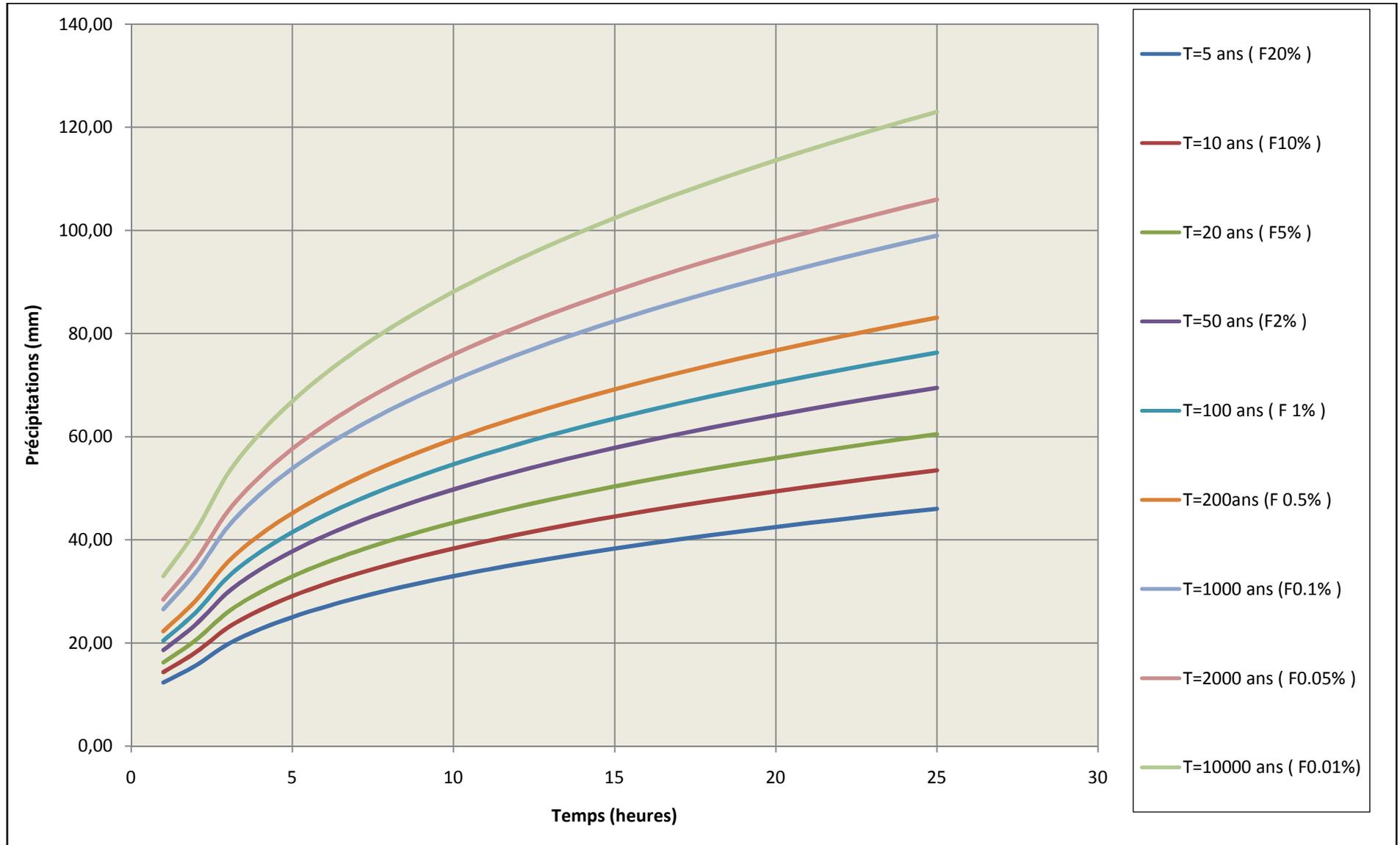


Figure II.15 : Pluies de Courtes durées

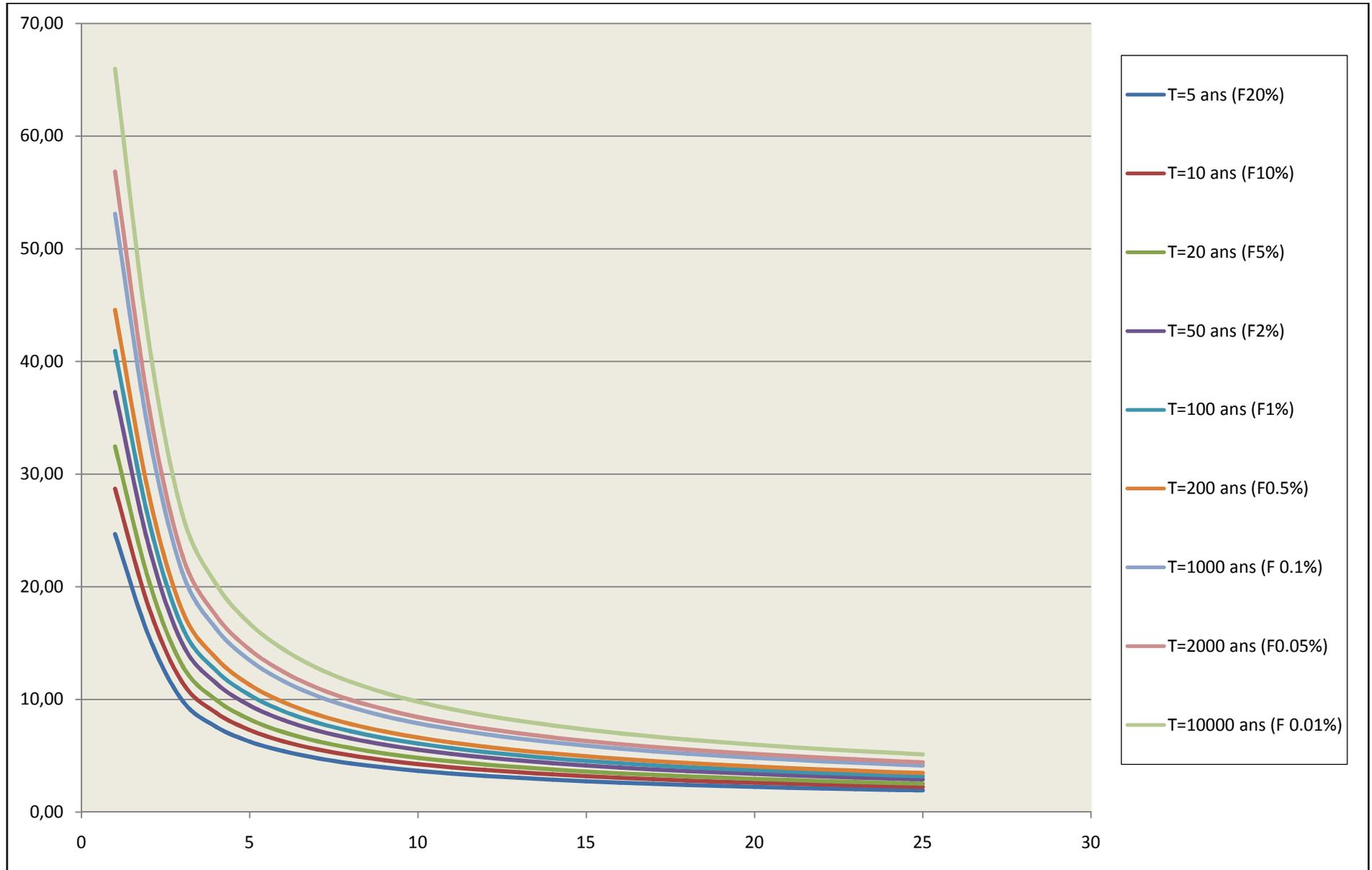


Figure II.16 : Intensité –Durée –Fréquence.

II.3. Etude des apports :

II.3.1. L'apport moyen interannuel (A_0) : [2]

On dispose sur l'oued Mellah d'une station hydrométrique (Beni Slimane, 09.03.05), on va utiliser les données de cette station pour déterminer l'apport moyen interannuel. Les observations nous ont été données par l'agence nationale des ressources hydrauliques de Blida. (Voir annexe II.). Le tableau ci-après récapitule la répartition mensuelle des apports. Cette dernière (répartition) suit la même répartition que les précipitations en question étant génératrice des apports de l'oued.

Tableau II.23 : récapitulatif des apports observés à la station de Beni-Slimane.

	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	année
A_0 (Hm ³)	1.00	1.12	1.47	1.67	1.72	1.57	1.50	1.38	1.17	0.34	0.23	0.28	13.45
A_0 (%)	7.5	8.29	10.94	12.39	12.76	11.7	11.12	10.23	8.70	2.54	1.74	2.09	100

Source : A.N.R.H

La répartition mensuelle des apports est présentée en figure II.17.

Nous remarquons que les apports durant les mois d'**Octobre à Mai** sont à peu près de même ordre de grandeur et représentent environs **90 %** du total annuel néanmoins, on note une pointe en **Janvier**.

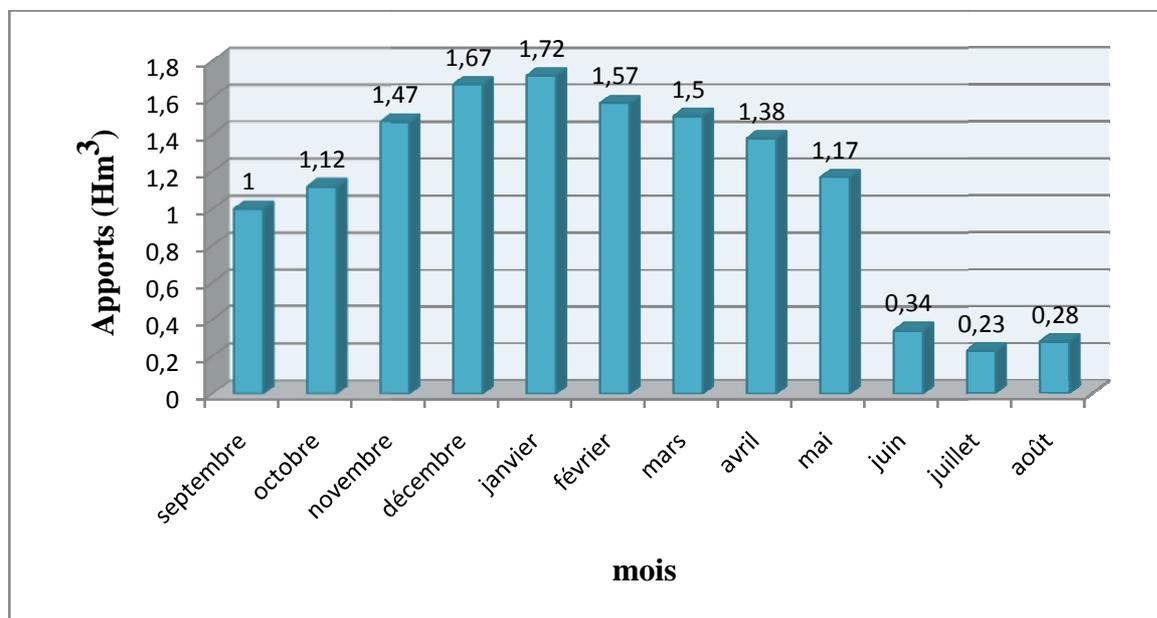


Figure II.17 : Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel.

II.3.2. Caractéristiques de l'écoulement :

II.3.2.1. Module de l'écoulement :

Il est donné par : $M_e = \frac{A_0}{T}$ (II.32).

Avec : A_0 : Apport moyen annuel (litres).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3,1536 \cdot 10^7$ s

$$\text{A.N : } M_e = \frac{13.45 \cdot 10^9}{3.1536 \cdot 10^7} = 426.50 \text{ l/s} \qquad \qquad \qquad \mathbf{M_e=426.50 \text{ l/s}}$$

II.3.2.2. Module de l'écoulement relatif ou spécifique :

Il est donné par : $M_0 = \frac{M_e}{S}$ (II.33).

Avec : M_e : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

$$\text{A.N : } M_0 = \frac{426.5}{176} = 2.423 \text{ l/s.km}^2 \qquad \qquad \qquad \mathbf{M_0=2.423 \text{ l/s.km}^2}$$

II.3.2.3. Lamme d'eau écoulée :

Elle est donnée par : $l_e = \frac{A_0}{S}$ (II.34).

Avec : S : Superficie du bassin.

A_0 :apport moyen annuel.

$$\text{A.N : } l_e = \frac{13.45 \cdot 10^6}{176 \cdot 10^6} = 0.07642 \text{ m} = 76.42 \text{ mm} \qquad \qquad \qquad \mathbf{l_e=76.42 \text{ mm}}$$

II.3.2.4. Coefficient de l'écoulement ou de ruissellement :

Il es donné par : $C_e = \frac{l_e}{P_{moy}}$ (II.35).

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

L_e : Lamme d'eau écoulée (mm).

$$\text{A.N : } C_e = \frac{76.42}{380.42} = 0.2 \qquad \qquad \qquad \mathbf{C_e=0.2}$$

II.3.3. Les apports fréquentiels :

Les apports fréquentiels ou de période de retour donnée sont très important notamment pour le dimensionnement de l'ouvrage, la régularisation des débits et la gestion rationnelle de la capacité en eau (Industrie, Irrigation). On les obtient en ajustant notre série des apports avec des méthodes d'estimation. Pour se faire nous avons choisi la loi de distribution Pearson III et celle de Galton (log normal).

II.3.3.1. Ajustement de la série des apports à la loi de Galton (log-normale) :

Pour ajuster notre série des apports on va utiliser le logiciel HYFRAN.

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans le tableau II.24.

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations : 39

Paramètres :

$$\mu = 2.507686$$

$$\sigma = 0,485141$$

Quantiles :

$$q = F(X) \text{ (probabilité au non dépassement)}$$

$$T = 1 / (1-q)$$

Tableau II.24 : Ajustement à la loi de Galton.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	A ₀	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	74.6	21.2	33.1 - 116
2000	0.9995	60.6	15.5	30.3 – 90.9
1000	0.9990	55.0	13.3	28.9 – 81.1
200	0.9950	42.8	8.96	25.3 – 60.4
100	0.9900	38.0	7.37	23.5 – 52.4
50	0.9800	33.3	5.89	21.7 – 44.8
20	0.9500	27.3	4.19	19.0 – 35.5
10	0.9000	22.9	3.09	16.8 – 28.9
5	0.8000	18.5	2.14	14.3 – 22.7
2	0.5000	12.3	1.22	9.89 – 14.7
1.25	0.2000	9.08	0.946	6.31 – 10.0

- **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon Station de Beni-Slimane:**

Tableau II.25 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0,00	2.80
Maximum	Aucun	21.1
Moyenne	13.8	13.4
Ecart-type	7.11	4.90
Médiane	12.3	14.1
Coefficient de variation (Cv)	0.515	0.365
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.68	0.530

Le tracé de la droite de Galton est représenté sur papier normal comme le montrent la figure suivante :

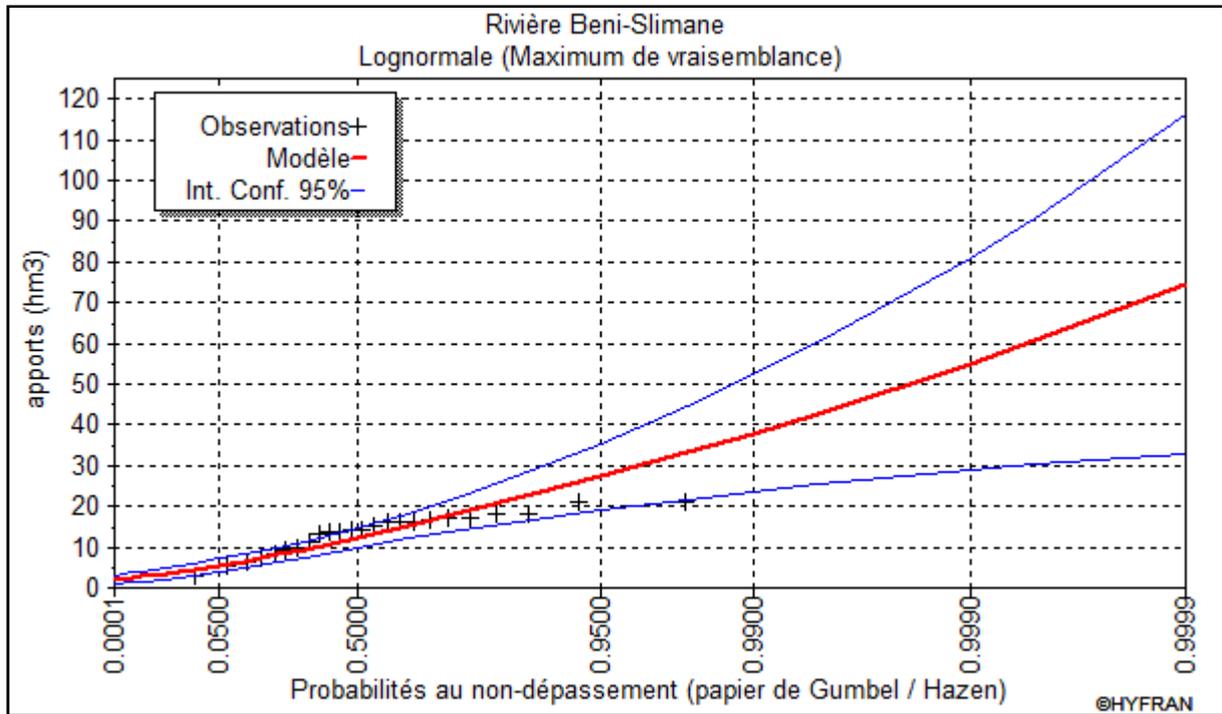


Figure II.18 : représentation graphique de l’ajustement à la loi de Galton.

II.3.3.2. Ajustement de la série des apportes à la loi de distribution Pearson III :

Les apports annuels s’ajustent bien à la loi de distribution Pearson III dont l’équation est :

$$A_{P\%} = \bar{A}(F_{P\%} * C_V + 1) \dots\dots\dots (II.36).$$

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

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

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

C_V : Coefficient de variation.

C_S : Coefficient d’asymétrie.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau II.26.

Tableau II.26 : Ajustement à la loi de Pearson III.

Période de retour	1.25	2	5	10	20	50	100	200	1000	2000	10000
Fréquence P (%)	80	50	20	10	5	2	1	0.5	0,1	0.05	0.01
variable de Gauss	-0,850	-0.086	0.807	1.330	1.449	2.397	2.700	3.372	3.855	4.433	4.896
Apport (Mm^3)	9.28	13.03	17.72	19.98	20.56	25.22	26.70	30.00	32.38	35.21	37.49

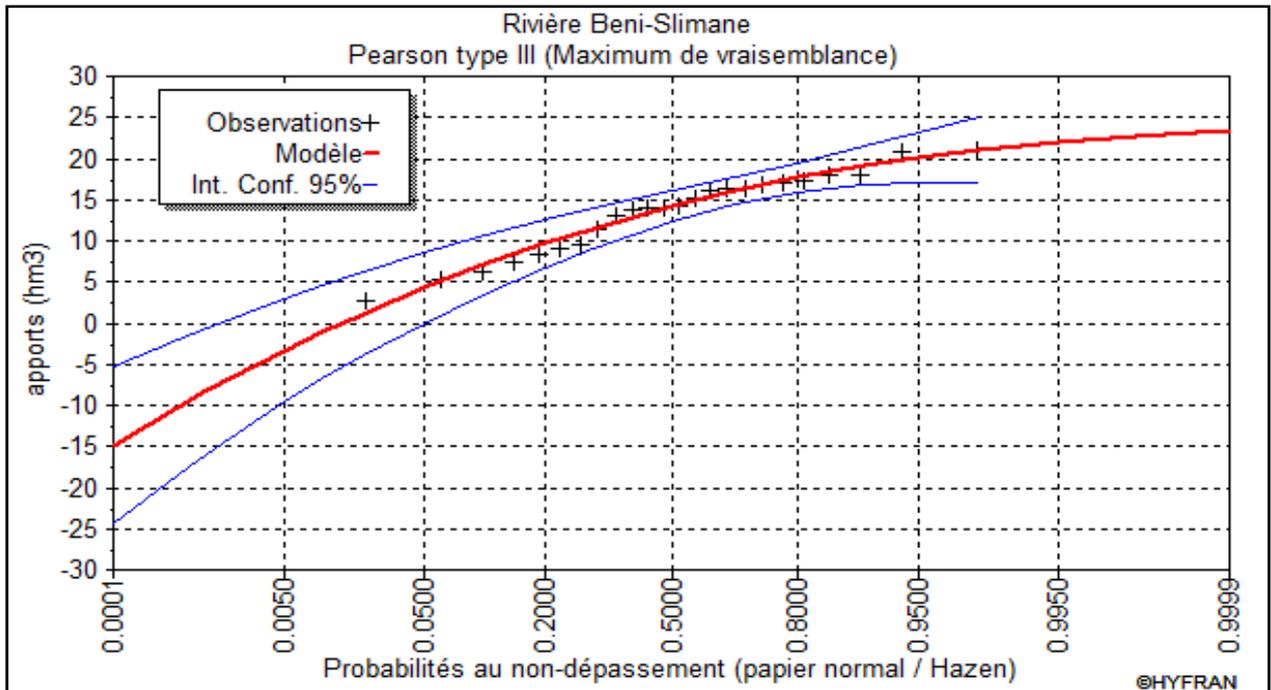


Figure II.19 : représentation graphique de l’ajustement à la loi de Pearson III.

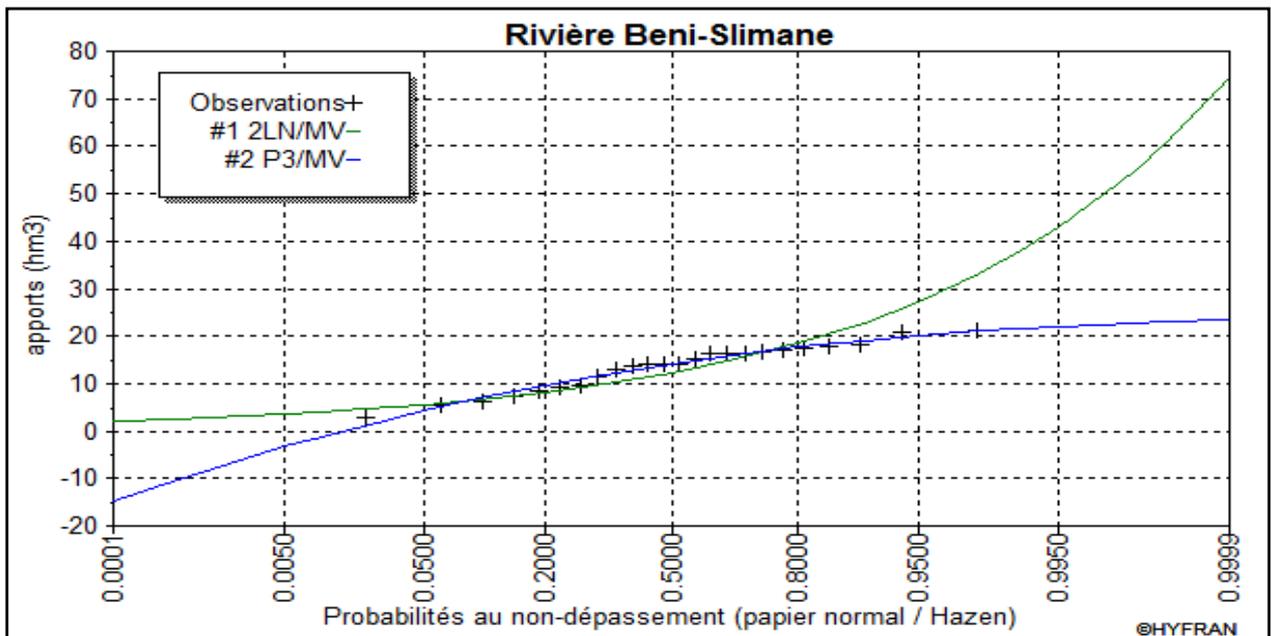


Figure II.20 : la comparaison graphique entre les deux lois (Galton et Pearson III)

Conclusion :

D’après les deux schémas ; on trouve que la série des apports moyens annuels suit la loi log normale « GALTON » parce que tous les hypothèses supposées sont justes et acceptées. Donc : $A_{80\%} = 9.08 \text{ Hm}^3$

II.3.3.3. Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80%:

La répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80% suit la même répartition mensuelle de l’apport moyen interannuel. Voir le tableau et la figure ci-après.

Tableau II.27 : répartition mensuelle des apports moyens annuels de fréquence 80%

	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	année
$A_{80\%}$ (Hm^3)	0.681	0.753	0.993	1.125	1.159	1.062	1.010	0.929	0.790	0.230	0.158	0.190	9.08
$A_{80\%}$ (%)	7.5	8.29	10.94	12.39	12.76	11.7	11.12	10.23	8.70	2.54	1.74	2.09	100

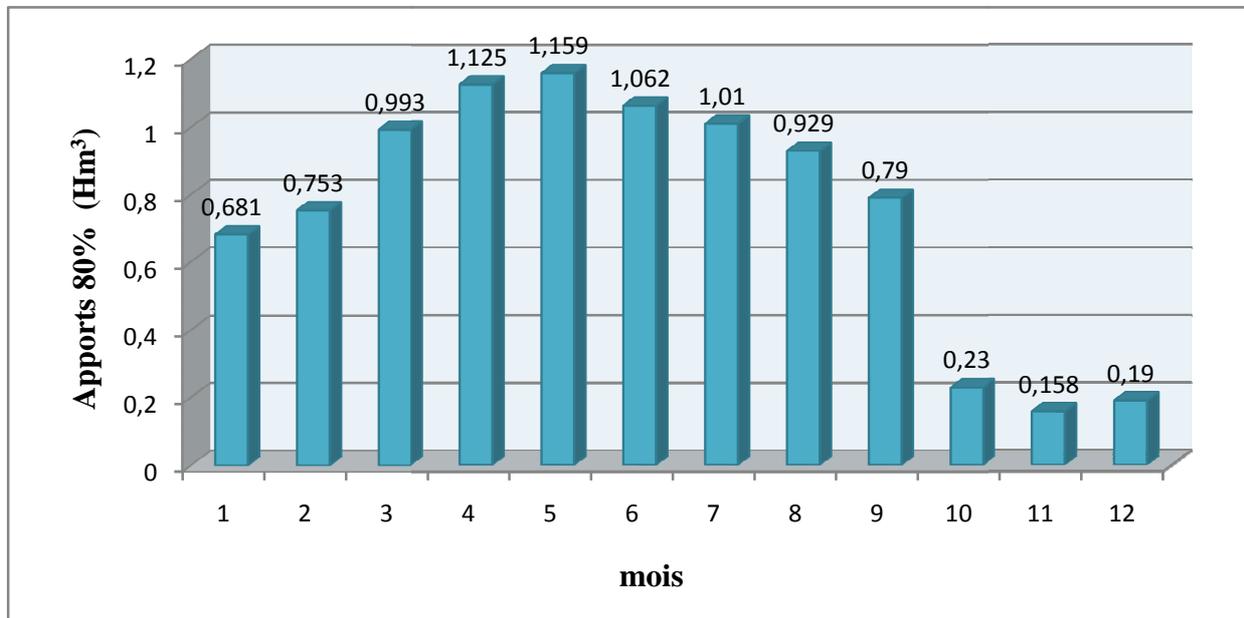


Figure II.21 : représentation mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80%

II.3.4. Apport solide et Estimation de volume mort : [2]

L'étude du débit solide occupe une place très importante et très vaste dans le domaine de l'hydrologie de surface et de régularisation des débit. La matière première du débit solide est principalement l'érosion continentale.

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés dans le réseau 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 des vitesses varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval. La capacité de transport est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide. Le transport solide se manifeste sous trois aspects :

Charriage ou transport de fond : Les matériaux roulent ou glissent sur le fond sans jamais le quitter.

Suspension : Les matériaux les plus fins sont entraînés par le courant sans toucher le fond.

Saltation : Certains matériaux progressent par bonds successifs, se trouvant tantôt sur le fond, tantôt au sein du liquide. Elle considérée en général avec le charriage car il n'existe pas de théories particulières.

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

L'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

II.3.4.1. Estimation de l'apport solide : [3]

a) Formule de Tixeront :

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

$$T_s = \alpha * L_0^{0.15} \dots\dots\dots (II.37).$$

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

L_0 : la lame écoulée (mm).

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant.

Le tableau ci-après donne les différentes valeurs de α en fonction de la perméabilité du bassin versant.

Tableau II.28 : 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

Pour notre cas : $\alpha=350$

A.N : $T_s = 350 * 76.42^{0.15} = 670.73(t / km^2 / an)$

$T_s=670.73 t/km^2/an$

b) Formule de Fournier :

Le transport solide est donnée par la formule suivante :

$$E_s = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \dots\dots\dots (II.38).$$

Avec : E_s : érosion spécifique (t/Km²an)

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm). $P_m = 48.45mm$.

P_a : Pluie moyenne annuelle (mm) $P_a = 380.42 mm$.

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

H_{max} : Altitude maximale = 1370m.

H_{min} : Altitude minimale = 656.5m.

S : Surface du bassin versant (km²) $S = 176Km^2$.

A.N :

$$h=321.08m.$$

$$E_s = \frac{1}{36} \left(\frac{48.45^2}{380.42} \right)^{2.65} \left(\frac{321.08^2}{176} \right)^{0.46} = 64.75(t / km^2 / an) \quad \mathbf{E_s=64.75 t/km^2/an}$$

c) Formule de Grailovitch :

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

$$T_0 = T_{sp} * G_{rm} \dots\dots\dots (II.39).$$

$$\text{Avec : } T_{sp} = T * P_{moy} * \pi * \sqrt{Z^3} \dots\dots\dots (II.40).$$

$$T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \dots\dots\dots (II.41).$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0.2(L+10)} \dots\dots\dots (II.42).$$

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 bassin versant (z=0.3).

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

t : température moyenne annuelle (°C). t=15.4°C

P : périmètre du bassin versant (Km). P=70 km.

L : longueur du talweg principal (Km). L=31 km.

H_{moy} : Altitude moyenne (km). $H_{moy}=0.935$ km.

A.N :

$$T = \sqrt{\frac{15.4}{10}} + 1 = 2.24$$

$$T_{sp} = 2.24 * 380.42 * \pi * \sqrt{0.3^3} = 439.89m^3 / km^2 .an)$$

$$G_{rm} = \frac{\sqrt{70} + 0.94844}{0.2(31+10)} = 1.13(t / m^3)$$

$$T_0 = 439.89 * 1.13 = 499t / km^2 .an) \quad \mathbf{T_0=499 t/km^2.an}$$

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

- Les digues de décantations ;
- La bande forestière.

La digue de décantation sera construite en gabions et implantée dans le lit de l'oued en amont de la retenue .Il est recommandé de réaliser plusieurs digues de décantations en aval de l'embouchure de chaque branche importante.

La bande forestière est à réaliser sur deux cotés de la cuvette sur une largeur de 50 m environ. Les rangs d'arbres doivent être plantés le long des courbes de niveau des rives de la vallée. La distance entre le lac et la bande forestière doit être de 50 m environ.

II.3.4.2. Calcul du volume mort :

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits. Il est destiné à être occupé par les apports solides. Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

a) Méthode liée à l'érosion spécifique : [3]

Le volume s'obtient par la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_s * S * T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II.43).$$

Avec : E_s : Erosion spécifique (t/km²/an).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m³).[A.N.B.T]

S : Surface du bassin versant (Km²).

A.N :

$$V_m = \frac{64.75 * 176 * 50}{1.6} = 0.36 Mm^3 \qquad \qquad \qquad V_m = 0.356 Hm^3$$

b) Formule de Tixeront : [3]

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s * T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II.44).$$

Avec : $Q_s = T_s * S \dots\dots\dots (II.45).$

Q_s : Le débit solide (t/an)

γ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\gamma_s = 1,6 t/m^3$).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

T_s : le transport solide (t/Km²/an).

S : surface du bassin versant (km²).

A.N : $Q_s = 670.73 * 176 = 118048.48(t / an)$.

$$V_m = (1.1) \frac{118048.48 * 50}{1.6} = 4.06 * 10^6 m^3 \qquad \qquad \qquad V_m = 4.06 Hm^3$$

c) Formule de Gravilovitch : [3]

Les volume mort est donné par la relation ci-après :

$$V_m = \frac{T_0 * T * S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II.46).$$

Avec : T₀ : taux d’abrasion (t/Km²/an).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

S : Surface du bassin versant (Km²).

γ_s : Poids spécifique de la vase humide (γ_s = 1,6 t/m³).

A.N : $V_m = \frac{499 * 176 * 50}{1.6} = 2.74 * 10^6 m^3$ **V_m = 2.74 Hm³**

Les résultats obtenus par les différentes méthodes sont représentés dans le tableau II.29.

Tableau II.29 : récapitulatif des résultats du volume mort.

Formule	Volume mort pour (Hm ³)
Méthode liée à l'érosion spécifique (Fournier)	0.356
Tixeront	4.06
Gravilovitch	2.74

Résultats et discussion:

La comparaison entre ces formules est difficile du point de vue de leurs conditions d’application

La relation de Fournier est sous-estimée: ce qu’a montré DEMMAK. « Les 5 bassins susceptible d’être classés comme appartenant à la zone semi aride (régions Hodna, Aurès et Chélif Occidental) sortent pratiquement des limite de validité des relations de « Fournier »

A partir de la classification de TIXERONT (1960) des zones de l’érosion qui se basant sur la répartition pluviométrique annuelle, le bassin d’étude appartient à la zone d’érosion très active (300 < P_{an} = 380.42mm < 700). On adopte pour la valeur trouvée par cette formule puisque on à P_{an} = 380.42mm donc nous nous trouvons dans le même intervalle d’application de cette formule.

La méthode de Gravilovitch est très largement utilisée en Algérie et elle donne de bon résultat donc on peut accepter le volume obtenu par cette formule.

Pour des raisons de sécurité on opte pour le volume obtenu par la formule de Tixeront donc le volume mort estimé à 50ans de service est **4.06 Hm³**.

II.4. Etude des crues : [1]

L'étude des crues revêt une place importante dans une étude hydrologique et doit être menée avec délicatesse pour ne pas tomber dans des erreurs de sous-estimations ou de surestimations compromettant respectivement la sécurité de l'ouvrage et son environnement, entraînant des évaluations importantes quant à son coût qui, lui-même est lié à sa période de retour.

L'estimation des débits de crues et des volumes correspondants est l'étape initiale indispensable au dimensionnement rationnel des aménagements liés à la protection contre les crues et à la construction des barrages. Les méthodes d'évaluations sont nombreuses et dépendent de la diversité et de la complexité des facteurs qui déterminent les crues. Avant toute étude de crues, il est important de définir ce qu'est une crue et quelles sont les principales variables à déterminer.

Une crue est un événement comprenant une ou plusieurs augmentations rapides et fortes du débit d'une rivière maintenant ce débit au dessus d'un seuil donné. La crue est simple, si elle présente une seule pointe. Elle est dite complexe si elle présente plusieurs pointes.

Les paramètres définissant une crue sont:

- Le débit maximum (débit de pointe).
- Le volume.
- Le temps.
- La forme (Hydrogramme de crues).

II.4.1. Déterminations des crues :

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, on passe par l'ajustement de la série des débits maximaux à la loi de Gumbel avec le logiciel HYFRAN.

La série des débits maximaux est représentée dans l'Annexe II.

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

Gumbel (Méthode de vraisemblance)

Nombre d'observations: 39

Paramètres :

$$U = 55.358$$

$$\alpha = 39.2049$$

Quantiles :

$$q = F(X) \text{ (probabilité au non-dépassement)}$$

$$T = 1 / (1-q)$$

Tableau II.30 : Ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Q _{max}	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	414	62.4	292 – 537
2000	0.9995	351	52.1	249 – 454
1000	0.9990	324	47.7	231 – 418
200	0.9950	261	37.5	187 – 335
100	0.9900	234	33.1	169 – 299
50	0.9800	206	28.8	150 – 263
20	0.9500	170	23.1	125 – 215
10	0.9000	142	18.8	105 – 178
5	0.8000	112	14.5	83.7 -141

- **Test d'adéquation du Khi carré :**

Hypothèses

H₀ : L'échantillon provient d'une loi Normale

H₁ : L'échantillon ne provient pas d'une loi Normale

Résultats : $\chi^2 = 4.00$

p-value p = 0.4060

Degré de liberté : 4

Nombre de classe : 7

Nous pouvons accepter H₀ au niveau de signification de 5 %

- **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon Station de Beni-Slimane:**

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gumbel et celles de l'échantillon station de Beni-Slimane est résumée dans le tableau suivant :

Tableau II.31 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	7.65
Maximum	Aucun	508
Moyenne	76.0	81.1
Ecart-type	50.3	95.2
Médiane	67.7	65.0
Coefficient de variation (Cv)	0.662	1.17
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	4.22

Le tracé de la droite de Gumbel est représenté sur papier normal comme le montre la figure suivante :

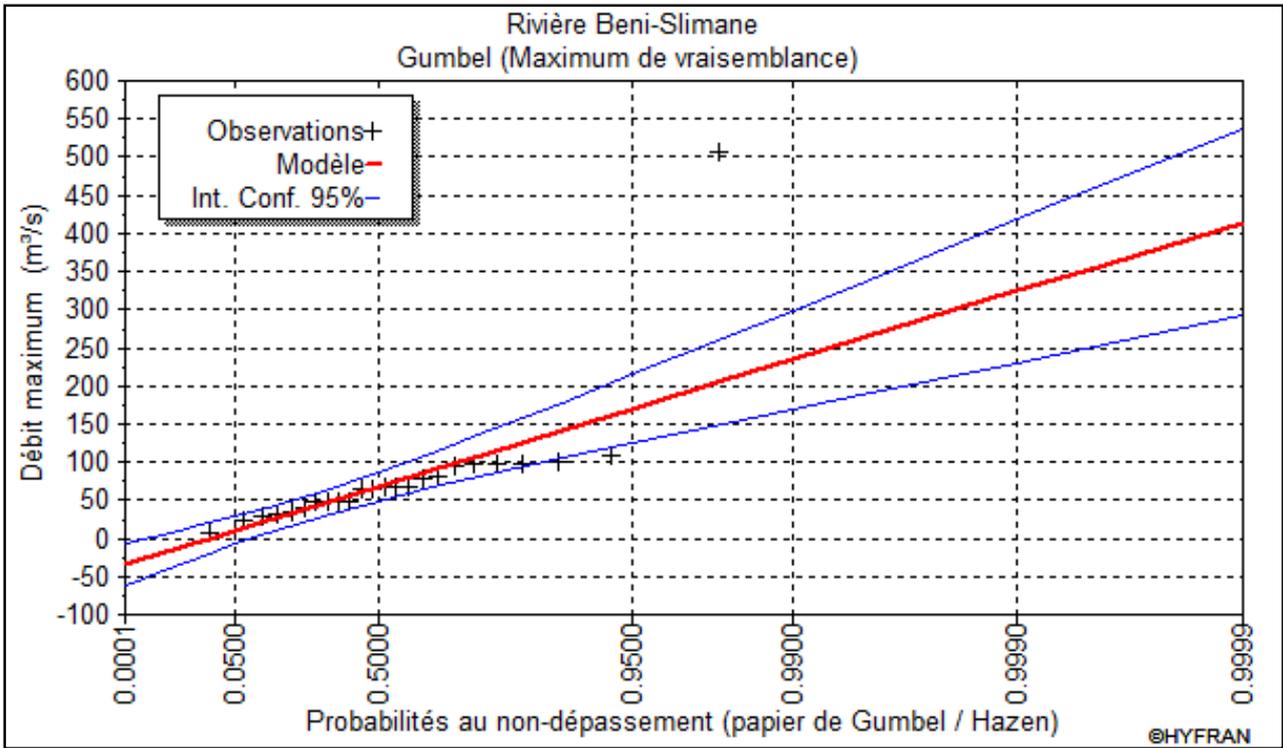


Figure II.22 : représentation graphique de l’ajustement à la loi de Gumbel.

Le tableau suivant récapitule les débits probables calculés pour différentes périodes de retour.

Tableau II.32 : débits fréquentiels calculés

Période de retour	5	10	20	50	100	200	1000	2000	10 000
Q _{max} (m ³ /s)	112	142	170	206	234	261	324	351	414

II.4.2. Hydrogramme de crue : [1]

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

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

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on va suivre la méthode de Sokolovski.

II.4.2.1. Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski : [1]

Sokolovski considère que l’hydrogramme de crue présente deux branches de courbe, l’une pour la montée et l’autre pour la décrue. Chacune d’elle a sa propre équation.

a) Pour la montée:

$$Q_m = Q_{\max,p\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots (II.47).$$

b) Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{\max,p\%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (II.48).$$

Avec :

- Q_m : débit instantané de la montée (m³/s).
- Q_d : débit instantané de la décrue (m³/s).
- t_m : temps de la montée de la crue en heures.
- t_d : temps de la décrue en heures.
- Q_{\max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s).
- n, m : Puissance des courbes ;
- $n= 2$ pour la montée de la crue.
- $m= 3$ pour la décrue.
- t_m : temps de montée.
- t_d : temps de décrue.

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

- ✓ $t_m = t_c$, avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).
- ✓ $t_d = \delta t_m$;

Ou δ : coefficient de forme de l’Hydrogramme de crue.

($\delta =2.5$; voir le Tableau II.33) ;

Donc : **$t_m=7.28$ heures et $t_d=2.5*7.28=18.2$ heures.**

Tableau II.33: Coefficient de forme de l’Hydrogramme de crue (δ) :

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

Les Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau II.34, et représentés dans la Figure (II.23).

Tableau II.34 : débits fréquentiels pour la construction l'hydrogramme de crue.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	200	1000	2000	10000
Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.5	0.1	0.05	0.01
$Q_{max,p\%}$ (m ³ /s)	112	142	170	206	234	261	324	351	414
Temps (h)	Q_m (m ³ /s)								
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0.5	0,53	0,67	0,80	0,97	1,10	1,23	1,53	1,66	1,95
1	2,11	2,68	3,21	3,89	4,42	4,92	6,11	6,62	7,81
1.5	4,75	6,03	7,22	8,75	9,93	11,08	13,76	14,90	17,58
2	8,45	10,72	12,83	15,55	17,66	19,70	24,45	26,49	31,25
2.5	13,21	16,75	20,05	24,29	27,60	30,78	38,21	41,39	48,82
3	19,02	24,11	28,87	34,98	39,74	44,32	55,02	59,61	70,30
3.5	25,89	32,82	39,29	47,61	54,09	60,33	74,89	81,13	95,69
4	33,81	42,87	51,32	62,19	70,64	78,79	97,81	105,97	124,98
4.5	42,79	54,26	64,95	78,71	89,41	99,72	123,80	134,11	158,18
5	52,83	66,98	80,19	97,17	110,38	123,12	152,83	165,57	195,29
5.5	63,93	81,05	97,03	117,58	133,56	148,97	184,93	200,34	236,30
6	76,08	96,46	115,48	139,93	158,95	177,29	220,08	238,42	281,22
6.5	89,29	113,20	135,52	164,22	186,54	208,07	258,29	279,82	330,04
7	103,55	131,29	157,17	190,46	216,35	241,31	299,56	324,52	382,77
7.28	112,00	142,00	170,00	206,00	234,00	261,00	324,00	351,00	414,00

Tableau II.34 (suite) : débits fréquentiels pour la construction l'hydrogramme de crue

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	200	1000	2000	10000
Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.5	0.1	0.05	0.01
$Q_{max,p\%}$ (m ³ /s)	112	142	170	206	234	261	324	351	414
Temps (h)	Q_d (m ³ /s)								
8	94,53	119,86	143,49	173,88	197,51	220,30	273,47	296,26	349,44
9	78,99	100,14	119,89	145,28	165,02	184,07	228,49	247,54	291,97
10	65,24	82,72	99,03	120,00	136,31	152,04	188,74	204,47	241,17
11	53,19	67,44	80,74	97,84	111,14	123,96	153,88	166,71	196,63
12	42,73	54,17	64,86	78,59	89,27	99,57	123,61	133,91	157,95
13	33,74	42,77	51,21	62,05	70,48	78,62	97,59	105,72	124,70
14	26,10	33,09	39,62	48,01	54,53	60,82	75,51	81,80	96,48
15	19,72	25,00	29,93	36,26	41,19	45,94	57,03	61,79	72,88
16	14,47	18,34	21,96	26,61	30,22	33,71	41,85	45,34	53,47
17	10,24	12,99	15,55	18,84	21,40	23,87	29,63	32,10	37,86
18	6,93	8,79	10,53	12,75	14,49	16,16	20,06	21,73	25,63
19	4,43	5,61	6,72	8,14	9,25	10,32	12,81	13,88	16,37
20	2,61	3,31	3,97	4,80	5,46	6,09	7,56	8,19	9,66
21	1,38	1,75	2,09	2,53	2,88	3,21	3,98	4,31	5,09
22	0,61	0,77	0,92	1,12	1,27	1,42	1,76	1,91	2,25
23	0,20	0,25	0,30	0,36	0,41	0,46	0,57	0,62	0,73
24	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,07	0,09	0,10	0,12
25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25.2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

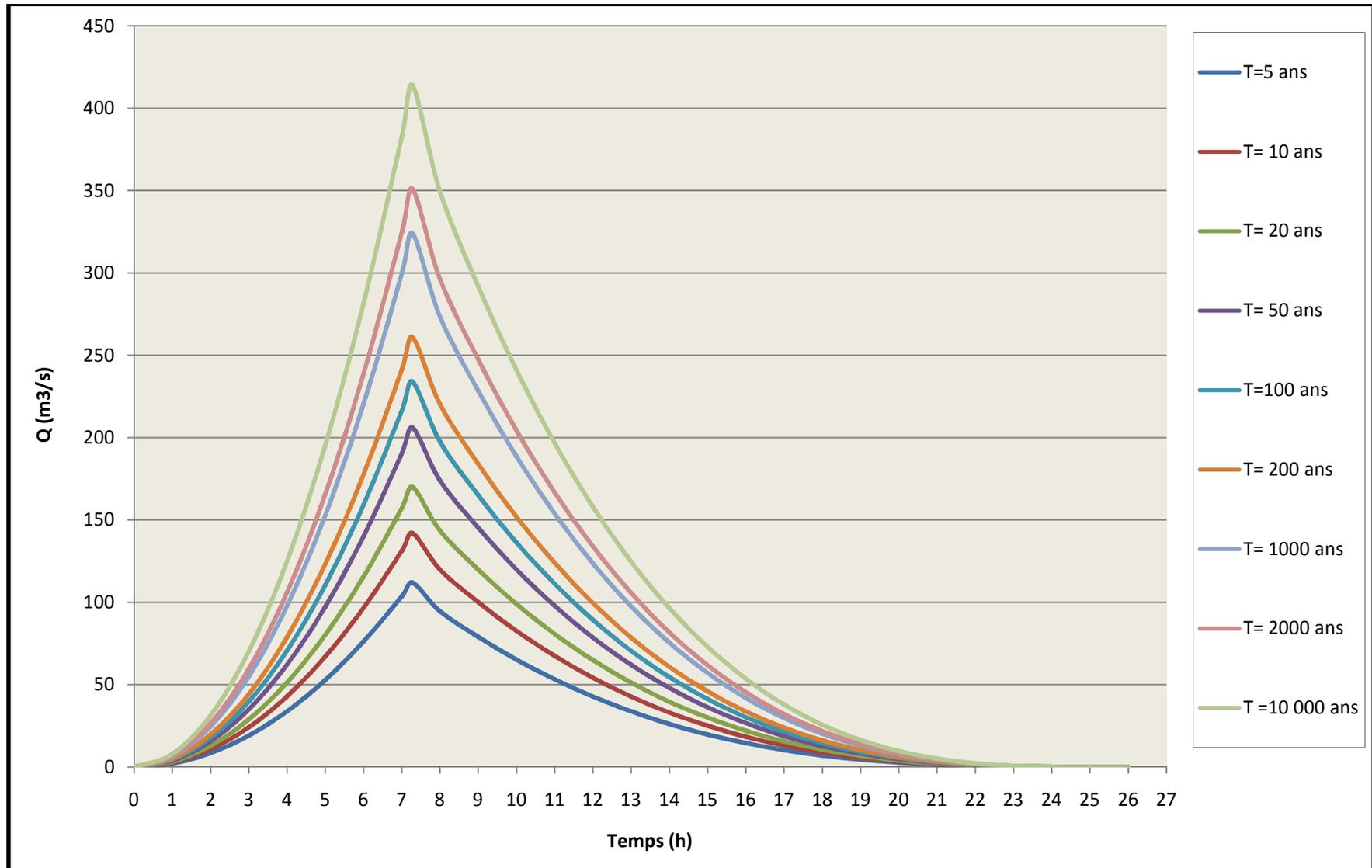


Figure II.23 :L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (SOKOLOVSKY)

II.4.3. Estimation de la crue de projet : [4]

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue, autrement dit c'est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- ✓ Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB).
- ✓ CMAGREF

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

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

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau II.35 : Catégories des dommages résultant des crues. [4]

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

Tableau II.36 : Crues de projet recommandées. [4]

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 "I_g" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

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

Avec:

Ia: 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 risque est moyen (I_g =2), on dimensionne pour la crue centennale en vérifiant avec 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.37 : Choix de la crue de projet. [4]

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modéré)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyenne	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%)+revanche	Q _{max} (1%) +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 millénaire :

$$D'o\grave{u} : Q = Q_{\max, 0.1\%} = 324 \text{ m}^3/\text{s}$$

La figure suivante représente l'hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour de 100ans.

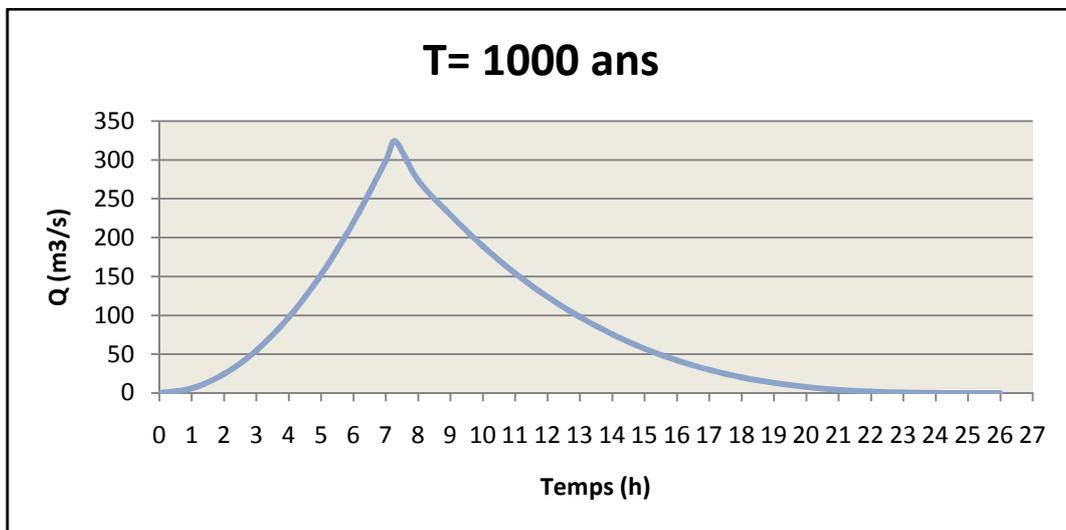


Figure II.24 : L'Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour 1000 ans.

II.4.4. Choix de la crue de chantier : [4]

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 élevés, les crues résultent de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

En cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation ; sur le coût de l'ouvrage de dérivation, sur la durée d'exécution de l'aménagement et sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage. La fréquence du débit maximal attribué à chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité.

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

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

Vu toutes ces exigences on va choisir la crue (50 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau. D'où: $Q = Q_{\max, 2\%} = 206 \text{ m}^3/\text{s}$.

La figure ci-après représente l'hydrogramme de crue de chantier pour une période de retour de 50 ans.

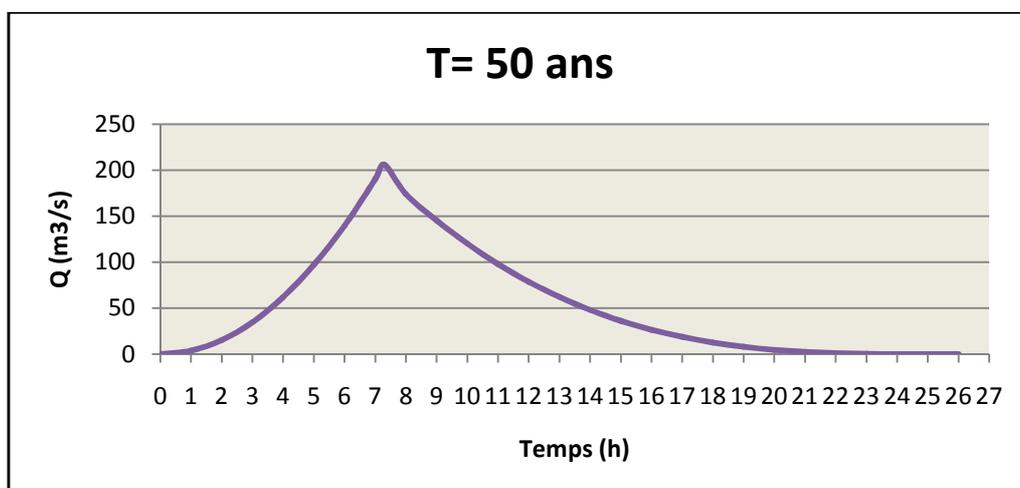


Figure II.25 : L'Hydrogramme de la crue de chantier pour une période de retour 50 ans.

II.5. Régularisation : [2]

La régularisation a pour objectif la détermination de la capacité optimum de la retenue ainsi que le niveau correspondant qui permettent de rendre réguliers les débits de l'oued Mellah afin de satisfaire les besoins d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible.

Il existe deux types de régularisation sont utilisés:

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

Pour notre étude, ces deux types seront étudiés.

Les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- ✓ La répartition mensuelle de l'apport ($A_{80\%}$ Hm^3).
- ✓ La répartition mensuelle de la demande en eau.
- ✓ La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.
- ✓ Les courbes caractéristiques de la retenue.

II.5.1. Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$:

La répartition mensuelle de l'apport 80% est déjà déterminée (voir chapitre II.3.3.3). le tableau ci-apès donne la répartition mensuelle de l'apport annuel 80%

Tableau II.38 : répartition mensuelle de l'apport annuel 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	année
$W_{80\%}$ (Hm^3)	0.67	0.75	1.00	1.13	1.16	1.06	1.01	0.93	0.79	0.23	0.16	0.19	9.08
$W_{80\%}$ (%)	7.5	8.29	10.94	12.39	12.76	11.7	11.12	10.23	8.70	2.54	1.74	2.09	100

II.5.2. Répartition mensuelle de la demande :

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation obtenue auprès de l'ANBT est donnée au tableau II.39.

Tableau II.39 :répartition mensuelle des besoins.

Mois	Sep	Octs	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	année
$U_{80\%}$ (Hm^3)	0.74	0.21	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.21	0.74	1.35	1.82	1.63	6.7
$U_{80\%}$ (%)	11.0	3.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.2	11.0	20.1	27.1	24.4	100

Source :A.N.B.T

II.5.3. Courbes « Hauteure-Capacité-Surface » : [2]

Nous allons tracer la courbe des surfaces submergées $S=f(H)$ et la courbe des volumes d'eau dans la cuvette $V=f(H)$. Les surfaces et les hauteurs sont déterminées à l'aide de la carte topographique qui représente la vue en plan du dite et de la cuvette.

Les volumes sont calculés à partir de la formule suivante :

$$V_n = V_{n-1} + \Delta V_n = V_{n-1} + \left(\frac{S_{n-1} + S_n}{2} \right) \Delta H \dots\dots\dots (II.49).$$

Avec : $V_1 = \frac{2}{3} S_1 * H_1$

- S_n : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_n (m^2).
- S_{n-1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{n-1} (m^2).
- ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives
- V_n : Volume d'eau correspondant à la courbe de niveau H_n (m^3).
- ΔV_n : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives (m^3).

Le tableau suivant donne les résultats de calcul.

Tableau II.40 : Surfaces submergées et les volumes d'eau.

Altitude(m)	Surface (km ²)	S _{moy} (km ²)	ΔH (m)	Δ V (Mm ³)	V (Mm ³)
656.5	0,000	0,0015	3.5	0,0035	0
660	0,003	0,0135	5	0,0675	0,0035
665	0,024	0,038	5	0,190	0,071
670	0,052	0,084	5	0,420	0,261
675	0,116	0,152	5	0,760	0,681
680	0,187	0,231	5	1,155	1,441
685	0,275	0,307	5	1,535	2,596
690	0,338	0,403	5	2,015	4,131
695	0,468	0,549	5	2,745	6,146
700	0,630	0,737	5	3,685	8,891
705	0,843	0,950	5	4,750	12,576
710	1,057	1,195	5	5,975	17,326
715	1,332	1,524	5	7,620	23,301
720	1,716	1,912	5	9,56	30,921
725	2,107				40,481

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans la Figure suivante.

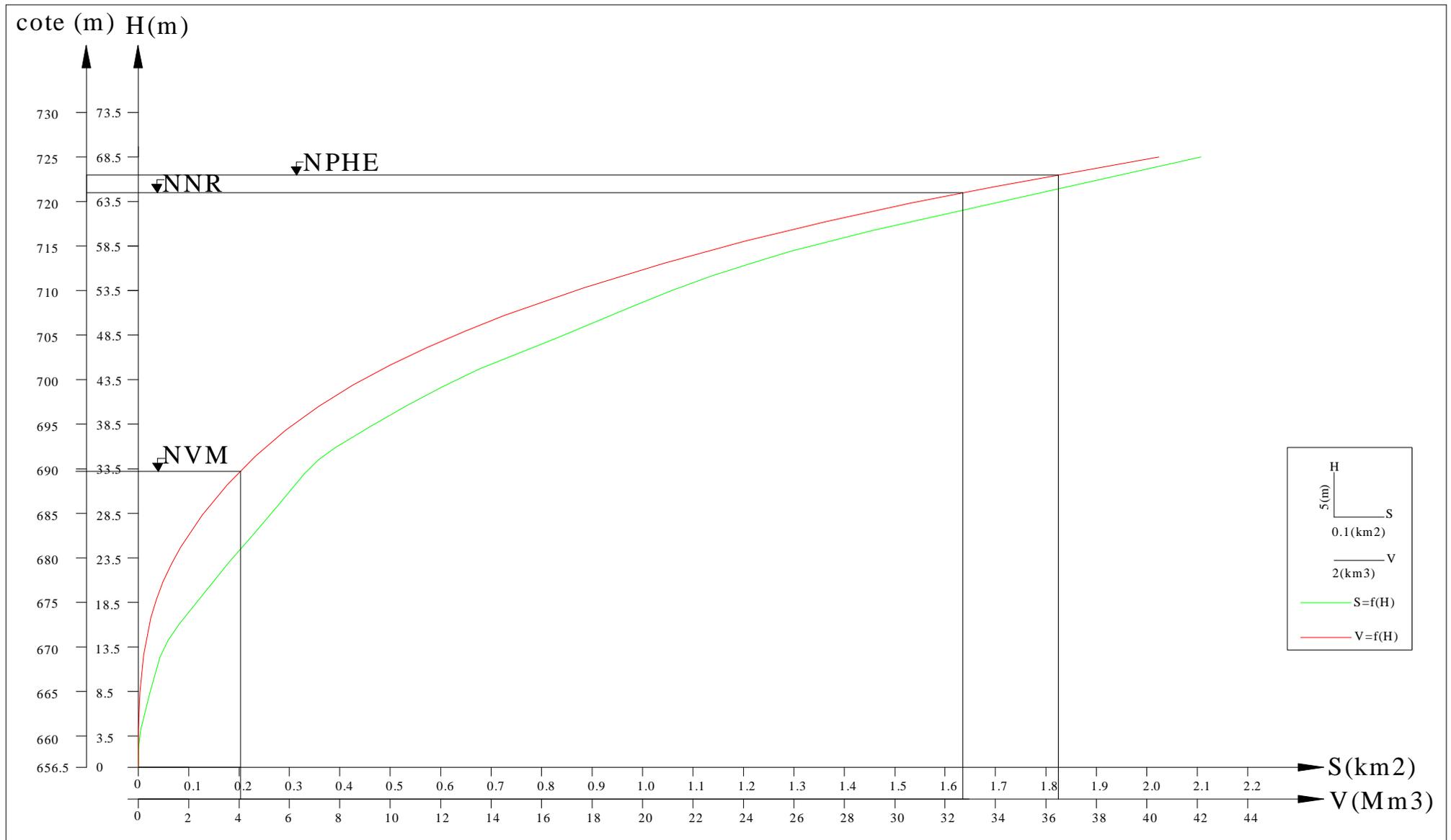


Figure II.26 : courbes « Hauteurs-Capacité-Surface.

II.5.4. Calcul du volume utile : [2]

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

- ✓ L'apport interannuel $A_{80\%}$.
- ✓ La consommation totale.
- ✓ Le volume mort de la retenue.

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

• **Procédé de calcul: [2]**

- ✓ 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.

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.5.4.1. Détermination de la période à bonne hydraulicité :

Pour déterminer la période à bonne hydraulicité on calcule la différence entre les apports mensuels et la consommation mensuelle ; la période à bonne hydraulicité commence à partir du mois où on a la plus grande série des (+).comme le montre le tableau suivant :

Tableau II.41 : détermination de la période à bonne hydraulicité.

mois	Jan	Fér	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sép	Oct	Nov	Déc
$W_{80\%}$	1.16	1.06	1.01	0.93	0.79	0.23	0.16	0.19	0.67	0.75	1.00	1.13
$U_{80\%}$	0.0	0.0	0.0	0.21	0.74	1.35	1.82	1.63	0.74	0.21	0.0	0.0
$W_{80\%} - U_{80\%}$	+1.16	+1.06	+1.01	+0.72	+0.05	-1.12	-1.66	-1.44	-0.07	+0.54	+1.00	+1.13

D'après ce tableau : la période à bonne hydraulicité est celle du mois **Octobre** jusqu'au mois **Mai**.

II.5.4.2. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes : [2]

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 : [2]**

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à le 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 : [2]**

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers la vidange de fond. Remplir et ensuite restituer au consommateur.

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

Tableau II.42 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

Mois	A _{80%}	U _{80%}	A _{80%} - U _{80%}	1ère consigne			2eme consigne		
				V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Oct	0.75	0.21	0.54	4.60	4.06			4.06	
Nov	1.00	0.00	1.00		4.60		3.52	4.06	0.54
Déc	1.13	0.00	1.13	5.60	5.60		3.06	4.06	1.00
Jan	1.16	0.00	1.16	6.73	6.73		3.22	4.06	0.84
Fév	1.06	0.00	1.06	7.89	7.89		4.35	4.35	
Mar	1.01	0.00	1.01	8.95	8.35	0.60	5.51	5.51	
Avr	0.93	0.21	0.72	9.36	8.35	1.01	6.57	6.57	
Mai	0.79	0.74	0.05	9.07	8.35	0.72	7.58	7.58	
Jun	0.23	1.35	- 1.12	8.40	8.35	0.05	8.30	8.30	
Juil	0.16	1.82	- 1.66	7.23	7.23		8.35	8.35	
Aou	0.19	1.63	- 1.44	5.57	5.57		7.23	7.23	
Sep	0.67	0.74	- 0.07	4.13	4.13		5.57	5.57	
				4.06	4.06		4.13	4.13	
				S		2.38	4.06	4.06	2.38

D'après le tableau ci-avant on a les résultats suivants :

Excédent: $S = W_{80\%} - U_{80\%} = 9.08 - 6.7 = 2.38 \text{Hm}^3$ **S=2.38 Hm³**

$V_s = 6.67 \text{Hm}^3$ et $V_d = 4.29 \text{Hm}^3$; $V_s > V_d$ donc la retenue fonctionne à un temps.

Alors : $V_u = V_d = 4.29 \text{Hm}^3$ **V_u = 4.29 Hm³**

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 4.29 + 4.06 = 8.35 \text{Hm}^3$$

V_{NNR} = 8.35 Mm³ **NNR = 699 m NGA.**

II.5.4.3. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes : [2]

Les pertes dans la retenue sont de deux sortes :

- ✓ Pertes par évaporation.
- ✓ Pertes par infiltration.

A - Pertes par évaporation : [2]

On a: $V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots(\text{II.50}).$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}), elle est déterminée sur la courbe $S=f(V)$. Cette courbe est représentée sur la figure II.27.

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

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

B - Pertes par infiltration : [2]

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots(\text{II.51}).$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

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

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

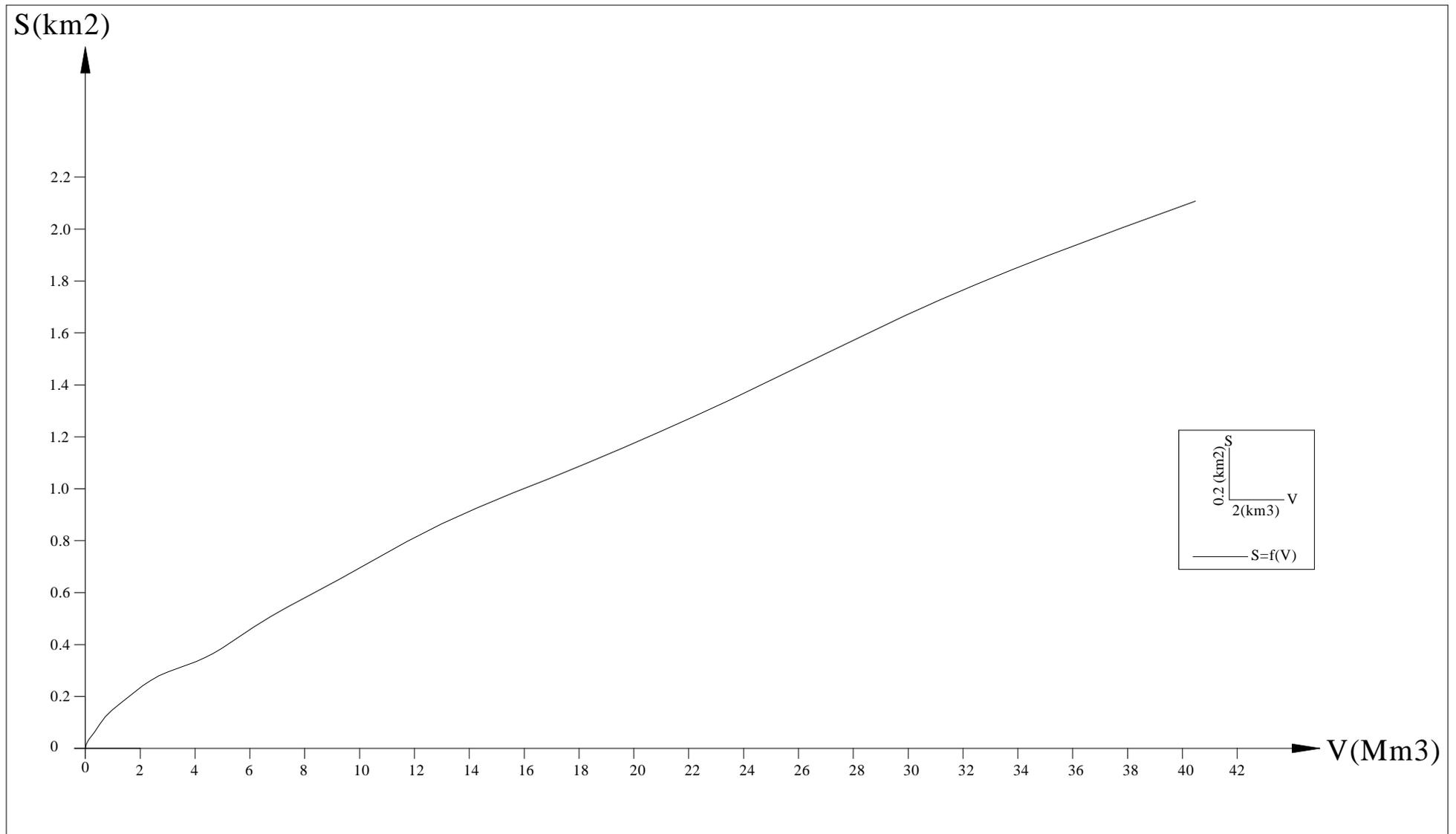


Figure II.27 : courbe volumétrique (S=f(V)).

Tableau II.44 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ	
		Année	Mois
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

$\delta=0,75\%=0.0075$.

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.44 : Les volumes des pertes dans la retenue.

Mois	V_{moy} (Mm ³)	S_{moy} (Mm ²)	Es 10 ⁻³ m	V_{ep} (Mm ³)	V_{inf} (Mm ³)	$\pi = V_{\text{evap}} + V_{\text{inf}}$ (Mm ³)
Oct	4,33	0.348	100	0,03480	0,00032	0,035
Nov	5,1	0.394	54	0,02128	0,00038	0,022
Déc	6,165	0.469	35	0,01642	0,00046	0,017
Jan	7,31	0.541	34	0,01839	0,00055	0,019
Fév	8,12	0.587	36	0,02113	0,00061	0,022
Mar	8,35	0.600	69	0,04140	0,00063	0,042
Avr	8,35	0.600	92	0,05520	0,00063	0,056
Mai	8,35	0.600	150	0,09000	0,00063	0,091
Jun	7,79	0.568	195	0,11076	0,00058	0,111
Jul	6,4	0.485	230	0,11155	0,00048	0,112
Aou	4,85	0.378	214	0,08089	0,00036	0,081
Sep	4,095	0.336	142	0,04771	0,00031	0,048

Les résultats de la régularisation saisonnière avec pertes sont dans le tableau ci-après.

Tableau II.45 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	π (Mm ³)	A _{80%} - (U _{80%} + π) (Mm ³)	1ère consigne			2eme consigne		
					V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Oct	0.75	0.21	0.035	0.505	4.565	4.06			4.06	
						4.565		3.555	4.06	0.505
Nov	1.00	0.00	0.022	0.978	5.543	5.543		3.082	4.06	0.978
Déc	1.13	0.00	0.017	1.113	6.656	6.656		3.819	4.06	0.242
Jan	1.16	0.00	0.019	1.141	7.797	7.797		4.932	4.932	
Fév	1.06	0.00	0.022	1.038	8.835	8.743	0.093	6.073	6.073	
Mar	1.01	0.00	0.042	0.968	9.711	8.743	0.968	7.111	7.111	
Avr	0.93	0.21	0.056	0.664	9.407	8.743	0.664	8.079	8.079	
Mai	0.79	0.74	0.091	-0.041	8.702	8.702		8.743	8.743	
Jun	0.23	1.35	0.111	-1.231	7.471	7.471		8.702	8.702	
Juil	0.16	1.82	0.112	-1.772	5.699	5.699		7.471	7.471	
Aou	0.19	1.63	0.081	-1.521	4.178	4.178		5.699	5.699	
Sep	0.67	0.74	0.048	-0.118	4.06	4.06		4.178	4.178	
							1.725	4.06	4.06	1.725

D'après le tableau ci-avant on a les résultats suivants :

Excédent: $S' = W_{80\%} - U_{80\%} - \Pi = 9.08 - 6.7 - 0.655 = 1.725 \text{ Hm}^3$ **S' = 1.725 Hm³**

$V_s = 6.407 \text{ Hm}^3$ et $V_d = 4.683 \text{ Hm}^3$; $V_s > V_d$ donc la retenue fonctionne à un temps.

Alors : $V'_u = V_d = 4.683 \text{ Hm}^3$ **V'_u = 4.683 Hm³**

Le volume normal de la retenue sera :

$$V'_{NNR} = V'_u + V_m = 4.683 + 4.06 = 8.743 \text{ Hm}^3$$

V'_{NNR} = 8.743 Mm³ **NNR = 699.75 m NGA.**

C- Estimation de l'erreur :

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante : (2% < ε < 5%)

Si cette condition (2% < ε < 5%) n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

On a: $\zeta = \frac{V'u - Vu}{V'u} \cdot 100 \dots\dots\dots (II.52).$

AN: $\zeta = \frac{8.743 - 8.35}{8.743} \cdot 100 = 4.4$ $\zeta = 4.4 < 5\%$ donc la condition est vérifiée.

Donc on prend : $V_u=4.683Mm^3$

$V_{NNR}=8.743 Mm^3$

II.5.4.4. Régularisation Interannuelle : [5]

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

- ✓ Méthode de Kristly-Menkel.
- ✓ Méthode de Pléchkov-Svaizdé.

a) Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel: [5]

Cette méthode basée sur les caractéristiques de l'échantillon. Elle consiste à déterminer le déficit pendant des années sèches. Donc il faut disposer d'une série des débits moyens annuels exprimés en coefficient de débit $K_i= Q_i/Q_0$ et un coefficient de régularisation α .

On a : $V_{u_{int}}=(\beta_s +\beta_{plur}) W_0 = V_s +V_{int} \dots\dots\dots (II.53).$

Avec :

- W_0 : apport moyen interannuel.
- β_s : composante saisonnière du volume utile.
- β_{plur} : composante pluri-annuelle du volume utile.

✓ **La composante saisonnière β_s est égale : [5]**

$\beta_s =\alpha (T_{ét}-W_{ét}) \dots\dots\dots (II.54).$

$T_{ét} = \frac{N_{ét}}{12} \dots\dots\dots (II.55).$

Avec : α : coefficient de régularisation.

$T_{ét}$: période relative de l'étiage au cours de l'année.

$N_{ét}$: nombre de mois ou Q_i est inférieur à Q_0 .

$W_{ét} = \frac{\sum_1^{N_{ét}} W_m}{\sum_1^{12} W_{pm}} \dots\dots\dots (II.56).$

Avec : $W_{ét}$: volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année.

$\sum_1^{N_{ét}} W_m$: Apport pendant la période d'étiage.

$\sum_1^{12} W_{pm}$: Apport total pendant les 12 mois de l'année.

✓ **La composante pluri-annuelle est égale : [5]**

$$\beta_{\text{Plur}} = \max(D) = \max[(\alpha - K_{p\%}^{(n)}) \cdot n] \dots\dots\dots (II.57).$$

Avec : α : coefficient de régularisation.

$K_{p\%}^{(n)}$: Coefficient de l'hydraulicité pour l'année (n).

$$K_{p\%}^{(n)} = F_{p\%} C_v^{(n)} + 1$$

Avec : C_v : Coefficient de variation

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

$$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}} ; C_s^{(n)} = \frac{C_s}{\sqrt{n}}$$

Donc : $\beta_{\text{plur}} = \max[(\alpha - K_{p\%}^{(n)}) \cdot n]$.

AN :

✓ **Pour la composante saisonnière : [5]**

Tableau II.46 : Détermination de la période d'étiage.

mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sép	Oct	Nov	Déc
W_{80%}	1.72	1.57	1.50	1.38	1.17	0.34	0.23	0.28	1.00	1.12	1.47	1.67

Sachant que $W_{\text{moy}} = 1.13 \text{ Mm}^3/\text{mois}$.

Donc : la période d'étiage est à partir de juin jusqu'au mois octobre.

Alors : $N_{\text{ét}} = 5$ d'où : $T_{\text{ét}} = \frac{5}{12} = 0.42$

$T_{\text{ét}} = 0.42$

$$W_{\text{ét}} = \frac{2.97}{13.45} = 0.22$$

$W_{\text{ét}} = 0.22$

Pour un coefficient de régularisation $\alpha = 0.9$ on aura :

$$\beta_s = 0.9(0.42 - 0.22) = 0.18$$

$\beta_s = 0.18$

$$V_s = 0.18 * 13.45 = 2.421 \text{ Mm}^3$$

$V_s = 2.421 \text{ M m}^3$

✓ **Pour la composante pluri-annuelle : [5]**

D'après le tableau de calcul dans l'ANNEXE II .on trouve :

$\beta_{\text{plur}} = 1.96$

$$V_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur}} * W_o = 1.96 * 13.45 = 26.362 \text{ Mm}^3$$

$V_{\text{plur}} = 26.362 \text{ Mm}^3$

Donc : $V_{u_{\text{int}}} = 2.421 + 26.362 = 28.378 \text{ Mm}^3$

$V_{u_{\text{int}}} = 28.378 \text{ Mm}^3$

$$V_{NNR} = V_{m+} + V_{u_{int}} = 4.06 + 28.378 = 32.84 \text{ Mm}^3 \qquad V_{NNR} = 32.84 \text{ Mm}^3$$

NNR=721 m NGA

b) Calcul du volume utile interannuel par la méthode de Pléchkov-Svaidzé : [5]

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

$$V_{u_{int}} = (\beta_s + \beta_{plur}) W_o \dots\dots\dots (II.58).$$

Avec: β_s : composante saisonnière.

β_{plur} : composante interannuel.

W_o : l'apport moyen interannuel.

La composante saisonnière est calculée de la même manière que dans le paragraphe II.5.4.3. (Voir tableau II.45). On a trouvé $V_s = 4.683 \text{ Mm}^3$

La composante interannuelle β_{plur} est déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-Svaidzé, cette composante β_{plur} est fonction de : (P%, α Cv, Cs, r).

α : Coefficient de régularisation.

P% : Probabilité de garantie.

Cs : Coefficient d'asymétrie.

Cv : Coefficient de variation.

r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines. Ce Coefficient est donné par le tableau de Radkovitch (tableau II.47).

Tableau II.47 : tableau de Radkovitch $r = f$ (module spécifique).

Module spécifique M_0 (l/s.km ²)	>20	20-10	10-4	4-1	≤ 1
r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

Pour notre cas : $M_0 = 2.423 \text{ l/s.km}^2$ on est dans la troisième catégorie (4 – 1) donc : **r = 0.4**

P=80%

$\alpha = 0,9$

Cv = 0,365

Cs = 0,53

On utilise les graphiques de Miloslovski pour la détermination de β_{plur}

$\beta_{plur} = 1,8$

$V_{plur} = \beta_{plur} * W_o = 1,8 * 13.45 = 24.21 \text{ Mm}^3$

$V_{plur} = 24.21 \text{ Mm}^3$

Donc : $V_{u_{int}} = 4.683 + 24.21 = 28.893 \text{ Mm}^3$

$V_{u_{int}} = 28.893 \text{ Mm}^3$

$V_{NNR} = V_{m+} + V_{u_{int}} = 4.06 + 28.893 = 32.953 \text{ Mm}^3$

$V_{NNR} = 32.953 \text{ Mm}^3$

NNR=721 m NGA

Conclusion :

On remarque après l'utilisation des deux méthodes que les résultats obtenus sont proches, pour notre étude on prend la valeur de la méthode de Pléchkov-Svaizé :

$$V_{NNR} = 32.953 \text{ Mm}^3$$

II.6. Laminage des crues : [2]

Dans les petits bassins versants, les débits de crue instantanés sont souvent relativement élevés, mais le volume des crues est en général assez faible et les crues peuvent être laminées de façon appréciable par stockage dans la tranche disponible entre la cote du déversoir et celle des plus hautes eaux. Le débit qui passe dans l'évacuateur de crue (Q_e) est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue (Q_c). L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'Hydrogramme de la crue entrant dans la retenue, de la capacité d'évacuation du déversoir de crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue.

L'étude de laminage consiste soit à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue, les dimensions du déversoir (longueur déversant) étant fixées à priori, soit à déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue, la hauteur maximale du plan d'eau au-dessus de l'évacuateur de crue étant fixée à priori.

En général, pour des raisons d'hydraulique, on adopte une hauteur du plan d'eau au-dessus du seuil des évacuateurs de crue à système de contrôle déversant comprise entre 0.60 et 1.50m.

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

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

$$Q.dt = q.dt + S.dh \dots\dots\dots(III.59)$$

Avec :

- Q: le débit entrant de la crue.
- q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).
- S : la surface du plan d'eau de la cuvette.
- Le débit cumulé à l'instant t est : $Q-q= S.dh/dt$

Avec : Dh/dt : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

IL existe plusieurs procédés de calcul, on cite :

1. Méthode de Kotcherine.
2. Méthode Step by step.
3. Méthode graphique.
4. Méthode d'Eier-Cieh.

5. Méthode de Hidenblat.

Dans notre étude on va utiliser la méthode de Kotcherine.

II.6.1. Méthode de Kotcherine : [2]

La méthode de Kotcherine est un procédé grapho - analytique qui se base sur les principes suivants :

- ✓ l'Hydrogramme de crue est considéré comme un triangle.
- ✓ les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- ✓ le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
- ✓ les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

II.6.1.1. Estimation du débit de crue laminée : [2]

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{0.85Q\%}\right) \dots\dots\dots (II.60).$$

Avec :

V_F : le volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_C : le volume de la crue correspondant au $Q\%$ (m^3).

$Q\%$: le débit de la crue (m^3/s).

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{lam} = 0.85 * Q\% \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \dots\dots\dots (II.61).$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette.

II.6.1.2. Estimation de la charge au dessus du déversoir : [2]

En faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'ont définit, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = m * b * \sqrt{2g} * H^{3/2} \dots\dots\dots (II.62).$$

Avec :

m : coefficient de débit, dépendant de l'épaisseur du déversoir par rapport a la charge H , et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,49.

g : l'accélération de pesanteur; ($g = 9,81 m^2/s$).

b : la largeur de déversoir(m).

H : la charge sur le déversoir.

On a aussi : $H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}$ (II.63).

Avec : H₀: charge globale.

V₀: vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule: $V_0 = \frac{Q}{S}$

Avec: S = b*(H+p)

P : la hauteur de pelle.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b". on fait varier H de (0.5 à 4 m) et b de (20à 90 m).

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau II.48 : Données de départ pour la méthode de Kotcherine :

données		Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit (m ³ /s)	Surface (m ²)	Vitesse m ² /s	V _d (m ³)
g	9,81	20	0,5	15,34	5	0,51	667000
α	1	30	1,0	65,10	15	1,09	1627000
2*g	19,62	40	1,5	159,46	30	1,59	2611000
(2.g) ^{0,5}	4,429	50	2,0	306,88	50	2,05	3955000
Q _{1%}	324	60	2,5	514,66	75	2,45	4579000
W _{1%}	14859936	70	3,0	789,30	105	2,82	5559000
m=	0,49	80	3,5	1136,72	140	3,16	6543000
		90	4,0	1562,40	180	1562,40	7527000

Tableau II.49 : Détermination de H₀ et Q en fonction de b

hauteur m	vitesse m/s	hauteur totale m	debit m3/s							
			20	30	40	50	60	70	80	90
0,5	0,51	0,51	15,96	23,94	31,92	39,91	47,89	55,87	63,85	71,83
1,0	1,09	1,06	47,36	71,05	94,73	118,41	142,09	165,77	189,46	213,14
1,5	1,59	1,63	90,28	135,43	180,57	225,71	270,85	316,00	361,14	406,28
2,0	2,05	2,21	142,91	214,36	285,82	357,27	428,73	500,18	571,64	643,09
2,5	2,45	2,81	204,01	306,01	408,02	510,02	612,03	714,03	816,04	918,04
3,0	2,82	3,41	272,69	409,03	545,38	681,72	818,07	954,41	1090,75	1 227,10

3,5	3,16	4,01	348,26	522,39	696,53	870,66	1044,79	1218,92	1393,05	1567,18
4,0	3,47	4,61	430,19	645,29	860,39	1075,49	1290,58	1505,68	1720,78	1935,87

Tableau II.50 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

hauteur m	V _d Mm ³	q _{lam} m ³ /s	Débit (m3/s)							
			20	30	40	50	60	70	80	90
0,5	667000	263,04	15,96	23,94	31,92	39,91	47,89	55,87	63,85	71,83
1,0	1627000	245,25	47,36	71,05	94,73	118,41	142,09	165,77	189,46	213,14
1,5	2611000	227,01	90,28	135,43	180,57	225,71	270,85	316,00	361,14	406,28
2,0	3955000	202,10	142,91	214,36	285,82	357,27	428,73	500,18	571,64	643,09
2,5	4579000	190,54	204,01	306,01	408,02	510,02	612,03	714,03	816,04	918,04
3,0	5559000	172,37	272,69	409,03	545,38	681,72	818,07	954,41	1090,75	1227,10
3,5	6543000	154,14	348,26	522,39	696,53	870,66	1044,79	1218,92	1393,05	1567,18
4,0	7527000	135,90	430,19	645,29	860,39	1075,49	1290,58	1505,68	1720,78	1935,87

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation des graphes $H=f(Q,q)$ et $V_d=f(Q, q)$ comme montre les figures II.28 et II.29.

D'après le tableau II.49, on trace des courbes croissantes représentées dans la Figure II.28. La courbe $H=f(q, Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A partir du tableau II.50, on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir parceque c'est la courbe $V=f(q, Q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique (Voir Figure II.29).

Les résultats de l'étude du laminage des crues centennales sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.51 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit laminé (m ³ /s)
20	2.4	192,31
30	2.0	211,54
40	1.7	221,15
50	1.5	230,77
60	1.3	240,38
70	1.2	245,10
80	1.15	250,35
90	1.10	255,20

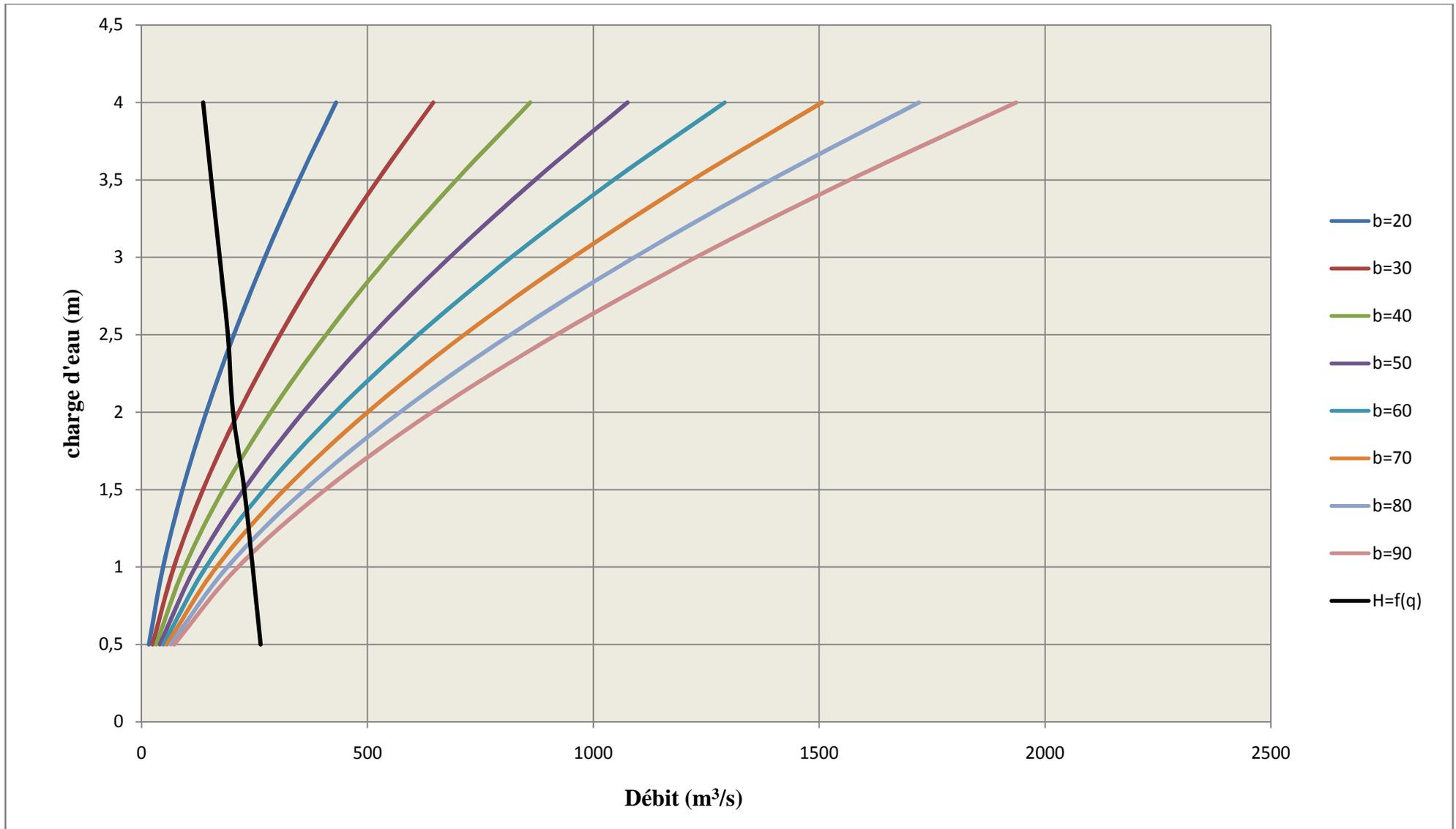


Figure II.28 : Courbes $H= f(Q,q)$

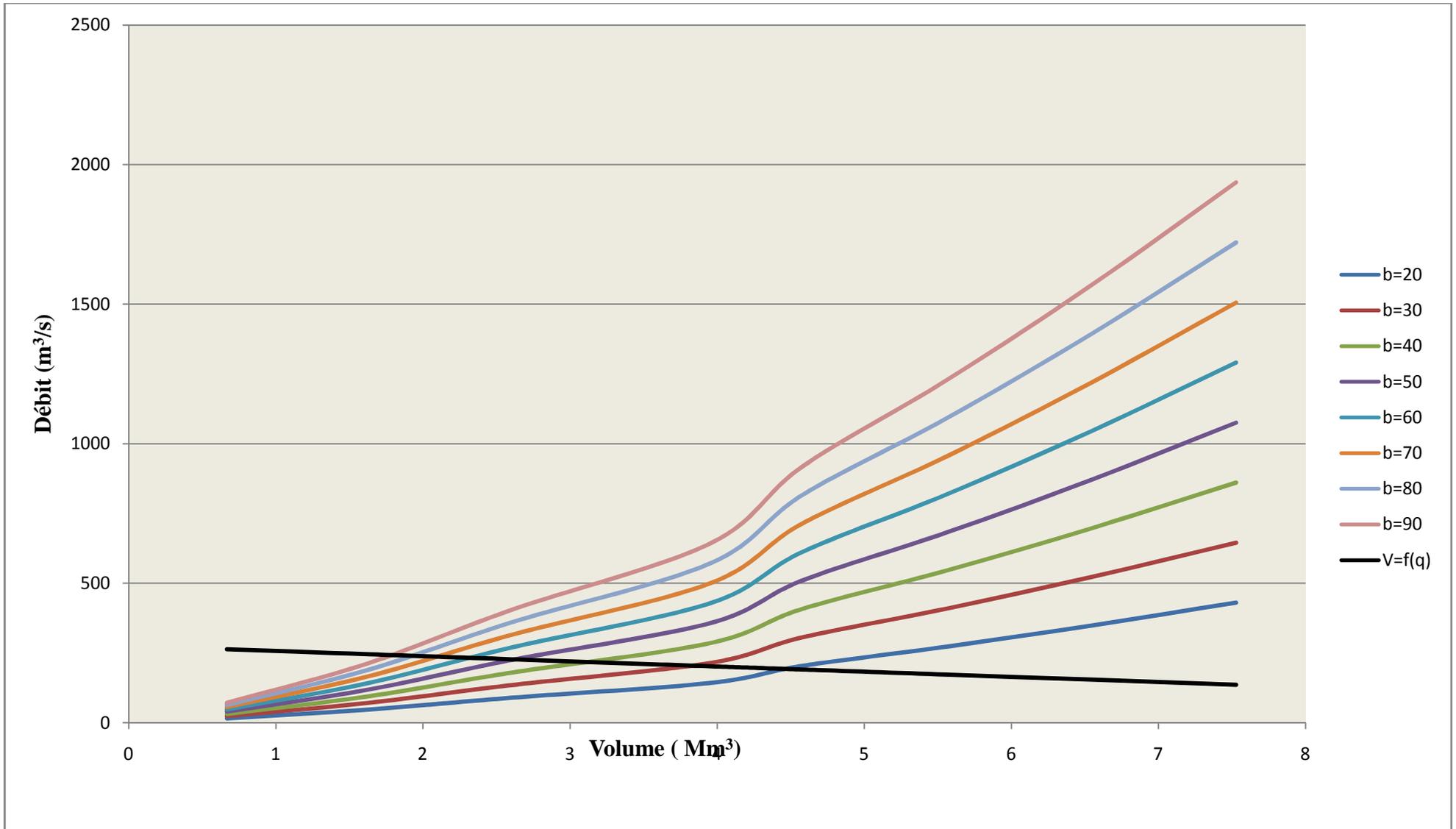


Figure II.29 : courbes $V_d=f(Q, q)$.

Remarque :

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, ainsi que le remblai et le béton avec leur devis estimatif. Pour cela on utilise les résultats de la méthode de Kotcherine.

II.7. Etude d'optimisation :

L'étude d'optimisation a pour objectif de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

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

II.7.1 Calcul du coût approximatif de la digue : [6]

En premier lieu on calcule le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \dots\dots\dots(II.66).$$

Avec : $V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots (II.67).$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i , donnée par la formule :

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \dots\dots\dots (II.68).$$

B_i : Largeur de base, donnée par :

$$B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b \dots\dots\dots (II.69).$$

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

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

$$H_i = NNR-Cf + R + h_{dév} + t \dots\dots\dots (II.70).$$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

$h_{dév}$: hauteur déversante.

II.7.1.1. Calcul de la revanche : [6]

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. Elle est donnée par la formule suivante :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (II.71).$$

Avec : H :hauteur des vagues (m).

V :vitesse des vagues (m/s).

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

a) Formule de Stevenson : [6]

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (II.72).$$

Avec : F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch (F = 3.13 km).

b) Formule de Molitor : [6]

$$H = 0.75 + 0.032 (U \cdot F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots (II.73).$$

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

c) Formule de Mallet-pacquant : [6]

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots(II.74).$$

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

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(II.75).$$

Le tableau ci-après récapitule les résultats obtenus par les différentes formules :

Tableau II.52: les différents résultats de la revanche.

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	1.47	4.44	2.11
Molitor	0.66	2.82	0.90
Mallet-pacquant	1.08	3.66	1.49
Simplifiée	*	*	1.53

Pour des raisons de sécurité on prend : **R=2.5m**

II.7.1.2. calcul de largeur en crête : [6]

La largeur en crête peut être calculée par les différentes formules suivantes :

a) **Formule de KNAPPEN** : $b_{cr} = 1,65 \sqrt{H_b}$ (II.76).

b) **Formule de F-PREECE** : $b_{cr} = (1,1\sqrt{H_b}) + 1$ (II.77).

c) **Formule simplifiée** : $b_{cr} = 3,60\sqrt[3]{H_b} - 3$ (II.78).

Avec : H_b : Hauteur du barrage (m).

$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$ (II.79).

On admet une valeur de $t = 0,5m$ pour le tassement du barrage.

Le tableau suivant nous donne les résultats :

Tableau II.53 : les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.

b (m)	h (m)	q (m ³ /s)	H _b (m)	b _{cr} (Knappen)	b _{cr} (Preece)	b _{cr} (simplifiée)	b _{cr} (moyenne)
20	2.45	115.03	69.95	13,80	10,20	11,83	11,94
30	2.00	126.18	69.5	13,76	10,17	11,80	11,91
40	1.74	138.03	69.24	13,73	10,15	11,78	11,89
50	1.57	147.13	69.07	13,71	10,14	11,77	11,88
60	1.43	153.72	68.93	13,70	10,13	11,76	11,86
70	1.31	157.97	68.81	13,69	10,12	11,75	11,85
80	1.22	161.12	68.72	13,68	10,12	11,75	11,85
90	1.14	163.74	68.64	13,67	10,11	11,74	11,84

On opte pour une largeur en crête : **b_{cr}=12m**

II.7.1.3. Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment. Le volume et le coût des différentes digues sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau II.54 : volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.

Largeur déversante (m)	Volume de la digue (m ³)	Coût de la digue (DA)
20	3988348.768	1595339507
30	3938695.313	1575478125
40	3910148.284	1564059313
50	3891539.005	1556615602
60	3876247.015	1550498806
70	3863163.533	1545265413
80	3853365.422	1541346169
90	3844666.426	1537866570

Remarque :

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètres, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 DA. [A.N.B.T].

II.7.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues :

Vu que le bassin de dissipation garde leur profil pour les différentes largeurs déversantes, on va donc tenir compte que du seuil déversant, du canal d'approche et du coursier.

II.7.2.1. Coût du déversoir :

On va envisager le déversoir type « Creager » ce dernier s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé.

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

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

- Avec : H : Charge sur le seuil (m).
- Y : Ordonnée du profil (m).
- X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S \cdot b \dots\dots\dots (II.81).$$

- S : Section transversale (m²).
- b : Largeur déversante (m).

On trace la courbe pour les différentes largeurs déversantes (b) qui correspondent aux différentes charges déversantes (h). Ainsi on détermine la section transversale qui nous mène à déterminer le volume du déversoir et en le multipliant par le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 25000DA, on obtient le prix du déversoir.

Tableau II.55 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

Profil N°	b (m)	h _{dév} (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (DA)
1	20	2.4	69.966	699,66	17491500
2	30	2.0	57.115	856,725	21418125
3	40	1.7	49.690	993,8	24845000
4	50	1.5	44.835	1120,875	28021875
5	60	1.3	40.837	1225,11	30627750
6	70	1.2	37.410	1309,35	32733750
7	80	1.15	34.840	1393,6	34840000
8	90	1.10	32.557	1465,065	36626625

II.7.2.2. Coût du canal d’approche:

Le canal d’approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d’eau « H » et une revanche de 2.5 m.

D’où la hauteur totale du mur : $H_{ca} = H + R$ (II.82).

Avec H : la lame déversant (m).

R : la revanche(m).

La longueur du canal d’approche « L » est déterminée d’après la topographie est égale à 70m
L’épaisseur du mur « e » est prise égale à 0,5m.

D’où le volume du canal d’approche est estimé par :

$$V = S * e = L * H_{ca} * e \text{ (II.83)}$$

Tableau II.56 : Résultats de calculs du coût du canal d’approche pour les différentes largeurs déversantes :

N°	b (m)	h (m)	H _{ca} (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (DA)
1	20	2.4	4,9	14,9	1043	26075000
2	30	2.0	4,4	19,4	1358	33950000
3	40	1.7	4,2	24,2	1694	42350000
4	50	1.5	4	29	2030	50750000
5	60	1.3	3,8	33,8	2366	59150000
6	70	1.2	3,7	38,7	2709	67725000
7	80	1.15	3,65	43,65	3055,5	76387500
8	90	1.10	3,6	48,6	3402	85050000

II.7.2.3. 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 190 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \text{ (II.84)}$$

L’épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0,5 mètres

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e, \text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots(\text{II.85}).$$

Le tableau II.57 nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau II57 : récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes

largeur déversants (m)	q (m ³ /s)	b _c (m)	volume du béton (m ³)	Coût de coursier (millions de DA)
20	192,31	8,20	1 937,24	48 430 892,20
30	211,54	8,51	1 997,75	49 943 674,80
40	221,15	8,67	2 026,75	50 668 816,96
50	230,77	8,82	2 055,04	51 376 015,28
60	240,38	8,96	2 082,60	52 065 029,82
70	245,10	9,03	2 095,90	52 397 396,41
80	250,35	9,11	2 110,50	52 762 603,16
90	255,20	9,18	2 123,84	53 095 923,08

Tableau II.58 : récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes.

Barrage N°	b (m)	h (m)	H _b (m)	Coût (DA)				
				Digue	Déversoir	Canal d'approche	Coursier	Global
1	20	2.4	69,9	1595339507	17491500	26075000	48430892,20	1687336899
2	30	1,9	69,4	1575478125	21418125	33950000	49943674,80	1680789925
3	40	1.7	69,2	1564059313	24845000	42350000	50668816,96	1681923130
4	50	1.5	69	1556615602	28021875	50750000	51376015,28	1686763492
5	60	1.3	68,8	1550498806	30627750	59150000	52065029,82	1692341586
6	70	1.2	68,7	1545265413	32733750	67725000	52397396,41	1698121559
7	80	1.15	68,65	1541346169	34840000	76387500	52762603,16	1705336272
8	90	1.10	68,6	1537866570	36626625	85050000	53095923,08	1712639118

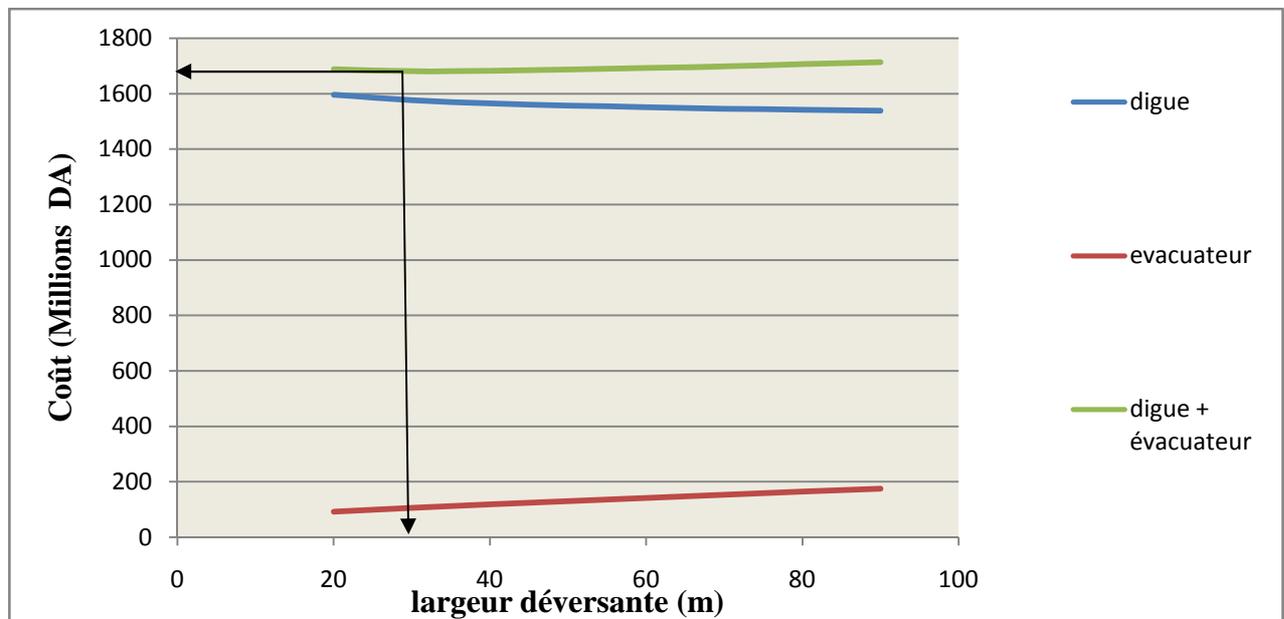


Figure II.30 : courbe d'optimisation

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue et de 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 « $b = 30 \text{ m}$ » ce qui correspond à une hauteur déversée $h = 2.00 \text{ m}$ et un débit laminé $Q = 184.17 \text{ m}^3/\text{s}$. avec une hauteur du barrage $H_b = 69.5 \text{ m}$, à une cote en crête optimale de la digue égale à 726 m NGA .

II.8. laminage pour un déversoir de largeur $b = 30 \text{ m}$: [2]

Connaissant cette largeur, on va calculer et tracer la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir en prenant un pas de 2 heures.

Tableau II.59 : les volumes et les débits déversants.

Courbe des débits déversants pour b = 30 m					
Cotes (m)	Hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 qΔt (m ³)	V (Mm ³)	V+1/2qΔt(Mm ³)
721	0,0	0,0	0,00	32.950	32,95
721,1	0.1	2,06	7 412,25	33.060	33,07
721,2	0.2	5,82	20 965,02	33.244	33,26
721,3	0.3	10,70	38 515,19	33.428	33,47
721,4	0.4	16,47	59 298,02	33.612	33,67
721,5	0.5	23,02	82 871,50	33.800	33,88
721,6	0.6	30,26	108 937,42	33.988	34,10
721,7	0.7	38,13	137 276,83	34.176	34,31
721,8	0.8	46,59	167 720,12	34.364	34,53
721,9	0.9	55,59	200 130,81	34.552	34,75
722	1.0	65,11	234 396,00	34.740	34,97
722,1	1.1	75,12	270 420,26	34.932	35,20
722,2	1.2	85,59	308 121,54	35.124	35,43
722,3	1.3	96,51	347 428,33	35.316	35,66
722,4	1.4	107,85	388 277,52	35.508	35,90
722,5	1.5	119,61	430 612,95	35.704	36,13
722,6	1.6	131,77	474 384,15	35.900	36,37
722,7	1.7	144,32	519 545,49	36.096	36,62
722,8	1.8	157,24	566 055,42	36.292	36,86
722,9	1.9	170,52	613 875,92	36.488	37,10
723	2.0	184,17	613 908	36.684	37,30

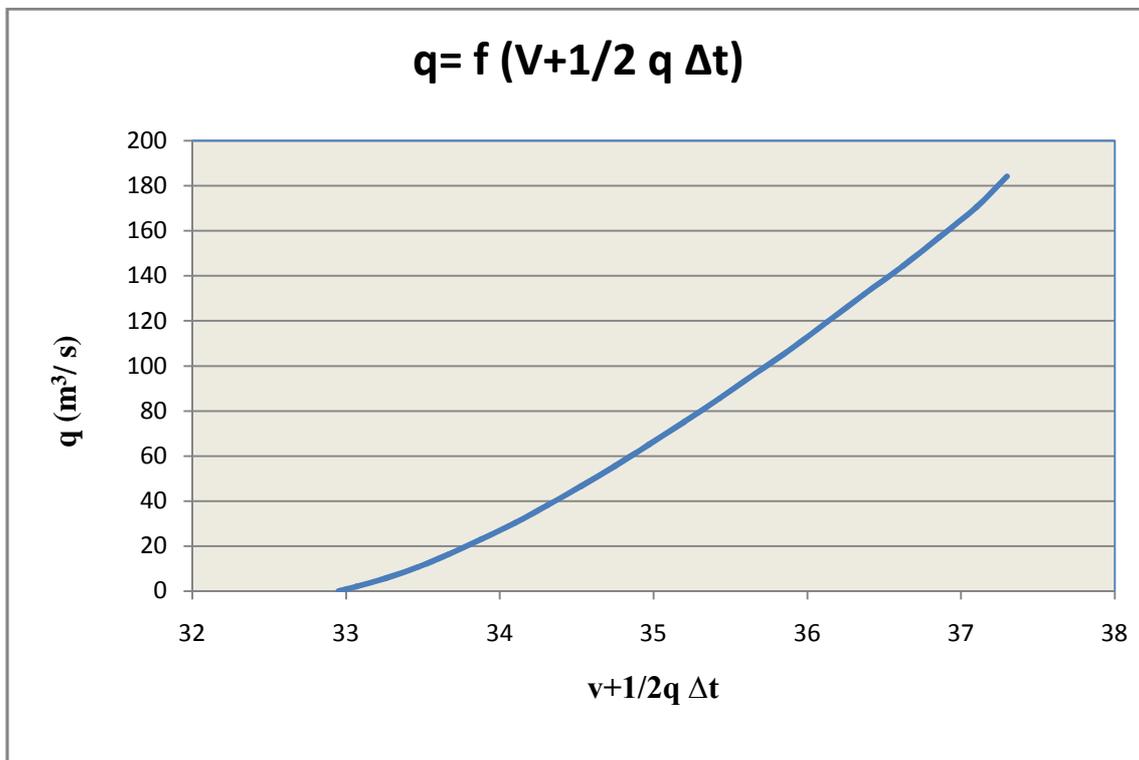


Figure II.31 : courbe des débits déversants.

Le laminage se fait comme suit :

- ✓ Pour $t=0$ on a $V_1 = V_{\text{NNR}}$.
- ✓ de la courbe $q = f(V + 1/2 q \Delta t)$ on tire q_1 .
- ✓ On calcule $(\bar{Q}_1 - q_1)$ et $(\bar{Q}_1 - q_1) \Delta t$
- ✓ $V_2 = V_1 + (\bar{Q}_1 - q_1) \Delta t$.
- ✓ on suit les mêmes procédures pour calculer les autres volumes et débits.
- ✓ on arrête à l'obtention de V_{NNR} à nouveau.

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

Le tableau suivant récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues.

Tableau II.60 : caractéristiques du barrage

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	4.06
Volume utile saisonnier	Mm ³	4.68
Volume utile interannuel	Mm ³	28.89
Volume au NNR	Mm ³	32.95
Cote du fond	m NGA	656.5
Cote NVM	m NGA	689.7
Cote NNR	m NGA	721
Cote NPHE	m NGA	723
Cote en crête	m NGA	726
Largeur en crête	m	12
Largeur du déversoir	m	15
Charge déversée	m	2

Conclusion :

Au terme de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, à savoir les caractéristiques hydro-morphologiques et hydro-morphométriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques du futur barrage. Mais, on voit clairement une divergence entre les résultats obtenus et ceux de l'étude de faisabilité faite par le bureau d'étude Suisses NINHAM SHAND, cette divergence est due à plusieurs facteurs qui se rapportent à :

- ✓ l'avis du concepteur.
- ✓ La différence entre les méthodes et formules utilisées dans les deux études.
- ✓ l'étendue de la série pluviométrique.

Vu l'écart entre les deux résultats, les éléments constituant le barrage vont être redimensionnés en tenant compte des nouvelles valeurs qu'on a obtenues dans cette étude.



CHAPITRE III

Etude

Des variantes



Introduction :

Un barrage est un ouvrage artificiel ou naturel établi en travers du lit d'un cours d'eau, retenant ou pouvant retenir de l'eau. Les barrages artificiels doivent être placés dans des cuvettes géologiquement étanches. Ils sont composés d'un corps conçu de manière spécifique à chaque type d'ouvrage, reposant sur une fondation étanche ou rendue étanche en amont.

On distingue deux types de barrages selon les matériaux qui les composent :

Les barrages rigides, en béton, qualifiés ainsi parce que leur capacité de déformation est relativement faible. Ils ne s'accommodent, sauf exception, que de fondations rocheuses peu déformables.

Les barrages souples, en matériaux meubles ou semi-rigides, appelés barrages en remblai, capables de suivre sans trop de dommages des mouvements de leur substratum. Ils sont évidemment, radicalement différents, dans leur conception, des précédents. Ils s'accommodent de fondations de moins bonne qualité.

Les barrages en remblai peuvent être composés d'un seul matériau assurant à la fois la stabilité et l'étanchéité : on parle alors de barrage homogène. Pour les autres digues, la conception consiste à réaliser un noyau ou un parement amont dans des matériaux différents, capables d'assurer la fonction d'étanchéité : argile, béton bitumineux ou géomembrane. Les barrages en remblai, d'emprise au sol importante, n'engendrent pas de forte contrainte sur le sol.

Le terme terre couvre toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que les latérites, des schistes et grés tendres...etc.

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier ; la forme de la vallée, les risques sismiques, la nature de sol de fondation, les matériaux de construction et leurs problèmes de transport, les conditions climatiques, les crues à maîtriser ainsi que les exigences sécuritaires, environnementales et économiques.

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de ce choix, en effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponibles au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes ou en écarter.

Dans plusieurs cas, après considération de ces aspects, plusieurs types de barrages resteront possibles. Des considérations économiques permettront alors de départager les solutions.

III.1. Le choix du site du barrage : [7]

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

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

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

III.2. le choix du type de barrage : [6]

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 permettrait 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 très important dans le choix du site et du 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 le 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 risques sismiques :**

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

Les plus résistants aux sollicitations dynamiques sont :

- Les barrages en enrochement à noyau central argileux, de part leur capacité à supporter de grandes déformations.
- Barrages poids: résistance aux sollicitations horizontales transversales est faible améliorée si les joints sont remplis de coulis de ciment et si ces joints présentent une surface supportant le cisaillement (joints avec des décrochements).
- Les barrages à contreforts: peu résistant pour les sollicitations transversales, mieux avec l'élargissement des âmes des contreforts à l'aval pour les rendre jointives.
- Les barrages en enrochement à masque: l'élément étanche est fragile.

✓ **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 ainsi que du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt. et le type doit être choisi dans la mesure des types de matériaux disponibles si les autres conditions le permettent.

✓ **Critères économiques :**

Dans plusieurs cas, les considérations précédentes auront permis de retenir plusieurs types de barrage. Par exemple, des fondations rocheuses, la présence de matériaux meubles proches du site, un débit de crue important, conduiront à mettre en balance un barrage en BCR et un barrage en terre équipé d'un évacuateur de crue coûteux.

Il convient alors de poursuivre les études pour les deux types d'ouvrages, en veillant à affiner les estimations de coût au fur et à mesure de la progression des études. Dès que l'un des types de barrages paraît significativement plus économique, il est préférable de ne pas s'entêter sur l'autre option.

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

III.3. les variantes à choisir :

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

❖ **Barrage en terre homogène :**

C'est un barrage constitué d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité, accompagnée de dispositifs de drainage contre la filtration. Le remblai est constitué de matériaux du type argile, argile sablonneuse, limons, sable limoneux, sable... etc. Il peut y avoir d'autres matériaux qui ne contribuent pas dans la stabilité du barrage (enrochement et protection du talus et de la crête). Il est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable pour le réaliser. Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, le drain est constitué de matériaux grossiers.

❖ **Barrage en terres hétérogènes ou zoné :**

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

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

Le noyau interne présente l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

❖ **Barrage en enrochement avec masque en béton :**

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

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

III.4.Objet de l'étude de variantes :

L'étude de variantes consiste en la comparaison économique des variantes, proposées auparavant, susceptibles d'être projetées sur le site. Les digues proposées sont dimensionnées approximativement au niveau de notre étude comparative ; nous ne tiendrons pas compte du coût des ouvrages annexes ; car on suppose que le coût est le même pour toutes les variantes.

III.5.Définition du profil général du barrage :

III.5.1.Hauteur de barrage :

III.5.1.1.calcul de la revanche : [6]

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. Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec : H :hauteur des vagues (m).

V :vitesse des vagues (m/s).

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

a) Formule de Stevenson :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (III.02).$$

Avec : F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch (F = 3.13 km).

b) Formule de Molitor :

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots (III.03).$$

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

c) Formule de Mallet-paquant :

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots(III.04).$$

d) Formule simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(III.05).$$

Le tableau ci-après récapitule les résultats obtenus par les différentes formules :

Tableau III.01: les différents résultats de la revanche.

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	1.00	3.5	1.37
Molitor	0.66	2.82	0.90
Mallet-pacquant	1.08	3.66	1.49
Simplifiée	*	*	1.53

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1,00m à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur, et pour notre cas on opte une valeur de 2,5m.

III.5.2.calcul de la largeur en crête : [6]

La largeur en crête peut être calculée par les différentes formules suivantes :

a) **Formule de KNAPPEN :** $b_{cr} = 1,65 \sqrt{H_b}$ (III.06).

b) **Formule de F-PREECE :** $b_{cr} = (1,1\sqrt{H_b}) + 1$ (III.07).

c) **Formule simplifiée :** $b_{cr} = 3,60\sqrt[3]{H_b} - 3$ (III.08).

Avec : H_b : Hauteur du barrage (m).

$H_b = NNR - Cf + hdév + R + t$ (III.09).

On admet une valeur de t =0,5m pour le tassement du barrage.

$H_b = 721 - 656.5 + 2 + 2.5 + 0.5 = 69.5m$ **H_b = 69.5m**

Le tableau suivant nous donne les résultats :

Tableau III.02 : les résultats de la largeur en crête.

Formule	b _{cr} (m)
KNAPPEN	13.75
PREECE	10.17
SIPLIFIEE	11.80
Moyenne	11.91

On opte pour une largeur en crête : **b_{cr} = 12m.**

III.5.3. La longueur en crête :

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement elle est égale à :

$$L=305m$$

III.5.4. Pentés des talus :[7]

La pente des talus doit assurer la stabilité statique de ces talus. C'est-à-dire que les fruits de talus sont fixés par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. En ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente des parements on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie par la suite par calcul de stabilité. On prend le fruit de talus selon le type et la hauteur du barrage comme le montre le tableau ci-après :

Tableau III.03 : valeurs indicatives des fruits de talus.

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

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .on choisit pour les calculs les pentes:

- Parement amont $m_1 = 2.5$.
- Parement aval $m_2 = 2,5$.

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

III.5.5. Les bermes :

Souvent on prévoit des bermes, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus et d'autres objectifs tels que l'accès pour la réparation des talus et l'augmentation de stabilité. Les bermes sont de 2 à 4 m de largeur en cas de construction de route jusqu'à 6 m. elles ont des rigoles latérales dans le but de capture et d'évacuation des eaux des précipitations.

III.5.5.1. Talus amont :

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons

proposé quatre bermes de largeur 4m chacune aux côtes 671.5 m NGA, 686.5 m NGA, 701.5 m NGA, 716.5 m NGA.

III.5.5.2. Talus aval :

Les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous avons proposé quatre bermes de largeur 4 m aux mêmes côtes successivement.

III.5.6.Revêtement de la crête et des talus de la digue :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

III.5.6.1. Talus amont :

Le talus en amont sera protégé contre l'érosion causée par l'action des vagues en plaçant une couche de riprap à une épaisseur « e » donnée par les méthodes ci-après. Afin d'être conforme au critère de filtre, une couche de transition épaisse de 400 mm composée de 200 mm de gravier et 200 mm de sable respectivement doit être placée entre le riprap et le remblai tout-venant sous-jacent. Le matériau du riprap proviendra des excavations. Il sera, éventuellement, supplémenté par des matériaux venant de la carrière.

a) Première méthode : [6]

$$e = C * V^2 \dots\dots\dots(III.10).$$

Avec : e : Epaisseur de l'enrochement en (m).

V : Vitesse de propagation des vagues déterminée par la formule de Gaillard (m/s).

C : Coefficient qui dépend du fruit de talus et du poids spécifique γ_p de l'enrochement utilisé. Le coefficient est donné par le tableau suivant :

Tableau III.04 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_p .

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma_p=2,50$	$\gamma_p=2,65$	$\gamma_p=2,80$
1/12	0,027	0,022	0,020
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement **e=0,37m**.

Quant aux dimensions des éléments elles seront telles que 50 % de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égale ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W_{50} = 0.52 * \gamma_p * e^3 \dots\dots\dots(III.11).$$

AN : **W50=0.0658 tonnes**

On peut déterminer le volume avec la formule suivante :

$$V_{50} = \frac{W_{50}}{\gamma_p} \dots\dots\dots (III.12).$$

AN : **V₅₀=0.026 m³**

Le diamètre D50 peut être déterminé en considérant les blocs avec un volume compris entre une sphère et un cube. En considérant le poids indiqué et une forme des blocs moyenne entre une forme sphérique et cubique on obtient une valeur moyenne de **D50 ≈ 0,30 m**.

b) Deuxième méthode : [6]

Les ingénieurs d'US Army Corps of Engineers utilisent un tableau (tableau III.05) qui donne l'épaisseur minimale de la couche d'enrochements et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague déterminée à partir de l'abaque donné dans la figure suivante :

D'après la figure et le tableau ci-après on a :

Hauteur des vagues : 0.30 < H < 0.62 ⇒ e = 0.40 m et D₅₀^{min} = 0.25m

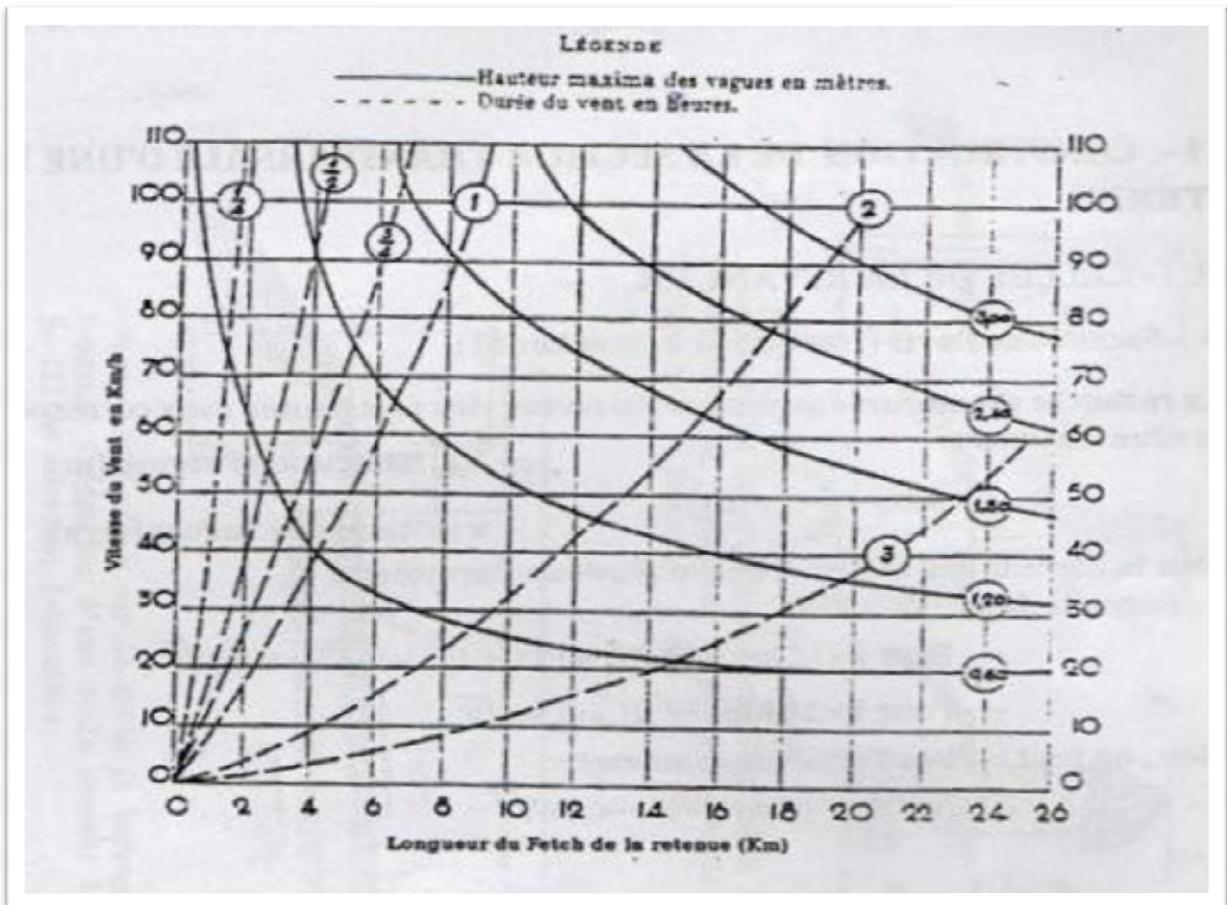


Figure III.01 : Abaque de détermination de la hauteur maximale des vagues, d'après l'US Army Corps of Engineers.

Tableau III.05: Epaisseur de l'enrochement et D₅₀ minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	D ₅₀ ^{min} (m)
0 – 0.30	0.30	0.20
0.30 – 0.62	0.40	0.25
0.62 – 1.20	0.45	0.30
1.20 – 1.80	0.55	0.40
1.80 – 2.40	0.70	0.45
2.40 – 3.00	0.80	0.55

c) Troisième méthode :

Selon la référence bibliographique 6, on peut établir la procédure suivante, en considérant dans le calcul le poids du bloc de la roche nécessaire pour supporter les forces appliquées produites par la pression statique et dynamique de la vague, ainsi que l'action érosive des vagues dans le calcul de la stabilité dont les facteurs sont le poids spécifique de la roche, la hauteur de la vague et le talus à protéger.

La formule recommandée pour le calcul du poids maximal des roches isolées est :

$$Q = \frac{0.35 * \gamma_p * h^3}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma} - 1\right)^3 \sqrt{1 + m^3}} \dots\dots\dots (III.13).$$

Avec : Q : poids maximal des pierres.

γ_p : poids volumique de la pierre (t/m³).

h: hauteur de la vague (m).

γ : poids volumique de l'eau (t/m³).

m : talus à protéger.

AN : Q=0.139 tonnes

Le diamètre maximal exprimé en mètre du bloc à placer dans le talus porté à une sphère de diamètre équivalent « D_{sph} » est calculé par la formule suivante:

$$D_{sph} = \sqrt[3]{\frac{Q}{0.524\gamma_p}} \dots\dots\dots (III.14).$$

AN : D_{sph}=0.47 m

Le 50 % des blocs doit avoir une taille égale ou supérieure à D₅₀= K*D_{sph} ou K est un coefficient qui dépend de la catégorie de l'ouvrage à partir du tableau III.06

Tableau III.06 : valeurs du coefficient K en fonction de la catégorie de l'ouvrage.

Coefficient	IV	III	II	I
K	0.50	0.55	0.60	0.65

Note : En obtenant une valeur D50 inférieure à 0,25 m, on prendra D50 égal à 0,25m.

AN : **D50= 0.28m**

L'épaisseur du revêtement est déterminée selon la formule suivante:

$$e = D_{50} (2 - 2.5) \dots\dots\dots (III.15).$$

AN : **e=0.7m.**

Après les résultats de ces trois méthodes on opte pour une épaisseur d'enrochement e=0.7m et un diamètre de 50% des blocs D50=0.30m

III.5.6.2. Talus aval:

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

En ce qui concerne le talus aval il n'y a pas de méthodologies bien établies, étant d'ailleurs le choix de la solution une question de jugement du Consultant tenant compte de l'importance de l'ouvrage, du régime des pluies et des conditions locales.

Normalement on utilise l'une des deux solutions suivantes pour la protection du parement aval: protection avec une couche de rip-rap ou protection végétale, cette deuxième solution exigeant une manutention adéquate qui est difficile de garantir dans un climat comme celui de l'Algérie.

Pour sa protection, on utilise l'enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3m).

III.5.6.3. La crête :

Pour assurer une bonne stabilité, conserver contre la dégradation et permettre la bonne circulation des engins on doit réaliser un bon revêtement de la crête ; en utilisant une couche de produits asphaltiques épaisse de 30 cm sous jacée de deux couches épaisses de 20 cm chacune la première en gravier et la seconde en sable.

III.5.7. Etanchéité du barrage:[7]

III.5.7.1. le noyau :

Les barrages avec noyaux ou diaphragmes sont construits quand il n'existe pas de sols argileux peu perméables. C'est le cas de la deuxième variante où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous allons équiper le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage. Vers le sommet, le noyau doit être monté au dessus du niveau des plus hautes eaux (plus de 0.5 m). Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobé en bitumineux. Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

a) Dimensionnement du noyau :

- **La hauteur :**

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots (III.16).$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (m).

H_n : hauteur du noyau (m).

AN : $H_n = 69.5 - 1 = 68.5m$ **Hn=68.5m**

• **La largeur en crête du noyau :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$L_{n,s} = \frac{1}{6} \cdot H_b \dots\dots\dots (III.17).$$

Donc on aura : $L_{n,s} = \frac{1}{6} * 69.5 = 11.58m$ **L_{n ;s}=12m**

• **Les fruits des talus du noyau :**

Ils doivent être d'une telle sorte à vérifier la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (III.18).$$

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

b_{moy} : largeur moyenne du noyau, donnée par la formule(III.19).

ΔH : la charge d'eau, donnée par la formule (III.20).

$$b_m = \frac{L_{n,s} + L_b}{2} \dots\dots\dots (III.19).$$

Avec : $L_{n,s}$: largeur en crête du noyau.

L_b : largeur en base du noyau.

$$\Delta H = H_1 - H_2 \dots\dots\dots (III.20).$$

Avec : H_1 : Hauteur d'eau à l'amont correspond au NPHE, ($H_1=66.5$ m)

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2=0$ m).

Pour notre cas : **$I_{adm}=1.5$**

On aura : $\frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \Leftrightarrow \frac{66.5}{b_{moy}} \leq 1.5 \Rightarrow b_{moy} > \frac{66.5}{1.5} = 44.33m$ **b_{moy}=45 m**

À partir de la formule (III.19) on aura :

$$L_b = 2 * b_{moy} - L_{n,s} \dots\dots\dots (III.21).$$

AN : $L_b = 2 * 45 - 12 = 78m$ **L_b=78 m**

De la formule ci-après on détermine les fruits de talus :

$$L_b = 2 * m * H_n + L_{n,s} \dots\dots\dots (III.22).$$

On aura : $m = \frac{L_b - L_{n,s}}{2 * H_n} = \frac{78 - 12}{2 * 68.5} = 0.5$ **m=0.5**

- **La cote en crête du noyau :**

$$NCN = C_{\text{fond}} + H_n = 656.5 + 68.5 = 725 \text{ m NGA}$$

III.5.7.2. Les drains : [6]

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage. Les conditions des drainages sont :

- ✓ Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- ✓ Ne pas permettre l'effet de renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.
- ✓ On doit contrôler son fonctionnement.

a) Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme) : [6]

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est fonction du niveau d'eau dans le talus en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur selon $(0.15 - 0.2) H$ où H est l'hauteur du barrage. La largeur du prisme dans sa partie supérieure (berme) doit être de 3 m pour qu'il puisse être placé et compacté avec les engins de compactage.

- **Hauteur :**

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (III.2)$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (69.5m).

On prend $H_p = 0.15 H_b$ **$H_p = 11\text{m}$**

- **Largeur en crête :**

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots\dots\dots (III.24).$$

$b_p = 11 / 3.65 = 3\text{m}$ **$b_p = 3\text{m}$**

- **fruits de talus**

$m_1 = (1 \div 1,75)$

$m_2 = (1,5 \div 2,5)$

Donc on prend : $m_2 = 2,5$

$m_1 = 1,75$

b) Dimensionnement du drain tapis : [6]

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue. Son inconvénient c'est qu'il existe une possibilité d'obstruction qui peut s'avérer très dangereuse. La sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur. Dans le dessin, on doit utiliser un facteur de sécurité plus élevé. Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.80$ m; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre. La longueur est déterminée par la formule suivante :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (III.25).$$

Avec : L_b : Longueur transversale du barrage ($L_b = 395$ m).

Donc : $L_d = \frac{395}{3} = 130m$ **$L_d = 130m$**

c) Dimensionnement du drain vertical : [6]

Le drain vertical placé au centre du barrage constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 2.5 m.

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

Le niveau du drain vertical est arasé au niveau des plus hautes eaux à raison d'arriver aux points de plus hautes saturations de remblai.

$N_{dr} = NPHE = 723m$ NGA

III.5.7.3. Les filtres: [6]

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

La conception des filtres, doit obéir aux conditions suivantes :

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

6. Pour éviter la dégradation du filtre, on accepte les particules de 5 cm (2 pouces) comme taille maximale.

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

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

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

Critères de conception : [6]

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

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

$$\frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} < 25 \text{ Parallélisme des courbes granulométriques.}$$

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

Si on utilise un filtre de matériel naturel on peut atteindre un coefficient d'uniformité ≤ 50

Si le matériau à protéger est constitué, dans sa majeure partie, de graviers, les règles précédentes doivent être appliquées à la partie du matériau plus petite que la maille de 2.54 cm (1 pouce). La courbe granulométrique du filtre devra être proche de celle du matériau à protéger, pourvu que celle-ci ne soit pas très uniforme.

Dans le cas ou on emploie des tubes de drainage perforés, entourés de filtre, on doit

remplir la condition: $\frac{D_{85}^{filtre}}{D_{ouverture}} \geq 2$

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

$$K = 0,35 (D_{15})^2 \dots\dots\dots (III.26).$$

Où: D_{15} , en mm

K obtenue en cm/s.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont:

- Couches horizontales de sables ----- 0,15 m
- Couches horizontales de graviers ----- 0,30 m
- Couches verticales ou inclinées ----- 1,00 m

Selon SHERARD (1984), les critères pour la conception de filtres en aval du noyau ou dans le drainage interne de la digue (filtres critiques) par rapport aux types de sols à protéger sont les suivants:

✓ **Limons sablonneux et argiles :**

Pour les limons sablonneux et les argiles avec une quantité significative du sable dont d_{85} soit entre 0.1 et 0,5 mm, le critère $D_{15} / d_{85} \leq 5$ s'avère conservateur et raisonnable. La plasticité du sol à protéger n'affecte pas les caractéristiques du filtre.

✓ **Argiles fines :**

Pour les argiles fines dont d_{85} soit entre 0.03 et 0.1 mm, un filtre en sable fin ou en sable grossier avec D_{15} moyen qui ne dépasse pas 0.5 mm, s'avère raisonnablement conservateur. La plasticité ou la dispersion de l'argile n'affecte pas la granulométrie requise.

✓ **Limons aux grains fins à faible cohésion :**

Pour les limons fins sans sable dont d_{85} soit entre 0.03 et 0,1 mm avec une faible plasticité (au dessus de la ligne A selon la classification de la SUCS) et avec une limite de liquidité inférieure à 30, il est nécessaire d'utiliser des filtres en sable grossier avec D_{15} moyen qui ne dépasse pas de 0,30 mm.

✓ **Sable grossier :**

Pour les sables grossiers proprement dits et avec une faible quantité de grains fins (non cohésifs), le critère $D_{15} / d_{85} \leq 5$ est acceptable.

III.6. calcul du volume des différents matériaux :

Dans cette présente étude nous allons calculer le volume de différents matériaux pour la construction du barrage pour les différentes variantes proposées. Et en se basant sur ces volumes ainsi que les prix unitaires adoptés par l'agence nationale des barrages et des transferts, nous déterminerons les coûts des de chaque variante ce qui nous permettra de faire notre choix définitif.

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots\dots\dots (III.27).$$

Avec : H_{bi} : hauteur du barrage à la coupe « i ».

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section « i ».

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

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} * H_{bi} \dots\dots\dots (III.28).$$

Avec : b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

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

Avec : m_1 et m_2 ; fruits de talus amont et aval respectivement.

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots\dots\dots (III.29).$$

Avec : $V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * d \dots\dots\dots (III.30).$

Avec : V_i : volume de la digue à la coupe « i »

S_i : surface de la digue à la coupe « i »

S_{i+1} : surface de la digue à la coupe « i+1 »

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

III.6.1. Barrage homogène en argile avec drain vertical :

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

III.6.1.1. les recharges (argile) :

Le tableau ci-après nous donne le volume des recharges nécessaires pour la construction de la digue homogène en argile.

Tableau III.07 : volumes des recharges (argile).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0	663,9036	17,05	11319,5555
1	1327,8071		57,37	203780,7930
2	5776,2819	8105,3217	42,61	345367,7576
3	10434,3615	11885,1995	57,07	678288,3326
4	13336,0374	12953,8841	59,66	772828,7224
5	12571,7307	10136,2906	50,42	511071,7695
6	7700,8504	3850,4252	20,55	79126,2379
7	0			
Volume Total				2601783,1686

III.6.1.2. protection rip-rap :

Le tableau III.08 nous résume le volume du rip-rap utilisé pour la protection des talus.

Tableau III.08 : volume des recharges.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	26,6188	17,05	453,8497
1	53,2375	83,3213	57,37	4780,1401
2	113,405	129,6841	42,61	5525,8374
3	145,9631	156,9469	57,07	8956,9567
4	167,9306	164,9021	59,66	9838,0563
5	161,8735	145,3868	50,42	7330,3999
6	128,9000	64,4500	20,55	1324,4475
7	0			
Volume Total				38209,6876

III.6.1.3. filtres et drains :

Les tableaux suivants récapitulent les volumes des graviers et des sables utilisés pour les filtres et les drains.

Tableau III.09 : volume des graviers.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	33,9923	17,05	579,5679
1	67,9845	111,0131	57,37	6368,8215
2	154,0417	189,8668	42,61	8090,2222
3	225,6918	495,1161	57,07	28256,2730
4	764,5403	627,3183	59,66	37425,8098
5	490,0963	334,8482	50,42	16883,0437
6	179,6000	89,8000	20,55	1845,3900
7	0			
Volume Total				99449,1281

Tableau III.10 : volume des sables.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	19,5948	17,05	334,0913
1	39,1896	61,1705	57,37	3509,3516
2	83,1514	97,8663	42,61	4170,0830
3	112,5812	156,7074	57,07	8943,2885
4	200,8335	177,8240	59,66	10608,9798
5	154,8145	124,9758	50,42	6301,2798
6	95,1371	47,5686	20,55	977,5337
7	0			
Volume Total				34844,6078

--	--

III.6.2. Barrage zoné à noyau d’argile :

Le principal avantage de cette variante est que tous les matériaux nécessaires à sa confection sont disponibles à proximité du site du barrage ; cela permet d'une part de réduire significativement les dépenses liées aux engins de transport pour l'acheminement des matériaux, et d'autre part, la proximité de la zone d'emprunt permet de gagner énormément en temps en écourtant le délai de réalisation, on dira que la variante est très économique et pratique. Cependant la réalisation délicate des zones de transition et du filtre constitue une difficulté majeure dans la conception de l'ouvrage.

III.6.2.1. le Noyau :

Il est composé par une argile limoneuse protégé par un filtre des deux cotés. Le tableau suivant nous donne le volume de l’argile nécessaire pour sa réalisation.

Tableau III.11 : volume du noyau.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0,00	205.3117	17.05	3500,5636
1	410.6233	915.3892	57.37	52515,8755
2	1420.1550	1906.2915	42.61	81227,0808
3	2392.4280	2869.0998	57.07	163739,5256
4	3345.7716	3092.2124	59.66	184481,3888
5	2838.6531	2318.3920	50.42	116893,3221
6	1798.1308	899.0654	20.55	18475,7940
7	0,00			
Volume Total				620833,5505

III.6.2.2. les recharges :

Elles sont constituées des tout-venants, récupérés après les excavations notamment celle de l'évacuateur de crues. Le tableau suivant montre le volume des recharges.

Tableau III.12 : volumes des recharges.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	446,6872	17,05	7616,0168
1	893,3744	2650,4854	57,37	152058,3445
2	4407,5963	6272,0275	42,61	267251,0918
3	8136,4587	9226,7527	57,07	526570,7766
4	10317,0467	10029,4505	59,66	598357,0138
5	9741,8542	7668,4759	50,42	386644,5549
6	5595,0976	2797,5488	20,55	57489,6278

7	0			
Volume Total				1995987,4262

III.6.2.3. protection en rip-rap :

Le tableau suivant récapitule le volume des rip-rap nécessaire à la protection des talus.

Tableau III.13 : volume du rip-rap.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	26,6188	17,05	453,8497
1	53,2375	83,3213	57,37	4780,1401
2	113,405	129,6841	42,61	5525,8374
3	145,9631	156,9469	57,07	8956,9567
4	167,9306	164,9021	59,66	9838,0563
5	161,8735	145,3868	50,42	7330,3999
6	128,9000	64,4500	20,55	1324,4475
7	0			
Volume Total				38209,6876

III.6.2.4. filtres et drains :

Les tableaux ci-après récapitulent les volumes des graviers et des sables utilisés pour les filtres et les drains.

Tableau III.14 : volume des graviers.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	17,6275	17,05	300,5489
1	35,2550	50,8278	57,37	2915,9880
2	66,4005	84,3661	42,61	3594,8395
3	102,3317	403,8685	57,07	23048,7753
4	705,4053	478,7311	59,66	28561,0974
5	252,0569	163,3446	50,42	8235,8322
6	74,6322	37,3161	20,55	766,8459
7	0			
Volume Total				67423,9272

Tableau III.15 : volume des sables.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	17,4025	17,05	296,7126
1	34,8050	50,4660	57,37	2895,2344
2	66,1270	77,8539	42,61	3317,3547
3	89,5808	113,0200	57,07	6450,0514
4	136,4592	132,7386	59,66	7919,1849
5	129,0180	101,6884	50,42	5127,1266

Tableau III.17 : volume du béton.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	13,6879	17,05	233,3787
1	27,3758			
2	59,0251	43,2005	57,37	2478,4098
3	77,9353	68,4802	42,61	2917,9413
4	90,6077	84,2715	57,07	4809,3745
5	85,9255	88,2666	59,66	5265,9854
6	66,8264	76,3760	50,42	3850,8754
7	0	33,4132	20,55	686,6413
Volume Total				20242,6064

Le tableau ci-après récapitule les volumes des graviers

Tableau III.18 : volume des graviers.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	11,7720	17,05	200,7126
1	23,5440			
2	48,3979	35,9710	57,37	2063,6534
3	64,5067	56,4523	42,61	2405,4325
4	74,1532	69,3300	57,07	3956,6602
5	70,9504	72,5518	59,66	4328,4404
6	54,9544	62,9524	50,42	3174,0600
7	0	27,4772	20,55	564,6565
Volume Total				16693,6156

Le tableau ci-après récapitule les volumes des sables :

Tableau III.19 : volume des sables.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	6,2340	17,05	106,2888
1	12,4679			
2	24,7421	18,6050	57,37	1067,3689
3	33,1921	28,9671	42,61	1234,2881
4	37,7921	35,4921	57,07	2025,5341
5	36,3922	37,0922	59,66	2212,9177
6	28,1426	32,2674	50,42	1626,9223
7	0	14,0713	20,55	289,1652

Volume Total	8562,4852
--------------	------------------

III.7. Estimation du coût des variantes :

Le tableau suivant donne le coût des différentes variantes étudiées.

Tableau III.20 : les coûts des différentes variantes étudiées.

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (million DA)	Totale (million DA)
homogène	Recharge (argile)	2601783,1686	400	1040,71	1232,43
	Enrochement (rip-rap)	38209,6876	800	30,57	
	Filtres et drains	134293.7359	1200	161,15	
Zoné	Noyau	620833,5505	500	310,44	1232,41
	Recharge (tout-venants)	1995987,4262	400	778,39	
	Enrochement (rip-rap)	38209,6876	800	30,57	
	Filtres et drain	94193.6274	1200	113,01	
Avec masque	Recharge (enrochement)	2485683,3438	800	1988,55	2261,77
	Filtres et drain	25256.1008	1200	30,31	
	masque en béton	20242,6064	12000	242,911	

Conclusion :

On se référant au tableau ci-avant on voit clairement que nous ne pouvons que nous orienter vers la deuxième variante car elle est la plus économique.

Rappelons que cette variante est la plus compatible avec notre site dont la quantité des matériaux de construction ne nous permet pas de construire un barrage homogène en argile.

Suivant toutes ces considérations économiques soient elles ou techniques on opte pour un barrage zoné à noyau argileux.



CHAPITRE IV

Conception

Détaillée

De la digue



Introduction :

Après l'étude des variantes faite dans le chapitre précédent, nous avons opté pour la deuxième variante à savoir barrage zoné à noyau d'argile.

Dans ce présent chapitre nous allons étudier la conception et l'étude détaillées de la digue tout en mettant l'accent sur les infiltrations au niveau du corps de la digue ainsi que sur la stabilité des talus.

IV.1. Dimensionnement de la digue:

IV.1.1. la revanche du barrage : [6]

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement de vagues par dessus de la crête, sinon le talus aval et la crête du barrage seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène pouvant aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche ; ce risque de déferlement de vagues doit être circonscrit par l'adaptation d'une revanche suffisante entre le PHE et la cote de la crête.

Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues (elle même en fonction de la vitesse du vent et de la longueur du plan d'eau) et de l'effet de projection de l'eau vers la crête lorsque les vagues viennent buter contre le talus amont.

$$R = 2.5m$$

IV.1.2. la hauteur du barrage : [6]

Elle est donnée par la relation :

$$H_b = h_{NNR} + h_d + R + t \dots\dots\dots (IV.01).$$

Avec : H_{NNR} : Hauteur au niveau normal de la retenue déterminée (m).

h_d : Hauteur d'eau correspond au volume forcé en (m).

R : Revanche du barrage en (m);

t : le tassement (m).

$$H_b = 64.5 + 2 + 2.5 + 0.5 = 69.5m \quad \text{Donc : } H_b = 69.5m \quad \text{d'où : } H_{crête} = 726m \text{ NGA.}$$

IV.1.3. largeur en crête :

Elle est égale à 12 m **$b_{cr} = 12m$**

IV.1.4. la longueur en crête :

Elle est déterminée à partir du levé topographique elle est égale à 305 m.

$$L = 305 \text{ m}$$

IV.1.5. les bermes :

IV.1.5.1. Talus amont :

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons quatre bermes de largeur 3m chacune aux côtes 671.5 m NGA, 686.5 m NGA, 701.5 m NGA, 716.5 m NGA.

IV.1.5.2. Talus aval :

Les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous avons proposé quatre bermes de largeur 4 m aux mêmes côtes successivement.

IV.1.6. Classification de l'ouvrage : [6]

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et 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 allons se référer au tableau suivant :

Tableau IV.01 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.(V.volkov, 1986)

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs de barrage (m)			
Sols rocheux.	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique.	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique.	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau notre barrage appartient à la classe II.

IV.1.7. Pentés des talus : [7]

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. On prend le fruit de talus selon le type et la hauteur du barrage comme le montre le tableau ci-après :

Tableau IV.02 : valeurs indicatives des fruits de talus.

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

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .on choisit pour les calculs les pentes:

- Parement amont $m_1 = 2.5$.
- Parement aval $m_2 = 2,5$.

IV.1.8.Revêtement de la crête et protection des talus de la digue : [6]

IV.1.8.1. La crête :

Pour assurer une bonne stabilité, conserver contre la dégradation et permettre la bonne circulation des engins on doit réaliser un bon revêtement de la crête ; en utilisant une couche de produits asphaltiques épaisse de 30 cm sous jacée de deux couches épaisses de 20 cm chacune la première en gravier et la seconde en sable. Avec une petite pente dans chaque coté.

IV.1.8.2. Talus aval:

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

En ce qui concerne le talus aval il n’y a pas de méthodologies bien établies, étant d’ailleurs le choix de la solution une question de jugement du Consultant tenant compte de l’importance de l’ouvrage, du régime des pluies et des conditions locales.

Normalement on utilise l’une des deux solutions suivantes pour la protection du parement aval: protection avec une couche de rip-rap ou protection végétale, cette deuxième solution exigeant une manutention adéquate qui est difficile de garantir dans un climat comme celui de l’Algérie.

Pour sa protection, on utilise l'enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d’épaisseur (0,3m).

IV.1.8.3. Talus amont :

Le talus en amont sera protégé contre l’érosion causée par l’action des vagues en plaçant une couche de riprap à une épaisseur « e » donnée par les méthodes ci-après. Afin d’être conforme au critère de filtre, une couche de transition épaisse de 400 mm composée de 200 mm de gravier et 200 mm de sable respectivement doit être placée entre le riprap et le remblai tout-venant sous-jacent. Le matériau du riprap proviendra des excavations. Il sera, éventuellement, supplémente par des matériaux venant de la carrière.

a) Première méthode : [6]

$$e = C * V^2 \dots\dots\dots(IV.02).$$

Avec : e : Epaisseur de l'enrochement en (m).

V : Vitesse de propagation des vagues déterminée par la formule de Gaillard (m/s).

C : Coefficient qui dépend du fruit de talus et du poids spécifique γ_p de l’enrochement utilisé. Le coefficient est donné par le tableau suivant :

Tableau III.03 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_p .

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma_p = 2,50$	$\gamma_p = 2,65$	$\gamma_p = 2,80$
1/12	0,027	0,022	0,020
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons une épaisseur d'encrochement **e=0,37m**.

Quant aux dimensions des éléments elles seront telles que 50 % de l'encrochement soit constitué de blocs d'un poids égale ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W_{50} = 0.52 * \gamma_p * e^3 \dots\dots\dots(IV.03).$$

AN : **W50=0.0658 tonnes**

On peut déterminer le volume avec la formule suivante :

$$V_{50} = \frac{W_{50}}{\gamma_p} \dots\dots\dots (IV.04).$$

AN : **V50=0.026 m³**

Le diamètre D50 peut être déterminé en considérant les blocs avec un volume compris entre une sphère et un cube. En considérant le poids indiqué et une forme des blocs moyenne entre une forme sphérique et cubique on obtient une valeur moyenne de **D50 ≈ 0,30 m**.

b) Deuxième méthode : [6]

Les ingénieurs d'US Army Corps of Engineers utilisent un tableau (tableau III.04) qui donne l'épaisseur minimale de la couche d'encrochements et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague déterminée à partir de l'abaque donné dans la figure suivante :

D'après la figure et le tableau ci-après on a :

Hauteur des vagues : $0.30 < H < 0.62 \Rightarrow e = 0.40 \text{ m}$ et $D_{50}^{\min} = 0.25\text{m}$

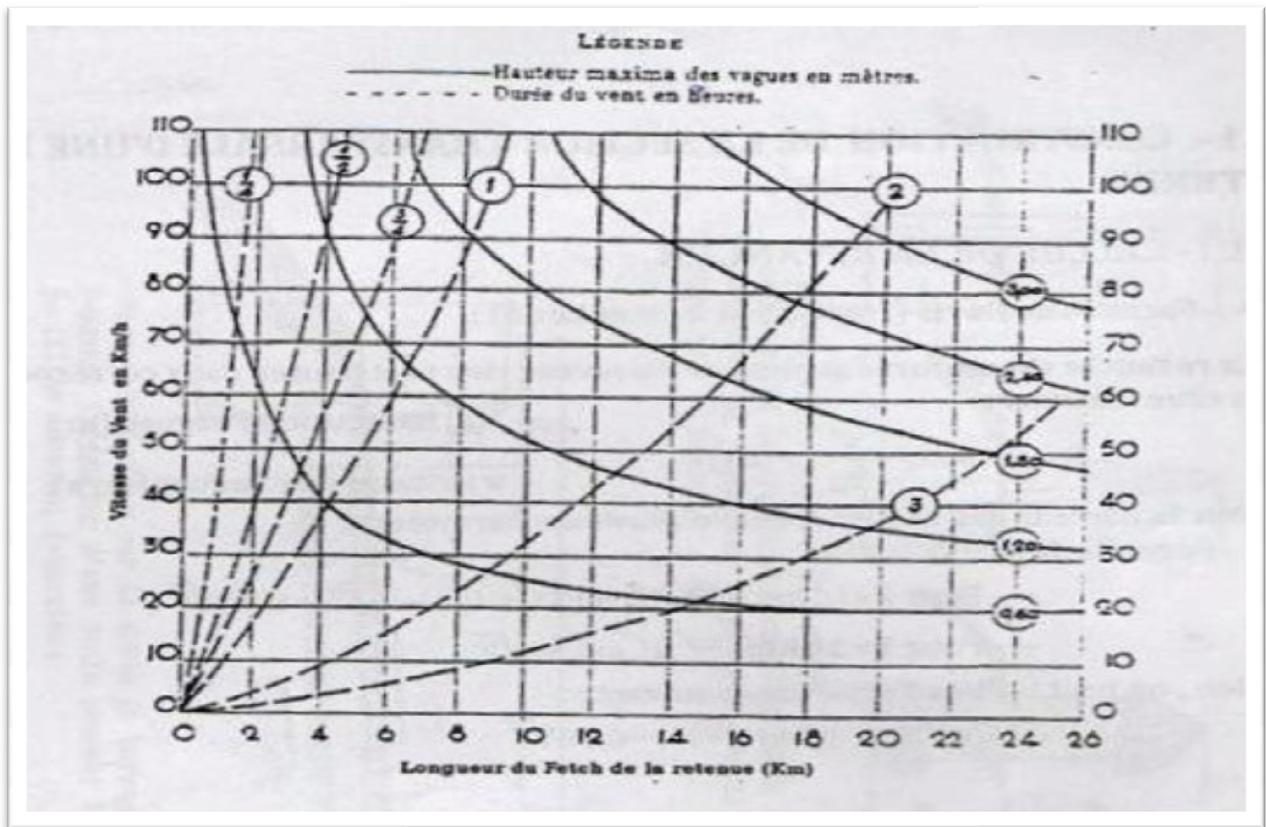


Figure IV.01 : Abaque de détermination de la hauteur maximale des vagues, d’après l’US Army Corps of Engineers.

Tableau III.04: Epaisseur de l’enrochement et D₅₀ minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d’enrochement (m)	D ₅₀ ^{min} (m)
0 – 0.30	0.30	0.20
0.30 – 0.62	0.40	0.25
0.62 – 1.20	0.45	0.30
1.20 – 1.80	0.55	0.40
1.80 – 2.40	0.70	0.45
2.40 – 3.00	0.80	0.55

c) Troisième méthode : [6]

Selon la référence bibliographique 6, on peut établir la procédure suivante, en considèrent dans le calcul le poids du bloc de la roche nécessaire pour supporter les forces appliquées produites par la pression statique et dynamique de la vague, ainsi que l'action érosive des vagues dans le calcul de la stabilité dont les facteurs sont le poids spécifique de la roche, la hauteur de la vague et le talus à protéger.

La formule recommandée pour le calcul du poids maximal des roches isolées est :

$$Q = \frac{0.35 * \gamma_p * h^3}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma} - 1\right)^3 \sqrt{1 + m^3}} \dots\dots\dots (IV.05).$$

Avec : Q : poids maximal des pierres.

- γ_p : poids volumique de la pierre (t/m³).
- h: hauteur de la vague (m).
- γ : poids volumique de l'eau (t/m³).
- m : talus à protéger.

AN : **Q=0.139 tonnes**

Le diamètre maximal exprimé en mètre du bloc à placer dans le talus porté à une sphère de diamètre équivalent « D_{sph} » est calculé par la formule suivante:

$$D_{sph} = \sqrt[3]{\frac{Q}{0.524\gamma_p}} \dots\dots\dots (IV.06).$$

AN : **D_{sph}=0.47 m**

Le 50 % des blocs doit avoir une taille égale ou supérieure à D₅₀= K*D_{sph} ou K est un coefficient qui dépend de la catégorie de l'ouvrage à partir du tableau IV.05

Tableau III.05 : valeurs du coefficient K en fonction de la catégorie de l'ouvrage.

Coefficient	IV	III	II	I
K	0.50	0.55	0.60	0.65

Note : En obtenant une valeur D₅₀ inférieure à 0,25 m, on prendra D₅₀ égal à 0,25m.

AN : **D₅₀= 0.28m**

L'épaisseur du revêtement est déterminée selon la formule suivante:

$$e = D_{50} (2 - 2.5) \dots\dots\dots (IV.07).$$

AN : **e=0.7m.**

Après les résultats de ces trois méthodes on opte pour une épaisseur d'encrochement **e=0.7m** et un diamètre de 50% des blocs **D₅₀=0.30m.**

IV.2. Drainage de la digue : [6]

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

IV.2.1. But du drainage :

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

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

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

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

IV.2.2. Constitution et fonctionnement des filtres et drains :

IV.2.2.1. les filtres : [6]

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

La conception des filtres, doit obéir aux conditions suivantes :

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

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

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

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

IV.2.2.2. les drains : [6]

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir normalement une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée (drain vertical). Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et en conséquence soigneusement lavée si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

IV.2.3. Règles générales de dimensionnement des drains et filtres : [6]

La référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGUI. Elle s'énonce 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 : [6]

$$\frac{D_{15}^{filtré}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5 \text{ Condition de l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard.}$$

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

$$\frac{D_{50}^{filtré}}{d_{50}^{sol}} < 25 \text{ Parallélisme des courbes granulométriques.}$$

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

Si on utilise un filtre de matériel naturel on peut atteindre un coefficient d'uniformité ≤ 50

Si le matériau à protéger est constitué, dans sa majeure partie, de graviers, les règles précédentes doivent être appliquées à la partie du matériau plus petite que la maille de 2.54 cm (1 pouce). La courbe granulométrique du filtre devra être proche de celle du matériau à protéger, pourvu que celle-ci ne soit pas très uniforme.

Dans le cas où on emploie des tubes de drainage perforés, entourés de filtre, on doit

remplir la condition: $\frac{D_{85}^{filtré}}{D_{ouverture}} \geq 2$

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

$$K = 0,35 (D_{15})^2 \dots\dots\dots (IV.08).$$

Où: D_{15} , en mm

K obtenue en cm/s.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont:

- Couches horizontales de sables ----- 0,15 m
- Couches horizontales de graviers ----- 0,30 m
- Couches verticales ou inclinées ----- 1,00 m

Selon SHERARD (1984), les critères pour la conception de filtres en aval du noyau ou dans le drainage interne de la digue (filtres critiques) par rapport aux types de sols à protéger sont les suivants:

✓ **Limons sablonneux et argiles :**

Pour les limons sablonneux et les argiles avec une quantité significative du sable dont d85 soit entre 0.1 et 0,5 mm, le critère $D_{15} / d_{85} \leq 5$ s'avère conservateur et raisonnable. La plasticité du sol à protéger n'affecte pas les caractéristiques du filtre.

✓ **Argiles fines :**

Pour les argiles fines dont d85 soit entre 0.03 et 0.1 mm, un filtre en sable fin ou en sable grossier avec D15 moyen qui ne dépasse pas 0.5 mm, s'avère raisonnablement conservateur. La plasticité ou la dispersion de l'argile n'affecte pas la granulométrie requise.

✓ **Limons aux grains fins à faible cohésion :**

Pour les limons fines sans sable dont d85 soit entre 0.03 et 0,1 mm avec une faible plasticité (au dessus de la ligne A selon la classification de la SUCS) et avec une limite de liquidité inférieure à 30, il est nécessaire d'utiliser des filtres en sable grossier avec D15 moyen qui ne dépasse pas de 0,30 mm.

✓ **Sable grossier :**

Pour les sables grossiers proprement dits et avec une faible quantité de grains fines (non cohésifs), le critère $D_{15} / d_{85} \leq 5$ est acceptable.

V.2.3.1. Calcul des filtres : [6]

a) Règles des filtres :

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

Condition 1:

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (IV.09).$$

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

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$;

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Condition 2 :

Condition de (TERZAGI ,1922) (CIGB ,1994):

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots (IV.10).$$

Avec : D_{15} : Diamètre de filtre ;

d_{15} : Diamètre du sol à protéger.

b) Détermination de la courbe granulométrique des Filtres : [6]

$$D_{17}^F = \frac{D_{PV}}{0,32 \cdot \sqrt[6]{\eta_F} \cdot (1 + 0,05 \cdot \eta_F)} \cdot \frac{1-n}{n} \dots\dots\dots (IV.11).$$

Avec : η_F : Coefficient d'homogénéité du sol du filtre [$\eta_F = 12,5$].

n : la porosité de filtre.

$$n = 0,4 - 0,1 \cdot \log(UF) \dots\dots\dots (IV.12).$$

DPV : diamètre des particules soumises à un effet de voûtes.

$$DPV = (3 \text{ à } 4) \cdot d_{15} \dots\dots\dots (IV.13).$$

d15 : Diamètre des particules du sol protéger à 15%;

On déterminera aussi le diamètre minimum Dmin en fonction de D17

$$D_{min} = \frac{D_{17}}{1 + 0,2 \cdot (1,7)^x} \dots\dots\dots (IV.14).$$

Où : $x = 1 + 1,28 \cdot \log(U_F) \dots\dots\dots (IV.15).$

Les autres valeurs de "Di" sont déterminées par la formule suivante :

$$D_i = [1 + 0,2 \cdot (0,1 \cdot i)^x] \cdot D_{min} \dots\dots\dots (IV.16).$$

A.N :

$$n = 0,4 - 0,1 \log(15) = 0,29 \quad \text{et} \quad x = 1 + 1,28 \cdot \log(15) = 2,50$$

Les résultats de la 1ère couche sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.06: Récapitulatif des résultats de la 1 ère couche de filtre.

D _{PV} (µm)	D ₁₇ (µm)	D _{min} (µm)	D ₁₀ (µm)	D ₁₅ (µm)	D ₂₀ (µm)	D ₅₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	D ₈₀ (mm)	D ₁₀₀ (mm)
6.8	16,37	9,33	11,196	14,75	19,88	0,112	0,174	0,347	0,60

La deuxième couche est déterminée de la même façon que première couche.

Tableau IV.07: Récapitulatif des résultats de la deuxième couche de filtre.

D _{PV} (µm)	D ₁₇ (mm)	D _{min} (mm)	D ₁₀ (mm)	D ₁₅ (mm)	D ₂₀ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	D ₈₀ (mm)	D ₁₀₀ (mm)
57,28	0,19	0,11	0,13	0,17	0,22	0,99	1,44	2,68	4,40

c) Vérification du contact Noyau – Recharges : [6]

Cela revient à vérifier la double condition suivante :

$$4 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15}$$

Avec : d₈₅ : Diamètre des particules du corps du noyau (argile) à 85%.

d₁₅ : Diamètre des particules du corps du noyau (argile) à 15%.

D_{15} : Diamètre des particules de recharges (grés) à 15%.

AN: $d_{85}=0,075\text{mm}$; $d_{15}=0,0017\text{ mm}$; $D_{15}=0,048\text{ mm}$

$$0,304 > 0,048 > 0,0085$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

d) Vérification de la condition d'uniformité : [6]

Cela revient à vérifier la condition suivante :

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8 \dots\dots\dots (IV.17).$$

A.N: $D_{60}=0,18\text{mm}$; $D_{10}=0,023\text{mm} \Rightarrow \frac{D_{60}}{D_{10}} = 7,83$

Donc la condition d'uniformité est vérifiée.

IV.2.3.2. Calcul des drains : [6]

a) Dimensionnement du drain tapis :

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

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV.18).$$

Avec : L_b : Longueur transversale du barrage ($L_b= 395\text{ m}$).

Donc : $L_d = \frac{395}{3} = 130\text{m}$ **$L_d=130\text{m}$**

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{L^2 + H^2} - L \right) \dots\dots\dots (IV.19).$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

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

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

A.N: $l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{236.5^2 + 69.5^2} - 236.5 \right) = 5\text{m}$ **$l_d=5\text{m}$**

b) Dimensionnement du prisme aval :

• **Hauteur :**

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (IV.20).$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (69.5m).

On prend $H_p=0.15 H_b$ **$H_p=11\text{m}$**

• **Largeur en crête :**

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots\dots\dots (IV.21).$$

$b_p=11/3.65=3\text{m}$ **$b_p=3\text{m}$**

• **fruits de talus**

$m_1 = (1 \div 1,75)$

$m_2 = (1,5 \div 2,5)$

Donc on prend : $m_2=2,5$ et $m_1=1,75$

• **Largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2) H_p \dots\dots\dots (IV.22).$$

$$B_p = 3 + (2 + 2,5) * 11 = 52.5 \text{ m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{B_p = 24,17m}$$

IV.3. Etanchéité du barrage : [6]

IV.3.1. Le noyau :

L'étanchéité du barrage est assurée par un noyau argileux enfoncé dans la formation de base constituée par des argiles et des limons.

A l'aval du noyau un tapis drainant protège les terrains d'appuis de la recharge de toute éventuelle infiltration pendant l'exercice du réservoir.

Ce tapis qui s'étend aussi sur les flancs, est intéressé par une série de drains et collecteurs connectés à la galerie de drainage.

Les caractéristiques du noyau sont les suivantes :

- La hauteur : **H_n=68.5m**
- La largeur en crête du noyau : **L_{n,s}=12m**
- Les fruits des talus du noyau : **m=0.5**
- Largeur de la base du noyau : **L_b=78 m**
- La cote en crête du noyau : **NCN=725m NGA**

IV.3.2. La clé d'ancrage :

Une clé d'encrage est prévue dans la continuité de la digue afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables.

La clé d'encrage est constituée du matériau identique à celui du noyau. sa hauteur à partir du terrain naturel est de 3.50m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.50mns. La pente des talus de la clé d'encrage est : m=1,0.

IV.4. Etude des infiltrations : [6]

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltrations d'eau du fait qu'on crée une charge hydraulique derrière la digue.

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné, d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence des renards qui est un processus d'érosion régressive souterraine et l'eau s'infiltrant sous une certaine pression permet l'apparition de cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

Les infiltrations doivent permettre de déterminer les éléments suivants :

- ✓ La ligne de saturation du massif du barrage.
- ✓ Le débit de fuite.
- ✓ La pression de l'eau interstitielle dans le massif.
- ✓ La zone submergée du corps de la digue.

IV.4.1. Défaut d'étanchéité et conséquences des infiltrations : [6]

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers le barrage ou ses fondations entraînent généralement deux principales conséquences à savoir :

IV.4.1.1. 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.

IV.4.1.2. La surélévation de la ligne de saturation :

Un remblai soumis à une charge hydraulique se sature toujours partiellement. Le problème se pose lorsque par erreur sur l'identification hydrodynamique des matériaux constitutifs ou suite à des défauts d'exécution, le remblai affiche un comportement hydraulique interne avec une ligne de saturation plus élevée que prévu, une telle configuration altère les conditions de stabilité du talus aval (cas de glissement) et de plus peut engendrer des sous pressions non prises en compte au projet, enfin et surtout l'apparition d'un renard est à craindre.

IV.4.2. Hypothèse de calcul :

Afin de pouvoir effectuer les calculs d'infiltrations, d'une manière plus aisée, nous serons amenés:

- ✓ À admettre la filtration dans un seul plan.
- ✓ À prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan.
- ✓ À supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope (coefficient de perméabilité est le même dans toutes les directions) et que la couche imperméable ait un coefficient de filtration nul.
- ✓ La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogènes, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

IV.4.3. ligne de saturation : [6]

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ».

Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny et qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$(x + y_0)^2 = x^2 + y^2 \Leftrightarrow x + y_0 = \sqrt{x^2 + y^2} \dots\dots\dots (IV.23).$$

$$D'où : y_0 = \sqrt{x^2 + y^2} - x \dots\dots\dots (IV.24).$$

Aux conditions limites : $x=d$ et $y=h$

D'où : $y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d$ (IV.25).

Avec : d : Largeur en base du noyau 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.

D'où $b=EB= 31.07m$

L'emprise du noyau : $L_b = 78m$

$d = L_b - 0,7*b$ d'où $d = 56.25 m$

Donc : $y_0=29.33$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$y^2 = 2xy_0 + y_0^2 \Leftrightarrow y^2 = 58.66x + 860.25$ (IV.26).

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau ci-après :

Tableau IV.08 : Coordonnées de la parabole de KOZENY

X	Y
0	29,33
5	33,96
10	38,04
15	41,72
20	45,09
25	48,24
30	51,19
35	53,98
40	56,63
45	59,16
50	61,59
55	63,93
56,25	64,50

V 4.4. Construction de la ligne de saturation :

La parabole de KOZENY coupe le plan d'eau amont en un point B situé à une distance horizontale du talus : $BB1 = 0,3 b=9.32m$.

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de KOZENY, on raccorde celle-ci au point B1 du plan d'eau amont par une courbe normale au talus amont du noyau en B1 et tangente à la parabole.

En aval, cette même parabole coupe le talus aval du noyau au point C

• **Détermination de la position de C₁ :**

C₁ : point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval du noyau

L'origine étant au foyer O, ou :

$$\rho = Y_0 / (1 - \cos \alpha) \dots\dots\dots (IV.27).$$

Avec :

ρ : rayon polaire

α : angle polaire avec l'axe de la parabole.

$$\frac{y_0}{(1 - \cos \alpha)} = \frac{29.33}{(1 - \cos 64)} = 52.22$$

Considérons : OC₁ avec C₁ : point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval.

a = OC₁

α : angle du talus avec l'horizontale, nous aurons alors, un système d'équation :

$$\rho = a + \Delta a = Y_0 / (1 - \cos \alpha) \dots\dots\dots (IV.28).$$

D'où nous aurons :

$$a + \Delta a = Y_0 / (1 - \cos \alpha)$$

Selon CASAGRANDE l'angle est fonction du rapport : $\Delta a / a + \Delta a$

Ou sur l'abaque

* $\alpha = 180^\circ \longrightarrow \Delta a = 0$

* $\alpha < 30^\circ \longrightarrow a = \sqrt{(h^2 + d^2)} - \sqrt{(d^2 - h^2 \cot^2 \alpha)}$

On a : $\alpha = 64^\circ$ donc :

D'après l'abaque $\frac{\Delta a}{\Delta a + a} = 0,31$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\Delta a}{\Delta a + a} = 0,31 \\ \frac{y_0}{(1 - \cos \alpha)} = a + \Delta a = 52.22 \end{array} \right.$$

$$\Delta a = 0,31(a + \Delta a) \longrightarrow \Delta a = 16.19\text{m} \text{ et } a = 36.03\text{m}$$

IV.4.5. Calcul du débit de fuite par infiltration : [6]

IV.4.5.1. Digue :

Le débit de fuite est estimé à partir de la loi de DARCY traduite par l'expression suivante :

$$q_d = K * I * A \dots\dots\dots (IV.29).$$

Avec : q_d : Débit de fuite en m²/s.

I : Gradient hydraulique adimensionnel.

A : section d'infiltration par unité de longueur.

K : Coefficient de perméabilité (m/s).

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$ et : $A = y * I$

Donc : $q_d = K \cdot y \frac{dy}{dx}$ (IV.30).

D'où : $q_d = K \cdot y_0$ (m³/s/ml).

Le débit total à travers le barrage sera : $Q_d = q_d \cdot L_{cr}$ (Iv.31).

Avec : L_{cr} : longueur en crête du barrage ($L_{cr}=305m$).

A.N :

$q_d = 5 \cdot 10^{-9} \cdot 29.33 = 1.47 \cdot 10^{-7} (m^3 / s / ml)$ **$q_d = 1.47 \cdot 10^{-7} m^3/s/ml$**

$Q_d = 1.47 \cdot 10^{-7} \cdot 305 = 4.48 \cdot 10^{-5} (m^3 / s)$ **$Q_d = 4.48 \cdot 10^{-5} m^3/s$**

IV.4.5.2. Fondation:

Si B est l'épaisseur à la base de la zone imperméable du barrage c'est-à-dire le noyau argileux et h la profondeur de la couche perméable de la fondation, le débit de fuite par mètre linéaire de barrage est donnée par l'expression suivante :

$$q_f = \frac{K \cdot H}{0.88 + \frac{B}{h}} \dots\dots\dots (IV.32).$$

Avec : q_f : Débit de fuite à travers la fondation (m²/s)

K : Coefficient de perméabilité moyen de la fondation (m/s).

H : Charge hydraulique (m).

Précisons que cette formule n'est utilisable uniquement que si $B > 2h$, dans notre cas $B=70.93m$ et $h=7m$.

On voit bien que $B > 2h$ donc on peut aisément utiliser la formule.

A.N: $q_f = \frac{10^{-8} \cdot 64.5}{0.88 + \frac{70.93}{7}} = 5.85 \cdot 10^{-8} (m^3 / s / ml)$ **$q_f = 5.85 \cdot 10^{-8} m^3/s/ml$**

$Q_f = 5.85 \cdot 10^{-8} \cdot 305 = 1.78 \cdot 10^{-5} (m^3 / s)$ **$Q_f = 1.78 \cdot 10^{-5} m^3/s$**

Barrage (digue+fondation):

Le débit total d'infiltration (en m³/s) à travers le barrage est :

$Q = Q_d + Q_f = (4.48 + 1.78) \cdot 10^{-5} = 6.26 \cdot 10^{-5} (m^3 / s)$ **$Q = 6.26 \cdot 10^{-5} m^3/s$**

IV.4.6. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage : [6]

IV.4.6.1. dispositif d'étanchéité :

La résistance d'information du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta_n} < I_{adm} \dots\dots\dots (IV.33).$$

Avec : ΔH : perte de charge dans le corps du noyau de la digue.

δ_n : épaisseur moyenne du noyau de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau

Tableau IV.09 : Gradient hydraulique admissible.

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,6	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,7	0,8	0,9	1,0
Limon sableux	0,55	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Notre barrage appartient à la classe II, alors on prend $I_{adm}=1.6$

A.N: $\Delta H=64.5m$; $\delta_n=45m$; $I = \frac{64.5}{45} = 1.4 < I_{adm} = 1.6$

D’ou la résistance à l’infiltration du sol du noyau est assurée.

IV.4.6.2.fondation du barrage : [6]

La vérification de la résistance d’infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (IV.34).$$

Avec :

I_{cr} : gradient d’infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation. Il est donné par le tableau suivant:

Tableau IV.10 : Détermination du gradient d’infiltration admissible.

Sols de fondation	Icr
Argile	1,2
Limon	0,65
Sable gros	0,45
Sable moyen	0,38
Sable fin	0,29

K_s : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d’après le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Détermination de coefficient de sécurité.

Classe du barrage	I	II	III	IV
Ks	1,25	1,20	1,15	1,10

If : gradient d’infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d’après la formule suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \dots\dots\dots (IV.35).$$

Avec : Tc : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. (Tc=7m)

ΔH : charge d’eau (H=64.5m).

L : longueur à la base du barrage (L=394.75m).

Notre barrage appartient à la classe II ce qui donne (Ks=1.20).

La fondation argileuse marneuse, donc: I_{cr} = 1.2.

A.N :
$$I_f = \frac{64.5}{394.75 + 0.887} = 0.16 < \frac{I_{cr}}{K_s} = \frac{1.2}{1.2} = 1$$

Donc la condition est vérifiée et la résistance d’infiltration à travers les fondations est assurée.

IV.5. Calcul de stabilité :

IV.5.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) : [6]

L’étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel à la définition de la géométrie de l'ouvrage dont les pentes des talus et des principes de drainage à appliquer. Il est évident qu'un barrage mal dimensionné est instable et porte d'une part préjudice à la sécurité des populations, aux exploitations agricoles et aménagements situés à l'aval du barrage et d'autre part entraînera sûrement des travaux d'entretien et de reconstruction dont le coût pourrait influencer d'une manière négative sur l'économie locale.

Schématiquement deux formes d'instabilité mécanique sont à signaler au niveau d'un barrage en remblai à savoir :

- Le glissement des talus.
- L'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicité moins sa fondation.

L'analyse de la stabilité du barrage consistera en la détermination des actions, combinaisons dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé.

Dans cette présente étude nous étudierons la stabilité vis-à-vis du risque de glissement des talus.

IV.5.2. Stabilité des talus : [6]

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité au glissement, les plus courantes sont les méthodes dites de calcul à la rupture dont la méthode de FELLENIUS, BISHOP,

TAYLOR ...etc. nous utiliserons ici pour notre cas la méthode de FELLENIUS dite méthode suédoise car c'est la plus pessimiste.

Dans les calculs, nous considérerons les cas de sollicitation suivants :

- Cas01 : fin de construction.
- Cas02 : fonctionnement normal.
- Cas03 : Vidange rapide.

Ainsi quatre cas doivent être vérifiés :

Parement amont : cas fin de construction et vidange rapide.

Parement aval : cas fin de construction et fonctionnement normal.

Pour réaliser cette étude nous allons tenir compte des données suivantes :

- De la géométrie de la digue
- Des caractéristiques des matériaux utilisés
- Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).
- Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.
- De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 500 ans.

IV.5.3. Méthode de FELLENIUS : [6]

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1/- Soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixes et / ou déterminer à priori.

2/- Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

Le glissement des talus : Il existe plusieurs types

a-1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-2. Glissement en cascade.

a-3. Glissement, puits renard :

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

l'instabilité mécanique en fondation.

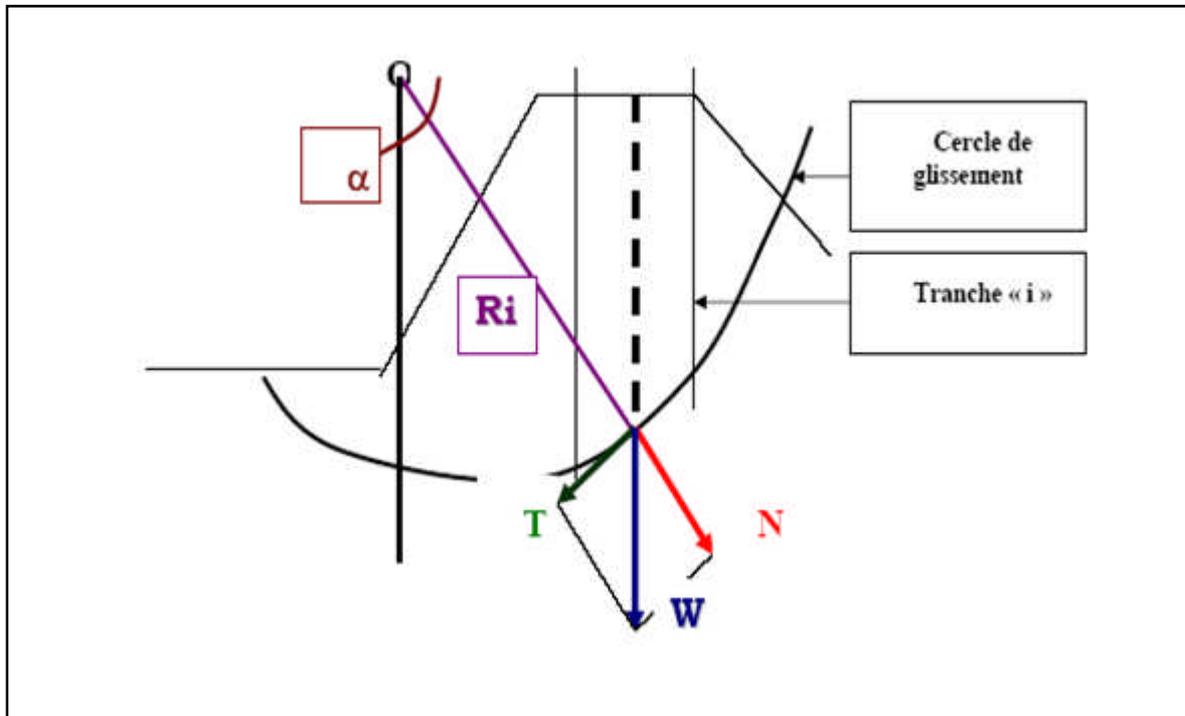


Figure IV.02 : Forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O, Ri)

IV.5.4. Conséquences de l'instabilité des talus : [6]

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (talus aval et talus amont).
- Fonctionnement normal (talus amont et talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau ci-après :

Tableau IV.12 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,10 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales Avec séisme)	1.05 ÷ 1.10		1,05	

Notre barrage appartient à la classe II, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,15 - 1,20$
- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcul le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissibles afin de vérifier la stabilité de nos talus.

IV.4.5. Ordre de calcul (Méthode des tranches) : [6]

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Détermination du talus moyen.
3. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
4. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b=69.5m$).

(K_1-K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

Tableau IV.13 : les valeurs admissibles des coefficients de sécurité.

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas :

talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	2.5	0,875	2,3	60,813	140,738
Aval	2,5	0,875	2,025	60,813	140,738

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace par la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0,1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « Ff ».
3. Forces de pressions interstitielles « U ».
4. Forces de Cohésion « Fc ».

5. L'effort du séisme « T'n ».

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_i \cos \alpha$

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_i \sin \alpha$

Avec : α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

IV.5.6. Calcul des forces appliquées à chaque tranche : [6]

IV.5.6.1. Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche, elle est donnée par la formule suivante :

$$G_i = b \sum (\gamma_i h_i) \dots\dots\dots (IV.36).$$

Avec : G_i : poids propre de la tranche.

b : largeur d'une tranche ($b=0.1R$).

h_i : hauteurs des tranches.

γ_i : densité du massif correspondant (en dessous, au dessus de la ligne de saturation et des fondations).

Le poids volumique du sol d'humidité naturelle est déterminé selon l'expression suivante :

$$\gamma_s = (1 - n)\gamma_{sp} (1 + W) \dots\dots\dots (IV.37).$$

Avec : γ_{sp} : poids volumique spécifique du sol.

W : teneur en eau en fraction de l'unité.

n : porosité du sol en fraction de l'unité.

Le poids volumique du sol saturé est égal :

$$\gamma_{s.s} = (1 - n)(\gamma_{sp} - \gamma_w) \dots\dots\dots (IV.38).$$

γ_w : poids volumique de l'eau.

Dans le cas d'une vidange rapide on utilise le poids d'une tranche à poids volumique déjaugé qui est donné par la formule ci-après:

$$\gamma' = (\gamma_{s.s} - 1) \dots\dots\dots (IV.39).$$

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.

Avec : $\sin \alpha = \frac{e}{\dots\dots\dots}$ et $\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$

IV.5.6.2. Force de pression interstitielle : [6]

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$U_i = \gamma_w * h * dl \dots\dots\dots (IV.40).$$

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

IV.5.6.3. Forces de cohésion : [6]

$$F_c = C * dl \dots\dots\dots (IV.41).$$

$$dl = \frac{2\pi * R * \theta}{360^\circ} \approx \frac{b}{\cos \alpha} \dots\dots\dots (IV.42).$$

Avec : θ : angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

C : cohésion du sol considéré.

IV.5.6.4. forces de frottement : [6]

$$F_f = (N_n - U_i dl) \text{tg} \varphi = (G_i \cos \alpha - U_i dl) \text{tg} \varphi \dots\dots\dots (IV.43).$$

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.

IV.5.6.5. force séismique : [6]

$$T_n' = a * G_i \dots\dots\dots (IV.44).$$

Avec : G_i : poids de la tranche.

a : Coefficient de séisme.

IV.5.7. classement des forces : [6]

On peut classer toutes ces forces comme suit :

IV.5.7.1. Les forces stabilisatrices : [6]

Les forces stabilisatrices sont les forces de frottement et les forces de cohésion ainsi que la composante normale du poids propre de la tranche et la force interstitielle. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M_{\text{résistant}}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot [C_i * l_i + (W_i \cdot \text{Cos}(\alpha) - U_i \cdot l_i) \text{tg} \varphi_i] \dots\dots\dots (IV.45).$$

IV.5.7.2. Les forces déstabilisatrices : [6]

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (T_n), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M_{\text{moteur}}^t = \sum_{i=1}^n R * W_i * \text{Sin} \alpha = R \sum_{i=1}^n W_i * \text{Sin} \alpha \dots\dots\dots (IV.46).$$

IV.5.8. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

IV.5.8.1. Retenue pleine : (talus aval) [6]

Le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) tg \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) tg \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.47).$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) tg \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) tg \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.48).$$

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

d_{ni} : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

IV.5.8.2. Retenue vide (fin de construction) : (talus amont et aval) [6]

L'étape la plus critique se situe juste a la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (tg \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.49).$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (tg \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.50).$$

IV.5.8.3. vidange rapide :(talus amont) [6]

La vidange rapide est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (tg \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.51).$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (tg \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (IV.52).$$

Note : Les résultats de calcul de stabilité sont donnés par les tableaux dans l'Annexe IV.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.14 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		Sans séisme ($K_{ss,adm} = 1,15 - 1,20$)	Avec séisme ($K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$)
Fin de Construction	<u>Talus aval</u> $R_1=104.96m$ $R_2=105.57m$ $R_3=113.48m$ $R_4=121.27m$ $R_5=128.71m$ $R_6=155.30m$	2.58 2.34 1,83 2.31 1,81 1.40	1,83 1,67 1,39 1,69 1,34 1.10
	<u>Talus amont</u> $R_1=111.270$ $R_2=114.54m$ $R_3=131.53m$ $R_4=141.17m$ $R_5=142.94m$ $R_6=144.68m$	2,14 2.30 2.05 1,80 1,39 1.83	1,58 1.64 1,52 1.34 1,09 1.37
Fonctionnement Normal	<u>Talus aval</u> $R_1=100.90m$ $R_2=105.66m$ $R_3=110.94m$ $R_4=121.84m$ $R_5=126.73m$ $R_6=147.00m$	2.84 2.57 2.58 2.54 2.31 2.00	1.96 1,81 1,79 1.79 1,64 1.47
Vidange Rapide.	<u>Talus amont</u> $R_1=99.95m$ $R_2=102.74m$ $R_3=115.79m$ $R_4=118.85m$ $R_5=133.46m$ $R_6=145.14m$	2,36 2.68 2.05 2.35 1.81 1.86	1,68 1,86 1,52 1,68 1.37 1.40

Conclusion :

On remarque d’après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissibles avec et sans séisme

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.



CHAPITRE V

Organisation de chantier



Introduction

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir les travaux d'exécution dans des meilleures conditions que possible. Elle consiste aussi à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Une reconnaissance meilleure du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne soit pas onéreux.

Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- ✓ Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- ✓ Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée.
- ✓ Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée.
- ✓ Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.
- ✓ Une économie : synchronisation et réduction des travaux.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

V.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

V.1.1. Maître de l'ouvrage :

Appelé couramment le client, c'est une personne physique ou morale qui définit la commande. Son rôle est de conclure le marché, assurer le financement, réceptionner l'ouvrage et procéder au paiement. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire. Généralement le maître de l'ouvrage conclut deux contrats le premier avec l'entreprise et le second avec le maître d'œuvre.

V.1.2. Maître d'œuvre :

C'est le conseiller artistique et technique que le maître de l'ouvrage s'adjoint pour réaliser toutes les tâches ou quelques-unes. Il peut être une personne physique ou morale

chargée 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 auscultation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

V.1.3. L'entrepreneur :

Personne physique (entrepreneur personnel) ou morale(société), 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.

V.2. Installations du chantier :

L'installation générale d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour du site du chantier, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

V.2.1. Installations destinées au personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires, infirmerie, salles de repos et les locaux administratifs. ces installations sont en :

- ✓ Maçonnerie : ce sont des bâtiments réalisés sur chantier, expropriés ou abandonnés ; aménagés pour être effectués comme installations destinées au personnel.
- ✓ Bâtiments démontables : ce sont des constructions soigneuses pour être effectuées comme ; réfectoires, dortoirs, école...etc.
- ✓ Bâtiments préfabriqués non démontables ; dortoirs, réfectoires, école, bureaux ... etc.
- ✓ Roulottes : on peut les utiliser comme bureaux, infirmerie, dortoirs ... etc.

V.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux :

Les matériaux sont : les agrégats, le ciment, les aciers et l'eau.

✓ Les agrégats :

Les agrégats destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception ; il convient de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons. Pour le sable il est important de vérifier la teneur en éléments fins par un essai d'équivalent de sable.

Si les agrégats sont sales ou enrobés d'une couche d'argile ou autres, il serait préférable de les laver avec une eau douce avant leur utilisation. Le pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats est donné par le tableau suivant :

Tableau V.01 : Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats.

Matière indésirable	% maximum du poids des plus gros granulats
Argile, limon, vases	1%
Charbon, bois	1%
Matériaux tendres	8%
Autres substances -nuisibles-	1%

Les agrégats seront stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

La teneur en eau des agrégats doit être contrôlée avant utilisation vue que le degré hydrométrique de l'air est variable ainsi que les éventuelles précipitations ; il faudrait prévoir de légères pentes afin de drainer les eaux de la zone de stockage et cela afin de doser convenablement la quantité d'eau nécessaire au gâchage.

✓ **Le ciment :**

Le ciment sera stocké soit dans des silos métalliques, soit dans des baraquements en bois ou en métal. A sa réception il est nécessaire de procéder à un contrôle de température et à certaines analyses de laboratoire tel que la résistance et le temps de prise.

✓ **Les aciers :**

Les aciers doivent être rangés dans des baraquements pour être protégés contre la forte humidité, on peut également les stocker dans des hangars à simple toiture montée sur des poteaux.

✓ **L'eau :**

L'eau destinée au gâchage du béton doit satisfaire les normes suivantes :

Tableau V.02 : Tableau des valeurs des normes de l'eau de gâchage du béton.

Métiers	Normes en (g/l)
Matières organiques	0,1
Matières en suspension	0,2
Sels dissout	1,5
Sulfates	1,0
Acide humique	0,05
Acide sulfhydrique	0,05
Chlorures	0,1

Ces éléments indésirables risquent de provoquer de fausses prises ou encore altérer le ciment ou attaquer les aciers.

L'eau en tant que élément très important sur chantier elle nécessite des moyens de stockage considérables (citerne roulante, réservoir surélevé en acier pour alimenter gravitairement les centrales à béton).

✓ **Le béton :**

Le béton est un matériau artificiel dont on fait la plus grande consommation de nos jours en travaux publics et de bétonnage en général.

Le béton employé devra avoir une résistance à la compression à 28 jours de 180 bars , il se compose de sable , graviers de différentes granulométrie, d'un liant hydraulique (ciment ou autres) et d'eau , la précision est de plus en plus grande et exigée des travaux de génie civil, particulièrement en ce qui concerne les ouvrages d'arts qui exigent que le béton utilisé soit de caractéristiques parfaitement définies telles que la résistance à la compression fixée à l'avance, c'est-à-dire que sa fabrication ne peut être faite d'une manière empirique, on doit d'une part être sur des dosages exactes des différents constituants d'autre part, assurer une fabrication rationnelle et contrôlée. Pour sa fabrication on prévoit des centrales à bétons pas loin du site du barrage.

✓ **Fabrication des granulats :**

Les granulats seront fabriqués dans les stations de concassage situées sur l'oued Beni-Slimane dont les ballastières d'exploitation sont connues ; ils seront acheminés jusqu'à l'aire de stockage par des camions benne.

✓ **L'énergie électrique :**

L'alimentation en énergie électrique sera assurée à partir d'un réseau de moyenne tension (SONELGAZ). Cette énergie est une source d'avancement du projet.

✓ **L'alimentation en eau potable :**

L'alimentation en eau potable sera assurée par un réservoir de stockage dont le volume sera réalimenté quotidiennement.

✓ **L'alimentation en carburant :**

L'alimentation en carburant sera assurée par des camions citernes, le stockage sera fait dans des réservoirs enterrés avec un accessoire de pompage.

V.2.3. Installations destinées à la réparation des engins :

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

V.2.4. Installation destinée pour la préfabrication :

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

V.3. Ordre d'exécution des travaux :

Les grandes étapes de déroulement de notre projet sont les suivantes :

- ✓ Installation du chantier.
- ✓ Implantation des axes des différents ouvrages.
- ✓ Coupure et dérivation de l'oued.
- ✓ les travaux dans la retenue proprement dit et en même temps les travaux dans l'évacuateur de crues.
- ✓ Coupure finale et mise en eau.

V.3.1. Terrassement au niveau des installations de chantier :

V.3.1.1. Exécution des voies d'accès :

La desserte est composée de 2 routes principales et 4 pistes dérivées. Des ponds provisoires seront construits par des buses pour la traversée de l'oued des deux cotés de l'ouvrage (aval et amont). Ces buses seront posées et revêtues en béton.

V.3.1.2. Exécution des plates formes :

Les bureaux et les logements seront construits à une distance de 500m de l'axe du barrage en aval sur la rive droite. La superficie de l'emplacement s'élèvera à 25000m², ce qui donnera un volume approximatif de terrassement de 12500m³ (50cm d'excavation). Il faut noter que les engins de terrassement des voix d'accès et des plates formes seront les mêmes, et ceci, pour des raisons économiques.

a) Les engins nécessaires :

Pour les l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur au niveau de la carrière d'alluvions dont le rendement est :

$$R = \frac{60 * G * K_r * K_t}{T * K_f} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{(V.01).}$$

Avec : G : capacité du godet.

K_r : coefficient de remplissage de godet.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

K_f : coefficient de foisonnement.

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est donné par la formule suivante :

$$R_c = \frac{60 * G * K_t}{T} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{ (V.02).}$$

Avec : G : capacité de la benne du camion.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Le régalage sera assuré au moyen d'un bulldozer d'un rondement :

$$R_b = \frac{60 * G * K_t}{T} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{ (V.03).}$$

Avec : G : capacité de la benne du camion.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voies d'accès il est nécessaire de procéder à leur préparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important. Comme le délai d'exécution étant relativement important il est nécessaire de faire appel à un autre bulldozer et ceci dans le but d'accélérer les travaux.

V.3.2. Dérivation provisoire :

Il est évident qu'il plus avantageux de donner à la galerie de vidange les dimensions voulues pour servir de la galerie de dérivation.

Le calcul doit se faire dans cette optique, ce qui conduira inévitablement à envisager les deux alternatives ci-après :

- ✓ Dérivation en une étape au moyen d'une galerie.
- ✓ Dérivation en deux étapes avec canal à ciel ouvert et galerie.

➤ Dérivation en une seule phase :

Selon cette solution, l'oued barré par un batardeau s'écoulerait sous pression dans la galerie de vidange. Ceci interdirait le démarrage des travaux d'exécution des alluvions graveleuses de l'oued de la digue avant l'achèvement de la galerie et le batardeau. De ce fait, la digue du batardeau serait forcée de reposer sur des fondations non préparées pour leur plus grande partie. L'étude de cette option n'a pas été conduite plus avant du fait des délais de construction qu'elle suscite.

➤ Dérivation en deux phases :

Compte tenu de ce qui précède, il est indispensable d'envisager la dérivation de l'oued selon les deux étapes ci-après qui permettent d'exécuter les autres travaux de fondation nécessaires pendant la construction de la galerie.

• Première étape :

Creusement d'un canal à ciel ouvert sur la rive droite et la construction d'un batardeau temporaire.

- **Deuxième étape :**

Construction de la galerie de dérivation et d'un batardeau permanent. La dérivation de l'oued sera assurée au moyen de deux batardeaux et une galerie. Le batardeau en amont sera implanté de façon qu'il pourra être incorporé dans la digue principale. La crête sera à 675.5 m. N.G.A. La hauteur maximale de la digue sera approximativement de 19 m au-dessus du lit de la rivière. Le batardeau en aval sera nécessaire pour empêcher les eaux de crue de remonter dans la zone où la digue sera construite. La crête de ce batardeau sera à 658.0 m N.G.A. La hauteur maximale de la paroi sera de 5 m.

V.3.2.1. Exécution du batardeau principal :

Les règles d'économie dictent l'utilisation des matériaux extraits des fouilles les plus voisines pour la construction des éléments de l'aménagement. Pour cela il est plus rationnel de concorder l'excavation de l'évacuateur de crues avec le remblayage de la digue du batardeau principal et ceci pour éviter une double manutention des déblais, donc les massifs de ce batardeau seront en colluvions, tandis que le masque amont (dispositifs d'étanchéité) sera en argile limoneuse disponible à l'amont du barrage.

V.3.2.2. Opération d'exécution du batardeau principal :

Les matériaux servant à la construction des massifs proviennent des excavations de l'évacuateur de crues, tandis que l'écran d'étanchéité nécessite la préparation d'une carrière réservée à cet effet, les opérations d'exécution s'effectueront dans l'ordre suivant :

- ✓ Décapage de la couche superficielle.
- ✓ Aménagement des fosses de ceinture.
- ✓ Construction des routes d'accès et des rampes.
- ✓ Creusage et déplacement de terre utile.

Ces opérations seront suivies de la mise en places des terres dans le corps du batardeau, et qui à son tour s'effectuera dans l'ordre suivant :

- ✓ Déchargement des terres dans la zone considérée.
- ✓ Réglage des terres déchargées.
- ✓ Humectage des terres jusqu'à la teneur en eau optimale.
- ✓ Compactage des terres par couches.

N.B : les couches de remblayage doivent se succéder dans l'ordre suivant :

- ✓ Massif aval
- ✓ Ecran d'étanchéité
- ✓ Massif amont

a) Exécution du massif du batardeau :

Etant donné que les matériaux extraits des déblais de l'évacuateur de crue sont très suffisants et quantité et en qualité pour la construction des massifs du batardeau.

On utilise dans ce cas pour le chargement un chargeur et pour le transport des camions à benne.

b) Exécution du remblai des massifs :

Pour assurer cette tâche on aura besoins des engins suivants :

- ✓ Un bulldozer est capable de procéder au régalaage des terres.
- ✓ Un camion citerne :

Un camion citerne, de 10 m³ muni d'une pompe pour le remplissage et un arroseur pour l'humectation, est nécessaire pour accomplir cette tâche.

Le volume d'eau nécessaire pour l'humectation d'un mètre cube de terre est déterminé d'après la formule suivante :

$$q = \frac{W_0 - W_n + W_p}{100} * \frac{\gamma_n}{\gamma_0} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(V.04).}$$

- Avec : W₀ : Humidité optimale demandée.
- W_n : Humidité naturelle de sol.
- W_p : Perte d'humidité au cours de transport.
- γ_n : Densité humide de sol.
- γ₀ : Densité d'eau utilisée pour l'humectage.

Le volume total d'eau nécessaire à l'humectage est :

$$Q = q * V_m \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(V.05).}$$

Avec : V_m : volume total des massifs.

- ✓ Un compacteur (rouleau vibrant) :

Pour le compactage de ces matériaux on a besoin d'un compacteur dont le rendement est :

$$R = \frac{V * (B - C) h_c}{N} * K_t \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{(V.06).}$$

- Avec : V : Vitesse du compacteur en service.
- B : Largeur du compacteur.
- C : Epaisseur de la couche à scarifier.
- h_c : Epaisseur de la couche à compacter.
- K_t : coefficient d'utilisation du temps.
- N : Nombre de passage du rouleau sur une bande.

c) Extraction des terres dans la carrière :

Le choix de l'excavation dépend essentiellement de l'importance du volume à extraire et de l'état dans lequel se trouvent les matériaux.

Dans notre cas on opte pour une pelle butte dont la capacité du godet est de l'ordre 0,65 à 2m³. Un godet de 1m³ est adopté.

Le rendement de l'excavateur est :

$$R_p = \frac{g * n * K_r * K_t}{K_f} \text{ (m}^3\text{/h) (V.07).}$$

Avec : g : capacité du godet de l'excavation.

K_r : coefficient de remplissage du godet.

K_t : coefficient d'utilisation du temps.

K_f : coefficient de foisonnement des terres.

n : Nombre de cycle pendant une heure de travail, $n=3600/T$

Avec : T durée d'un cycle égale à 30secondes.

V.3.2.3. Percement de la galerie de dérivation :

Généralement l'excavation des roches dures s'exécute au moyen des explosifs, et ceci dans le but de respecter une cadence déterminée, et d'éviter les excavations longues et difficilement réalisables. Il est donc plus judicieux d'utiliser ce moyen efficace pour le percement des galeries souterraines tout en prenant soin de ne pas affecter la structure des zones avoisinantes, et d'éviter dans la mesure du possible tout accident imprévu.

a) Quantité des travaux :

$S_u=10.20 \text{ m}^2$ (section unitaire).

$L=360\text{m}$ (longueur de la galerie).

$V=3672 \text{ m}^3$ (volume des excavations de la galerie).

L'excavation de la galerie de dérivation sera exécutée d'une part à partir de l'amont, et d'autre part à partir de l'aval et ceci dans le but de minimiser au maximum le délai d'exécution de la galerie compte tenu de son importance. Le type d'excavation sera de pleine section.

b) Les engins nécessaires :

- ✓ Un chargeur à pneus.
- ✓ Un camion benne.
- ✓ Perforatrice à chenille.
- ✓ Ventilateur.

V.3.3. Percement du puits vertical (La prise d'eau) :

Après l'excavation de la galerie de dérivation, on procèdera à l'excavation du puits vertical de la prise d'eau du haut vers le bas, pour exécuter un puits de (20 m^2) environ pour servir comme puits d'évacuation de déblais. L'élargissement du puits sera effectué à partir du haut et sera commencée à partir du point de l'entrée d'eau. Les déblais seront déchargés dans la galerie de dérivation, à l'aide d'une mini-pelle hydraulique et seront chargés et transportés à l'aide d'un chargeur et des camions bennes respectivement.

V.3.3.1. Matériel mis en place :

- ✓ Perforatrice.
- ✓ Mini pelle hydraulique.

- ✓ Chargeur.
- ✓ Camions bennes.
- ✓ Grue portique.

V.3.4. Exécution des fouilles à ciel ouvert :

V.3.4.1. fouille de l'évacuateur de crue :

Elle est constituée des calcaires recouverts des colluvions. Elle sera exécutée au moyen d'explosifs, il faut tout d'abord perforer la roche au moyen de perforatrices à chenille et ensuite introduire la dynamite dans les trous perforés, après l'explosion la roche sera chargée sur des camions à benne au moyen des chargeurs à pneus et transportées jusqu'aux remblais du batardeau en premier lieu et aux dépôts de décharge.

V.3.4.2. fouille de l'assise du barrage :

Compte tenu de l'hétérogénéité des alluvions constituant la fondation du barrage, et afin d'assurer la stabilité de ce dernier sous les conditions sismiques. Il est recommandé que les alluvions soient enlevées dans la zone qui est située sous la partie centrale du barrage. Puisque l'excavation se fait au dessous du niveau d'eau souterraine, il y a lieu d'abord d'exécuter plusieurs fosses sur le lieu d'excavation pour capter les eaux souterraines qui seront évacuées à l'extérieur à l'aide de pompes immergées.

V.3.4.3. Les engins nécessaires :

- ✓ Excavateur (pelle hydraulique à chenille).
- ✓ Un camion benne.
- ✓ Perforatrice à chenille.
- ✓ Pompes immergées.

V.3.5. Exécution de la digue :

Le remblayage des différentes zones de la digue sera exécuté avec les matériaux prévenant des diverses zones d'emprunt se trouvant à des distances relativement acceptables. Ces matériaux doivent répondre aux exigences du projet d'étude du point de vue granulométrie, perméabilité, propriété,...etc.

Pour l'excavation des matériaux on pourra utiliser une pelle hydraulique en butte, dont la capacité est estimée en fonction du volume des matériaux nécessaires.

Compte tenu de l'importance du volume à extraire, il est plus rationnel de deviser la carrière en bandes, afin de faciliter son exploitation au fur et à mesure des besoins du chantier.

V.3.5.1. Les engins nécessaires :

- ✓ Pelle à butte
- ✓ Camion benne
- ✓ Bulldozer
- ✓ Compacteur

V.3.5.2. Exécution du remblai de la digue :

Avant de commencer le terrassement du remblai, un remblai d'essai sera prévu. Le remblai d'essai a pour objet de déterminer l'épaisseur des couches à compacter, le nombre de passes de rouleaux et le type des rouleaux à utiliser. Etant donné que la digue est composée de différentes zones, il y a lieu de respecter l'ordre de mise en place des matériaux respectifs.

a) Mise en place des terres dans le corps de la digue :

Une fois la fondation de la digue préparée, on procède à la mise en place des terres dans le corps de la digue. Cette opération consiste à l'épandage (régalage) des matériaux du remblai, suivi d'un nivellement, humectation puis compactage jusqu'à l'obtention du degré de compactage exigé par le projet. Avant de la mise de la couche suivante on prévoit la scarification de la surface exécutée.

b) Technologie d'exécution des différentes opérations :

➤ Déchargement :

Le déchargement doit s'effectuer régulièrement en respectant la distance entre deux déchargements successifs et ceci pour faciliter leur régalaage.

➤ Régalage des terres :

Le régalaage sera assuré au moyen d'un bulldozer.

➤ Humectage des terres :

L'humectage se fera au moyen d'un camion citerne.

➤ Compactage :

Le compactage des matériaux sera assuré par un compacteur aux rouleaux lisses avec vibration.

V.3.5.3. Exécution des travaux des filtres et drains :

Le lit de la rivière représente une zone d'emprunt adéquate pour l'extraction des matériaux de transition. L'extraction de ces matériaux se fera à l'aide d'une pelle rétro hydraulique, et qui assurera leur chargement dans un camion benne qui à son tour assurera leur transport jusqu'à la centrale de concassage pour la fabrication des différents matériaux dont la granulométrie est exigée par le projet d'étude.

a) Les engins nécessaires :

- ✓ Bulldozer
- ✓ Pelle hydraulique.
- ✓ Camion benne.

b) Mise en place des filtres et drains :

Elle est également identique au massifs du la digue, seul le compactage est assuré au moyen d'un rouleau lisse sans vibration et ceci afin d'éviter la ségrégation des matériaux qui favorise l'augmentation des fines et par conséquent elle influe sur la fonction du filtre.

V.3.5.4. Enrochements de protection :

Les matériaux pour l'enrochement de protection (rip-rap) des parements consisteront en fragments de roche dure, dense, saine et stable à l'aire libre et à l'eau. Ces matériaux proviennent d'une carrière se trouvant proche de l'axe de l'ouvrage, et dont la granulométrie sera conforme aux limites indiquées dans le projet.

Les enrochements sont simplement déversés des camions et régalez ensuite à l'aide d'une pelle mécanique de manière à assurer un bon arrangement des blocs, cette opération se répète au fur et à mesure de la montée du remblai et ce tous les 3m. Il est à noter que la même pelle mécanique sera utilisée pour le nivellement des talus.

V.3.6. Exécution des travaux de bétonnage :

Les travaux de bétonnage représentent généralement un élément très important lors de l'exécution du barrage, car la plupart des ouvrages nécessitent des quantités énormes de ce matériau. Il est donc nécessaire de définir sa composition et ceci selon sa destination et selon l'importance de l'ouvrage projeté en respectant les données du projeteur. Il faut rappeler que seuls quelques gâchages d'essai et la confection d'éprouvettes permettront d'ajuster au mieux la composition à adopter définitivement en fonction des qualités souhaitées et des matériaux effectivement utilisées.

A titre d'exemple, nous nous fixerons au calcul de la composition du béton B40, dont la résistance moyenne est de 300 bars.

V.3.6.1. Composition du béton :

- ✓ Affaissement 7 cm.
- ✓ Résistance moyenne spécifiée 300 bars.

On suppose que les granulats sont assez secs mais présentent quant même une certaine humidité et l'on trouve :

✓ Eaux	140 l
✓ Ciment classe	325 - 340 kg/m ³
✓ Sable 0 - 5 mm	455 l
✓ Gravier 5 - 25 mm	360 l
✓ Cailloux 20 - 40 mm	498 l

V.3.6.2. Intensité de bétonnage :

L'intensité des travaux de bétonnage est déterminée d'après l'expression suivante :

$$I_b = \frac{V_b * K_d}{T_b * t * t_e * C} \dots\dots\dots (V.08).$$

Avec : V_b : Volume total des travaux de béton (m³)

t : Nombre de journées de travail par mois, 25 jours.

t_e : Durée de travail d'une équipe, 8 heures.

C : Nombre d'équipe par jour, 2 équipes.

T_b : Durée provisoire prise pour les travaux de bétonnage en mois.

Le rendement de la centrale à béton à adopter dépend de la valeur de I_b ainsi calculée, il doit être égale à :

$$R_c \geq 1.1 * I_b \quad (\text{m}^3/\text{h}) \dots\dots\dots (\text{V.09}).$$

Cette valeur présupposée tout fois un bétonnage régulier pendant toute la durée ainsi estimée. Or il est très probable que cette condition soit remplie dans toutes les circonstances en pratique compte tenu des interruptions de travail involontaires, épuisement du stock du ciment, conditions climatiques défavorable, ... etc. donc on peut aller jusqu'à l'augmentation du rendement nécessaire de 2 fois.

V.3.6.3. Les engins nécessaires :

- ✓ Central à béton
- ✓ Équipement d'alimentation en ciment
- ✓ Silos à ciment de 200 t
- ✓ Chargeur à pneus
- ✓ Camions citernes à ciment.
- ✓ Camions malaxeurs.

La centrale à béton sera installée en combinaison avec la centrale de concassage à une distance proche de l'axe du barrage Le béton frais mélangé à la centrale sera transporté jusqu'aux pieds d'œuvre le plus éloigné en moins de 30 minutes de temps par des camions malaxeurs qui, se traduit par la capacité de transport de Y (m^3/h) au plus.

Le nombre de camions malaxeur sera :

$$N = \frac{X}{Y * 2} \quad \text{Camions malaxeurs} \dots\dots\dots (\text{V.10}).$$

- Avec : X : la quantité du béton nécessaire.
 Y : représente la capacité du camion malaxeur.
 2 : représente le nombre de voyage par heure.

V.3.6.4. Bétonnage de la galerie de dérivation :

a) Ordre des opérations :

L'exécution du revêtement de la galerie s'effectue selon l'ordre suivant :

- ✓ Nettoyage du rocher en place.
- ✓ Bétonnage des sous radier de la galerie.
- ✓ Montage des armatures.
- ✓ Préparation des cintres.
- ✓ Bétonnage.

b) Matériels nécessaires :

- ✓ Jeux de coffrage.
- ✓ Pompe à béton.
- ✓ Camions malaxeur.

V.3.6.5. Bétonnage de puits vertical (tour de prise) :

Le revêtement du puits vertical s'effectuera à partir du bas vers le haut. Les coffrages seront métalliques d'une hauteur de 3m. Le béton sera coulé à partir du haut du puits par une pompe à béton.

a) Ordre des opérations :

L'ordre d'exécution du puits obéit aux étapes suivantes :

- ✓ Montage de plate forme au bout du puits.
- ✓ Montage d'échafaudage sur le fond.
- ✓ Montage des armatures et du coffrage.
- ✓ Préparation pour le bétonnage.
- ✓ Bétonnage.
- ✓ Montage des armatures et du coffrage (cote+3m).
- ✓ Bétonnage et ainsi de suite...

b) Matériels nécessaires :

- ✓ Jeux de coffrage glissant de 3m.
- ✓ Pompe à béton.
- ✓ Camions malaxeur.
- ✓ Grue portique.

V.3.6.6. Bétonnage de l'évacuateur de crue :

L'évacuateur de crue sera construit sur la rive droite, c'est ouvrage en béton armé.

a) Exécution des coffrages :

Les éléments de l'évacuateur de crue se diffèrent et nécessitent en général plusieurs types de coffrages à savoir :

- ✓ Coffrage glissant en acier pour mur.
- ✓ Coffrage glissant pour radier.
- ✓ Coffrage en bois, et autre.

Le coffrage en bois, en panneaux métalliques, fait sur mesure, ou les coffrages métalliques glissant de dimensions appropriées (3x10m) sont montés avant le bétonnage. Les coffrages pour les parties arrondies ou tous autres éléments spéciaux seront préparés à l'avance à l'atelier de coffrage. Pendant le montage, il faut vérifier la position verticale et longitudinale d'après les repères topographiques afin de garantir un bétonnage répondant aux exigences du projet.

b) Matériels nécessaires :

- ✓ Jeux de coffrage glissant.
- ✓ Camion grue.
- ✓ Pompe à béton.
- ✓ Camion malaxeur.
- ✓ Pervibrateur.

c) Mise en place du personnel :

- ✓ Equipe de coffrage.
- ✓ Equipe de ferrailage.
- ✓ Equipe de bétonnage.

V.4. Planification :

V.4.1. Définition :

C'est un moyen qui permet de chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, son objectif est de s'assurer que les travaux se font dans un ordre correct à temps, aussi économique que possible. Elle consiste en :

- ✓ Installation des postes de travail.
- ✓ Observations instantanées.
- ✓ Analyse des tâches.
- ✓ Le chronométrage.
- ✓ Définition des objectifs et des attributions.
- ✓ Simplification des méthodes.
- ✓ Stabilisation des postes de travail.

V.4.2. procédures de travail de planification :

Le travail de planification nécessite les étapes suivantes :

- ✓ Collection des informations concernant les plans d'architecture, le cahier de charges, les normes de travail et de matériels, et le prix des matériaux.
- ✓ Les compositions du projet : on décompose le projet en opérations soit en éléments de construction (poteaux, poutres, ... etc.), soit suivant la ressource à utiliser (terrassements, coulage, ... etc.).
- ✓ Prévoir la relation entre opérations ; il existe deux types de relations :
 - Relation logique : exemple ; on ne peut pas faire le bétonnage avant que l'opération de coffrage soit terminée.
 - Relation référentielle : exemple ; on a 2 poteaux à réaliser on peut les réaliser un après l'autre si on a une seule équipe, mais de préférence on opte pour la construction des 2 poteaux au même temps si on peut disposer de 2 équipes.
- ✓ Attribution des durées : temps de réalisation de chaque opération par la formule suivante :

$$T = \frac{Q * R}{N} \dots\dots\dots (V.11).$$

Avec : T : Temps de travail.

Q : Quantité de travail.

N : Nombre d'équipe.

R : Rendement.

- ✓ Conception du réseau.

V.4.3. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- ✓ Méthodes basées sur le réseau.
- ✓ Méthodes basées sur le graphique.

Note : le graphique ne peut se faire sans le réseau.

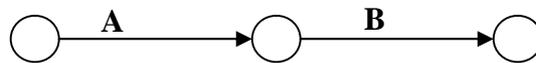
V.4.3.1. méthodes basées sur le réseau :

a) Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et leurs durées de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

➤ Réseau à flèches :

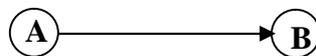
L'opération est représentée par une flèche et la relation entre les opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

➤ Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la relation entre les opérations par des flèches.



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

b) Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- ✓ Etablissement d'une liste des tâches :
Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.
- ✓ Détermination des tâches antérieures :
Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.
- ✓ Construction des graphes partiels.
- ✓ Regroupement des graphes partiels.
- ✓ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- ✓ Construction du réseau.

c) Différentes méthodes basées sur le réseau :

➤ **Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2ème phase: analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue.

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

➤ **Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):**

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

➤ **Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method):**

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (03) relations à savoir

- ✓ Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- ✓ Finition de l'opération (A) et commencement de (B).
- ✓ Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

V.4.3.2. Méthodes basées sur le graphique :

a) Méthode linéaire (ligne of balance technic) :

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

b) Méthode à barres :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (Plan de travail).

V.4.4. Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M.

V.4.5. Les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec : TR : temps de réalisation.
 DCP : date de commencement au plus tôt.
 DCP_P : date de commencement au plus tard.
 DFP : date de finition au plus tôt.
 DFPP : date de finition au plus tard.
 MT : marge totale.

$$\text{Et : } \begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCP_P = DFPP - TR \\ MT = DFPP - DFP \\ DCP_i + TR = DFP_i \\ DFP_i = DCP_{i+1} \end{cases}$$

V.4.5.1. Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

V.4.5.2. Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- ✓ Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- ✓ Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n} \dots\dots\dots (V.12).$$

Avec : $\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$

V.4.5.3. Les plannings :

Il existe trois types de plan de travail

a) Plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

b) Plan de travail au plus tard :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

c) Plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard, l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

V.4.6. Délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux repose sur une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- ✓ Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations.
- ✓ Le respect des délais de réalisation pour chaque opération.
- ✓ Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

V.4.7. Les compositions du projet :

Le tableau ci-après nous donne les différentes opérations qui composent le projet ainsi que leur temps de réalisation.

Tableau V.03 : symboles des opérations.

Tavaux	Opérations	Durée
Travaux routiers	A	3
Installation de chantier	B	4
Pré batardeau	C	3
Tunnel de dérivation	D	6
Batardeau	E	6
Excavation du barrage	F	5
Recharges du barrage et du noyau	G	14
Excavation de l'évacuateur de crue	H	3
Construction de l'évacuateur de crue	I	9
Bassin d'amortissement d'E.C	J	3
Prise d'eau et conduite	K	6
Chambers des vannes	L	2
Équipements hydromécaniques	M	2
Travaux de finition	N	4

V.4.8. Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).pour sa détermination on applique les méthodes suivantes :

V.4.8.1. Méthode de réseau à nœuds :

Elle consiste à faire le calcul Aller et Retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Le réseau à nœud est représenté sur la figure V.01.

V.4.8.2. Méthode des figures (réseau à flèches) :

Elle s'applique sur le réseau à flèche et consiste à faire le calcul Aller et Retour.

Le réseau à flèche est représenté sur la figure V.02.

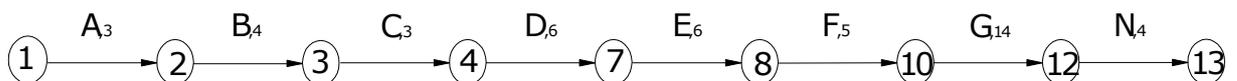
V.4.8.3. Méthode du tableau :

Elle s'applique sur un réseau à flèche.

Tableau V.04 : détermination du chemin critique par la méthode du tableau.

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1 – 2	3	0	3	0	3	0
2 – 3	4	3	7	3	7	0
3 – 4	3	7	10	7	10	0
3 – 5	3	7	10	26	29	19
4 – 7	6	10	16	10	16	0
5 – 6	9	10	19	29	38	19
6 – 12	3	19	22	38	41	19
7 – 8	6	16	22	16	22	0
7 – 9	6	16	22	31	37	15
8 – 10	5	22	27	22	27	0
9 – 11	2	22	24	37	39	15
10 – 12	14	27	41	27	41	0
11 – 12	2	24	26	39	41	15
12 – 13	4	41	45	41	45	0

D'après le tableau ci-avant le temps de réalisation est de **45mois**. Le chemin critique est le suivant :



Note : le diagramme de Gantt est sur la figure V.03.

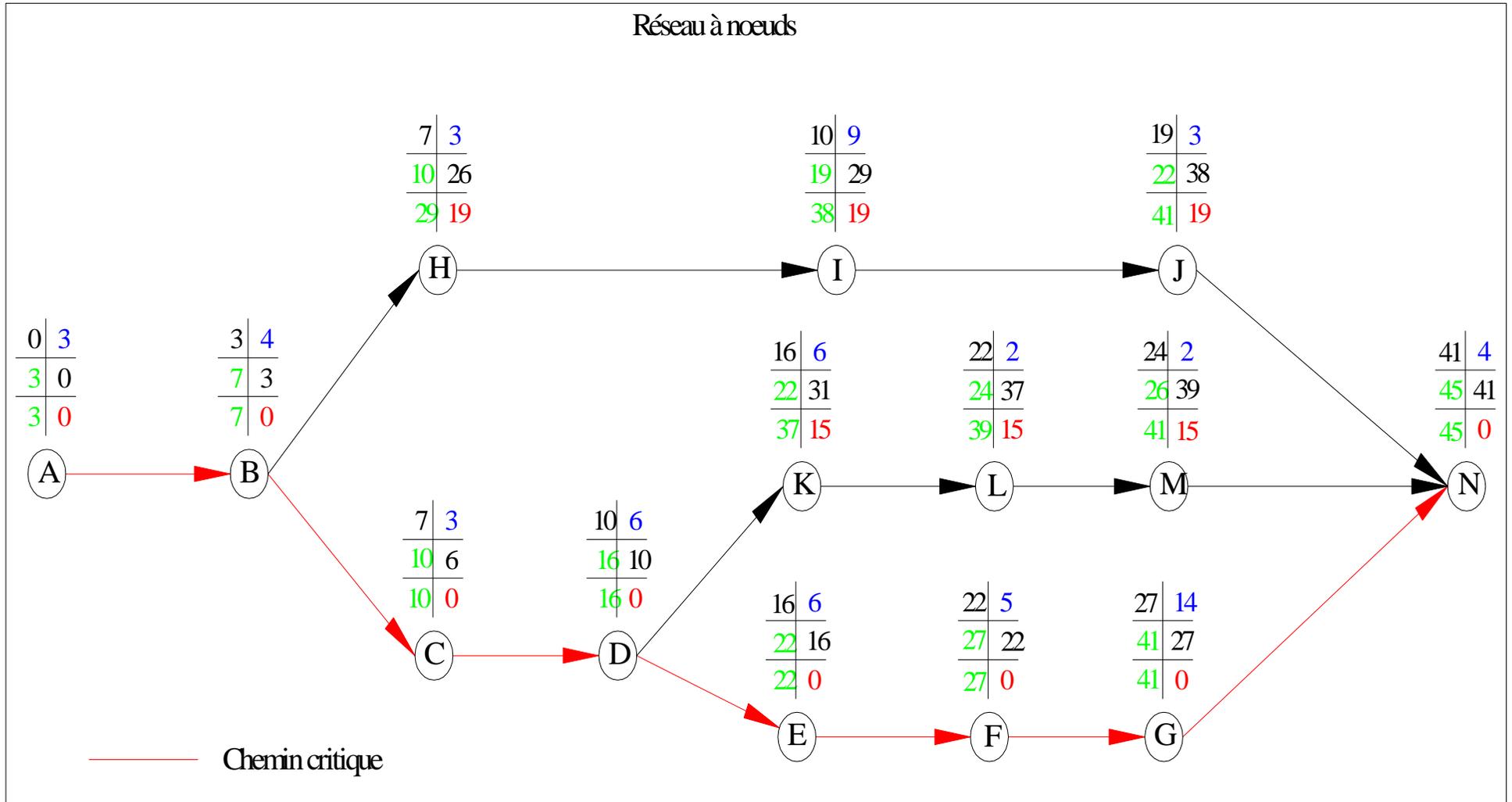


Figure V.01 : calcul du chemin critique par le réseau à nœud.

D'après cette méthode le temps de réalisation est de **45 mois** avec le même chemin critique que la méthode du tableau.

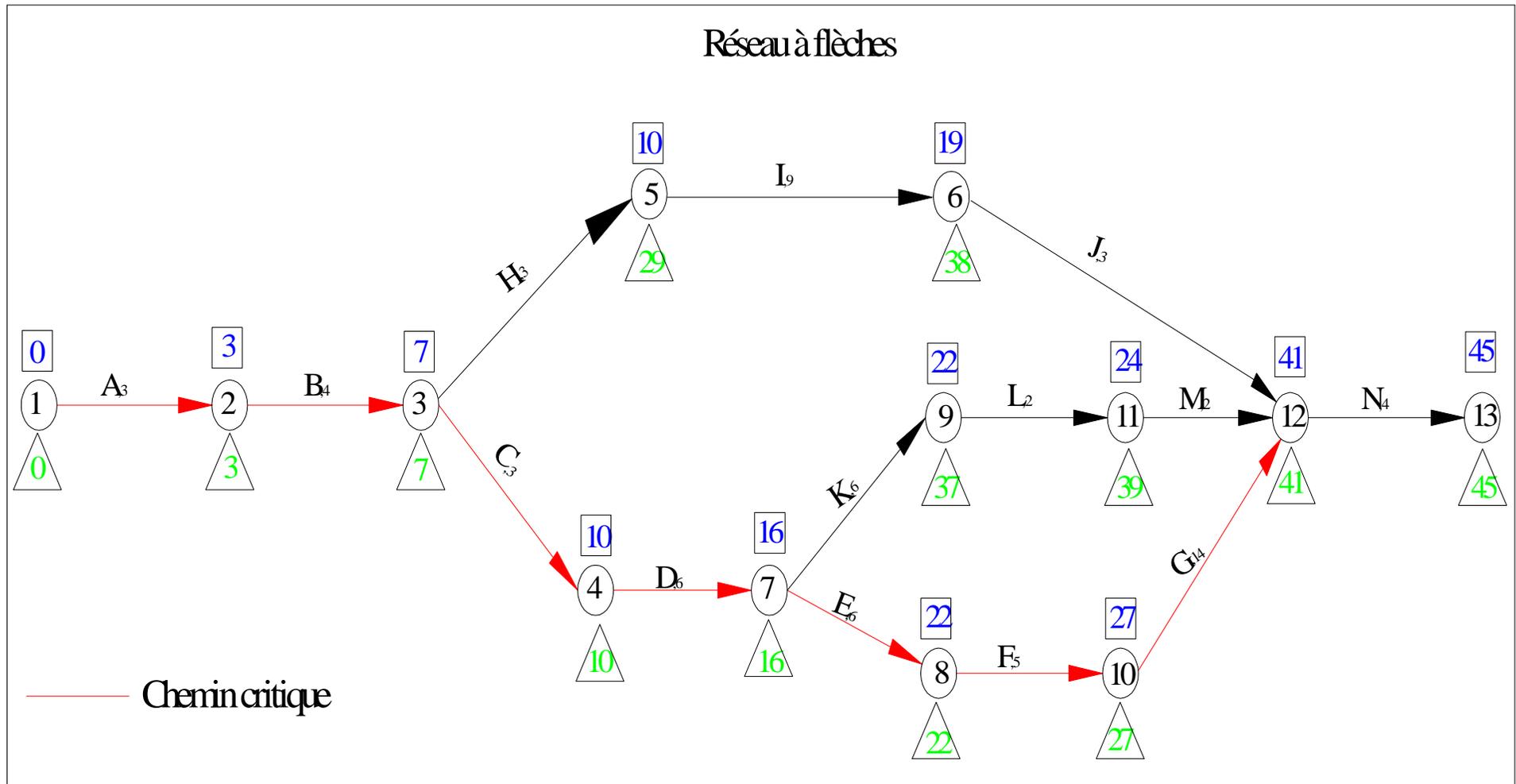


Figure V.02: calcul du chemin critique par la méthode des figures.

D'après cette méthode le temps de réalisation est de **45 mois** avec le même chemin critique que la méthode du tableau.

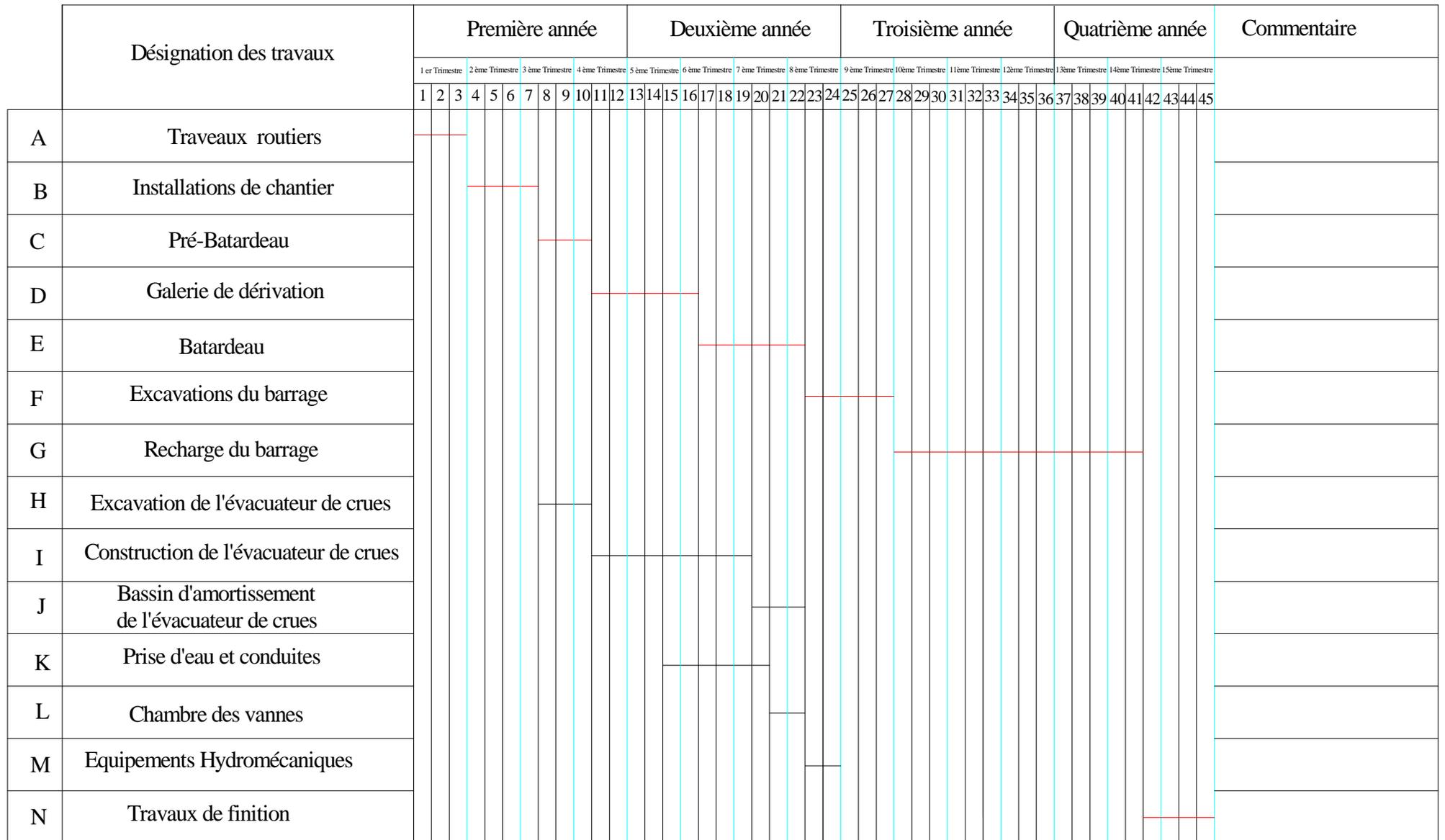


Figure V.03: Diagramme de Gantt.

V.5. Matériel et personnel nécessaires :

V.5.1. Matériels nécessaires :

Les différents engins nécessaires au chantier peuvent dans certains cas travailler simultanément, et dans d'autres d'une opération à une autre, et ceci selon le planning d'exécution des travaux.

Ci-joint liste du matériel nécessaire à ce projet :

- ✓ Bulldozer.
- ✓ Chargeur (à pneus et à chenilles).
- ✓ Camion benne.
- ✓ Perforatrice.
- ✓ Pelle hydraulique.
- ✓ Pompe immergée.
- ✓ Camion citerne.
- ✓ Compacteur à pied de moutons.
- ✓ Pompe à béton.
- ✓ Pompe à forage.
- ✓ Pompe à injection.
- ✓ Grue à portique.
- ✓ Pelle butte.
- ✓ Camion malaxeur.
- ✓ Malaxeur à injection.
- ✓ Camion grue.
- ✓ Mini pelle hydraulique.

V.5.2. Personnel nécessaire :

Le nombre du personnel nécessaire au chantier varie d'une période à une autre, lors d'une période critique, le chantier peut avoir un personnel de pointe, et dans une autre un nombre important n'est plus utile.

Ci-joint liste du personnel nécessaire à ce projet :

- ✓ Contre maître.
- ✓ Opérateur.
- ✓ Chauffeur.
- ✓ Ouvrier.
- ✓ Ferrailleur.
- ✓ Grutier.
- ✓ Soudeur.
- ✓ Coffreur.
- ✓ Mineur.
- ✓ Bétonnier.
- ✓ Topographe.

V.6. Le coût d'un barrage :

Le coût total d'un barrage dépend des conditions de réalisation propres à chaque site. Il peut être estimé trop élevé pour un objectif d'irrigation et entraîner le maître d'ouvrage à renoncer à son projet, alors qu'un coût analogue peut être jugé acceptable pour l'eau potable ou un but touristique. Le niveau des subventions publiques accordées influe aussi sur la décision du maître d'ouvrage. Les coûts d'investissements comprennent quatre parties :

V.6.1. Le coût des études :

Levés topographiques, étude d'impact, enquête foncière, étude hydrologique, investigations géologiques et géotechniques, établissement du projet et du DCE (missions de maîtrise d'œuvre normalisées), contrôle permanent des travaux. Ce coût représente en moyenne 12 % environ du montant des travaux, mais dans certains cas, il peut atteindre 15 à 20 % .

V.6.2. Les coûts induits par la création du barrage :

Acquisitions foncières, indemnités, mesures compensatoires, rétablissement des voies de communication et des réseaux. Ce coût peut être faible à très élevé. Attention à ne pas le sous-estimer.

V.6.3. Le coût des travaux de construction du barrage :

Les terrassements représentent en moyenne plus de la moitié de ce montant et le reste concerne les ouvrages annexes (évacuateur, prise, vidange), l'installation de chantier, les dispositifs d'étanchéité, d'auscultation. Un ordre de grandeur de la répartition des coûts de travaux est donné dans le tableau suivant pour les barrages en terre homogènes ou pseudo zonés.

Tableau V.05: Répartition approximative des postes de coût d'un barrage en terre

Poste	Plage de variation	Valeurs typiques	
		Sans injections	Avec injections
Terrassements	25 – 60	60	50
dont remblais	20 – 55	50	40
Injections – paroi mouillée	0 – 20	0	15
Génie civil	15 – 25	20	17
Equipements	5 – 20	10	8
Installations de chantier	5 – 15	10	10
Total	100	100	100

V.6.4. Coût de l'entretien et de la surveillance :

Les opérations d'entretien et de surveillance se répartissent en trois catégories :

V.6.4.1. Les opérations courantes :

Généralement assurées par le maître d'ouvrage ou l'exploitant : manoeuvre des équipements, inspection visuelle, mesures piézométriques et de débit des fuites, tonte des parements, enlèvement des arbustes, peinture des ouvrages métalliques...etc.

V.6.4.2. Les opérations spécialisées :

Généralement confiées à un géomètre expert (topographie) et à un bureau d'études (visite, interprétation des mesures d'auscultation, rapport de synthèse).

V.6.4.3. Les opérations de maintenance exceptionnelles :

C'es des opérations qu'on effectue exceptionnellement telles que le remplacement des équipements vétustes ou défailants, les réparations des structures en béton (ragréage, traitement de fissures).

Pour les ouvrages bien conçus et bien réalisés, qui ne nécessitent pas ultérieurement des travaux de confortement importants, on peut estimer que le coût total de la surveillance et de l'entretien (y compris les prestations assurées par le maître d'ouvrage) représente annuellement environ 0,25 % à 1 % du montant des travaux actualisés. Ce coût est donc à prévoir par le maître d'ouvrage.

Conclusion

Organiser le barrage de Beni-Slimane en déterminant et coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour sa construction. Tel est l'objet de ce chapitre, malgré les problèmes auxquels nous nous sommes heurtés (tels que manque de documents détaillés), nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent à l'organisation de chantier.

Une importance a été donnée à l'organisation de la construction, une organisation compatible avec tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité, de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaires et sur tous les points de chantier.

Le planning de construction du barrage et des ouvrages annexes est représenté par un diagramme à barres (diagramme de Gantt). Les remarques complémentaires suivantes sont nécessaires pour une explication plus précise :

- ✓ Un certain nombre de travaux préparatoires doivent être effectués avant les travaux de construction du barrage. Il s'agit essentiellement de la construction des routes d'accès vers les sites de construction et les zones d'emprunt, de la cité de l'Entrepreneur et du maître de l'ouvrage, des batardeaux de la 1ère Phase de contrôle de l'oued. La réalisation de ces travaux préparatoires nécessitera 10 mois.
- ✓ La durée de construction propre au barrage de Beni-Slimane totalisera au moins 45 mois. Cette durée est à considérer comme minimum absolu. Dans le cas où, principalement lors de la construction du barrage en terre, on devrait utiliser des techniques laborieuses, en renonçant partiellement à de gros engins, pour favoriser l'emploi local, la durée de la construction s'élèverait à 5 ans. Le diagramme présente le déroulement des travaux avec une durée minimale de 45 mois.
- ✓ Pour assurer le réalisme du programme et sa cohérence générale, il faut suivre des cadences moyennes des travaux de génie civil.



Chapitre VI :

Protection et sécurité

Du travail



Introduction :

Chaque année se produisent dans le monde des millions d'accidents du travail. Certains sont mortels, d'autres ont pour suite une incapacité permanente, totale ou partielle.

Pour la plupart, les accidents du travail n'entraînent toutefois qu'une incapacité temporaire, qui peut néanmoins durer plusieurs mois.

Tous les accidents sont cause de souffrances pour la victime; beaucoup plongent la famille de celle-ci dans l'angoisse; beaucoup, lorsqu'ils sont mortels ou qu'ils ont pour conséquence une incapacité permanente, peuvent avoir des effets catastrophiques sur la vie familiale.

De plus, tous les accidents font perdre du temps et de l'argent.

Souffrances humaines et pertes économiques: le monde paie un lourd tribut aux accidents du travail.

Certes, des progrès ont été réalisés, mais la sécurité du travail reste aujourd'hui un très grand sujet de préoccupation.

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 incontestable.

Mais faire œuvre de prévention ne peut être le seul fait de la direction, du service de protection ou du médecin attaché à l'entreprise. Il importe de donner à l'ensemble du personnel un véritable « esprit de sécurité » qui lui permettra de prévoir et d'agir de façon pleinement efficace.

La lutte contre les accidents est essentiellement une œuvre de solidarité humaine, réunissant tous ceux qui, du manœuvre au chef de l'entreprise, participent à la production. Convaincre, enseigner, exploiter intelligemment ce bon sens qui est la chose du monde la mieux protégée, voilà en fait tout le secret.

VI.1. Organisation de la prévention des accidents du travail :

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme représenté sur la figure VI.01.

VI.2. 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.3. Instructions structurelles sur la sécurité :

VI.3.1. 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.3.2. Instructions à donner au Chef d'équipe :

Le Chef d'équipe doit vérifier 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 les instructions 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.4. 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, plate forme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation. les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles aux cordages, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs sont des risques auxquels les travailleurs sont exposés et ils doivent faire attention.

Les installations, les dispositifs les matériels ou les engins utilisés doivent avoir notamment une résistance suffisante pour supporté les charges et les efforts auxquels ils sont soumis.

En outre, la stabilité des installations et des engins de toute nature mis en œuvres sur des chantiers doit être assuré d'une manière efficace.

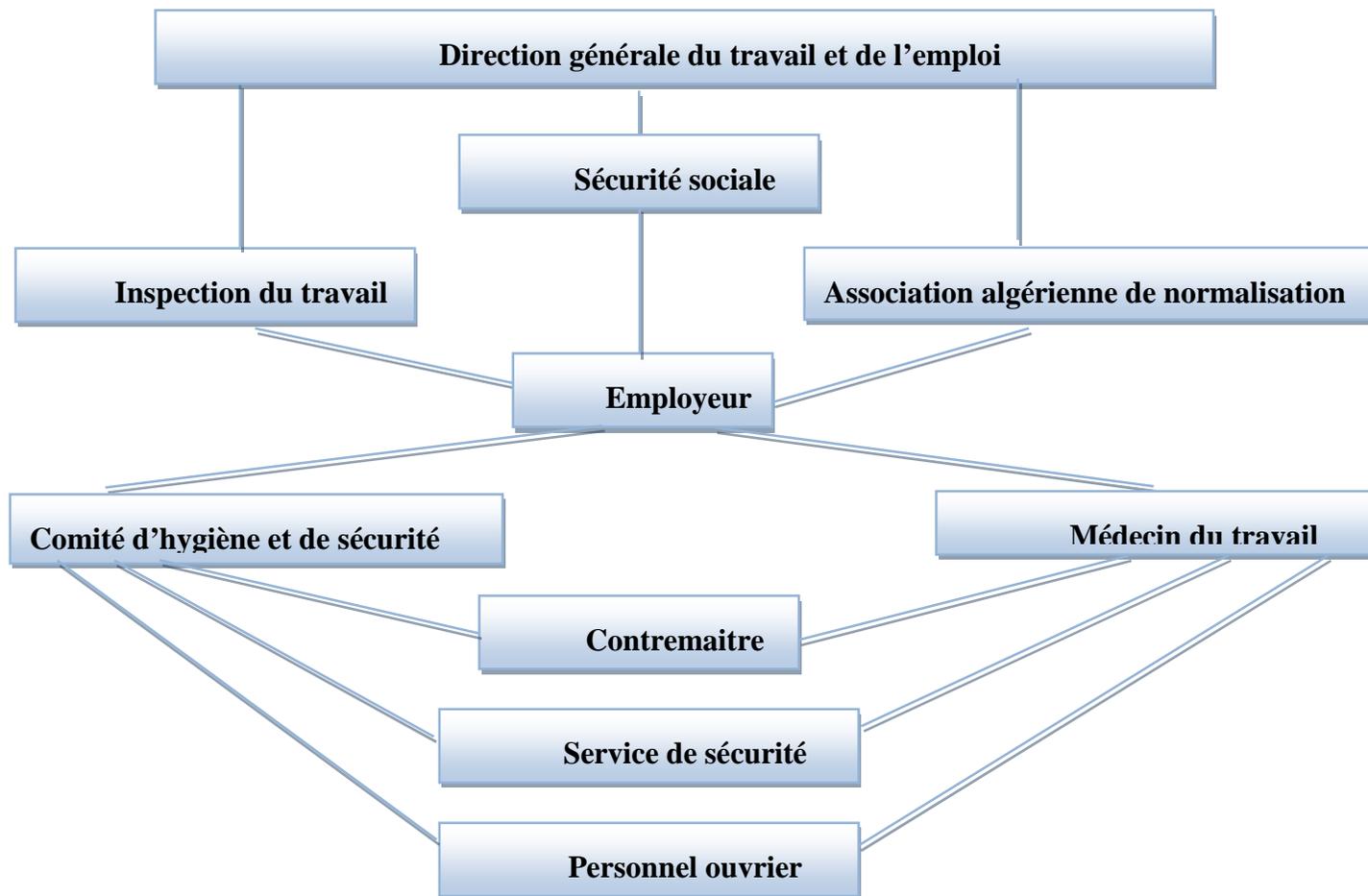


Figure VI.01 : Organigramme de la prévention.

Le Contremaître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du Contremaître revêt trois aspects important, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

VI.5. Principales fonctions du service de sécurité :

Les principales fonctions du service de sécurité sont résumées comme suit :

VI.5.1. 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.

VI.5.2. Exécution :

- ✓ Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- ✓ Réalisations pratiques des suggestions et des études.

VI.5.3. Contrôle :

- ✓ Enquêtes à la suite des accidents.
- ✓ Inspections des installations.
- ✓ Visites périodiques effectuées par les organismes.
- ✓ Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

VI.5.4. Animation :

- ✓ Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- ✓ Equipes de secours.
- ✓ Formation spéciale concernant certaines professions.

VI.5.5. fonctions humaines :

a) Sociale :

- ✓ Renseignements.
- ✓ Conseils.

b) Physiologique :

- ✓ Etude physiologique du travail.
- ✓ Affectation et mouvement de la main-d'œuvre suivant l'avis du médecin du travail et en collaboration avec le service du personnel.

c) Psychologique :

- ✓ Relations publiques intérieures de l'entreprise.
- ✓ Journal d'entreprise.
- ✓ Accueil des nouveaux embauchés.
- ✓ Développer l'esprit de sécurité.
- ✓ Causeries et expositions.

VI.6. Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

VI.6.1. Causes humaines :

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- ✓ La négligence des travailleurs.
- ✓ La fatigue excessive.
- ✓ La distraction.
- ✓ Les gestes néfastes.
- ✓ Inaptitude mentale ou physique.
- ✓ Adoption de la solution de facilité.
- ✓ Manque de concentration.
- ✓ L'agitation.
- ✓ La nervosité.

VI.6.2. Causes techniques :

Les causes d'accidents d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- ✓ Des mauvaises conditions de travail.
- ✓ De l'encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- ✓ Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- ✓ Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

VI.7. Causes des maladies professionnelles :

VI.7.1. Les poussières :

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus grave et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

Ces maladies se traduisent par un certain nombre de symptômes tels que :

Dyspnée : au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit à une insuffisance respiratoire plus importante.

L'hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

VI.7.2. Le bruit :

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dues à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieur à une seconde et aigue, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne.

Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, provoque déficit Audi-métrique bilatéral par lésions cochléaire irréversible, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

VI.8. Actions dangereuses :

- ✓ Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- ✓ Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- ✓ Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- ✓ Neutraliser les dispositifs de sécurité.
- ✓ Imprudence durant le travail, surtout lors des opérations de stockage et manutention.
- ✓ Adopter une position peu sûre.
- ✓ Travailler dans une altitude inappropriée.
- ✓ Suivre un rythme de travail inadapté.
- ✓ Plaisanter et manque de concentration.
- ✓ Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- ✓ Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, soue pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.

VI.8.1. Methode et moyens de prévention :

- ✓ Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- ✓ La protection individuelle est obligatoire.
- ✓ Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- ✓ L'intervention à une meilleure utilisation.
- ✓ Veiller à une meilleure utilisation.
- ✓ Eviter toute cadence de travail supérieure à la normale.
- ✓ Veiller à être toujours concentré lors du travail notamment lors de manipulation des engins dangereux.

VI.9. Conditions dangereuses dans le chantier :

- ✓ Installation non protégée ou male protégée.
- ✓ Outillages, engins et équipements en mauvais état.

- ✓ Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- ✓ Protection individuelle inexistante.
- ✓ Défauts dans la construction.
- ✓ Eclairage défectueux.
- ✓ Facteur d'ambiance impropre.
- ✓ Conditions climatiques défavorables.
- ✓ Mauvaise disposition des lieux.

VI.9.1. Methode et moyens de prévention :

- ✓ La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés. En essayant d'assurer les points suivants :
- ✓ Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- ✓ Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- ✓ Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors danger.
- ✓ Les abris doivent être airés et chauffés.
- ✓ Assurer une protection individuelle.
- ✓ Assurer un entretien continu.
- ✓ Assurer un stockage rationnel.

VI.10. moyens employés pour promouvoir la sécurité de travail :

On peut classer de la façon suivante les différents moyens généralement employés pour promouvoir la sécurité du travail:

➤ **L'action législative et réglementaire :**

C'est-à-dire l'adoption de dispositions obligatoires sur les conditions générales de travail, la construction, l'entretien, l'inspection, les essais et l'utilisation du matériel et de l'outillage industriels, les devoirs des employeurs et des travailleurs, la formation professionnelle, la surveillance médicale, les premiers soins, ... etc.

➤ **la normalisation :**

C'est-à-dire l'établissement de normes, officielles ou non, relatives à la construction du matériel et de l'outillage industriels, aux règles de sécurité et d'hygiène, aux moyens de protection individuelle, ... etc.

➤ **L'inspection :**

C'est-à-dire le contrôle de l'application des dispositions obligatoires.

➤ **La recherche technique :**

c'est-à-dire l'étude des dispositifs de protection des machines, des méthodes de prévention des explosions, des matériaux et des modèles les meilleurs pour l'équipement et l'outillage industriels, la recherche de substances de remplacement des substances nocives, ... etc.

➤ **La recherche médicale :**

C'est-à-dire l'étude des effets physiologiques et pathologiques du milieu et des techniques utilisées, des particularités constitutionnelles qui prédisposent l'individu aux accidents, ... etc.

➤ **La recherche psychologique :**

C'est-à-dire l'étude des particularités psychologiques qui prédisposent l'individu aux accidents.

➤ **La recherche statistique :**

Elle permet d'établir le nombre, la nature et les causes des accidents, les catégories de personnes qu'ils touchent, les opérations au cours desquelles ils surviennent, ... etc.

➤ **L'éducation :**

C'est-à-dire l'enseignement de la sécurité dans les écoles techniques et professionnelles, les cours pour apprentis, ... etc.

➤ **La formation :**

C'est-à-dire l'enseignement pratique de la sécurité aux travailleurs, et surtout aux travailleurs débutants.

➤ **La persuasion :**

C'est-à-dire l'emploi de diverses méthodes de propagande et d'appel aux intéressés, pour faire naître «l'esprit de sécurité».

➤ **Les avantages financiers accordés par les assurances pour promouvoir la prévention :**

Par exemple la réduction des primes pour les entreprises qui prennent de bonnes mesures de sécurité.

➤ **L'action de prévention dans l'entreprise :**

En dernière analyse, la valeur de ces divers moyens dépend dans une large mesure de l'efficacité des dispositions adoptées par l'entreprise. C'est dans l'entreprise, en effet, que se produisent les accidents: leur nombre et leur nature seront souvent en étroit rapport avec la conscience plus ou moins poussée qu'auront, de l'importance de la sécurité du travail, toutes les personnes qui y sont occupées.

Comme l'indique cette liste, la prévention des accidents exige la collaboration de toutes sortes de gens ; détenteurs du pouvoir législatif et réglementaire, fonctionnaires, ingénieurs et techniciens, médecins, psychologues, statisticiens, enseignants, et celle, bien entendu, des employeurs et des travailleurs eux-mêmes.

VI.11. le coût des accidents de travail :

Il convient de préciser ce que l'on entend par «coût global des accidents», car, si de nombreux éléments de ce coût peuvent être aisément chiffrés, d'autres sont beaucoup moins faciles à cerner. Certains auteurs distinguent les coûts directs et les coûts indirects, ou encore le coût «subjectif» (préjudice subi par la victime et sa famille considéré relativement à la valeur intangible de la vie humaine et de la santé) et le coût pour l'économie (frais médicaux, perte de production, dégâts matériels, frais administratifs, etc.).

En raison même de la multiplicité des éléments qui entrent en jeu, il semble qu'il n'y ait guère d'accord sur ce que sont exactement les coûts indirects des accidents. La liste ci-après nous donne les principaux paramètres qui entrent en jeu dans le calcul du coût de l'accident de travail :

- Coût du temps perdu par la victime de l'accident.
- Coût du temps perdu par les autres salariés qui ont interrompu leur travail:
 - ✓ Par curiosité.
 - ✓ Par amitié pour la victime.
 - ✓ Pour porter secours à la victime.
 - ✓ Pour d'autres raisons.
- Coût du temps perdu par les agents de maîtrise, les chefs de service et autres cadres:
 - ✓ Pour venir en aide à la victime;
 - ✓ Pour rechercher les causes de l'accident;
 - ✓ Pour faire reprendre le travail de la victime par un autre salarié;
 - ✓ Pour trouver un autre salarié qui puisse remplacer la victime, le former ou le mettre au courant;
 - ✓ Pour établir le rapport d'accident ou répondre aux convocations des agents de l'autorité publique.
- Coût du temps des secouristes et du personnel des services hospitaliers, lorsque ce coût n'est pas pris en charge par une compagnie d'assurances.
- Dommages subis par les machines, l'outillage ou d'autres biens, perte de matières ou de fournitures.
- Coûts qu'entraîne la désorganisation de la production, les retards de livraison, la perte des bonus d'assurance, le paiement des dommages intérêts.
- Coût supporté par l'employeur au titre des régimes de prestations.
- Coût de la baisse de productivité de la victime à son retour au travail relativement au salaire (le salarié est payé intégralement même si les services qu'il peut fournir avant d'être complètement rétabli n'atteignent peut-être que la moitié de leur valeur normale)
- Manque à gagner sur la productivité de la victime et de l'équipement (moins bien utilisé).
- Coût dû à l'agitation causée par l'accident ou à rabattement qui peut lui succéder.

- Coût afférent aux frais généraux (les frais de loyer, de chauffage, d'éclairage, etc. continuent à courir alors que la victime n'est plus productive).

VI.12. Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation on peut citer les suivantes :

VI.12.1. Ordonnance 66-183 :

Art.85- Dans les galeries souterraines en cours de percement ou il est fait usage d'explosifs, la ventilation doit être réalisée dont les conditions ci-après :

1°. Il doit être introduit au front de taille, au moyen d'une installation de ventilation artificielle, 200 litres au moins d'air par seconde et par mètre carré de la plus grande section de la galerie ventilée ; l'air introduit doit être prélevé loin de toute source de viciation.

2°. Après chaque tir, une aspiration doit être effectuée le plus près possible du front de taille, afin d'éliminer au maximum les poussières en suspension.

3°. Eventuellement, une ventilation auxiliaire doit permettre d'accélérer l'absorption au bouchon de tir.

Le débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation est déterminé par la formule suivante :

$$Q = q * S \text{ (l/s)} \dots\dots\dots \text{(VI.01).}$$

Avec : q : débit d'air pour 1m² de section de la galerie, q=200 l/s.

S : section de la galerie, s= 10.20 m².

Donc : **Q=2040 l/s.** **Q=2.04 m³/s.**

VI.12.2. Calculer le débit d'air « Q » par le taux de ventilation « K » :

Le procédé consiste à calculer le volume intérieur total en m³ et à multiplier ce volume par le nombre de renouvellements d'air voulu par heure. On calculera donc la ventilation sur la base du renouvellement d'air par heure:

$$Q = V * K \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{(VI.02).}$$

Avec : Q = Débit d'air nécessaire, m³/h;

V = le volume intérieur de la galerie (m³).

V = S*L = *Surface*longueur (m³).

K = taux de ventilation recommandé, h "n

La base d'évaluation du taux de renouvellement d'air est le nombre de fois par l'heure où l'air contenu dans la galerie doit être remplacé par l'air frais.

VI.12.3. Détermination de Q par l'alimentation minimum Am:

Cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m³ par personne et par heure. Ceci permet le renouvellement de l'air vicié par les occupants s'il n'y a pas d'autres pollutions. Mais cela est insuffisant en cas d'impuretés provenant des fumées ou de contaminants industriels et également insuffisant pour évacuer la chaleur.

Le débit d'air nécessaire pour une galerie occupée par « n » travailleurs et sur la base de 30 m³ par personne et par heure sera déterminé par la formule:

$$Q = n \cdot 30 \dots\dots\dots (VI.03).$$

Avec : « n » = nombre de travailleurs.

VI.12.4. Calcul de la ventilation basée sur les accroissements de chaleur :

Il est recommandé de baser les calculs par rapport au mur qui reçoit le maximum de chaleur solaire au moment le plus chaud de la journée c'est à dire lorsque la différence entre températures extérieure et intérieure est minimale.

La ventilation nécessaire pour évacuer la chaleur pourra être calculée à partir de l'accroissement total de chaleur en Kcal/h par la formule suivante.

$$Q = \frac{L}{0.288(t_e - t_i)} \dots\dots\dots (VI.04).$$

Avec : Q : débit de ventilation.

t_e : température extérieure.

t_i : température intérieure.

L : Accroissement de chaleur dû aux radiations solaires. Peut être déterminé par:

$$L = S \cdot \beta \text{ (Kcal)} \dots\dots\dots (VI.05).$$

Avec : S = Surface du mur, toit, ... etc. m²

β = Coefficient de chaleur du au soleil, à travers les murs, Kcal/m²

➤ Calcul de chaleur émanant des travailleurs :

$$L = \sum \eta_i \dots\dots\dots (VI.06).$$

Avec : η_i = nombres des personnes

i = Coefficient de chaleur émanant des occupants

➤ Émissions approximatives de chaleur provenant de moteurs électriques :

$$L = \sum m_i N_i \dots\dots\dots (VI.07).$$

Avec : M_i = normes des moteurs électriques

N_i = Puissance du moteur.

VI.12.5. Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :

VI.12.5.1. Etude de dimensionnement du réseau de ventilation :

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

- ✓ Etude détaillée des plans des ouvrage à aéré et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.
- ✓ Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.

- ✓ Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.
- ✓ Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placés en fins des conduites présentent des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.
- ✓ Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

➤ **La méthode dynamique :**

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI.01 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5) m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

➤ **Méthode d'équifraction :**

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

VI.12.5.2. Calcul du diamètre des canalisations :

Le diamètre de la canalisation est déterminé d'après la formule suivante :

$$Q = V * S \text{ (m}^3\text{/s)} \dots\dots\dots \text{(VI.08).}$$

Avec : V : vitesse de circulation d'air dans les différentes canalisations.

S : section de la conduite qui est déterminée comme suit :

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \dots\dots\dots \text{(VI.09).}$$

Avec : D : diamètre de la conduite.

$$Q = V \frac{\pi * D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}}$$

Conclusion :

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de palier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie attendue d'une construction pareille.

Il est à noter que la protection et la sécurité de travail est la responsabilité de toute personne ayant un lien avec le chantier et le projet, du cadre jusqu'à l'ouvrier.



Conclusion Générale



conclusion générale :

La willaya de Médéa est une région agricole et la construction des barrages tels que Beni- Slimane sur oued el Mellah viendra fortifier et favoriser le développement du secteur de l'agriculture, assurer l'approvisionnement en eau des populations ce qui permettra de les maintenir en leur assurant des réelles possibilités de développement afin d'améliorer la production agricole.

Dans le cadre de notre projet intitulé étude d'avant projet détaillé de la digue du barrage de Beni-Slimane, nous avons fait : un mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité faite au par avant, une étude hydrologique du bassin versant et de la cuvette, une étude de choix de la variante de la digue tout en vérifiant sa stabilité et nous avons terminé par l'organisation de chantier et sécurité de travail.

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de notre étude nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- ❖ La construction du barrage de Ben-Slimane est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. De plus, le choix d'un barrage du type "barrage en terre avec noyau argileux" permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ, ce qui permettra un emploi intensif de main-d'œuvre locale.
- ❖ Grâce à la capacité de sa retenue, le barrage peut assurer la pérennité de l'alimentation en eau, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures, l'amélioration de la production, et le développement des industries induites.
- ❖ En plus, le barrage peut satisfaire à long terme les besoins en eau de la population, du bétail et de l'industrie sur l'ensemble de la vallée. Il garantit dans le fleuve un débit minimum sanitaire nécessaire pour prélever de l'eau d'une qualité acceptable, sans contamination excessive par des eaux usées, améliorant ainsi la santé publique par la réduction de l'incidence des maladies hydriques notamment celles liées au manque d'eau et à son impureté.
- ❖ La réalisation du barrage de Beni-Slimane offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation.

Le projet du barrage de Beni-Slimane est considéré comme un investissement primordial pour le pays, puisqu'il permettrait d'assurer les ressources hydriques nécessaires pour la survie des communautés humaines et pour la protection des terres agricoles de la région de Médéa.

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 acquises tout au long de notre cursus universitaire. Et on souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis à disposition pour l'effectuer.

Références bibliographiques :

[01]: B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004.

[02] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.

[03]: G. REMENIERAS « Hydrologie de l'ingénieur » édition Eyrolles 1986.

[04]: CIGB : Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles. Bulletin 82. 1984.

[05] : B. TOUAIBIA : polycopé de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH Blida. Janvier 2001.

[06]:R.BERNARDO A et L.SANTOS : manuel de conception et projets typiques des digues en terres ; procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger. Avril 2004.

[07]:GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France. 1977



ANNEXE

II



Série des pluies mensuelles interannuelles.

Année	Sep	Oct	Nov	Des	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Annuelle
1970	0	4,5	3,5	35,6	64,1	9	43,9	18,6	26,5	3,1	17,5	0	226,3
1971	8,3	12,4	96,6	19,3	165,1	90,2	75,2	60,5	3,1	20,6	0	1,8	553,1
1972	53,5	69	32,2	97,8	91,3	104,5	57,7	54,4	0	0	0	0	560,4
1973	34,1	0	5,5	69,6	6,5	78,2	154,2	47,4	31,5	0	0	0	427
1974	17,9	39,8	68,1	2,8	103,1	38,6	62,2	7,1	11,3	3,3	0	5,6	359,8
1975	8,8	0	97,2	29,6	29,5	86,5	45	63,8	68,1	26,4	40,2	11	506,1
1976	34,7	51,1	41,6	43,5	47	8,4	7,1	57,3	40,5	9,7	1,2	42	384,1
1977	0	1,3	53,3	14,1	36	17,4	47,7	59,5	65,8	0	0	2	297,1
1978	0,5	77	49,4	4,5	50,1	86,3	47,9	29	14,4	6,4	0	3,3	368,8
1979	71,8	55,8	44,1	41,4	85,4	10,2	62,3	67,6	16,4	0	0	0	455
1980	0	11,1	42	103	16,1	43,9	23,4	44,9	14,2	16,3	0	0	314,9
1981	1,6	17,3	2,1	70,9	92,1	39,2	38,7	37,7	63,7	36,4	0	3,8	403,5
1982	20,3	54,6	82	43,8	0	29,9	11,4	33,6	6,5	0	23,6	13,7	319,4
1983	1,5	3,3	16,5	22,5	30,2	71,3	24,4	38,5	21,3	17,5	0	3,5	250,5
1984	3,2	99,3	28,7	56,5	22,5	31,7	53,7	12,3	62,3	0	8,8	0	379
1985	26,3	11,7	55	27,9	37,1	36,5	107,5	6,5	2,9	9,7	0	11,1	332,2
1986	19,9	29	43,4	62,1	71,6	72,7	11,2	3,5	11,8	26,7	0	0	351,9
1987	0,4	25,5	60,7	29,5	9,2	22,6	31,8	37,3	24,7	4,6	2,6	0	248,9
1988	33	15,8	12,8	178,1	15,6	23,8	27,6	88,5	4,5	25,6	24,8	23,7	473,8
1989	20,4	4,5	11,6	10	39,4	0	61,7	38,4	96,3	22,4	54	0	358,7
1990	22	15,3	37,6	48,1	36	65,7	66,3	20	14,8	4,3	3,2	0	333,3
1991	5,5	70,8	6,9	4,8	83	8,7	57,5	61,8	77,4	19,4	21,7	0	417,5
1992	16,1	36	62,7	22,8	16,5	45,3	8,6	38,1	37,4	13,5	0	7,2	304,2
1993	49,7	12,3	18,8	29,8	40,1	38	0	46,4	2,5	0	0	3,7	241,3
1994	53,4	51,5	25,8	33	138	31	78,2	3,3	0	19	0	12,6	445,8
1995	15,6	33,1	10	8	30,7	77,7	29,6	80	43,7	51,2	12	9,7	401,3
1996	16,3	8,3	15,5	32,4	36,9	14,8	2,5	58,8	20,1	2,4	0	21,2	229,2
1997	47,1	42,6	53,3	55,9	13	59,6	7,8	18,1	144,2	4,5	0	11,5	457,6
1998	57	29,8	63,4	21	59,5	47,4	76,2	0,6	22,8	0,8	0,9	3,6	383
1999	42	13,2	29,7	116	6	3,2	7	17,5	12,1	4	0	10	260,7
2000	13,3	53	35,1	36,2	94,2	28,7	0	40	9,3	4,7	0	5,2	319,7
2001	33	2,2	24,9	14,9	23,8	23,6	9,7	8,4	2	0	15,9	39,6	198
2002	25,4	11,2	75,4	69,5	92,6	67,8	5,5	74	35,6	0,2	0	3,2	460,4
2003	78,6	89,2	50,2	93,9	38,5	9,9	28,6	36,9	92,1	0,4	20,9	15,4	554,6
2004	7,7	24	28,6	78,9	51,6	63,2	10,7	8,1	1,2	4,7	10,5	0	289,2
2005	12,8	52	41,7	51	70,4	72	25,5	46,2	43,8	6,9	3,3	0	425,6
2006	47,9	4,5	30	58,2	5,1	48,1	135,9	69,7	24,7	8,7	9	2,8	444,6
2007	141,1	54,8	74,6	19,6	8	35,6	45,6	6,9	104,5	18,4	0,6	0,5	510,2
2008	41,8	35,4	37,1	61,7	53,8	20,2	52,7	66,5	27,2	0	0	10	406,4
2009	83	19,3	70	81,9	47,1	80,6	62,7	10,8	44,7	2,5	0	45,4	548
2010	4,6	50,8	68,7	32,6	29,9	83,5	29,5	74,7	15	2,7	1,2	3	396,2
Moyen	28,54	31,52	41,62	47,14	48,45	44,52	42,31	38,86	33,19	9,68	6,63	7,95	380,42

Série des apports et débits moyens annuels

Année	Apport (Hm ³)	Débit (m ³ /s)
1970 - 1971	3,8	59
1971 - 1972	30,5	46,3
1972 - 1973	19,6	91,5
1973 - 1974	22	76,5
1974 - 1975	9,1	63,4
1975 - 1976	20,1	189,2
1976 - 1977	10,4	73,7
1977 - 1978	6,6	85,5
1978 - 1979	15,6	58,5
1979 - 1980	13,5	31,4
1980 - 1981	12,3	65,4
1981 - 1982	16,7	70
1982 - 1983	12,1	89,4
1983 - 1984	3,5	78,4
1984 - 1985	8,3	92,5
1985 - 1986	16,8	110,00
1986 - 1987	21,05	93,00
1987 - 1988	5,40	47,50
1988 - 1989	7,49	58,50
1989 - 1990	8,34	98,50
1990 - 1991	9,08	67,70
1991 - 1992	17,36	63,60
1992 - 1993	13,91	47,50
1993 - 1994	2,80	66,90
1994 - 1995	20,93	80,00
1995 - 1996	15,27	63,60
1996 - 1997	6,20	7,60
1997 - 1998	13,7	41,10
1998 - 1999	12,24	33,50
1999 - 2000	13,05	22,50
2000 - 2001	11,5	68,20
2001 - 2002	16,29	508,00
2002 - 2003	18,07	98,00
2003 - 2004	17,98	100,00
2004 - 2005	16,21	98,50
2005 - 2006	16,34	75,20
2006 - 2007	16,96	65,40
2007 - 2008	13,66	46,90
2008 - 2009	9,63	30,40
Moyen	13,45	81,10

Série non classée pour le teste de la médiane

années	Pjmax (mm)	signe
1970	26.5	-
1971	42	+
1972	30	-
1973	56.9	+
1974	50.6	+
1975	51.5	+
1976	22.8	-
1977	21.7	-
1978	23.3	-
1979	49.5	+
1980	29.2	-
1981	27.5	-
1982	28	-
1983	33	-
1984	38	+
1985	39.7	+
1986	24.9	-
1987	24.4	-
1988	41.3	+
1989	50.9	+
1990	27.8	-
1991	50.1	+
1992	35	+
1993	29.1	-
1994	34.2	+
1995	30.2	-
1996	17.9	-
1997	32.4	-
1998	46.4	+
1999	55	+
2000	28.1	-
2001	19	-
2002	27.4	-
2003	48.4	+
2004	22.1	-
2005	44.9	+
2006	55.2	+
2007	77.4	+
2008	34.3	+
2009	40.5	+
2010	33.3	+

série classée pour le teste de la médiane

années	Pjmax(mm)
1996	17.9
2001	19
1977	21.7
2004	22.1
1976	22.8
1978	23.3
1987	24.4
1986	24.9
1970	26.5
2002	27.4
1981	27.5
1990	27.8
1982	28
2000	28.1
1993	29.1
1980	29.2
1972	30
1995	30.2
1997	32.4
1983	33
2010	33.3
1994	34.2
2008	34.3
1992	35
1984	38
1985	39.7
2009	40.5
1988	41.3
1971	42
2005	44.9
1998	46.4
2003	48.4
1979	49.5
1991	50.1
1974	50.6
1989	50.9
1975	51.5
1999	55
2006	55.2
1973	56.9
2007	77.4

Calcul de la composante interannuelle pour la méthode de Kristly-Menkel.

n	\sqrt{n}	Cv(n)	Cs(n)	F(n)p%	Kp%	Zp%
1	1	0,365	0,53	-0,85	0,68975	0,21025
2	1,414214	0,25809398	0,37476659	-0,85	0,78062	0,24
3	1,732051	0,21073285	0,30599564	-0,85	0,820877	0,23736876
4	2	0,1825	0,265	-0,85	0,844875	0,2205
5	2,236068	0,16323296	0,23702321	-0,85	0,861252	0,19374009
6	2,44949	0,14901063	0,21637159	-0,85	0,873341	0,15995419
7	2,645751	0,13795703	0,20032117	-0,85	0,882737	0,12084434
8	2,828427	0,12904699	0,1873833	-0,85	0,89031	0,07751952
9	3	0,12166667	0,17666667	-0,85	0,896583	0,03075
10	3,162278	0,11542313	0,16760072	-0,85	0,90189	-0,01890336
11	3,316625	0,11005164	0,15980101	-0,85	0,906456	-0,07101716
12	3,464102	0,10536642	0,15299782	-0,85	0,910439	-0,12526247
13	3,605551	0,10123279	0,14699555	-0,85	0,913952	-0,18137772
14	3,741657	0,09755035	0,14164846	-0,85	0,917082	-0,2391508
15	3,872983	0,09424259	0,13684541	-0,85	0,919894	-0,29840692
16	4	0,09125	0,1325	-0,85	0,922438	-0,359
17	4,123106	0,0885255	0,12854388	-0,85	0,924753	-0,42080648
18	4,242641	0,08603133	0,1249222	-0,85	0,926873	-0,48372073
19	4,358899	0,08373674	0,12159034	-0,85	0,928824	-0,5476516
20	4,472136	0,08161648	0,1185116	-0,85	0,930626	-0,61251982
21	4,582576	0,07964953	0,11565548	-0,85	0,932298	-0,67825589
22	4,690416	0,07781826	0,11299638	-0,85	0,933854	-0,74479851
23	4,795832	0,07610776	0,11051264	-0,85	0,935308	-0,81209327
24	4,898979	0,07450531	0,1081858	-0,85	0,93667	-0,88009161
25	5	0,073	0,106	-0,85	0,93795	-0,94875
26	5,09902	0,07158239	0,10394155	-0,85	0,939155	-1,0180292
27	5,196152	0,07024428	0,10199855	-0,85	0,940292	-1,08789371
28	5,291503	0,06897852	0,10016059	-0,85	0,941368	-1,15831131
29	5,385165	0,0677788	0,09841853	-0,85	0,942388	-1,22925262
30	5,477226	0,06663958	0,09676432	-0,85	0,943356	-1,30069077
31	5,567764	0,06555594	0,09519081	-0,85	0,944277	-1,37260111
32	5,656854	0,06452349	0,09369165	-0,85	0,945155	-1,44496097
33	5,744563	0,06353834	0,09226116	-0,85	0,945992	-1,51774944
34	5,830952	0,06259698	0,09089425	-0,85	0,946793	-1,59094717
35	5,91608	0,06169626	0,08958635	-0,85	0,947558	-1,66453625
36	6	0,06083333	0,08833333	-0,85	0,948292	-1,7385
37	6,082763	0,06000563	0,08713146	-0,85	0,948995	-1,81282292
38	6,164414	0,05921082	0,08597735	-0,85	0,949671	-1,88749056
39	6,244998	0,05844678	0,08486792	-0,85	0,95032	-1,96248937

Laminage pour b=30m.

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) Δt (M m ³)	V+1/2qΔt (M m ³)	q (m ³ /s)
0	0,00	0,77	0,7445	0,0013401	32,95	0,0255
0,5	1,53	3,82	3,7538209	0,00675688	32,95099	0,0661791
1	6,11	9,94	9,6704254	0,01740677	32,95594	0,2695746
1,5	13,76	19,11	18,3134462	0,0329642	32,968765	0,79655385
2	24,45	31,33	29,5124007	0,05312232	32,993614	1,81759926
2,5	38,21	46,62	43,1574859	0,07768347	33,033646	3,46251414
3	55,02	64,96	59,0633964	0,10631411	33,092884	5,89660356
3,5	74,89	86,35	77,0810991	0,13874598	33,174955	9,26890095
4	97,81	110,81	97,085998	0,1747548	33,283378	13,724002
4,5	123,80	138,32	118,919784	0,21405561	33,421519	19,4002157
5	152,83	168,88	142,463379	0,25643408	33,592276	26,4166208
5,5	184,93	202,51	167,626949	0,30172851	33,798322	34,883051
6	220,08	239,19	194,289166	0,3497205	34,042123	44,9008341
6,5	258,29	278,93	222,371645	0,40026896	34,32583	56,5583547
7	299,56	311,78	241,857082	0,43534275	34,651081	69,9229183
7,28	324,00	316,28	231,756613	0,4171619	35,00641	84,5233869
7,5	308,56	291,02	192,170174	0,34590631	35,35507	98,8498263
8	273,47	262,23	150,388009	0,27069842	35,671258	111,841991
8,5	250,98	239,74	116,561483	0,20981067	35,947153	123,178517
9	228,49	217,55	84,8632983	0,15275394	36,178552	132,686702
9,5	206,61	197,68	57,1658999	0,10289862	36,369046	140,5141
10	188,74	180,03	33,2228431	0,05980112	36,522199	146,807157
10,5	171,31	162,60	4,74846744	0,00854724	36,790984	157,851533
11	153,88	146,32	-13,0355498	-0,02346399	36,827587	159,35555
11,5	138,75	131,18	-28,7872156	-0,05181699	36,842473	159,967216
12	123,61	117,11	-42,6841445	-0,07683146	36,838261	159,794144
12,5	110,6	104,10	-54,8358155	-0,09870447	36,817372	158,935815
13	97,59	92,07	-65,4143112	-0,11774576	36,782047	157,484311
13,5	86,55	81,03	-74,492839	-0,13408711	36,734311	155,522839
14	75,51	70,89	-82,2372098	-0,14802698	36,676009	153,12721
14,5	66,27	61,65	-88,7191668	-0,1596945	36,608887	150,369167
15	57,03	53,24	-94,073057	-0,1693315	36,534511	147,313057
15,5	49,44	45,65	-98,3647216	-0,1770565	36,45424	144,014722
16	41,85	38,80	-101,726674	-0,18310801	36,369352	140,526674
16,5	35,74	32,69	-104,208098	-0,18757458	36,281044	136,898098
17	29,63	27,24	-105,927455	-0,19066942	36,190252	133,167455
17,5	24,85	22,46	-106,913574	-0,19244443	36,097921	129,373574
18	20,06	18,24	-107,308999	-0,1931562	36,004843	125,548999
18,5	16,43	14,62	-107,102945	-0,1927853	35,911729	121,722945
19	12,81					

Laminage pour b=30m. (Suite)

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) Δt (M m ³)	V+1/2qΔt (M m ³)	q (m ³ /s)
19	12.81	11,5	-106,422777	-0,191561	35,819245	117,922777
19,5	10.19	8,88	-105,287357	-0,18951724	35,72785	114,167357
20	7.56	6,67	-103,808502	-0,1868553	35,638075	110,478502
20,5	5.77	4,88	-101,992484	-0,18358647	35,550316	103,364097
21	3.98	3,43	-99,934097	-0,17988137	35,464933	99,9633242
21,5	2.87	2,32	-97,6433242	-0,17575798	35,382169	96,6753435
22	1.76	1,47	-95,5053435	-0,17190962	35,30215	93,5079209
22,5	1.17	0,87	-92,3379209	-0,16620826	35,225065	90,4621657
23	0.57	0,41	-90,0521657	-0,1620939	35,150941	87,5399271
23,5	0.25	0,20	-87,3699271	-0,15726587	35,079823	84,741205
24	0.15	0,12	-84,671205	-0,15240817	35,011711	82,0611919
24,5	0.09	0,06	-79,4961898	-0,14309314	34,946488	79,4961898
25	0.03	0,02	-77,0406514	-0,13867317	34,884064	77,0406514
25,5	0.00	0,00	-74,6893994	-0,13444092	34,824304	74,6893994
26	0.00	0,00	- 51.71	- 0.093078	36.097921	74.79
26,5	0.00	0,00	-72,4365169	-0,13038573	34,767082	72,4365169
27	0.00	0,00	-70,2775661	-0,12649962	34,712254	70,2775661
27,5	0.00	0,00	-68,2088489	-0,12277593	34,659712	68,2088489
28	0.00	0,00	-66,2229692	-0,11920134	34,609366	66,2229692
28,5	0.00	0,00	-64,3162289	-0,11576921	34,561036	64,3162289
29	0.00	0,00	-62,4849298	-0,11247287	34,514632	62,4849298
29,5	0.00	0,00	-60,7261134	-0,109307	34,470064	60,7261134
30	0.00	0,00	-59,0355064	-0,10626391	34,42726	59,0355064
30,5	0.00	0,00	-57,4083424	-0,10333502	34,386116	57,4083424
31	0.00	0,00	-55,8418273	-0,10051529	34,346516	55,8418273
31,5	0.00	0,00	-54,3337421	-0,09780074	34,308392	54,3337421
32	0.00	0,00	-52,8826077	-0,09518869	34,27169	52,8826077
32,5	0.00	0,00	-51,4847259	-0,09267251	34,236374	51,4847259
33	0.00	0,00	-48,8331882	-0,08789974	34,202354	48,8331882
33,5	0.00	0,00	-47,5765738	-0,08563783	34,137824	47,5765738
34	0.00	0,00	-46,3628574	-0,08345314	34,107242	46,3628574
34,5	0.00	0,00	-45,1927785	-0,081347	34,077704	45,1927785
35	0.00	0,00	-44,0633788	-0,07931408	34,049228	44,0633788
35,5	0.00	0,00	-42,97096	-0,07734773	34,021742	42,97096
36	0.00	0,00	-41,9140431	-0,07544528	33,995156	41,9140431
36,5	0.00	0,00	-40,8918882	-0,0736054	33,969434	40,8918882
37	0.00	0,00	-39,9022767	-0,0718241	33,944558	39,9022767
37,5	0.00	0,00	-38,9452084	-0,07010138	33,920474	38,9452084
38	0.00	0,00				

Laminage pour b=30m. (Suite)

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) Δt (M m ³)	V+1/2qΔt (M m ³)	q (m ³ /s)
38.5	0.00	0.00				
39	0.00	0.00	-38,0192041	-0,06843457	33,897182	38,0192041
39.5	0.00	0.00	-37,1227847	-0,06682101	33,874646	37,1227847
40	0.00	0.00	-36,2559501	-0,06526071	33,85283	36,2559501
40.5	0.00	0.00	-35,4157417	-0,06374834	33,831734	35,4157417
41	0.00	0.00	-34,6006805	-0,06228122	33,811286	34,6006805
41.5	0.00	0.00	-33,8092871	-0,06085672	33,79145	33,8092871
42	0.00	0.00	-33,0415615	-0,05947481	33,77219	33,0415615
42.5	0.00	0.00	-32,2967642	-0,05813418	33,753506	32,2967642
43	0.00	0.00	-31,5741555	-0,05683348	33,73538	31,5741555
43.5	0.00	0.00	-30,8722561	-0,05557006	33,717794	30,8722561
44	0.00	0.00	-30,1918057	-0,05434525	33,700712	30,1918057
44.5	0.00	0.00	-29,531325	-0,05315639	33,684152	29,531325
45	0.00	0.00	-28,8900745	-0,05200213	33,668078	28,8900745
45.5	0.00	0.00	-28,2680541	-0,0508825	33,652472	28,2680541
46	0.00	0.00	-27,6637845	-0,04979481	33,637334	27,6637845
46.5	0.00	0.00	-27,0757866	-0,04873642	33,622628	27,0757866
47	0.00	0.00	-26,5033207	-0,04770598	33,608318	26,5033207
47.5	0.00	0.00	-25,9463869	-0,0467035	33,594386	25,9463869
48	0.00	0.00	-25,4042454	-0,04572764	33,580832	25,4042454
48.5	0.00	0.00	-24,8761567	-0,04477708	33,567638	24,8761567
49	0.00	0.00	-24,3621208	-0,04385182	33,554786	24,3621208
49.5	0.00	0.00	-23,8621377	-0,04295185	33,542276	23,8621377
50	0.00	0.00	-23,3754678	-0,04207584	33,530108	23,3754678
50.5	0.00	0.00	-22,9013713	-0,04122247	33,518264	22,9013713
51	0.00	0.00	-22,4398485	-0,04039173	33,506726	22,4398485
51.5	0.00	0.00	-21,9908991	-0,03958362	33,495494	21,9908991
52	0.00	0.00	-21,5537837	-0,03879681	33,484568	21,5537837
52.5	0.00	0.00	-21,1285022	-0,0380313	33,47393	21,1285022
53	0.00	0.00	-20,714315	-0,03728577	33,46358	20,714315
53.5	0.00	0.00	-20,3112221	-0,0365602	33,4535	20,3112221
54	0.00	0.00	-19,9184839	-0,03585327	33,44369	19,9184839
54.5	0.00	0.00	-19,5346211	-0,03516232	33,434132	19,5346211
55	0.00	0.00	-19,1596338	-0,03448734	33,42479	19,1596338
55.5	0.00	0.00	-18,7935219	-0,03382834	33,415664	18,7935219
56	0.00	0.00	-18,4355458	-0,03318398	33,406754	18,4355458
56.5	0.00	0.00	-18,0857055	-0,03255427	33,398042	18,0857055

Laminage pour b=30m. (Suite)

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) Δt (M m ³)	V+1/2qΔt (M m ³)	q (m ³ /s)
56.5	0.00	0.00	-17,7440011	-0,0319392	33,389528	17,7440011
57	0.00	0.00	-17,4096928	-0,03133745	33,381212	17,4096928
57.5	0.00	0.00	-17,0827808	-0,03074901	33,373076	17,0827808
58	0.00	0.00	-16,7640046	-0,03017521	33,36512	16,7640046
58.5	0.00	0.00	-16,4518849	-0,02961339	33,357362	16,4518849
59	0.00	0.00	-16,1471615	-0,02906489	33,349766	16,1471615
59.5	0.00	0.00	-15,8490946	-0,02852837	33,34235	15,8490946
60	0.00	0.00	-15,5576844	-0,02800383	33,335096	15,5576844
60.5	0.00	0.00	-15,2729307	-0,02749128	33,328004	15,2729307
61	0.00	0.00	-14,9948335	-0,0269907	33,321074	14,9948335
61.5	0.00	0.00	-14,723393	-0,02650211	33,314306	14,723393
62	0.00	0.00	-14,4578694	-0,02602416	33,3077	14,4578694
62.5	0.00	0.00	-14,1982628	-0,02555687	33,301238	14,1982628
63	0.00	0.00	-13,9445731	-0,02510023	33,29492	13,9445731
63.5	0.00	0.00	-13,6968004	-0,02465424	33,288746	13,6968004
64	0.00	0.00	-13,4549447	-0,0242189	33,282716	13,4549447
64.5	0.00	0.00	-13,2182663	-0,02379288	33,27683	13,2182663
65	0.00	0.00	-12,9867652	-0,02337618	33,27107	12,9867652
65.5	0.00	0.00	-12,7611811	-0,02297013	33,265436	12,7611811
66	0.00	0.00	-12,5400348	-0,02257206	33,259946	12,5400348
66.5	0.00	0.00	-12,3240657	-0,02218332	33,254564	12,3240657
67	0.00	0.00	-12,1125344	-0,02180256	33,249308	12,1125344
67.5	0.00	0.00	-11,9047012	-0,02142846	33,24416	11,9047012
68	0.00	0.00	-11,7005661	-0,02106102	33,239102	11,7005661
68.5	0.00	0.00	-11,500129	-0,02070023	33,234134	11,500129
69	0.00	0.00	-11,3026505	-0,02034477	33,229256	11,3026505
69.5	0.00	0.00	-11,1088701	-0,01999597	33,22445	11,1088701
70	0.00	0.00	-10,9187877	-0,01965382	33,219734	10,9187877
70.5	0.00	0.00	-10,7316639	-0,01931699	33,215108	10,7316639
71	0.00	0.00	-10,5482381	-0,01898683	33,210554	10,5482381
71.5	0.00	0.00	-10,3677708	-0,01866199	33,20609	10,3677708
72	0.00	0.00	-10,1910016	-0,0183438	33,201698	10,1910016
72.5	0.00	0.00	-10,0171909	-0,01803094	33,197396	10,0171909
73	0.00	0.00	-9,84633872	-0,01772341	33,193166	9,84633872
73.5	0.00	0.00	-9,67844498	-0,0174212	33,189008	9,67844498
74	0.00	0.00	-9,51350972	-0,01712432	33,184922	9,51350972
74.5	0.00	0.00	-9,35000000	-0,01683200	33,180892	9,35000000

Laminage pour b=30m. (Suite)

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) Δt (M m ³)	V+1/2qΔt (M m ³)	q (m ³ /s)
74.5	0.00	0.00	-9,35153294	-0,01683276	33,180908	9,35153294
75	0.00	0.00	-9,19251464	-0,01654653	33,176966	9,19251464
75.5	0.00	0.00	-9,03645482	-0,01626562	33,173096	9,03645482
76	0.00	0.00	-8,88335348	-0,01599004	33,169298	8,88335348
76.5	0.00	0.00	-8,732471	-0,01571845	33,165572	8,732471
77	0.00	0.00	-8,584547	-0,01545218	33,1619	8,584547
77.5	0.00	0.00	-8,43958148	-0,01519125	33,1583	8,43958148
78	0.00	0.00	-8,29683482	-0,0149343	33,154772	8,29683482
78.5	0.00	0.00	-8,15704664	-0,01468268	33,151298	8,15704664
79	0.00	0.00	-8,01947732	-0,01443506	33,147896	8,01947732
79.5	0.00	0.00	-7,88412686	-0,01419143	33,144548	7,88412686
80	0.00	0.00	-7,75173488	-0,01395312	33,141254	7,75173488
80.5	0.00	0.00	-7,62156176	-0,01371881	33,138032	7,62156176
81	0.00	0.00	-7,4936075	-0,01348849	33,134864	7,4936075
81.5	0.00	0.00	-7,3678721	-0,01326217	33,13175	7,3678721
82	0.00	0.00	-7,24435556	-0,01303984	33,12869	7,24435556
82.5	0.00	0.00	-7,12305788	-0,0128215	33,125684	7,12305788
83	0.00	0.00	-7,00397906	-0,01260716	33,122732	7,00397906
83.5	0.00	0.00	-6,8871191	-0,01239681	33,119834	6,8871191
84	0.00	0.00	-6,772478	-0,01219046	33,11699	6,772478
84.5	0.00	0.00	-6,65931614	-0,01198677	33,1142	6,65931614
85	0.00	0.00	-6,54837314	-0,01178707	33,111446	6,54837314
85.5	0.00	0.00	-6,439649	-0,01159137	33,108746	6,439649
86	0.00	0.00	-6,3324041	-0,01139833	33,1061	6,3324041
86.5	0.00	0.00	-6,22737806	-0,01120928	33,10349	6,22737806
87	0.00	0.00	-6,12383126	-0,0110229	33,100934	6,12383126
87.5	0.00	0.00	-6,02250332	-0,01084051	33,098414	6,02250332
88	0.00	0.00	-5,92265462	-0,01066078	33,095948	5,92265462
88.5	0.00	0.00	-5,82502478	-0,01048504	33,093518	5,82502478
89	0.00	0.00	-5,72887418	-0,01031197	33,091142	5,72887418
89.5	0.00	0.00	-5,63420282	-0,01014157	33,088802	5,63420282
90	0.00	0.00	-5,54175032	-0,00997515	33,086498	5,54175032
90.5	0.00	0.00	-5,45077706	-0,0098114	33,084248	5,45077706
91	0.00	0.00	-5,36128304	-0,00965031	33,082034	5,36128304
91.5	0.00	0.00	-5,27326826	-0,00949188	33,079856	5,27326826
92	0.00	0.00	-5,18673272	-0,00933612	33,077714	5,18673272
92.5	0.00	0.00	-5,10241604	-0,00918435	33,075608	5,10241604
93	0.00	0.00	-5,0195786	-0,00903524	33,073556	5,0195786
93.5	0.00	0.00	-4,9382204	-0,0088888	33,07154	4,9382204
94	0.00	0.00	-4,85760182	-0,00874368	33,06956	4,85760182
94.5	0.00	0.00				

Laminage pour b=30m. (Suite)

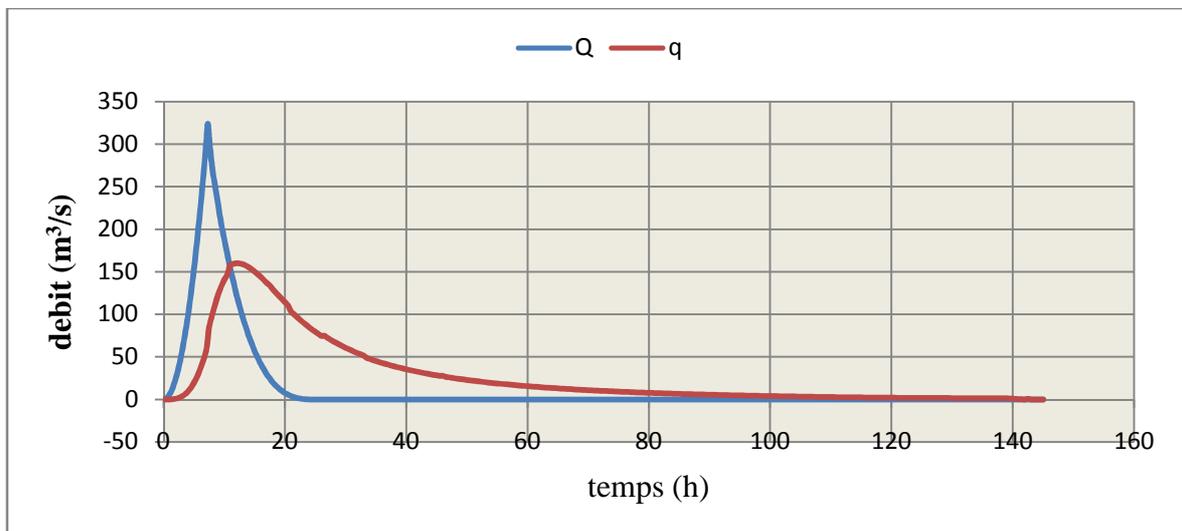
Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) Δt (M m ³)	V+1/2qΔt (M m ³)	q (m ³ /s)
94.5	0.00	0.00	-4,77846248	-0,00860123	33,067598	4,77846248
95	0.00	0.00	-4,70080238	-0,00846144	33,065672	4,70080238
95.5	0.00	0.00	-4,62462152	-0,00832432	33,063782	4,62462152
96	0.00	0.00	-4,5499199	-0,00818986	33,061928	4,5499199
96.5	0.00	0.00	-4,47669752	-0,00805806	33,06011	4,47669752
97	0.00	0.00	-4,40421476	-0,00792759	33,058328	4,40421476
97.5	0.00	0.00	-4,33321124	-0,00779978	33,056564	4,33321124
98	0.00	0.00	-4,26294734	-0,00767331	33,054836	4,26294734
98.5	0.00	0.00	-4,19416268	-0,00754949	33,053126	4,19416268
99	0.00	0.00	-4,12611764	-0,00742701	33,051452	4,12611764
99.5	0.00	0.00	-4,05955184	-0,00730719	33,049796	4,05955184
100	0.00	0.00	-3,99372566	-0,00718871	33,048176	3,99372566
100.5	0.00	0.00	-3,92937872	-0,00707288	33,046574	3,92937872
101	0.00	0.00	-3,8657714	-0,00695839	33,045008	3,8657714
101.5	0.00	0.00	-3,80364332	-0,00684656	33,04346	3,80364332
102	0.00	0.00	-3,74225486	-0,00673606	33,041948	3,74225486
102.5	0.00	0.00	-3,68160602	-0,00662689	33,040454	3,68160602
103	0.00	0.00	-3,62243642	-0,00652039	33,038978	3,62243642
103.5	0.00	0.00	-3,56400644	-0,00641521	33,037538	3,56400644
104	0.00	0.00	-3,50631608	-0,00631137	33,036116	3,50631608
104.5	0.00	0.00	-3,44936534	-0,00620886	33,034712	3,44936534
105	0.00	0.00	-3,39389384	-0,00610901	33,033326	3,39389384
105.5	0.00	0.00	-3,33916196	-0,00601049	33,031976	3,33916196
106	0.00	0.00	-3,2851697	-0,00591331	33,030644	3,2851697
106.5	0.00	0.00	-3,23191706	-0,00581745	33,02933	3,23191706
107	0.00	0.00	-3,17940404	-0,00572293	33,028034	3,17940404
107.5	0.00	0.00	-12,5637026	-0,02261466	33,026756	3,1235437
108	0.00	0.00	-3,0780761	-0,00554054	33,25514	3,0780761
108.5	0.00	0.00	-3,02852156	-0,00545134	33,02429	3,02852156
109	0.00	0.00	-2,97970664	-0,00536347	33,023084	2,97970664
109.5	0.00	0.00	-2,93163134	-0,00527694	33,021896	2,93163134
110	0.00	0.00	-2,88429566	-0,00519173	33,020726	2,88429566
110.5	0.00	0.00	-2,8376996	-0,00510786	33,019574	2,8376996
111	0.00	0.00	-2,79184316	-0,00502532	33,01844	2,79184316
111.5	0.00	0.00	-2,74672634	-0,00494411	33,017324	2,74672634
112	0.00	0.00	-2,70234914	-0,00486423	33,016226	2,70234914
112.5	0.00	0.00	-2,65871156	-0,00478568	33,015146	2,65871156
113	0.00	0.00	-2,65871156	-0,00478568	33,015146	2,65871156

Laminage pour b=30m. (Suite)

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) Δt (M m ³)	V+1/2qΔt (M m ³)	q (m ³ /s)
113	0.00	0.00	-2,6158136	-0,00470846	33,014084	2,6158136
113.5	0.00	0.00	-2,57365526	-0,00463258	33,01304	2,57365526
114	0.00	0.00	-2,49155744	-0,0044848	33,012014	2,49155744
114.5	0.00	0.00	-2,45161796	-0,00441291	33,010016	2,45161796
115	0.00	0.00	-2,4124181	-0,00434235	33,009044	2,4124181
115.5	0.00	0.00	-2,37395786	-0,00427312	33,00809	2,37395786
116	0.00	0.00	-2,33623724	-0,00420523	33,007154	2,33623724
116.5	0.00	0.00	-2,29925624	-0,00413866	33,006236	2,29925624
117	0.00	0.00	-2,26301486	-0,00407343	33,005336	2,26301486
117.5	0.00	0.00	-2,2275131	-0,00400952	33,004454	2,2275131
118	0.00	0.00	-2,19275096	-0,00394695	33,00359	2,19275096
118.5	0.00	0.00	-2,15946806	-0,00388704	33,002744	2,15946806
119	0.00	0.00	-2,12692478	-0,00382846	33,001934	2,12692478
119.5	0.00	0.00	-2,09512112	-0,00377122	33,001142	2,09512112
120	0.00	0.00	-2,0647967	-0,00371663	33,000368	2,0647967
120.5	0.00	0.00	-2,03595152	-0,00366471	32,99963	2,03595152
121	0.00	0.00	-2,00784596	-0,00361412	32,998928	2,00784596
121.5	0.00	0.00	-1,98048002	-0,00356486	32,998244	1,98048002
122	0.00	0.00	-1,9316651	-0,003477	32,997578	1,9316651
122.5	0.00	0.00	-1,9057784	-0,0034304	32,99639	1,9057784
123	0.00	0.00	-1,88063132	-0,00338514	32,99576	1,88063132
123.5	0.00	0.00	-1,85622386	-0,0033412	32,995148	1,85622386
124	0.00	0.00	-1,83255602	-0,0032986	32,994554	1,83255602
124.5	0.00	0.00	-1,8096278	-0,00325733	32,993978	1,8096278
125	0.00	0.00	-1,7874392	-0,00321739	32,99342	1,7874392
125.5	0.00	0.00	-1,76599022	-0,00317878	32,99288	1,76599022
126	0.00	0.00	-1,74528086	-0,00314151	32,992358	1,74528086
126.5	0.00	0.00	-1,72531112	-0,00310556	32,991854	1,72531112
127	0.00	0.00	-1,706081	-0,00307095	32,991368	1,706081
127.5	0.00	0.00	-1,6875905	-0,00303766	32,9909	1,6875905
128	0.00	0.00	-1,66983962	-0,00300571	32,99045	1,66983962
128.5	0.00	0.00	-1,65282836	-0,00297509	32,990018	1,65282836
129	0.00	0.00	-1,63655672	-0,0029458	32,989604	1,63655672
129.5	0.00	0.00	-1,6210247	-0,00291784	32,989208	1,6210247
130	0.00	0.00	-1,6062323	-0,00289122	32,98883	1,6062323
130.5	0.00	0.00	-1,59217952	-0,00286592	32,98847	1,59217952
131	0.00	0.00	-1,57886636	-0,00284196	32,988128	1,57886636
131.5	0.00	0.00	-1,57886636	-0,00284196	32,988128	1,57886636

Laminage pour b=30m. (Suite)

Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) Δt (M m ³)	V+1/2qΔt (M m ³)	q (m ³ /s)
131.5	0.00	0.00	-1,56629282	-0,00281933	32,987804	1,56629282
132	0.00	0.00	-1,5544589	-0,00279803	32,987498	1,5544589
132.5	0.00	0.00	-1,5433646	-0,00277806	32,98721	1,5433646
133	0.00	0.00	-1,53300992	-0,00275942	32,98694	1,53300992
133.5	0.00	0.00	-1,52339486	-0,00274211	32,986688	1,52339486
134	0.00	0.00	-1,51451942	-0,00272613	32,986454	1,51451942
134.5	0.00	0.00	-1,5063836	-0,00271149	32,986238	1,5063836
135	0.00	0.00	-1,4989874	-0,00269818	32,98604	1,4989874
135.5	0.00	0.00	-1,49233082	-0,0026862	32,98586	1,49233082
136	0.00	0.00	-1,48641386	-0,00267554	32,985698	1,48641386
136.5	0.00	0.00	-1,48123652	-0,00266623	32,985554	1,48123652
137	0.00	0.00	-1,4767988	-0,00265824	32,985428	1,4767988
137.5	0.00	0.00	-1,4731007	-0,00265158	32,98532	1,4731007
138	0.00	0.00	-1,47014222	-0,00264626	32,98523	1,47014222
138.5	0.00	0.00	-1,46792336	-0,00264226	32,985158	1,46792336
139	0.00	0.00	-1,46644412	-0,0026396	32,985104	1,46644412
139.5	0.00	0.00	-1,4657045	-0,00263827	32,985068	1,4657045
140	0.00	0.00	-1,46365	-0,00263457	32,985	1,46365
140.5	0.00	0.00	-1,443105	-0,00259759	32,9845	1,443105
141	0.00	0.00	-1,3087407	-0,00235573	32,98123	1,3087407
141.5	0.00	0.00	-1,069186	-0,00192453	32,9754	1,069186
142	0.00	0.00	-1,032205	-0,00185797	32,9745	1,032205
142.5	0.00	0.00	-0,621305	-0,00111835	32,9645	0,621305
143	0.00	0.00	-0,2440988	-0,00043938	32,95532	0,2440988
143.5	0.00	0.00	-0,214514	-0,00038613	32,9546	0,214514
144	0.00	0.00	-0,18986	-0,00034175	32,954	0,18986
144.5	0.00	0.00	-0,06659	-0,00011986	32,951	0,06659
145	0.00	0.00	0,000000	0,0000	32,95	0,00000



Hydrogramme des débits entrant et sortant.



ANNEXE

IV



Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=111.27m)

N° T	b _i (m)	h ₁ (m)	h ₂ (m)	γ _s (recharges)	γ _s (noyau)	sinα	cos α	C (KPA)	dl (m)	φ°	tang φ°	G _i	N _i	T _i	C*dl	N _i *tang°	dn _i	(a*dn*G)/ R
-3	9,42	7,22	0	19,5	18	-0,25	0,97	0	9,73	30	0,58	1326,2418	1284,1281	-331,56045	0	744,79	100,69	144,02
-2	11,2	14,62	0			-0,17	0,99		11,36			3193,008	3148,34835	-532,168		1826,04	100,83	347,21
-1	11,2	20,81	0			-0,08	1,00		11,24			4544,904	4529,09559	-378,742		2626,88	98,73	483,92
0	11,2	25,85	0			0,00	1,00		11,20			5645,64	5645,64	0		3274,47	97,18	591,69
1	11,2	29,77	0			0,08	1,00		11,24			6501,768	6479,15309	541,814		3757,91	94,43	662,13
2	11,2	32,53	0			0,17	0,99		11,36			7104,552	7005,18274	1184,092		4063,01	90,55	693,79
3	11,2	34,1	0			0,25	0,97		11,57			7447,44	7210,95277	1861,86		4182,35	85,33	685,35
4	11,2	34,35	0			0,33	0,94		11,88			7502,04	7072,99114	2500,68		4102,33	81,9	662,62
5	11,2	33,13	0			0,42	0,91		12,32			7235,592	6577,58251	3014,83		3815,00	75,35	587,98
6	11,2	30,14	0			0,50	0,87		12,93			6582,576	5700,67804	3291,288		3306,39	70,41	499,84
7	11,2	24,89	0			0,58	0,81		13,79			5435,976	4415,27834	3170,986		2560,86	61,85	362,59
8	11,2	11,36	5,03						0,67			0,75	0 - 5 *	15,03		30 - 20 *	0,58-0,36 *	3495,072
somme														16653,1276	75.13	35604,70		5924.99

Note : * : la première valeur correspond aux recharges et la deuxième à l'argile (noyau).

$$K_{ss} = 2.14 \geq K_{ss,adm} = 1,15 - 1,20$$

$$K_{as} = 1.58 \geq K_{as,adm} = 1,05 - 1,10.$$

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=114.54m)

N° T	b _i (m)	h _i (m)	γ _s (recharges)	sinα	cosα	C (Kp a)	dl (m)	φ°	Tang φ°	G _i	N _i	T _i	C*dl	N _i *tang φ°	dn _i	(a*dn*G) / R
-3	8,21	6,24	19,5	-0,23	0,97	0	8,44	30	0,58	998,99280	972,02850	-230,53680	0	563,78	105,88	110,82
-2	11,45	13,75		-0,15	0,99		11,59			3070,03125	3033,48196	-472,31250		1759,42	105	337,72
-1	11,45	20,07		-0,08	1,00		11,48			4481,12925	4467,85180	-344,70225		2591,35	104,48	490,51
0	11,45	25,22		0,00	1,00		11,45			5630,99550	5630,99550	0,00000		3265,98	102,27	603,33
1	11,45	29,23		0,08	1,00		11,48			6526,32825	6506,99094	502,02525		3774,05	100,81	689,28
2	11,45	32,07		0,15	0,99		11,59			7160,42925	7075,18301	1101,60450		4103,61	97,27	729,70
3	11,45	33,69		0,23	0,97		11,77			7522,13475	7319,10113	1735,87725		4245,08	93,78	739,05
4	11,45	33,99		0,31	0,95		12,03			7589,11725	7220,93816	2335,11300		4188,14	89,32	710,17
5	11,45	32,79		0,38	0,92		12,40			7321,18725	6758,01900	2815,84125		3919,65	84,63	649,13
6	11,45	29,81		0,46	0,89		12,91			6655,82775	5904,51924	3071,92050		3424,62	79,86	556,87
7	11,45	24,57		0,54	0,84		13,59			5485,86675	4622,66610	2953,92825		2681,15	73,69	423,52
8	11,45	16,09		0,62	0,79		14,53			3592,49475	2831,70129	2210,76600		1642,39	65,78	247,58
9	1,11	1,9	0,69	0,72	1,54	41,12550	29,67626	28,47150	17,21	55,47	2,39					
somme												15707,99595	0	36176,43		6290,07

$$K_{ss} = 2.30 \geq K_{ss,adm} = 1,15 - 1,20$$

$$K_{as} = 1.64 \geq K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$$

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=131.53m)

N° T	b _i (m)	h ₁ (m)	h ₃ (m)	γ _s (recharges et fondations)	sinα	cos α	C (KPA)	dl (m)	φ°	Tang φ°	G _i	N _i	T _i	C*dl	N _i *tang φ°	dn _i	(a*dn*G) / R
-3	5,22	2,18	1,65	19,5	-0,25	0,97	0- 20 *	5,39	30 - 20 *	0,58 - 0,36 *	389,8557	377,476158	-97,463925	107,823856	183,16	121,9	43,36
-2	13,15	7,44	5,05		-0,17	0,99		13,34		0,58 - 0,36	3202,74825	3157,95236	533,791375	266,730683	1550,71	119,44	349,00
-1	13,15	12,71	7,05		-0,08	1,00		13,20		0,58 - 0,36	5066,958	5049,33374	-422,2465	263,917978	2532,28	118,79	549,14
0	13,15	17,97	7,71		0,00	1,00		13,15		0,58 - 0,36	6584,994	6584,994	0	263	3384,35	116,08	697,38
1	13,15	23,23	7,05		0,08	1,00		13,20		0,58 - 0,36	7764,549	7737,54179	647,04575	263,917978	4091,44	113,11	801,26
2	13,15	28,49	5,05		0,17	0,99		13,34		0,58 - 0,36	8600,4945	8480,20194	1433,41575	266,730683	4637,61	110,03	863,36
3	13,15	33,75	1,65		0,25	0,97		13,58		0,58 - 0,36	9077,445	8789,19833	2269,36125	271,625232	5007,61	103,87	860,22
4	13,15	35,74	0		0,33	0,94		13,95		0,58	9164,6295	8640,49556	3054,8765	0	5011,49	98,32	822,08
5	13,15	34,36	0	0,42	0,91	14,47	0,58	8810,763	8009,50642	3671,15125	0	4645,51	91,47	735,27			
6	13,15	30,94	0	0,50	0,87	15,18	0,58	7933,7895	6870,86326	3966,89475	0	3985,10	84,97	615,04			
7	13,15	24,92	0	0,58	0,81	16,19	0,58	6390,111	5190,25815	3727,56475	0	3010,35	77,06	449,26			
8	12,46	15,18	0	0,67	0,75	16,72	0,58	3688,2846	2749,08503	2458,8564	0	1594,47	66,65	224,28			
somme													20175,6646	1703,75	39634,08		7009,64

Note : * : la première valeur correspond aux recharges et la deuxième aux fondations.

$$K_{ss} = 2.05 \geq K_{ss,adm} = 1, 15 - 1, 20$$

$$K_{as} = 1.52 \geq K_{as,adm} = 1,05 - 1,10.$$

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=141.17m)

N° T	b _i (m)	h ₁ (m)	γ _s (recharges)	sinα	cosα	C (Kpa)	dl (m)	φ°	tang φ°	G _i	N _i	T _i	C*dl	N _i *tang φ°	dn _i	(a*dn*G) / R
-2	3,24	2	19,5	-0,18	0,98	0	3,29	30	0.58	126,36	124,253853	-22,9745455	0	72,07	137,2	14,74
-1	14,12	9,79		-0,09	1,00		14,18			2695,5786	2684,41674	-245,0526		1556,96	134,89	309,08
0	14,12	16,15		0,00	1,00		14,12			4446,741	4446,741	0		2579,11	132,82	502,05
1	14,12	21,09		0,09	1,00		14,18			5806,9206	5782,87528	527,901873		3354,07	130,38	643,57
2	14,12	24,59		0,18	0,98		14,36			6770,6106	6657,75919	1231,02011		3861,50	126,73	729,37
3	14,12	26,59		0,27	0,96		14,68			7321,2906	7043,75062	1996,71562		4085,38	123,79	770,39
4	14,12	26,95		0,36	0,93		15,16			7420,413	6912,41879	2698,332		4009,20	117,26	739,63
5	14,12	25,46		0,45	0,89		15,85			7010,1564	6244,11134	3186,43473		3621,58	112,28	669,07
6	14,12	21,79		0,55	0,84		16,85			5999,6586	5028,55629	3272,54105		2916,56	104,56	533,25
7	14,12	15,31		0,64	0,77		18,30			4215,4554	3251,75684	2682,56253		1886,02	98,78	353,96
8	4,74	4,83	0,73	0,69	6,91	446,4369	306,411335	324,681382	177,72	89,26	33,87					
somme										15652,1621			0	28120,17		5298,97

$$K_{ss} = 1.80 \geq K_{ss,adm} = 1,15 - 1,20$$

$$K_{as} = 1.34 \geq K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$$

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=142.94m)

N° T	b _i (m)	h ₁ (m)	h ₂ (m)	γ _s (recharges)	γ _s (noyau)	sin α	cos α	C (KPA)	dl (m)	φ°	Tang φ°	G _i	N _i	T _i	C*dl	N _i *tang φ°	dn _i	(a*dn*G) / R
-1	6,94	3,65	0	19.5	18	-0,11	0,99	0	6,98	30	0.58	493,9545	490,895929	-54,8838333	0	284,72	137,89	57,18
0	14,29	10,08				0,00	1,00		14,29			2808,8424	2808,8424	0		1629,13	134,44	317,02
1	14,29	15,08				0,11	0,99		14,38			4202,1174	4176,09785	466,901933		2422,14	132,09	465,98
2	14,29	18,62				0,22	0,97		14,66			5188,5561	5058,82167	1153,01247		2934,12	128,21	558,46
3	14,29	20,65				0,33	0,94		15,16			5754,22575	5425,13606	1918,07525		3146,58	123,38	596,02
4	14,29	21,02				0,44	0,90		15,95			5857,3281	5247,0321	2603,25693		3043,28	117,08	575,72
5	14,29	19,52				0,56	0,83		17,19			5439,3456	4522,70392	3021,85867		2623,17	110,21	503,26
6	14,29	15,81				0,67	0,75		19,17			4405,53555	3283,69232	2937,0237		1904,54	102,37	378,62
7	9,36	4,52	4,74			0,78	0,63	0 - 5 *	14,89	30 - 20 *	0.58 - 0.36 *	493,9545	1020,48746	1262,7888		481,45	94,48	128,78
somme														13308.0339	0	18469.18		3581.03

Note : * : la première valeur correspond aux recharges et la deuxième à l'argile (noyau).

$$K_{ss} = 1.39 \geq K_{ss,adm} = 1, 15 - 1, 20$$

$$K_{as} = 1.09 \geq K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$$

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R=144.68m)

N° T	b _i (m)	h ₁ (m)	h ₂ (m)	γ _s (recharges)	γ _s (noyau)	sinα	cos α	C (KPA)	dl (m)	φ°	Tang φ°	G _i	N _i	T _i	C*dl	N _i *tang φ°	dn _i	(a*dn*G)/ R
-2	7,49	4,73	0	19.5	18	-0,18	0,98	0	7,62	30	0.58	690,84015	679,325341	-125,6073		394,01	139,5	79,93
-1	14,47	12,69				-0,09	1,00		14,53			3580,67385	3565,84698	-325,515805		2068,19	137,68	408,89
0	14,47	19,23				0,00	1,00		14,47			5426,03295	5426,03295	0		3147,10	135,42	609,45
1	14,47	24,29				0,09	1,00		14,53			6853,78785	6825,40765	623,071623		3958,74	132,72	754,47
2	14,47	27,88				0,18	0,98		14,72			7866,7602	7735,63835	1430,32004		4486,67	128,76	840,14
3	14,47	29,93				0,27	0,96		15,04			8445,19845	8125,05268	2303,23594		4712,53	124,48	871,93
4	14,47	30,3				0,36	0,93		15,53			8549,5995	7964,30229	3108,94527		4619,30	119,65	848,46
5	14,47	28,78				0,45	0,89		16,25			8120,7087	7233,30642	3691,23123		4195,32	113,61	765,21
6	14,47	25,01				0,55	0,84		17,26			7056,94665	5914,71212	3849,24363		3430,53	107,7	630,38
7	14,47	18,37				0,64	0,77		18,76			5183,37105	3998,39653	3298,50885		2319,07	99,85	429,27
8	4,73	1	5.69			0,73	0,69	0-5 *	6,89	30-20 *	0.58-0.36 *	576,6816	395,8046	419,4048	34.45	156,42	89,43	42,78
somme														18272,8383	34.45	33487,87		6280.91

Note : * : la première valeur correspond aux recharges et la deuxième à l'argile (noyau).

$$K_{ss} = 1.83 \geq K_{ss,adm} = 1, 15 - 1, 20$$

$$K_{as} = 1.37 \geq K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$$

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=104.96m)

N° T	b _i (m)	h _i (m)	γ _s (recharges)	sinα	cosα	C (Kpa)	dl (m)	φ°	tang φ°	G _i	N _i	T _i	C*dl	N _i *tang φ°	dn _i	(a*dn*G) / R
-4	1,11	0,94	19,5	-0,29	0,96	0	1,16	30	0,58	20,3463	19,4981614	-5,81322857	0	11,31	94,91	2,21
-3	10,5	9,07		-0,21	0,98		10,75			1857,0825	1813,94437	-397,94625		1052,09	94,25	200,11
-2	10,5	15,99		-0,14	0,99		10,61			3273,9525	3240,37261	-467,7075		1879,42	92,62	346,68
-1	10,5	21,78		-0,07	1,00		10,53			4459,455	4448,06429	-318,5325		2579,88	91,26	465,29
0	10,5	26,51		0,00	1,00		10,50			5427,9225	5427,9225	0		3148,20	89,72	556,78
1	10,5	30,18		0,07	1,00		10,53			6179,355	6163,57118	441,3825		3574,87	87,05	614,99
2	10,5	32,79		0,14	0,99		10,61			6713,7525	6644,89168	959,1075		3854,04	84,79	650,83
3	10,5	34,27		0,21	0,98		10,75			7016,7825	6853,78983	1503,59625		3975,20	79,64	638,89
4	10,5	34,54		0,29	0,96		10,96			7072,065	6777,26489	2020,59		3930,81	76,71	620,23
5	10,5	33,43		0,36	0,93		11,24			6844,7925	6393,37689	2444,56875		3708,16	69,83	546,46
6	10,5	30,07		0,43	0,90		11,62			6156,8325	5562,74682	2638,6425		3226,39	63,76	448,81
7	10,5	25,88		0,50	0,87		12,12			5298,93	4589,00799	2649,465		2661,62	56,71	343,56
8	10,5	18,08		0,57	0,82		12,79			3701,88	3037,95451	2115,36		1762,01	48,45	205,06
9	2,72	5,02	0,64	0,77	3,55	266,2608	203,95207	171,167657	118,29	41,19	12,54					
somme										13753.8807		13753.8807	0	35482.29		5652.44

$$K_{ss} = 2.58 \geq K_{ss,adm} = 1, 15 - 1, 20$$

$$K_{as} = 1.83 \geq K_{as,adm} = 1, 05 - 1, 10$$

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=105.57m)

N° T	b _i (m)	h ₁ (m)	γ _s (recharges)	sinα	cosα	C (Kpa)	dl (m)	φ°	tang φ°	G _i	N _i	T _i	C*dl	N _i *tang φ°	dn _i	(a*dn*G) / R
-3	9,47	7,27	19.5	-0,23	0,97	0	9,73	30	0.58	1342,51455	1306,27808	-309,81105	0	757,64	96,89	147,86
-2	10,56	14,23		-0,15	0,99		10,69			2930,2416	2895,35653	-450,8064		1679,31	95,99	319,72
-1	10,56	20,06		-0,08	1,00		10,59			4130,7552	4118,5159	-317,7504		2388,74	95,37	447,80
0	10,56	24,81		0,00	1,00		10,56			5108,8752	5108,8752	0		2963,15	94,7	549,94
1	10,56	28,51		0,08	1,00		10,59			5870,7792	5853,38426	451,5984		3394,96	92	613,94
2	10,56	31,13		0,15	0,99		10,69			6410,2896	6333,97391	986,1984		3673,70	88,36	643,83
3	10,56	32,62		0,23	0,97		10,85			6717,1104	6535,80559	1550,1024		3790,77	85,39	651,97
4	10,56	32,89		0,31	0,95		11,10			6772,7088	6444,13702	2083,9104		3737,60	81,02	623,73
5	10,56	31,78		0,38	0,92		11,44			6544,1376	6040,7424	2516,976		3503,63	76,95	572,40
6	10,56	29,03		0,46	0,89		11,90			5977,8576	5303,07823	2759,0112		3075,79	71,48	485,70
7	10,56	24,18		0,54	0,84		12,53			4979,1456	4195,67748	2681,0784		2433,49	66,13	374,28
8	10,56	16,34		0,62	0,79		13,40			3364,7328	2652,17318	2070,6048		1538,26	58,66	224,35
9	1,81	3,22	0,69	0,72	2,51	113,6499	82,0100434	78,6807	47,57	50,29	6,50					
somme												14099.7929	0	32984.60		5662.02

$$K_{ss} = 2.34 \geq K_{ss,adm} = 1, 15 - 1, 20$$

$$K_{as} = 1.67 \geq K_{as,adm} = 1, 05 - 1, 10$$

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=113.48 m)

N° T	b _i (m)	h _i (m)	γ _s (recharges)	sinα	cosα	C (Kpa)	dl (m)	φ°	tang φ°	G _i	N _i	T _i	C*dl	N _i *tang φ°	dn _i	(a*dn*G) / R
-2	8,87	5,73	19,5	-0,18	0,98	0	9,02	30	0,58	991,08945	974,570136	-180,198082	0	565,25	107,01	112,15
-1	11,35	12		-0,09	1,00		11,40			2655,9	2644,90244	-241,445455		1534,04	105,34	295,85
0	11,35	17,11		0,00	1,00		11,35			3786,87075	3786,87075	0		2196,39	103,68	415,18
1	11,35	21,08		0,09	1,00		11,40			4665,531	4646,21195	424,139182		2694,80	100,55	496,07
2	11,35	23,89		0,18	0,98		11,54			5287,45425	5199,32384	961,355318		3015,61	96,73	540,84
3	11,35	25,5		0,27	0,96		11,80			5643,7875	5429,83934	1539,21477		3149,31	92,8	553,84
4	11,35	25,79		0,36	0,93		12,18			5707,97175	5317,20959	2075,62609		3083,98	87,5	528,14
5	11,35	24,6		0,45	0,89		12,74			5444,595	4849,62895	2474,81591		2812,78	81,53	469,40
6	11,35	21,64		0,55	0,84		13,54			4789,473	4014,25084	2612,43982		2328,27	76,54	387,65
7	11,35	16,43		0,64	0,77		14,71			3636,36975	2805,05641	2314,05348		1626,93	69,2	266,09
8	7,16	8,01	0,73	0,69	10,43	1118,3562	767,582195	813,349964	445,20	61,1	72,26					
somme												12793,351	0	23452,56		4137,47

$$K_{ss} = 1.83 \geq K_{ss,adm} = 1, 15 - 1, 20$$

$$K_{as} = 1.39 \geq K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$$

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=121.27 m)

N° T	b _i (m)	h ₁ (m)	h ₃ (m)	γ _s (recharges et fondations)	sinα	cos α	C (KPA)	dl (m)	φ°	Tang φ°	G _i	N _i	T _i	C*dl	N _i *tanφ°	dn _i	(a*dn*G) / R	
-4	0,79	0,67	0	19,5	-0,29	0,96	0	0,82	0	0,58	10,32135	9,89110295	-	0	5,74	109,83	1,12	
-3	12,13	6,45	3,61		0-20 *	-0,21	0,98	0-20 *	12,42	30-20 *	0,58 - 0,36 *	2379,5421	2324,26777	-	248,3694	1164,58	109,41	257,62
-2	12,13	11,3	6,75			-0,14	0,99		12,26		0,58 - 0,36	4269,45675	4225,66629	609,922393	245,1141	2103,23	107,49	454,12
-1	12,13	16,15	8,59			-0,07	1,00		12,16		0,58 - 0,36	5851,8759	5836,92856	417,991136	243,2213	2939,56	105,62	611,60
0	12,13	21,01	9,2			0,00	1,00		12,13		0,58 - 0,36	7145,72235	7145,72235	0	242,6000	3665,77	103,04	728,58
1	12,13	25,86	8,59			0,07	1,00		12,16		0,58 - 0,36	8148,63075	8127,81684	582,045054	243,2213	4268,27	101,25	816,41
2	12,13	30,71	6,75			0,14	0,99		12,26		0,58 - 0,36	8860,6011	8769,72074	1265,80016	245,1141	4738,79	96,45	845,66
3	12,13	35,56	3,61			0,21	0,98		12,42		0,58 - 0,36	9265,07595	9049,85772	1985,37342	248,3694	5065,43	93,21	854,55
4	12,13	39,48	0			0,29	0,96		12,66		0,58	9338,4018	8949,1291	2668,1148	0	5190,49	88,07	813,82
5	12,13	38,21	0			0,36	0,93		12,99		0,58	9038,00235	8441,94405	3227,85798	0	4896,33	82,81	740,60
6	12,13	35,05	0	0	0,43	0,90	13,43	30	0,58	8290,55175	7490,57903	3553,09361	0	4344,54	74,98	615,12		
7	12,13	29,48	0		0,50	0,87	14,01		0,58	6973,0518	6038,84	3486,5259	0	3502,53	66,77	460,71		
8	12,13	40,48	0		0,57	0,82	14,78		0,58	9574,9368	7857,68918	5471,39246	0	4557,46	56,10	531,53		
9	2,94	5,4	0		0,64	0,77	3,84		0,58	309,582	237,135506	199,017	0	137,54	48,17	14,76		
somme													20898.456	1716.00936	46580.25		7746.20	

Note : * : la première valeur correspond aux recharges et la deuxième aux fondations.

$$K_{ss} = 2.31 \geq K_{ss,adm} = 1,15 - 1,20$$

$$K_{as} = 1.69 \geq K_{as,adm} = 1,05 - 1,10.$$

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=128.71 m)

N° T	b _i (m)	h ₁ (m)	h ₂ (m)	γ _s (recharges)	γ _s (noyau)	sin α	cos α	C (KPA)	dl (m)	φ°	Tang φ°	G _i	N _i	T _i	C*dl	N _i *tang φ°	dn _i	(a*dn*G) / R
-2	1,51	0,92	0	19.5	18	-0,18	0,98	0	1,54	30	0.58	27,0894	26,6378784	-4,92534545	0	15,45	124,15	3,33
-1	12,87	8,02				-0,09	1,00		12,92			2012,7393	2004,40494	-182,9763		1162,55	122,53	244,04
0	12,87	13,82				0,00	1,00		12,87			3468,3363	3468,3363	0		2011,64	119,7	410,81
1	12,87	18,32				0,09	1,00		12,92			4597,6788	4578,64071	417,9708		2655,61	116,4	529,57
2	12,87	21,51				0,18	0,98		13,09			5398,25715	5308,2799	981,5013		3078,80	112,69	601,96
3	12,87	23,33				0,27	0,96		13,38			5855,01345	5633,058	1596,82185		3267,17	108,37	627,86
4	12,87	23,66				0,36	0,93		13,82			5937,8319	5531,33374	2159,2116		3208,17	102,5	602,25
5	12,87	22,31				0,45	0,89		14,45			5599,02915	4987,18708	2545,01325		2892,57	96,3	533,54
6	12,87	18,97				0,55	0,84		15,36			4760,80605	3990,22391	2596,8033		2314,33	88,96	419,09
7	12,87	13,06	0,64	0,77	16,68	3277,6029	2528,30753	2085,7473	1466,42	81,28	263,61							
8	1,23	1	0,67			0,73	0,69	0 - 5 *	1,79	30 - 20 *	0.58 - 0.36 *	27,0894	26,6432285	-4,92534545	8.95	13,21	75,81	2,91
somme														12223.3996	8.95	22085.93		4238.97

Note : * : la première valeur correspond aux recharges et la deuxième à l'argile (noyau).

$$K_{ss} = 1.81 \geq K_{ss,adm} = 1, 15 - 1, 20$$

$$K_{as} = 1.34 \geq K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$$

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R=155.3m)

N° T	b _i (m)	h ₁ (m)	h ₂ (m)	γ _s (recharges)	γ _s (noyau)	sin α	cos α	C (KPA)	dl (m)	φ°	Tang φ°	G _i	N _i	T _i	C*dl	N _i *tang φ°	dn _i	(a*dn*G)/ R
-1	14,29	7,83	0	19.5	18	-0,11	0,99	0	14,38	30	0.58	2181,86865	2168,3585	-242,42985	0	1257,65	150,65	253,98
0	15,53	14,82				0,00	1,00		15,53			4488,0147	4488,0147	0		2603,05	148,11	513,63
1	15,53	20,25				0,11	0,99		15,63			6132,40875	6094,43681	681,37875		3534,77	144,04	682,53
2	15,53	24,11				0,22	0,97		15,93			7301,35185	7118,78916	1622,52263		4128,90	139,36	786,23
3	15,53	26,3				0,33	0,94		16,47			7964,5605	7509,05965	2654,8535		4355,25	135,28	832,54
4	15,53	26,7				0,44	0,90		17,34			8085,6945	7243,21701	3593,642		4201,07	130,53	815,53
5	15,53	25,07				0,56	0,83		18,68			7592,07345	6312,65282	4217,81858		3661,34	116,92	685,90
6	15,53	21,03				0,67	0,75		20,84			6368,62005	4746,88912	4245,7467		2753,20	107,88	530,88
7	15,53	12,98	0,94			0,78	0,63	0 - 5 *	24,71	30 - 20 *	0.58 - 0.36 *	2181,86865	2635,82123	-242,42985	123.55	1492,44	98,59	319,47
somme														20032.1947	123.55	27987.66		5420.69

Note : * : la première valeur correspond aux recharges et la deuxième à l'argile (noyau).

$$K_{ss} = 1.40 \geq K_{ss,adm} = 1, 15 - 1, 20$$

$$K_{as} = 1.10 \geq K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$$

Stabilité pour le cas de service talus aval (R=100.9m)

N° T	b _i (m)	Recharges		Noyau		fondation s h	γ _i (recharges et fondations)		γ _i (noyau)		sinα	cosα	dl	G _i	N _i	T _i	C*dl	N _i *tang φ°	dn _i	(a*dn*G) /R	l	U*1*tang φ°
		h ₁	h ₂	h ₁	h ₂		γ	γ _{sat}	γ	γ _{sat}												
-5	4,4	4,45	0	0	0	0	19.5	20.5	18	19	-0,33	0,94	4,67	381,81	359,97392	-127,270	0,00	208,78	84,76	38,49	10,89	0
-4	10,09	13,58	0	0	0	0					-0,27	0,96	10,47	2671,9329	2575,17906	-712,515	0,00	1493,60	84,22	267,63	11,02	0
-3	10,09	21,39	0	0	0	0					-0,20	0,98	10,30	4208,5894	4123,55868	-841,718	0,00	2391,66	84,54	423,14	10,58	0
-2	10,09	25,92	0,33	0	0	1,78					-0,13	0,99	10,18	5536,3325	5486,90002	-738,178	203,62	3102,12	83,56	550,19	10,3	66,0024
-1	10,09	29,96	0,33	0	0	3,31					-0,07	1,00	10,11	6647,6956	6632,90649	-443,180	202,25	3696,80	83,03	656,44	10,15	120,9474
0	10,09	34	0,33	0	0	3,82					0,00	1,00	10,09	7548,0767	7548,07675	0,000	201,80	4204,05	81,98	735,93	10,1	138,8952
1	10,09	38,03	0,33	0	0	3,31					0,07	1,00	10,11	8235,5084	8217,18694	549,034	202,25	4615,68	79,04	774,15	10,15	120,9474
2	10,09	42,07	0,33	0	0	1,78					0,13	0,99	10,18	8713,9258	8636,12133	1161,857	203,62	4928,67	75,14	778,71	10,3	66,0024
3	10,09	45,61	0	0	0	0,94					0,20	0,98	10,30	9168,4298	8983,18995	1833,686	0,00	5168,34	71,75	782,36	10,58	35,80272
4	10,09	45,87	0	0	0	0					0,27	0,96	10,47	9025,1518	8698,34045	2406,707	0,00	5045,04	67,05	719,69	11,02	0
5	10,09	44,81	0	0	0	0					0,33	0,94	10,70	8816,5915	8312,36223	2938,864	0,00	4821,17	61,88	648,85	11,66	0
6	10,09	42,18	0	0	0	0					0,40	0,92	11,01	8299,1259	7606,27453	3319,650	0,00	4411,64	54,58	538,71	12,63	0
7	10,09	29,97	0	0	7,59	0					0,47	0,88	11,41	7351,8262	6502,19979	3430,852	57,04	3488,15	48,11	420,65	14,17	387,18108
8	10,09	13,08	0	6,68	10,32	0					0,53	0,85	11,93	5765,2242	4876,83295	3074,786	59,64	2234,60	38,75	265,69	16,94	1036,728
9	6,25	1	0	14,06	1,35	0	0,60	0,80	7,81	1863,9375	1491,15	1118,363	39,06	558,26	29,78	66,02	23,93	1327,5406				
somme																16970,94	1169,3	50368,58		7666,64		3300,05

Note : h₁ correspond au sol d'humidité naturelle et h₂ au sol saturé.

$$K_{ss} = 2.84 \geq K_{ss,adm} = 1, 15 - 1, 20$$

$$K_{as} = 1.96 \geq K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$$

Stabilité pour le cas de service talus aval (R=105.66m)

N° T	b _i (m)	Recharges		Noyau		γ _i recharges		γ _i (noyau)		sina	cosa	dl	G _i	N _i	T _i	C*dI	N _i *tang φ°	dn _i	(a*d _n *G) / R	l	U*I*tang f°
		h ₁	h ₂	h ₁	h ₂	γ	γ _{sat}	γ	γ _{sat}												
-4	6,22	5,45	0	0	0	19.5	20.5	18	19	-0,29	0,96	6,49	661,0305	633,475343	-188,866	0,00	367,42	93,72	70,36	11,54	0
-3	10,57	13,64	0	0	0					-0,21	0,98	10,82	2811,4086	2746,10246	-602,445	0,00	1592,74	93,25	297,74	11,09	0
-2	10,57	20,6	0	0	0					-0,14	0,99	10,68	4245,969	4202,41945	-606,567	0,00	2437,40	92,53	446,20	10,79	0
-1	10,57	26,43	0	0	0					-0,07	1,00	10,60	5447,61945	5433,70469	-389,116	0,00	3151,55	91,09	563,57	10,63	0
0	10,57	31,19	0	0	0					0,00	1,00	10,57	6428,72685	6428,72685	0,000	0,00	3728,66	88,63	647,11	10,58	0
1	10,57	34,89	0	0	0					0,07	1,00	10,60	7191,35235	7172,9836	513,668	0,00	4160,33	85,55	698,72	10,63	0
2	10,57	37,51	0	0	0					0,14	0,99	10,68	7731,37365	7652,07541	1104,482	0,00	4438,20	80,68	708,42	10,79	0
3	10,57	39,01	0	0	0					0,21	0,98	10,82	8040,54615	7853,77249	1722,974	0,00	4555,19	77,99	712,19	11,09	0
4	10,57	39,28	0	0	0					0,29	0,96	11,03	8096,1972	7758,70599	2313,199	0,00	4500,05	74,43	684,38	11,54	0
5	10,57	38,17	0	0	0					0,36	0,93	11,32	7867,40955	7348,55211	2809,789	0,00	4262,16	68,64	613,31	12,22	0
6	10,57	35,41	0	0	0	0,43	0,90	11,70	7298,53215	6594,28148	3127,942	0,00	3824,68	64,12	531,50	13,24	0				
7	10,57	27,18	0	0,38	2,99	0,50	0,87	12,21	6274,9862	5434,29746	3137,493	61,03	3023,71	56,78	404,65	14,85	180,1602				
8	10,57	9,47	0	9,16	4,08	0,57	0,82	12,88	4514,07705	3704,48549	2579,473	64,40	1686,02	47,92	245,67	17,76	846,51264				
9	3,22	1	0	6,36	0	0,64	0,77	4,20	431,4156	330,45835	277,339	21,02	129,55	39,90	19,55	16,94	387,85824				
somme															15799.37	146.44	41857.66		6643.37		1414.53

Note : h₁ correspond au sol d'humidité naturelle et h₂ au sol saturé.

$$K_{ss} = 2.57 \geq K_{ss,adm} = 1, 15 - 1, 20$$

$$K_{as} = 1.81 \geq K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$$

Stabilité pour le cas de service talus aval (R=110.94m)

N° T	b _i (m)	Recharges		Noyau		fondation s h	γ _i (recharges et fondations)		γ _i (noyau)		sinα	cosα	dl	G _i	N _i	T _i	C*dl	N _i *tang φ°	dn _i	(a*dn*G) /R	l	U*1*tang φ°
		h ₁	h ₂	h ₁	h ₂		γ	γ _{sat}	γ	γ _{sat}												
-4	10,84	9,79	0	0	0	0	19.5	20.5	18	19	-0,29	0,96	11,31	2069,4102	1983,14652	-591,260	0,00	1150,22	96,33	215,63	12,11	0
-3	11,09	16,48	0,33	0	0	1,56					-0,21	0,98	11,35	3993,56445	3900,79804	-855,764	227,07	2186,25	96,11	415,17	11,59	65,08944
-2	11,09	20,92	0,33	0	0	4,43					-0,14	0,99	11,20	5606,2168	5548,71562	-800,888	224,10	2998,96	95,24	577,54	11,32	180,53136
-1	11,09	25,36	0,33	0	0	6,11					-0,07	1,00	11,12	6948,3286	6930,58061	-496,309	222,37	3714,92	93,93	705,96	11,15	245,2554
0	11,09	29,79	0,33	0	0	6,67					0,00	1,00	11,09	8033,65145	8033,65145	0,000	221,80	4325,91	92,28	801,89	11,09	266,29308
1	11,09	34,23	0,33	0	0	6,11					0,07	1,00	11,12	8866,51045	8843,86288	633,322	222,37	4824,62	89,35	856,92	11,15	245,2554
2	11,09	38,66	0,33	0	0	4,43					0,14	0,99	11,20	9442,5805	9345,73096	1348,940	224,10	5201,23	86,68	885,32	11,32	180,53136
3	11,09	43,1	0,33	0	0	1,56					0,21	0,98	11,35	9750,27255	9523,7837	2089,344	227,07	5447,58	84,2	888,02	11,63	65,31408
4	11,09	45,28	0	0	0	0					0,29	0,96	11,57	9792,0264	9383,84429	2797,722	0,00	5442,63	80,28	850,30	12,11	0
5	11,09	44,12	0	0	0	0					0,36	0,93	11,87	9541,1706	8911,92824	3407,561	0,00	5168,92	75,99	784,24	12,82	0
6	11,09	41,24	0	0	0	0	0,43	0,90	12,27	8918,3562	8057,80531	3822,153	0,00	4673,53	70,59	680,96	13,88	0				
7	11,09	35,61	0,25	0	0,29	0	0,50	0,87	12,81	7818,7827	6771,26444	3909,391	64,03	3915,69	64,27	543,55	15,57	16,25508				
8	11,09	17,28	0	4,2	6,47	0	0,57	0,82	13,51	5938,5841	4873,50977	3393,477	67,57	2429,13	56,88	365,37	18,61	714,84732				
9	5,54	1	0	12,65	0	0	0,64	0,77	7,23	1369,488	1049,00876	880,385	36,16	395,85	47,56	70,45	26,24	1194,9696				
somme																19538.07	1736.64	51875.44		8641.32		3174.34

Note : h₁ correspond au sol d'humidité naturelle et h₂ au sol saturé.

$$K_{ss} = 2.58 \geq K_{ss,adm} = 1, 15 - 1, 20$$

$$K_{as} = 1.79 \geq K_{as,adm} = 1, 05 - 1, 10$$

Stabilité pour le cas de service talus aval (R=121.84m)

N° T	b _i (m)	Recharges		Noyau		fondation s h	γ _i (recharges et fondations)		γ _i (noyau)		sinα	cosα	dl	G _i	N _i	T _i	C*dl	N _i *tang φ°	dn _i	(a*dn*G) /R	l	U*1*tang φ°
		h ₁	h ₂	h ₁	h ₂		γ	γ _{sat}	γ	γ _{sat}												
-4	2,83	2,41	0	0	0	0	19.5	20.5	18	19	-0,29	0,96	2,95	132,99585	127,451898	-37,999	0,00	73,92	110,3	14,45	9,68	0
-3	12,18	11,84	0	0	0	0					-0,21	0,98	12,47	2812,1184	2746,79577	-602,597	0,00	1593,14	109,9	304,38	12,78	0
-2	12,18	18,51	0,33	0	0	1,02					-0,14	0,99	12,31	4733,3916	4684,84271	-676,199	246,12	2661,75	108,55	506,05	12,44	45,67968
-1	12,18	23,38	0,33	0	0	2,87					-0,07	1,00	12,21	6351,9918	6335,76702	-453,714	244,22	3517,49	106,51	666,33	12,25	126,567
0	12,18	28,25	0,33	0	0	3,48					0,00	1,00	12,18	7660,9764	7660,9764	0,000	243,60	4252,20	104,1	785,46	12,19	152,71632
1	12,18	33,13	0,33	0	0	2,87					0,07	1,00	12,21	8667,7143	8645,57451	619,122	244,22	4857,18	100,44	857,44	12,25	126,567
2	12,18	38	0,33	0	0	1,02					0,14	0,99	12,31	9362,4615	9266,43372	1337,495	246,12	5319,08	96,45	889,37	12,44	45,67968
3	12,18	41,07	0	0	0	0					0,21	0,98	12,47	9754,5357	9527,94782	2090,258	0,00	5526,21	91,75	881,46	12,78	0
4	12,18	41,39	0	0	0	0					0,29	0,96	12,71	9830,5389	9420,75139	2808,725	0,00	5464,04	87,38	846,02	13,3	0
5	12,18	40,11	0	0	0	0					0,36	0,93	13,04	9526,5261	8898,24955	3402,331	0,00	5160,98	81,26	762,43	14,08	0
6	12,18	36,95	0	0	0	0	0,43	0,90	13,48	8775,9945	7929,18039	3761,141	0,00	4598,92	75,36	651,37	15,25	0				
7	12,18	29,52	0	0,02	1,82	0	0,50	0,87	14,06	7436,8644	6440,51349	3718,432	70,32	3654,42	66,59	487,74	17,1	113,2704				
8	12,18	9,11	0	9,42	3,82	0	0,57	0,82	14,84	5112,9813	4195,97734	2921,704	74,21	1901,20	56,47	284,37	20,44	974,25216				
9	2	1	0	3,32	0	0	0,64	0,77	2,61	158,52	121,424115	101,906	13,06	50,28	49,51	7,73	17,39	207,84528				
somme																18990.60	1381.88	48630.82		7944.62		1792.58

Note : h₁ correspond au sol d'humidité naturelle et h₂ au sol saturé.

$$K_{ss} = 2.54 \geq K_{ss,adm} = 1, 15 - 1, 20$$

$$K_{as} = 1.79 \geq K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$$

Stabilité pour le cas de service talus aval (R=126.73m)

N° T	b _i (m)	Recharges		Noyau		fondation s h	γ _i (recharges et fondations)		γ _i (noyau)		sinα	cosα	dl	G _i	N _i	T _i	C*dl	N _i *tang φ°	dn _i	(a*dn*G) /R	l	U*]<*tang φ°
		h ₁	h ₂	h ₁	h ₂		γ	γ _{sat}	γ	γ _{sat}												
-3	11,87	9,15	0	0	0	0	19.5	20.5	18	19	-0,23	0,97	12,20	2117,90475	2060,73935	-488,747	0,00	1195,23	116,44	233,51	13,29	0
-2	12,67	17,23	0,26	0	0	0					-0,15	0,99	12,82	4324,46105	4272,97754	-665,302	0,00	2478,33	115,44	472,70	12,94	0
-1	12,67	22,3	0,33	0	0	1,85					-0,08	1,00	12,71	6075,7718	6057,76947	-467,367	254,15	3408,11	114,48	658,62	12,74	84,8484
0	12,67	27,36	0,33	0	0	2,49					0,00	1,00	12,67	7492,1511	7492,1511	0,000	253,40	4203,16	112,52	798,25	12,68	113,66352
1	12,67	32,43	0,33	0	0	1,85					0,08	1,00	12,71	8578,54025	8553,1223	659,888	254,15	4855,41	109,95	893,12	12,74	84,8484
2	12,67	37,5	0,26	0	0	1,02					0,15	0,99	12,82	9597,3983	9483,13949	1476,523	256,45	5442,63	107,54	977,29	12,94	47,51568
3	12,67	39,55	0	0	0	0					0,23	0,97	13,02	9771,42075	9507,67555	2254,943	0,00	5514,45	102,19	945,51	13,29	0
4	12,67	39,88	0	0	0	0					0,31	0,95	13,32	9852,9522	9374,94523	3031,678	0,00	5437,47	97,33	908,06	13,83	0
5	12,67	38,55	0	0	0	0					0,38	0,92	13,73	9524,35575	8791,713	3663,214	0,00	5099,19	91,94	829,17	14,65	0
6	12,67	35,26	0	0	0	0					0,46	0,89	14,28	8711,5119	7728,15818	4020,698	0,00	4482,33	86,07	709,98	15,86	0
7	12,67	27,5	0	0,31	1,63	0	0,54	0,84	15,04	7257,376	6115,42853	3907,818	75,18	3461,10	79,18	544,12	17,79	124,24536				
8	12,67	6,27	0	11,58	2,22	0	0,62	0,79	16,07	4724,45295	3723,94129	2907,356	80,37	1609,25	70,28	314,40	21,27	1056,6936				
9	0,26	0,55	0	0	0	0	0,69	0,72	0,36	2,7885	2,01218836	1,931	0,00	1,17	59,62	0,16	13,75	0				
somme																20302.63	1173.71	47187.83		8284.90		1511.81

Note : h₁ correspond au sol d'humidité naturelle et h₂ au sol saturé.

$$K_{ss} = 2.31 \geq K_{ss,adm} = 1, 15 - 1, 20$$

$$K_{as} = 1.64 \geq K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$$

Stabilité pour le cas de service talus aval (R=147m)

N° T	b _i (m)	Recharges		Noyau		fondations	γ _i (recharges et fondations)		γ _i (noyau)		sina	cosa	dl	G _i	N _i	T _i	C*dl	N _i *tang φ°	dn _i	(a*dn*G) / R	l	U*1*tang f°
		h ₁	h ₂	h ₁	h ₂		h	γ	γ _{sat}	γ												
-3	4,24	3,1	0	0	0	0	19.5	20.5	18	19	-0,25	0,97	4,38	256,308	248,169154	-64,077	0,00	143,94	138,26	28,93	12,11	0
-2	14,7	10,05	0,33	0	0	2,4					-0,17	0,99	14,91	3703,518	3651,71799	-617,253	298,17	1961,11	136,28	412,01	15,01	129,6864
-1	14,7	15,93	0,33	0	0	4,63					-0,08	1,00	14,75	6061,0305	6039,94859	-505,086	295,03	3197,28	133,51	660,58	14,78	246,35304
0	14,7	21,81	0,33	0	0	5,37					0,00	1,00	14,70	7969,5315	7969,5315	0,000	294,00	4266,31	130,72	850,43	14,71	284,37372
1	14,7	27,69	0,33	0	0	4,63					0,08	1,00	14,75	9432,0345	9399,22732	786,003	295,03	5145,66	126,91	977,16	14,78	246,35304
2	14,7	33,57	0,26	0	0	2,4					0,17	0,99	14,91	10424,4315	10278,6281	1737,405	298,17	5804,72	121,84	1036,83	15,01	129,6864
3	14,7	38,38	0	0	0	0					0,25	0,97	15,18	11001,627	10652,2795	2750,407	0,00	6178,32	117,33	1053,73	15,42	0
4	14,7	38,76	0	0	0	0					0,33	0,94	15,59	11110,554	10475,1308	3703,518	0,00	6075,58	111,81	1014,10	16,05	0
5	14,7	37,22	0	0	0	0					0,42	0,91	16,17	10669,113	9698,85685	4445,464	0,00	5625,34	104,68	911,71	16,99	0
6	14,7	33,39	0	0	0	0	0,50	0,87	16,97	9571,2435	8288,94002	4785,622	0,00	4807,59	96,31	752,50	18,41	0				
7	14,7	26,65	0	0	0	0	0,58	0,81	18,10	7639,2225	6204,82756	4456,213	0,00	3598,80	85,29	531,88	20,65	0				
8	10,48	2,33	0	13,42	0	0	0,67	0,75	14,06	3007,7076	2241,81288	2005,138	70,30	885,13	75,08	184,34	24,68	1192,34016				
somme																23483.35	1550.70	47689.78		8414.19		2228.79

Note : h₁ correspond au sol d'humidité naturelle et h₂ au sol saturé.

$$K_{ss} = 2.00 \geq K_{ss,adm} = 1, 15 - 1, 20$$

$$K_{as} = 1.47 \geq K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$$

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R=99.95m)

N° T	b _i (m)	h ₁ (recharges)	h ₂ (noyau)	h ₃ (fondations)	γ' (recharges et fondations)	γ' (noyau)	sinα	cosα	dl	G _i	N _i	T _i	C*dl	N _i *tang φ°	dn _i	(a*dn*G) / R
-3	9,95	7,7	0	0	19.5	18	- 0,23	0,97	10,23	1493,9925	1453,667418	-344,768	0,00	843,13	91,75	164,57
-2	9,99	14,27	0	0			- 0,15	0,99	10,11	2779,86735	2746,772511	-427,672	0,00	1593,13	91,11	304,08
-1	9,99	19,61	0	0			- 0,08	1,00	10,02	3820,12605	3808,807133	-293,856	0,00	2209,11	90,22	413,79
0	9,99	24,28	0	0			0,00	1,00	9,99	4729,8654	4729,8654	0,000	0,00	2743,32	88,57	502,96
1	9,99	27,78	0	0			0,08	1,00	10,02	5411,6829	5395,648249	416,283	0,00	3129,48	86,91	564,68
2	9,99	30,26	0	0			0,15	0,99	10,11	5894,7993	5824,620616	906,892	0,00	3378,28	84,42	597,47
3	9,99	31,67	0	0			0,23	0,97	10,27	6169,47435	6002,95105	1423,725	0,00	3481,71	81,24	601,75
4	9,99	31,93	0	0			0,31	0,95	10,50	6220,12365	5918,360034	1913,884	0,00	3432,65	76,34	570,10
5	9,99	30,89	0	0			0,38	0,92	10,82	6017,52645	5554,6398	2314,433	0,00	3221,69	72,70	525,23
6	9,99	28,29	0	0			0,46	0,89	11,26	5511,03345	4888,949094	2543,554	0,00	2835,59	68,43	452,77
7	9,99	23,72	0	0			0,54	0,84	11,86	4620,7746	3893,696125	2488,109	0,00	2258,34	63,27	351,00
8	9,99	16,32	0	0			0,62	0,79	12,67	3179,2176	2505,945094	1956,442	0,00	1453,45	56,71	216,46
9	2,19	3,96	0	0	0,69	0,72	3,03	169,1118	122,0314849	117,077	0,00	70,78	48,54	9,86		
somme												13014.10	0.00	30650.65		5264.86

$$K_{ss} = 2.36 \geq K_{ss,adm} = 1, 15 - 1, 20$$

$$K_{as} = 1.68 \geq K_{as,adm} = 1, 05 - 1, 10$$

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R=102.74m)

N° T	b _i (m)	h ₁ (recharges)	h ₂ (noyau)	h ₃ (fondations)	γ' (recharges et fondations)	γ' (noyau)	sinα	cosα	dl	G _i	N _i	T _i	C*dl	N _i *tang φ°	dn _i	(a*dn*G) / R
-4	7,7	6,83	0	0	19.5	18	-0,29	0,96	8,03	1025,5245	982,7753548	-293,007	0,00	570,01	90,66	108,59
-3	10,27	14,78	0	0			-0,21	0,98	10,51	2959,9167	2891,160865	-634,268	0,00	1676,87	90,46	312,74
-2	10,27	21,54	0	0			-0,14	0,99	10,38	4313,7081	4269,46377	-616,244	0,00	2476,29	89,98	453,36
-1	10,27	27,21	0	0			-0,07	1,00	10,30	5449,21065	5435,291826	-389,229	0,00	3152,47	89,59	570,21
0	10,27	31,83	0	0			0,00	1,00	10,27	6374,43495	6374,43495	0,000	0,00	3697,17	88,56	659,36
1	10,27	35,43	0	0			0,07	1,00	10,30	7095,38895	7077,265322	506,813	0,00	4104,81	85,33	707,16
2	10,27	37,98	0	0			0,14	0,99	10,38	7606,0647	7528,051718	1086,581	0,00	4366,27	84,05	746,69
3	10,27	39,43	0	0			0,21	0,98	10,51	7896,44895	7713,022524	1692,096	0,00	4473,55	79,83	736,27
4	10,27	39,69	0	0			0,29	0,96	10,72	7948,51785	7617,182671	2271,005	0,00	4417,97	75,11	697,31
5	10,27	38,62	0	0			0,36	0,93	11,00	7734,2343	7224,159797	2762,227	0,00	4190,01	72,09	651,23
6	10,27	35,95	0	0			0,43	0,90	11,37	7199,52675	6504,829316	3085,511	0,00	3772,80	66,84	562,06
7	10,27	31,25	0	0			0,50	0,87	11,86	6258,28125	5419,830547	3129,141	0,00	3143,50	61,23	447,57
8	10,27	18,81	4,83	0			0,57	0,82	12,51	4659,85845	3824,121256	2662,776	62,57	2056,79	54,87	298,64
9	4,59	1,6	9,32	0	0,64	0,77	5,99	913,2264	699,5187217	587,074	29,96	275,96	45,03	48,03		
somme												15850.48	92.53	42374.48		6999.22

$$K_{ss} = 2.68 \geq K_{ss,adm} = 1, 15 - 1, 20$$

$$K_{as} = 1.86 \geq K_{as,adm} = 1, 05 - 1, 10$$

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R=115.79m)

N° T	b _i (m)	h ₁ (recharges)	h ₂ (noyau)	h ₃ (fondations)	γ' (recharges et fondations)	γ' (noyau)	sinα	cosα	dl	G _i	N _i	T _i	C*dl	N _i *tang φ°	dn _i	(a*dn*G) / R
-3	0,54	0,39	0	0	19.5	18	-0,25	0,97	0,56	4,1067	3,976295177	-1,027	0,00	2,31	109,79	0,47
-2	11,58	7,99	0	0			-0,17	0,99	11,74	1804,2219	1778,986784	-300,704	0,00	1031,81	108,64	203,14
-1	11,58	14,41	0	0			-0,08	1,00	11,62	3253,9221	3242,604076	-271,160	0,00	1880,71	107,17	361,40
0	11,58	19,62	0	0			0,00	1,00	11,58	4430,3922	4430,3922	0,000	0,00	2569,63	104,29	478,85
1	11,58	23,67	0	0			0,08	1,00	11,62	5344,9227	5326,331608	445,410	0,00	3089,27	100,61	557,30
2	11,58	26,54	0	0			0,17	0,99	11,74	5992,9974	5909,175126	998,833	0,00	3427,32	97,39	604,88
3	11,58	28,18	0	0			0,25	0,97	11,96	6363,3258	6161,263712	1590,831	0,00	3573,53	93,09	613,90
4	11,58	28,48	0	0			0,33	0,94	12,28	6431,0688	6063,269812	2143,690	0,00	3516,70	88,22	587,98
5	11,58	27,26	0	0			0,42	0,91	12,74	6155,5806	5595,788055	2564,825	0,00	3245,56	83,23	530,96
6	11,58	24,25	0	0			0,50	0,87	13,37	5475,8925	4742,262013	2737,946	0,00	2750,51	77,3	438,68
7	11,58	18,94	0	0	0,58	0,81	14,26	4276,8414	3473,791131	2494,824	0,00	2014,80	69,59	308,45		
8	8,71	10,35	0	0	0,67	0,75	11,69	1757,89575	1310,258131	1171,931	0,00	759,95	60,73	110,64		
somme												13575.40	0.00	27862.10		4796.63

$$K_{ss} = 2.05 \geq K_{ss,adm} = 1, 15 - 1, 20$$

$$K_{as} = 1.52 \geq K_{as,adm} = 1, 05 - 1, 10$$

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R=118.85m)

N° T	b _i (m)	h ₁ (recharges)	h ₂ (noyau)	h ₃ (fondations)	γ' (recharges et fondations)	γ' (noyau)	sinα	cosα	dl	G _i	N _i	T _i	C*dl	N _i *tang φ°	dn _i	(a*dn*G) / R
-3	10,57	8,11	0	0	19.5	18	-0,23	0,97	10,86	1671,59265	1626,473875	-385,752	0,00	943,35	109,04	184,03
-2	11,89	13,62	0	2,26			-0,15	0,99	12,03	3681,8574	3638,024202	-566,440	240,67	1996,15	108,57	403,61
-1	11,89	18,38	0	3,97			-0,08	1,00	11,93	5181,95925	5166,605263	-398,612	238,51	2794,73	107,01	559,89
0	11,89	23,13	0	4,73			0,00	1,00	11,89	6459,4803	6459,4803	0,000	237,80	3505,23	105,37	687,22
1	11,89	27,89	0	4,13			0,08	1,00	11,93	7423,9971	7402,000023	571,077	238,51	4083,12	103,2	773,57
2	11,89	32,65	0	2,32			0,15	0,99	12,03	8107,96935	8011,442465	1247,380	240,67	4529,71	99,29	812,83
3	11,89	36,65	0	0			0,23	0,97	12,22	8497,48575	8268,125955	1960,958	0,00	4795,51	96,06	824,17
4	11,89	36,95	0	0			0,31	0,95	12,50	8567,04225	8151,420022	2636,013	0,00	4727,82	91,88	794,76
5	11,89	35,7	0	0			0,38	0,92	12,88	8277,2235	7640,514	3183,548	0,00	4431,50	86,72	724,75
6	11,89	32,6	0	0			0,46	0,89	13,40	7558,473	6705,274076	3488,526	0,00	3889,06	82,28	627,93
7	11,89	27,14	0	0			0,54	0,84	14,11	6292,5447	5302,413348	3388,293	0,00	3075,40	75,26	478,16
8	11,89	18,32	0	0			0,62	0,79	15,08	4247,5836	3348,060002	2613,898	0,00	1941,87	66,04	283,22
9	1,98	3,53	0	0	0,69	0,72	2,74	136,2933	98,34957574	94,357	0,00	57,04	57,26	7,88		
somme												17833.25	1196.14	40770.50		7162.01

$$K_{ss} = 2.35 \geq K_{ss,adm} = 1, 15 - 1, 20$$

$$K_{as} = 1.68 \geq K_{as,adm} = 1, 05 - 1, 10$$

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R=133.46m)

N° T	b _i (m)	h ₁ (recharges)	h ₂ (noyau)	h ₃ (fondations)	γ' (recharges et fondations)	γ' (noyau)	sinα	cosα	dl	G _i	N _i	T _i	C*dl	N _i *tang φ°	dn _i	(a*dn*G) / R
-2	6,68	4,41	0	0	19.5	18	-0,18	0,98	6,79	574,4466	564,8718194	-104,445	0,00	327,63	127,53	65,87
-1	13,35	11,63	0	0			-0,09	1,00	13,41	3027,57975	3015,043134	-275,235	0,00	1748,73	125,78	342,40
0	13,35	17,79	0	0			0,00	1,00	13,35	4631,18175	4631,18175	0,000	0,00	2686,09	122,81	511,39
1	13,35	22,46	0	0			0,09	1,00	13,41	5846,8995	5822,688632	531,536	0,00	3377,16	119,1	626,13
2	13,35	25,77	0	0			0,18	0,98	13,58	6708,57525	6596,757832	1219,741	0,00	3826,12	115,36	695,85
3	13,35	27,65	0	0			0,27	0,96	13,88	7197,98625	6925,120567	1963,087	0,00	4016,57	109,55	709,01
4	13,35	28	0	0			0,36	0,93	14,33	7289,1	6790,095348	2650,582	0,00	3938,26	104,24	683,19
5	13,35	26,59	0	0			0,45	0,89	14,99	6922,04175	6165,625551	3146,383	0,00	3576,06	98,42	612,56
6	13,35	23,11	0	0			0,55	0,84	15,93	6016,11075	5042,345502	3281,515	0,00	2924,56	91,15	493,06
7	13,35	16,99	0	0			0,64	0,77	17,31	4422,92175	3411,79414	2814,587	0,00	1978,84	82,65	328,69
8	6,22	7,08	0	0	0,73	0,69	9,06	858,7332	589,3903167	624,533	0,00	341,85	73,93	57,08		
somme												15852.28	0.00	28741.85		5125.24

$$K_{ss} = 1.81 \geq K_{ss,adm} = 1, 15 - 1, 20$$

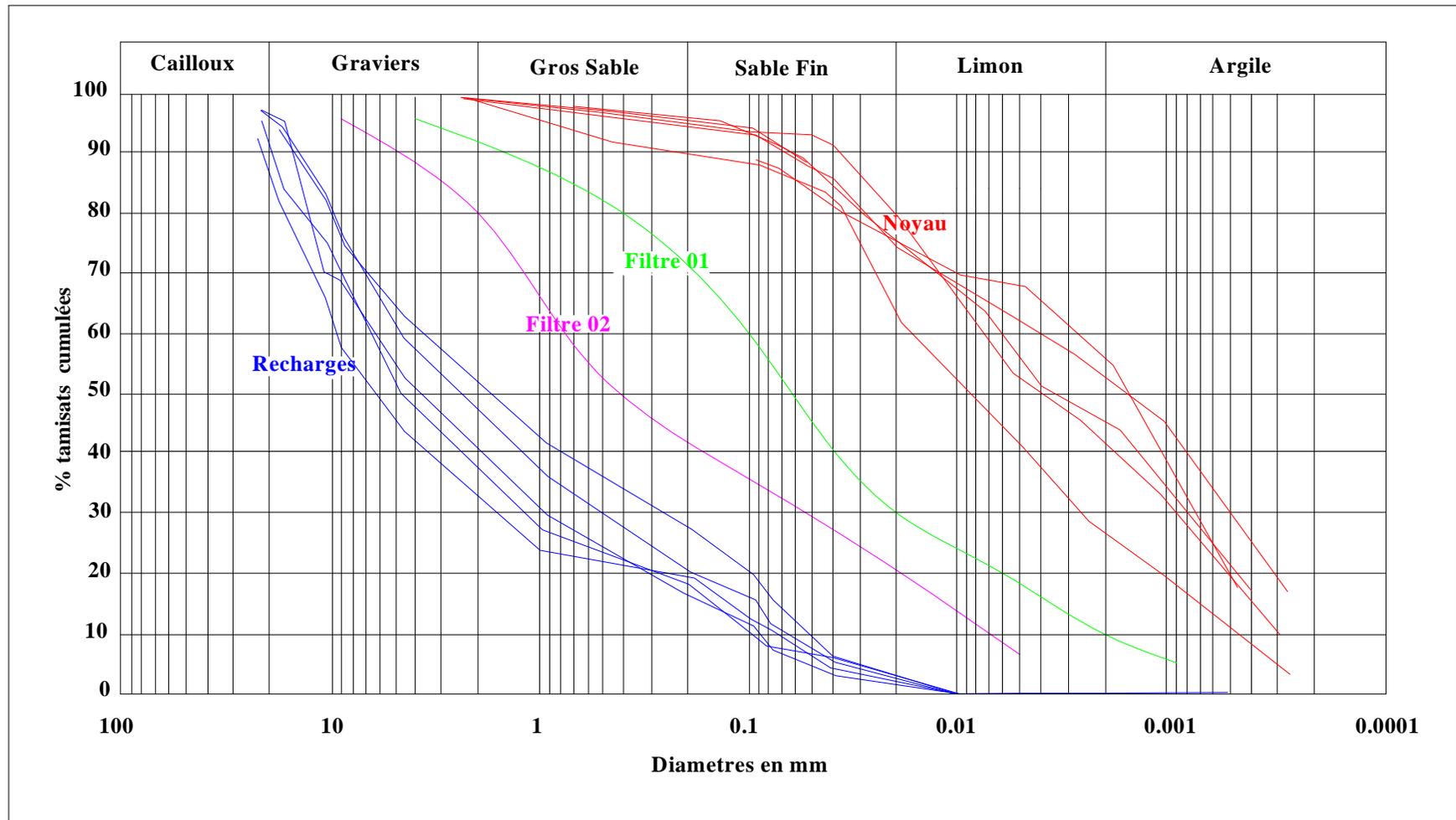
$$K_{as} = 1.37 \geq K_{as,adm} = 1, 05 - 1, 10$$

Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R=145.14m)

N° T	b _i (m)	h ₁ (recharges)	h ₂ (noyau)	h ₃ (fondations)	γ' (recharges et fondations)	γ' (noyau)	sinα	cosα	dl	G _i	N _i	T _i	C*dl	N _i *tang φ°	dn _i	(a*dn*G) / R
-2	13,05	6,27	0	2,24	19.5	18	-0,18	0,98	13,27	2165,58225	2129,486685	-393,742	265,42	1111,79	136,31	244,06
-1	14,51	12,08	0	4,45			-0,09	1,00	14,57	4677,08085	4657,713972	-425,189	291,41	2425,62	134,31	519,37
0	14,51	17,88	0	5,17			0,00	1,00	14,51	6521,88225	6521,88225	0,000	290,20	3460,87	131,49	709,02
1	14,51	23,69	0	4,45			0,09	1,00	14,57	7962,0723	7929,102915	723,825	291,41	4323,02	127,31	838,07
2	14,51	29,49	0	2,24			0,18	0,98	14,76	8977,84485	8828,203623	1632,335	295,12	4983,25	121,4	901,12
3	14,51	33,79	0	0			0,27	0,96	15,08	9560,71155	9198,278225	2607,467	0,00	5335,00	117,58	929,43
4	14,51	34,16	0	0			0,36	0,93	15,58	9665,4012	9003,717294	3514,691	0,00	5222,16	111,21	888,71
5	14,51	32,64	0	0			0,45	0,89	16,29	9235,3248	8226,121225	4197,875	0,00	4771,15	104,69	799,38
6	14,51	28,87	0	0			0,55	0,84	17,31	8168,62215	6846,452279	4455,612	0,00	3970,94	97,46	658,22
7	14,51	22,22	0	0			0,64	0,77	18,81	6287,0379	4849,753236	4000,842	0,00	2812,86	87,88	456,80
8	10,18	11,47	0	0	0,73	0,69	14,83	2276,9097	1562,753751	1655,934	0,00	906,40	77,04	145,03		
somme												21969.65	1433.56	39323.05		7089.22

$$K_{ss} = 1.86 \geq K_{ss,adm} = 1, 15 - 1, 20$$

$$K_{as} = 1.40 \geq K_{as,adm} = 1, 05 - 1, 10$$



FUSEAU GRANULOMETRIQUE DES MATERIAUX