

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 L'EVACUATEUR DE CRUES
DU BARRAGE DE BENI-SLIMANE (W. MEDEA)**

Présenté par :

M^r : ALILECHE Abelhafid

Promoteur :

M^r: M.D. BENSALAH

Devant le jury composé de :

Président: M^r ; M.HASSANE

Examineurs : M^{me} : A.ADDOU

M^r : A.HADJ SADOK

M^r : A.HEBBOUCHE

Novembre 2011

Dédicace

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

À mes très chers parents, sans eux je n'aurais jamais pu être instruit.

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 sœurs et frères, ma richesse sur cette terre

À mes neveux et mes nièces

À mes belles sœurs

À tous mes amis et toutes mes amies.

À la mémoire de mes chères sœurs; NADIA et NORA qui nous ont laissé un grand vide

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

Hafid

2011

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mr BENSALAH.M (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, BENLAOUKLI.B enseignant à l'École nationale supérieure d'hydraulique pour le soutien, l'aide et les conseils qu'il m'a prodigués pour l'élaboration de cette présente étude.

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 Transferts qui m'a fourni les données de la région d'étude en particulier, Mr BAKHTA, Mme OUCHAR, 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 Mr ABBAS.S Ex directeur de la DHW de TIZI OUZOU pour ses conseils avisés et l'aide précieuse qu'il 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 toutes mes caprices et mes crises de nervosité 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.

*hasid
2011*

ملخص:

الهدف من دراستنا هذه تدخل في إطار الحفاظ على الموارد المائية في الجزائر بصفة عامة وولاية المدية بصفة خاصة و هذا لتغطية العجز في التزويد بمياه السقي و الشرب. مذكرتنا هذه تشمل دراسة مدققة لما قبل انجاز المشروع بجهاز إلغاء الفيضانات لسد بني سليمان الموضوع بالجانب الأيمن من السد بسعة استيعاب تقدر بحوالي 170.53 م³/ثا, هذا الأخير عبارة عن حاجز ذو نواة طينية بارتفاع 69.5 م وسعة تخزين 32 مليون م³.

Résumé :

Le barrage de Beni-Slimane sur l'Oued Mellah dans la willaya de Médéa est destiné à l'irrigation des terres agricoles avoisinantes. C'est un barrage en terre avec un noyau central en argile et un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral permettant d'évacuer un débit de crues de 170,53 m³/s. Le barrage a une hauteur de 69,5 m et un volume utile de 32 Mm³.

Notre travail consiste à réaliser l'étude d'avant projet détaillé (APD) de l'évacuateur de crues de ce barrage dont l'étude de faisabilité a été faite par le bureau d'étude NINHAM SHAND.

Abstract:

The dam of Beni-Slimane on Oued Mellah in willaya Médéa of is intended for the irrigation of the agricultural land adjacent. It is an earthen dam with a central nucleus of clay, and a spale wase of raw lateral allow evacuating a sale of raw equal to 170,53 m³/s. The dam has a height of 69,5m and a volume useful equal of 32 Mm³.

Our work involves the study of the preliminary detailed draft of the evacuator of raw of this dam, whose feasibility study has been made by the consulting firm NINHAM SHAND.

Sommaire

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

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

Introduction	2
I.1.Généralités	2
I.1.1.Objectif du barrage.....	2
I.1.2. Localisation de l'ouvrage	2
I.1.3.Composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité.....	3
I.1.3.1.La digue	3
I.1.3.2. L'évacuateur de crue	4
I.1.3.3. La dérivation provisoire	4
I.1.3.4.la vidange de fond	4
I.1.3.5. la prise d'eau	4
I.2.Synthèse des études préliminaires	5
I.2.1.Généralités	5
I.2.2.Etudes topographiques	5
I.2.3.Etudes géologique et géotechnique	6
I.2.3.1. Géologie régionale	7
a)-Tectonique	7
b)-Geologie du site du barrage	9
c)-Geologie de la cuvette	10
I.2.3.2. Caractéristiques hydrogéologiques.....	10
a) Etude des eaux souterraines	10
b) Essais de perméabilité	11
c) interprétation des résultats des essais de perméabilité	15
I.2.3.3.Sismicité	15
I.2.3.4.Reconnaisances in situ	17
a)Travaux de reconnaissance exécutés	17
b) Les sondages	17
c) les puits	18
I.2.3.5.Essais de laboratoire	20
a) Essai Granulométrique	20
b) Essai de compression simple	23
c)Essai Limites d'Atterberg	24
d) Compaction (Proctor normal)	24
e) Qualité des eaux	25
I.2.3.6.Matériaux de construction	25
I.2.4. L'étude hydrologique	26
I.2.4.1 Généralités	26
I.2.4.2 Caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude	26
I.2.4.3 Précipitations	27

a) Précipitations enregistrées	27
b) Analyse des pluies maximales journalières	27
I.2.4.4. Etudes des crues	28
I.2.4.5 caractéristiques générales du bassin versant	28
I.3. Recommandations de l'étude d'impact	29
I.4. Synthèse de l'analyse des variantes	29
Conclusion	30
Recommandations	30

Chapitre II : Etude Hydrologique

Introduction	31
II.1. Le bassin versant.....	31
II.1 .1. Caractéristiques générales du bassin versant	31
II.1.1.1. Caractéristiques géométriques	31
a) Surface du bassin versant	31
b) Périmètre du bassin versant	31
c) Longueur du talweg principal	32
II.1.1.2. Caractéristiques hydro-morphologiques	32
a) Indice de forme	32
b) Coefficient d'allongement	32
c) Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius	33
II.1.1.3. Hypsométrie du bassin versant.....	33
a) Le relief.....	33
b) Répartition et courbe hypsométrique	34
c) Détermination des altitudes	37
d) Les indices	38
II.1.1.4. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant	40
a) Densité de drainage	40
b) Densité du thalweg élémentaire	43
c) Coefficient de torrentialité	43
d) La longueur moyenne des versants	43
e) La pente moyenne de cours d'eau principal	43
f) Temps de concentration du bassin versant t_c	43
g) Vitesse de ruissellement	44
h) Profil en long de l'Oued	44
II.1.1.5. Caractéristiques climatiques du bassin versant	47
a) Température	47
b) Evaporation	47
c) Humidité relative.....	48
d) Vitesse du vent	49
e) Pluviométrie	49
II.2. Etude des précipitations	50
II.2.1. Homogénéisation des données	50
II.2.1.1. Test de la médiane ou test de Mood	51

II.2.2. Les précipitations maximales journalières	51
II.2.2.1 Choix de la loi d'ajustement	52
II.2.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAUSS	53
II.2.2.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel	55
II.2.2.4. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log-normale)	57
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 (A_0)	65
II.3.2. Caractéristiques de l'écoulement	66
II.3.2.1. Module de l'écoulement	66
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%	70
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	72
c) Formule de Gravitovitch	72
II.3.4.2. Calcul du volume mort	73
a) Méthode liée à l'érosion spécifique	73
b) Formule de Tixeront	74
c) Formule de Gravitovitch	74
II.4. Etude des crues	75
II.4.1. Déterminations des crues	76
II.4.2. Hydrogramme de crue	78
II.4.2.1. Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski ..	78
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	87
II.5.3. Courbes « Hauteur-Capacité-Surface »	87
II.5.4. Calcul du volume utile	90
II.5.4.1. Détermination de la période à bonne hydraulité	90
II.5.4.2. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	90
II.5.4.3. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	92
A - Pertes par évaporation	92
B - Pertes par infiltration	92
C- Estimation de l'erreur	95
II.5.4.4. Régularisation Interannuelle	96
a) Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel	96
b) Calcul du volume utile interannuel par la méthode de Pléchkov-Svaidzé.....	97

Conclusion	99
------------------	----

Chapitre III : Etude de laminage des crues

Introduction	100
III.1. Méthode de Kotcherine	100
III.1.1. Estimation du débit de crue laminée	100
III.1.2. Estimation de la charge au dessus du déversoir	101
III.2. Méthode STEP BY STEP	106
III.2.1. Données de base	106
III.2.2. Principe de la méthode	106
III.3. Etude d'optimisation	111
III.3.1. Calcul du coût approximatif de la digue	111
III.3.1.1. Calcul de la revanche	112
a) Formule de Stevenson	112
b) Formule de Molitor	112
c) Formule de Mallet-paquant	112
III.3.1.2. calcul de largeur en crête	113
a) Formule de KNAPEN	113
b) Formule de F-PREECE	113
c) Formule simplifiée	113
III.3.1.3. Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversées	113
III.3.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues	114
III.3.2.1. Coût du déversoir	114
III.3.2.2. Coût du canal d'approche	114
III.3.2.3. Coût du coursier	115
III.4. laminage pour un déversoir de largeur $b=30m$	117
Conclusion	118

Chapitre IV : Choix et dimensionnement de l'évacuateur de crue

Introduction	119
IV.1. Généralités	119
IV.2. Choix du type de l'évacuateur de crues	120
IV.3. Choix de la rive favorable	120
IV.4. Evacuateur latéral à entonnement frontal	121
IV.4.1. Dimensionnement et calcul hydraulique	121
a. Canal d'approche	122
b. Le déversoir	122
c. Chenal d'écoulement	125
d. Calcul du convergent	127
e. Le Coursier	129
f. Dissipateur d'énergie	131
g. Canal de restitution	135
IV.4.1.2. Calcul de la hauteur des murs bajoyers	136

a. Chenal d'écoulement	136
b. Le coursier	136
c. Le bassin de dissipation	137
IV.4.1.3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier	137
a. Vérification de l'apparition des vagues roulantes	137
b. Le phénomène d'entraînement de l'air naturel.....	137
IV.5. Evacuateur latéral à entonnement latéral	138
IV.5.1. Dimensionnement et calcul hydraulique	138
IV.5.1.1. Canal d'amenée	138
IV.5.1.2. Calcul de déversoir.....	139
a. Calcul de la géométrie du déversoir.....	139
b. Calcul hydraulique du déversoir	141
IV.5.1.3. Dissipateur d'énergie.....	146
a. Choix de l'ouvrage de restitution	146
b. Type de l'écoulement	146
c. Dimensionnement du dissipateur	147
IV.5.1.4. Canal de restitution	149
IV.5.1.5. Calcul de la hauteur des murs bajoyers	151
a. Chenal d'écoulement	151
b. Le coursier	151
c. Le bassin de dissipation	151
IV.5.2. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier	152
IV.5.2.1. Vérification de l'apparition des vagues roulantes	152
IV.5.2.2. Le phénomène d'entraînement de l'air naturel	152
IV.6. Choix de la variante la plus favorable	153
Conclusion	153

Chapitre V : Etude de stabilité et génie civil

Introduction	154
V.1. Principes du calcul de génie civil	154
V.1.1. Calcul de stabilité.....	154
V.1.1.1. premier cas ; déversoir en fonction	155
a. Les forces verticales	155
b. Les forces horizontales	155
c. Détermination des forces qui surgissent autour du déversoir.....	156
d. Stabilité au renversement du mur de soutènement.....	158
e. Stabilité au glissement.....	158
V.1.1.2. deuxième cas ; déversoir vide	159
a. Stabilité au renversement.....	159
b. Stabilité au glissement	159
c. Stabilité des murs bajoyers	160
d. Stabilité au renversement des murs bajoyers	160
e. Stabilité au glissement des murs bajoyers	161
V.1.2. Etude du ferrailage	161

V.1.2.1.Ferraillage du rideau.....	161
a. Le moment d’encastrement à la base du rideau	161
b .Le moment d’encastrement à h/2 du rideau	162
c. calcul des aciers	162
V.1.2.2.Ferraillage de la semelle	163
a. Contraintes σ dues aux forces verticales (sans Ps)	163
b. Contraintes σ_{se} dues aux poids de la semelle	163
c. Contraintes de réaction du sol	163
d. Détermination des réactions du sol σ_c et σ_d	164
e. Etude de la partie CA	164
V.1.2.3. Ferraillage du déversoir	167
a. Ferraillage de la semelle de déversoir	167
V.2. Revêtement du fond du coursier	170
V.3. Joints	170
Conclusion	170

Chapitre VI : Organisation de chantier

Introduction	171
V.1. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	171
V.1.1. Maître de l’ouvrage	171
V.1.2. Maître d’œuvre	171
V.1.3. L’entrepreneur	172
V.2. Installations du chantier	172
V.2.1. Installations destinées au personnel	172
V.2.2. Installations destinées au stockage des matériaux	172
V.2.3. Installations destinées à la réparation des engins.....	174
V.2.4. Installation destinée pour la préfabrication.....	175
V.3. Ordre d'exécution des travaux.....	175
V.3.1. Terrassement au niveau des installations de chantier.....	175
V.3.1.1. Exécution des voies d’accès	175
V.3.1.2. Exécution des plates formes.....	175
a) Les engins nécessaires.....	175
V.3.2. Dérivation provisoire	176
V.3.2.1. Exécution du batardeau principal	177
V.3.2.2. Opération d’exécution du batardeau principal.....	177
a) Exécution du massif du batardeau	177
b) Exécution du remblai des massifs	178
c) Extraction des terres dans la carrière	178
V.3.2.3. Percement de la galerie de dérivation	179
a) Quantité des travaux	179
b) Les engins nécessaires	179
V.3.3. Percement du puits vertical (La prise d’eau)	179
V.3.3.1. Matériel mis en place	179
V.3.4. Exécution des fouilles à ciel ouvert	180

V.3.4.1. fouille de l'évacuateur de crue	180
V.3.4.2. fouille de l'assise du barrage	180
V.3.4.3. Les engins nécessaires	180
V.3.5. Exécution de la digue	180
V.3.5.1. Les engins nécessaires	180
V.3.5.2. Exécution du remblai de la digue	181
a) Mise en place des terres dans le corps de la digue	181
b) Technologie d'exécution des différentes opérations	181
V.3.5.3. Exécution des travaux des filtres et drains	181
a) Les engins nécessaires	181
b) Mise en place des filtres et drains	181
V.3.5.4. Enrochements de protection	182
V.3.6. Exécution des travaux de bétonnage	182
V.3.6.1. Composition du béton	182
V.3.6.2. Intensité de bétonnage	182
V.3.6.3. Les engins nécessaires.....	183
V.3.6.4. Bétonnage de la galerie de dérivation	183
a) Ordre des opérations.....	183
b) Matériels nécessaires.....	183
V.3.6.5. Bétonnage de puits vertical (tour de prise)	184
a) Ordre des opérations	184
b) Matériels nécessaires	184
V.3.6.6. Bétonnage de l'évacuateur de crue	184
a) Exécution des coffrages	184
b) Matériels nécessaires	184
c) Mise en place du personnel	185
V.4. Planification	185
V.4.1. Définition	185
V.4.2. procédures de travail de planification	185
V.4.3. Techniques de la planification	186
V.4.3.1. méthodes basées sur le réseau.....	186
a) Définition du réseau	186
b) Construction du réseau	186
c) Différentes méthodes basées sur le réseau.....	187
V.4.3.2. Méthodes basées sur le graphique	187
a) Méthode linéaire (ligne of balance technic)	187
b) Méthode à barres	187
V.4.4. Choix de la méthode de calcul	187
V.4.5. Les paramètres de la méthode C.P.M	187
V.4.5.1. Chemin critique (C.C)	188
V.4.5.2. Attribution des durées de chaque opération.....	188
V.4.5.3. Les plannings	188
a) Plan de travail au plus tôt	188
b) Plan de travail au plus tard	188
c) Plan de travail intermédiaire	189
V.4.6. Délai de construction et programme des travaux	189

V.4.7. Les compositions du projet	189
V.4.8. Détermination des chemins critiques.....	190
V.4.8.1. Méthode de réseau à nœuds	190
V.4.8.2. Méthode des figures (réseau à flèches).....	190
V.4.8.3. Méthode du tableau	190
V.5. Matériel et personnel nécessaires.....	194
V.5.1. Matériels nécessaires	194
V.5.2. Personnel nécessaire	194
V.6. Le coût d'un barrage	195
V.6.1. Le coût des études.....	195
V.6.2. Les coûts induits par la création du barrage.....	195
V.6.3. Le coût des travaux de construction du barrage	195
V.6.4. Coût de l'entretien et de la surveillance	195
V.6.4.1. Les opérations courantes.....	196
V.6.4.2. Les opérations spécialisées.....	196
V.6.4.3. Les opérations de maintenance exceptionnelles.....	196
Conclusion	196

Chapitre VII : Protection et sécurité de travail

Introduction.....	197
VI.1. Organisation de la prévention des accidents du travail	197
VI.2. Comité de sécurité	197
VI.3. Instructions structurelles sur la sécurité.....	197
VI.3.1. Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier	197
VI.3.2. Instructions à donner au Chef d'équipe	198
VI.4. Contrôle et entretien du matériel	198
VI.5. Principales fonctions du service de sécurité	200
VI.5.1. Etudes	200
VI.5.2. Exécution	200
VI.5.3. Contrôle	200
VI.5.4. Animation	200
VI.5.5. fonctions humaines.....	200
a) Sociale.....	200
b) Physiologique.....	200
c) Psychologique.....	200
VI.6. Causes des accidents de travail.....	201
VI.6.1. Causes humaines.....	201
VI.6.2. Causes techniques	201
VI.7. Causes des maladies professionnelles	201
VI.7.1. Les poussières	201
VI.7.2. Le bruit.....	202
VI.8. Actions dangereuses.....	202
VI.8.1. Méthode et moyens de prévention.....	202
VI.9. Conditions dangereuses dans le chantier	202
VI.9.1. Méthode et moyens de prévention	203
VI.10. moyens employés pour promouvoir la sécurité de travail	203

VI.11. le coût des accidents de travail	205
VI.12. Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation	206
VI.12.1. Ordonnance 66-183.....	206
VI.12.2. Calculer le débit d'air « Q » par le taux de ventilation « K »	206
VI.12.3. Détermination de Q par l'alimentation minimum Am.....	206
VI.12.4. Calcul de la ventilation basée sur les accroissements de chaleur	207
VI.12.5. Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation	207
VI.12.5.1. Etude de dimensionnement du réseau de ventilation.....	207
VI.12.5.2. Calcul du diamètre des canalisations.....	208
Conclusion.....	208
Conclusion générale	209

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques morphométriques des bassins versants.....	5
Tableau I.02 : Résumé des profondeurs des nappes phréatiques le long de l'axe.....	11
Tableau I.03: Résumé des essais de Lugeon et l'évaluation.....	12
Tableau I.04 Caractéristiques des séismes de projet.....	16
Tableau I.05 : : Coefficients d'accélération du séisme	16
Tableau I.06 : Synthèse des travaux d'investigation géotechnique exécutés.....	17
Tableau I.07 : Etude de conception d'investigation de faisabilité. Résumé des indications des sondages	18
Tableau I.08 : Résumé des information des puits d'essais	19
Tableau I.09 : Etude statistique de la granulométrie pour le site de barrage– Zone 1.....	21
Tableau I.10 : résultats des essais de compression simple	23
Tableau I.11 : résultats des essais de compression simple	23
Tableau I.12: récapitulatif des résultats des essais de laboratoire	24
Tableau I.13 : volumes minimum des matériaux disponibles	26
Tableau I.14 :Résumé des données climatiques mensuelles mesurées à la station de Médéa..	27
Tableau I.15: Distribution moyenne mensuelle des précipitations bassin versant du barrage..	27
Tableau I.16 : précipitation journalière maximale adoptée	27
Tableau I.17 : Distribution des précipitations intenses en fonction de la durée	27
Tableau I.18 : Débits des crues pour différentes périodes de retour avec différentes méthodes (m ³ /s)	28
Tableau I.19 : Débits de pointe de crue recommandés	28
Tableau I.20 :les caractéristiques du bassin versant	28
Tableau I.21 : Choix du type de barrage	29
Tableau II.01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique	34
Tableau II.02 : Détermination de l'altitude moyenne	37
Tableau II.03 : Récapitulatif des altitudes	38
Tableau II.04 : détermination de la pente M. Roche Ip.....	38
Tableau II.05 : récapitulative de mesures des longueurs des courbes de niveaux	39
Tableau II.06: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)	40
Tableau II.07 : classification des cours d'eau	41
Tableau II.08 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude	44
Tableau II.09 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant	46
Tableau II.10 : températures moyennes mensuelles	47

Tableau II.11 : répartition mensuelle de l'évaporation	48
Tableau II.12 : répartition mensuelle de l'humidité relative	48
Tableau II.13 : Répartition mensuelle des vitesses du vent	49
Tableau II.14 : Données disponibles des stations situées a proximité de la zone d'étude	49
Tableau II.15: Répartition mensuelle de la pluie annuelle	50
Tableau II.16 : Caractéristiques empiriques de la série avec N=41ans	52
Tableau II.17 : Ajustement à la loi de Gauss	53
Tableau II.18 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	54
Tableau II.18 : Ajustement à la loi de Gumbel	56
Tableau II.19 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	57
Tableau II.20 : Ajustement à la loi de Galton	58
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	68
Tableau II.26 : Ajustement à la loi de Pearson III	69
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	75
Tableau II.30 : Ajustement à la loi de Gumbel	76
Tableau II.31 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	77
Tableau II.32 : débits fréquentiels calculés	78
Tableau II.33: Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue (δ)	79
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%	87
Tableau II.39 :répartition mensuelle des besoins	87
Tableau II.40 : Surfaces submergées et les volumes d'eau	88
Tableau II.41 : détermination de la période à bonne hydraulicité	90
Tableau II.42 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	91
Tableau II.43 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques	94
Tableau II.44 : Les volumes des pertes dans la retenue	94

Tableau II.45 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	95
Tableau II.46 : Détermination de la période d'étiage	97
Tableau II.47 : tableau de Radkovitch $r = f$ (module spécifique)	98
Tableau III.01 : Données de départ pour la méthode de Kotcherine	102
Tableau III.02 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b	102
Tableau III.03 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue	103
Tableau III.04 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine	103
Tableau III.05: résultats de calcul de la méthode step by step.....	107
Tableau III.06: Récapitulatif des résultats de la méthode de STEP BY STEP.....	111
Tableau III.07: les différents résultats de la revanche.....	112
Tableau III.08: les hauteurs du barrage pour différentes charges déversées.....	113
Tableau III.09: volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversées.....	113
Tableau III.10: Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs.....	114
Tableau III.11: Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversant	115
Tableau III.12: récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversant	115
Tableau III.13: récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversant.....	116
Tableau III.14: les volumes et les débits déversés.....	117
Tableau III.15: paramètres définis après laminage des crues.....	118
Tableau IV.1 : valeurs de X_i , Y_i et R_1 , R_2	124
Tableau IV.2 : Calcul du profil en aval du déversoir.....	125
Tableau IV.3 : Calcul itératif de la hauteur normale pour le chenal d'écoulement.....	127
Tableau IV.04: Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau.....	129
Tableau IV.05: Calcul de la ligne d'eau dans le coursier.....	130
Tableau IV.06: Calcul des différents paramètres pour la construction du quadrant amont....	139
Tableau IV.07: Calcul des coordonnées de profil de quadrant aval.....	141
Tableau IV.08: différentes valeurs du rayon de raccordement en fonction de la hauteur de pelle et la charge H	141
Tableau IV.09: résultats de calcul de ligne d'eau et la cote du fond du canal.....	143
Tableau IV.10: Calcul de la profondeur critique.....	145
Tableau IV.11: Paramètres géométrique et hydraulique du canal de restitution.....	151
Tableau VI.01 : Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats	173
Tableau VI.02 : Tableau des valeurs des normes de l'eau de gâchage du béton	173
Tableau VI.03 : symboles des opérations.....	189
Tableau VI.04 : détermination du chemin critique par la méthode du tableau	190

Tableau VI.05: Répartition approximative des postes de coût d'un barrage en terre	195
Tableau VII.01 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations	208

Liste des figures

Figure I.01-a : L'emplacement du site de Beni-Slimane et les limites du réservoir	3
Figure I.01-b : Localisation du barrage de Beni-Slimane	3
Figure I.02 : Topographie des bassins versants de Beni-Slimane.....	6
Figure I.03 : Extrait de la carte géologique de la zone d'étude	8
Figure I.04-a : Sismicité et encadrement sismotectonique du barrage de Beni Slimane	15
Figure I.04-b : Carte de micro zonage sismique du territoire national.....	16
Figure II.01: Rectangle équivalent	33
Figure II.02 : répartition des courbes de niveaux du bassin versant	35
Figure II.03 : répartition et courbe hypsométrique	36
Figure II.04. : Le réseau hydrographique du bassin versant	42
Figure II.05 : Profil en long du cours d'eau principal	45
Figure II.06 : Répartition mensuelle des températures	47
Figure II.07 : Répartition mensuelle de l'évaporation	48
Figure II.08 : Répartition mensuelle de l'humidité	48
Figure II.09 : Répartition mensuelle des vitesses du vent	49
Figure II.10 : Répartition mensuelle des précipitations	50
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	57
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.....	85
Figure II.25 : L'Hydrogramme de la crue de chantier pour une période de retour 50 ans.....	86
Figure II.26 : courbes « Hauteurs-Capacité-Surface	89
Figure II.27 : courbe volumétrique ($S=f(V)$)	93
Figure III.28 : Courbes $H= f(Q,q)$	104
Figure III.29 : courbes $Vd=f(Q, q)$	105
Figure III.30 : courbe d'optimisation	116
Figure III.31 : courbe des débits déversants	118
Figure IV.01 : Profil en long du barrage.....	121
Figure IV.02 : Profil en long de l'évacuateur de crues.....	121
Figure IV.03 : Formes du seuil en plan	122
Figure IV.04 : Schéma d'un convergent.....	127
Figure IV.05 : Schéma de calcul de la ligne d'eau dans le coursier.....	129
Figure IV.06 : la ligne d'eau dans le coursier.....	131
Figure IV.07 : Notation pour l'écoulement sur l'auge d'un saut de ski.....	132

Figure. IV.08 : rayon minimal relatif R_{min}/H_1 en fonction de F_1	133
Figure. IV.09 : Dent du dissipateur à auge.....	133
Figure. IV.10 : Schéma explicatif des longueurs de trajectoire.....	134
Figure. IV.11 : Schéma de calcul d'un évacuateur de crues.....	138
Figure. IV.12: Définition du système des coordonnées.....	139
Figure. IV.13: Détail du quadrant amont (toutes les dimensions par rapport à $H=1$ m).....	140
Figure. IV.14 : Déversoir standard à parement surplombant.....	140
Figure. IV.15: Profil de quadrant aval.....	141
Figure. IV.16 : Représentation des tranchées.....	142
Figure IV.17: coupe longitudinale du déversoir.....	144
Figure. IV.18 : schéma explicatif du déversoir et du coursier.....	144
Figure. V.01 : Les charges exercées sur l'évacuateur de crues.....	155
Figure. V.02 : Présentation des forces qui agissent sur le déversoir.....	156
Figure V.03 : schéma de calcul des murs bajoyers.....	161
Figure. V.04 : Diagramme des contraintes sur la semelle.....	164
Figure. V.05 : diagramme de contrainte de la partie CA.....	165
Figure. V.06 : diagramme des contraintes.....	166
Figure. V.07 : diagramme des contraintes de la semelle du déversoir.....	168
Figure. VI.01 : calcul du chemin critique par le réseau à nœud.....	191
Figure. VI.02: calcul du chemin critique par la méthode des figures	192
Figure .VI.03: Diagramme de Gantt	193
Figure .VII.01 : Organigramme de la prévention	199

Liste des planches

Planche N°1 : coupe géologique de l'axe du barrage de Beni Slimane .

Planche N°2 : vue en plan de l'aménagement.

Planche N°3 : profil en long de la 1ere variante.

Planche N°4 : profil en long de la 2eme variante

Planche N°5 : coupe en travers et détails de la variante choisie

Planche N°5 : coupe en travers et détails de la variante choisie

Planche N°6 : détails de ferrailage



Introduction

Générale



Introduction générale :

A travers toutes les civilisations qu'a connu l'humanité l'eau a été d'une importance capitale que se soit pour la construction, le développement ou la vie quotidienne .on trouve les pharaons sur le Nil, les Babylon sur le Tigre et l'Euphrate, l'homme a toujours cherché les moyens les plus intelligents et les plus avantageux de mobiliser cette richesse sans pour autant porter atteinte a l'équilibre écologique.

Aujourd'hui encore l'importance qu'accorde l'homme a cette ressource ne cesse d'accroître comme on témoigne les immenses projets et les millions de dollars dépensés dans la recherche scientifique et la réalisation de ses projets et pour cause l'augmentation de la population mondiale nous a entraîné vers une croissance exponentielle de la demande en eau que se soit pour l'alimentation en eau potable ,l'irrigation ou l'industrie ,ces trois secteurs doivent être alimentés d'une manière continue et satisfaisante .a cet effet on a recours a la mobilisation des eaux de surface par l'édification d'ouvrages hydrauliques obstruant les cours d'eau et les oueds .

Dans cette optique et comme notre pays n'échappe pas a ce phénomène il s'est vu lancer dans un programme de mobilisation du maximum possible des eaux de surface par la construction de grands barrages et de retenues collinaires. Dans ce cadre la wilaya de Médéa a bénéficié d'un projet de construction d'un barrage dans la localité de Béni-Slimane sur l'oued Mellah.

La construction d'un barrage de telle importance nous oblige a le munir d'un évacuateur de crues qui assurera sa sécurité contre des crues susceptibles d'apparaître pendant son exploitation .notre travail consistera a étudier cet ouvrage et de le traiter de plusieurs aspect a savoir l'hydrologie, la geologie,la géotechnique ainsi que l'aspect économique sans oublier le génie civil qui va être déterminante quand à la stabilité de l'édifice, et pour faire nous avons procédé comme suit : on a fait Une synthèse de l'étude de faisabilité faite par un bureau d'étude, refaire l'étude hydrologique avec une serie pluviométrique plus longue, apres une étude de laminage pour déterminer la largeur du deversoir ensuite on a étudié deux variante d'évacuateur et on a choisi la plus optimale ,une etude genie civil s'impose pour assurer la stabilité de l'ouvrage et on a terminer par l'organisation de chantier et protection et sécurité de l'ouvrage .



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 l'évacuateur de crue 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 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.

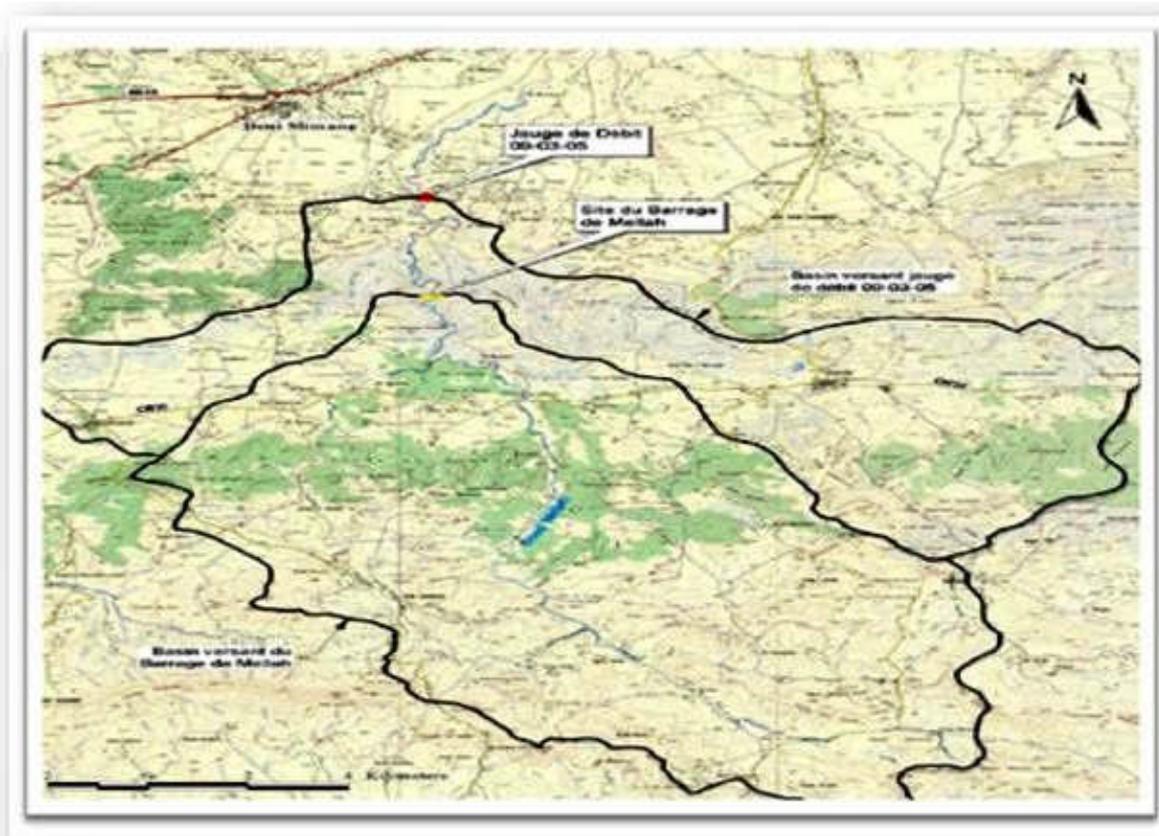


Figure I.01-a : L'emplacement du site de Beni-Slimane et les limites du réservoir.
Source : A.N.B.T.

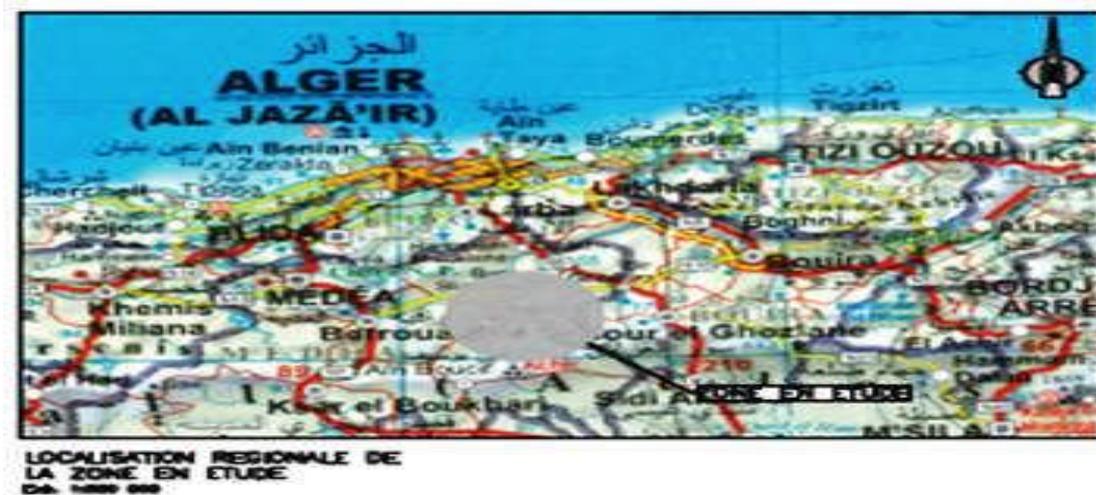


Figure N°I.01-b : Localisation du barrage de Beni-Slimane.
Source : A.N.B.T.

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

I.1.3.1.La 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 721 m, 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. L'évacuateur 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 717,5 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 719,0m.

I.1.3.3. La 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. la 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. la 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

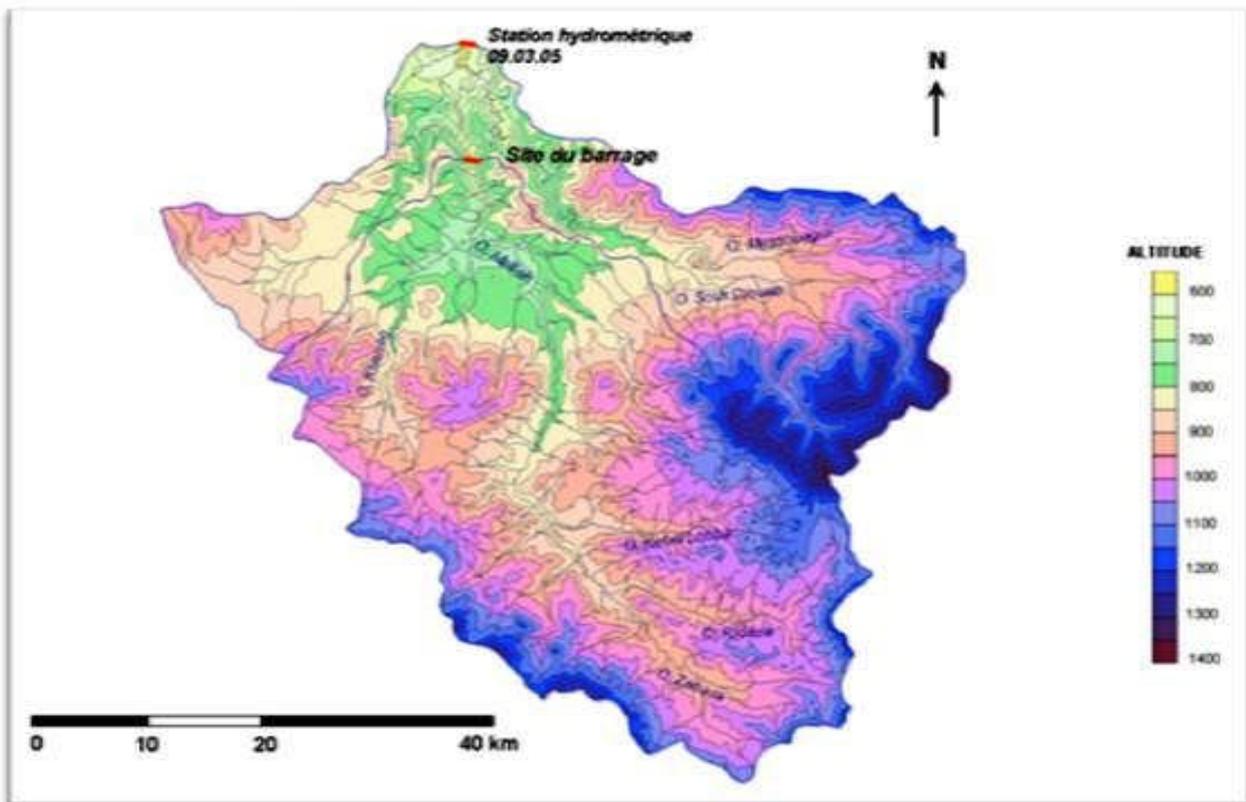


Figure I.02 :Topographie des bassins versants de Beni-Slimane.

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 crétacés 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.

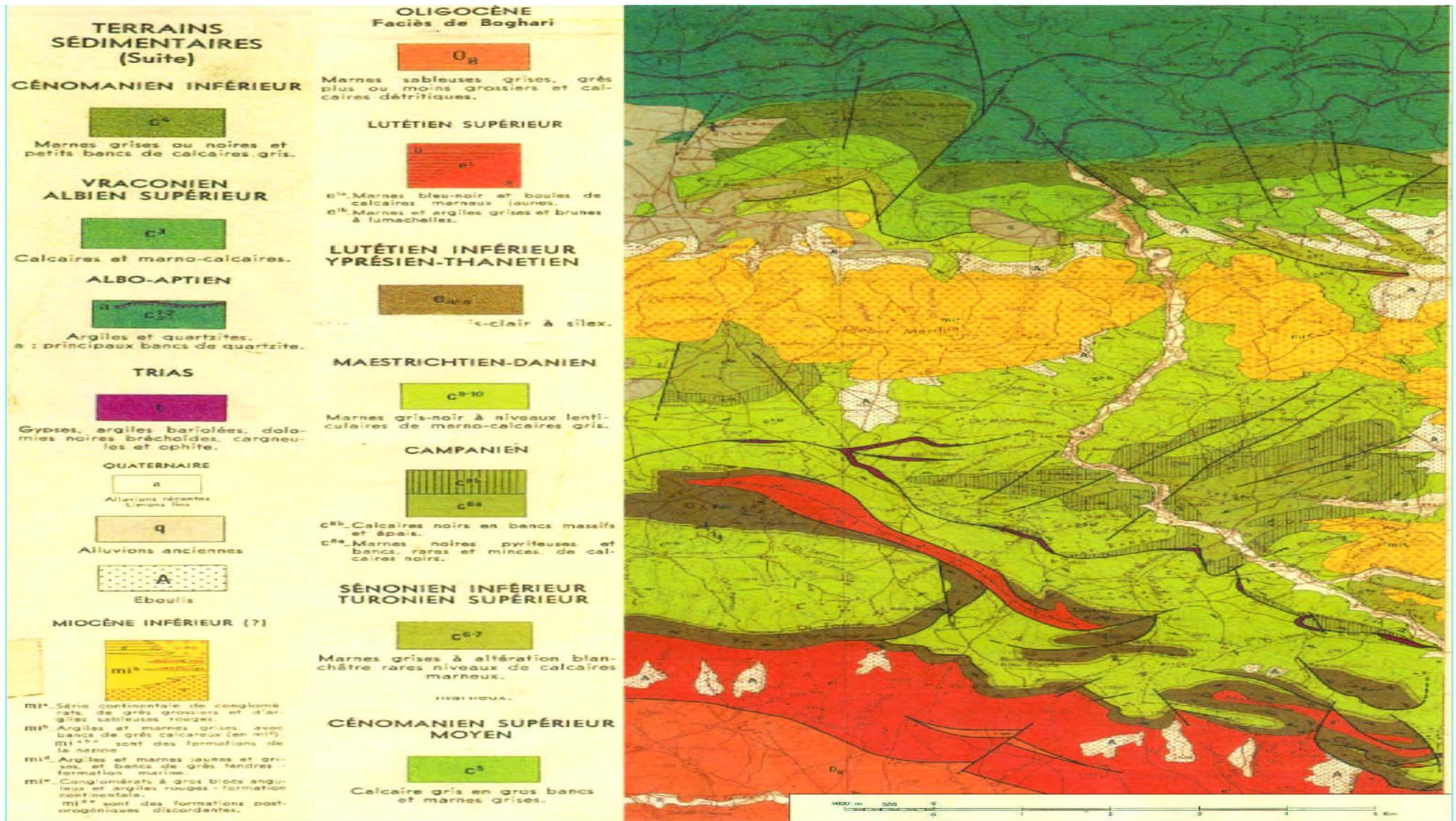


Figure I.03 : Extrait de la carte géologique de la zone d'étude.

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

Figure 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 $M= 6.6 + 0.5 = 7.1$ produit dans la faille proche de Draa El Kremis.

En outre, il se manifeste une sismicité distribuée ou diffuse (sismicité de fond) dont le séisme maximal connu est représenté par le séisme $M=5.6$, de 21 juin 1960.

Cette démarche a permis de postuler les scénarios sismiques suivants, visant l'évaluation des séismes de référence (SBE et SMD), chaque scénario étant constitué par une magnitude M et une distance d entre la source et le site.

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 terrain rocheux, c'est-à-dire, pour un terrain avec une vitesse des ondes de cisaillement supérieur à 750 m/s.

Les valeurs maximales de la composante horizontale de l'accélération (PGA) obtenues pour les deux séismes de référence sur le site du barrage, à partir des scénarios sismiques considérés, sont les valeurs proposées au tableau I.05.

Tableau I.04 : Caractéristiques des séismes de projet.

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

Source : A.N.B.T.

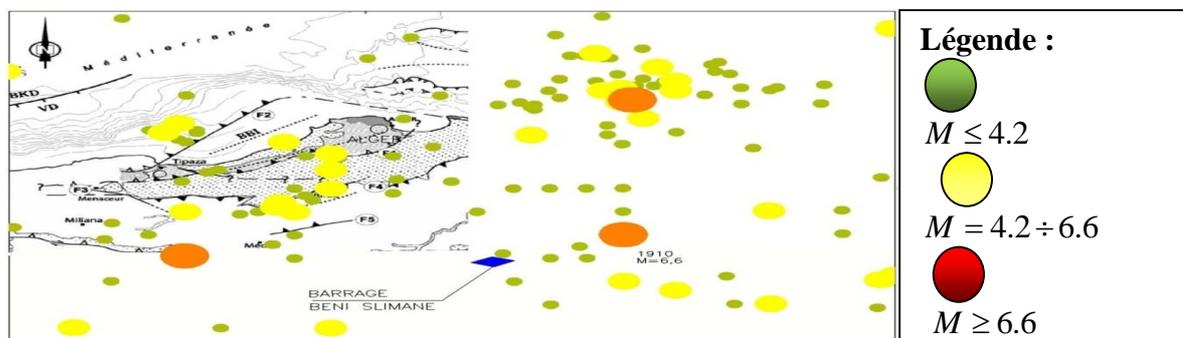
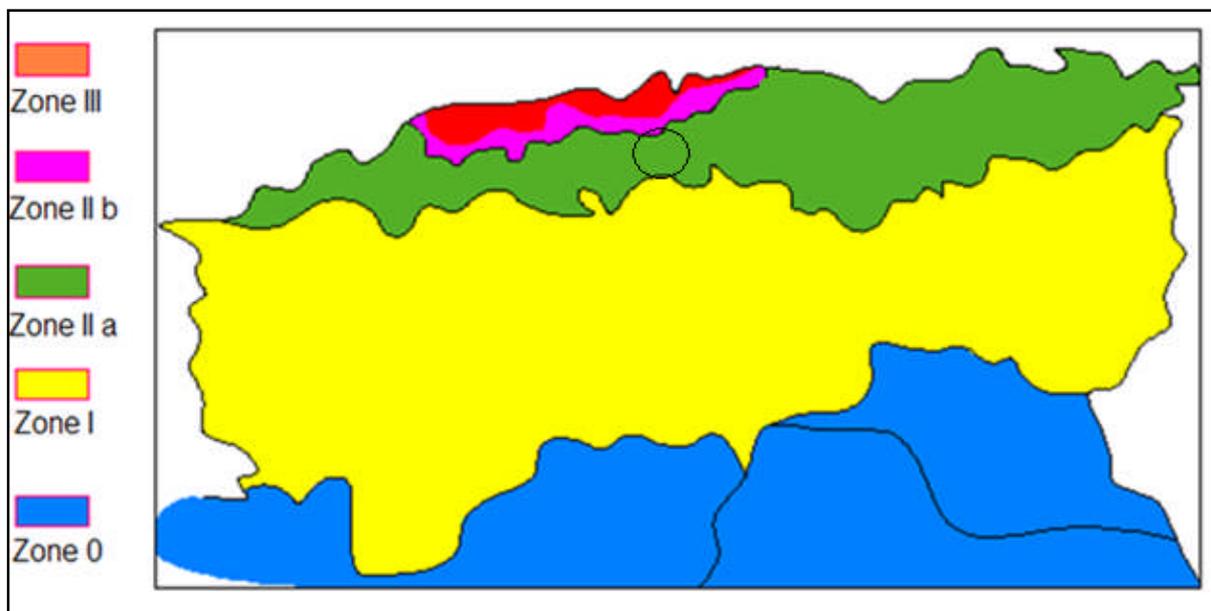


Figure I.04-a: .Carte de micro zonage sismique du territoire national.

Source :R.P.A (99) V2003 modifiée.

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

Tableau I.05 : 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 ouvrage 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) Les 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 Z	Inclinaison (degré)	Profondeur Totale(m)
		X	Y			
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 azimuth 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) les 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'essais.

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.

Ces essais ont été réaliser par les laboratoires des essais géotechniques suivants :

- E P E HydroTechnique / S P A pour les tests des échantillons de sol.
- (R A U) pour les analyses pétrographiques

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 d'identification .

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 = hanteur

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 UCS typiquement entre 20 et 70 MPa) ou des roches extrêmement dures (valeurs d'UCS > à 70 MPa) (Brink Partridge et Williams,1982).

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 :

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 : [01]

a) Indice de forme :

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 :

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 :

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 :

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

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

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

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

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

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

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

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

S : Surface du bassin versant (Km²).

Kc : Indice de compacité de Gravelius

AN :

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

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

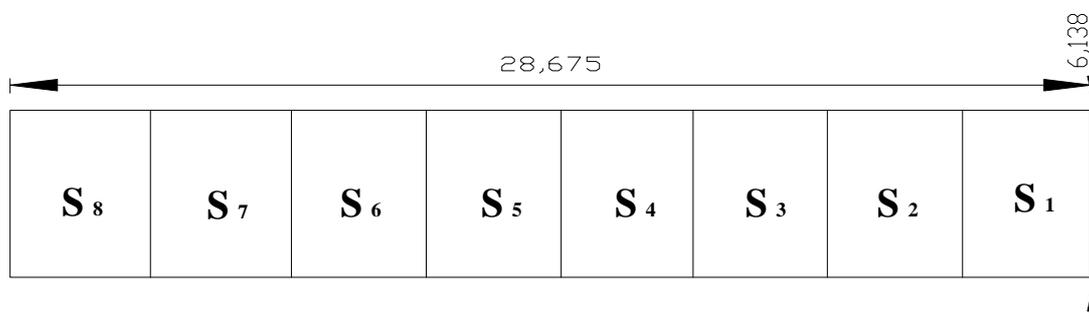


Figure II.01: Rectangle équivalent.

II.1.1.3.Hypsométrie du bassin versant: [01]

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 :

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

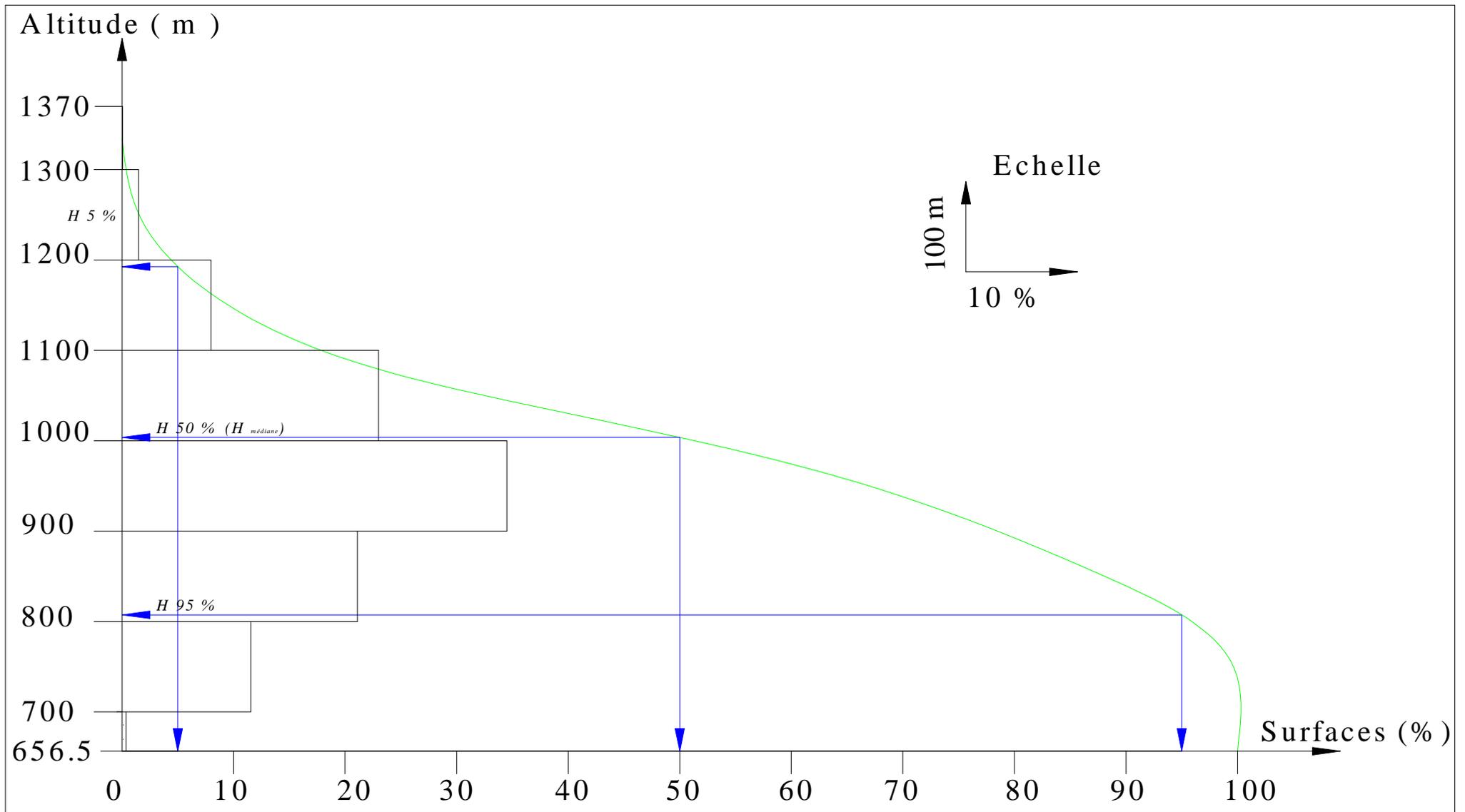


Figure II.03 : répartition et courbe hypsométrique

c) Détermination des altitudes :

• **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 (km)
- 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 :

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 et 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%}.

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

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 : récapitulatif 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 : [01]

a) Densité de drainage :

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

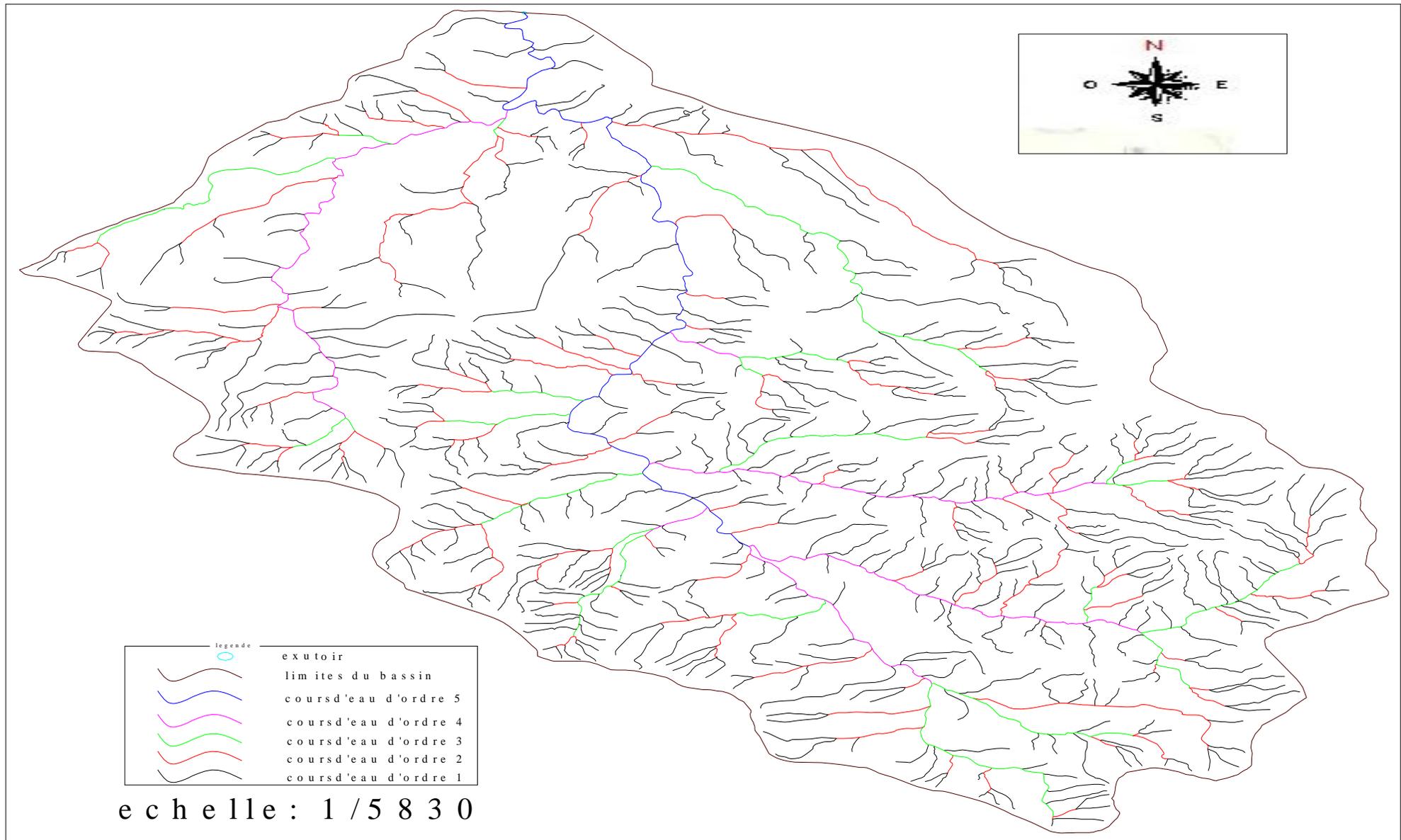


Figure II.04. : Le réseau hydrographique du bassin versant

b) Densité du thalweg élémentaire:

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 :

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 :

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 :

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 :

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 :

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 :

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

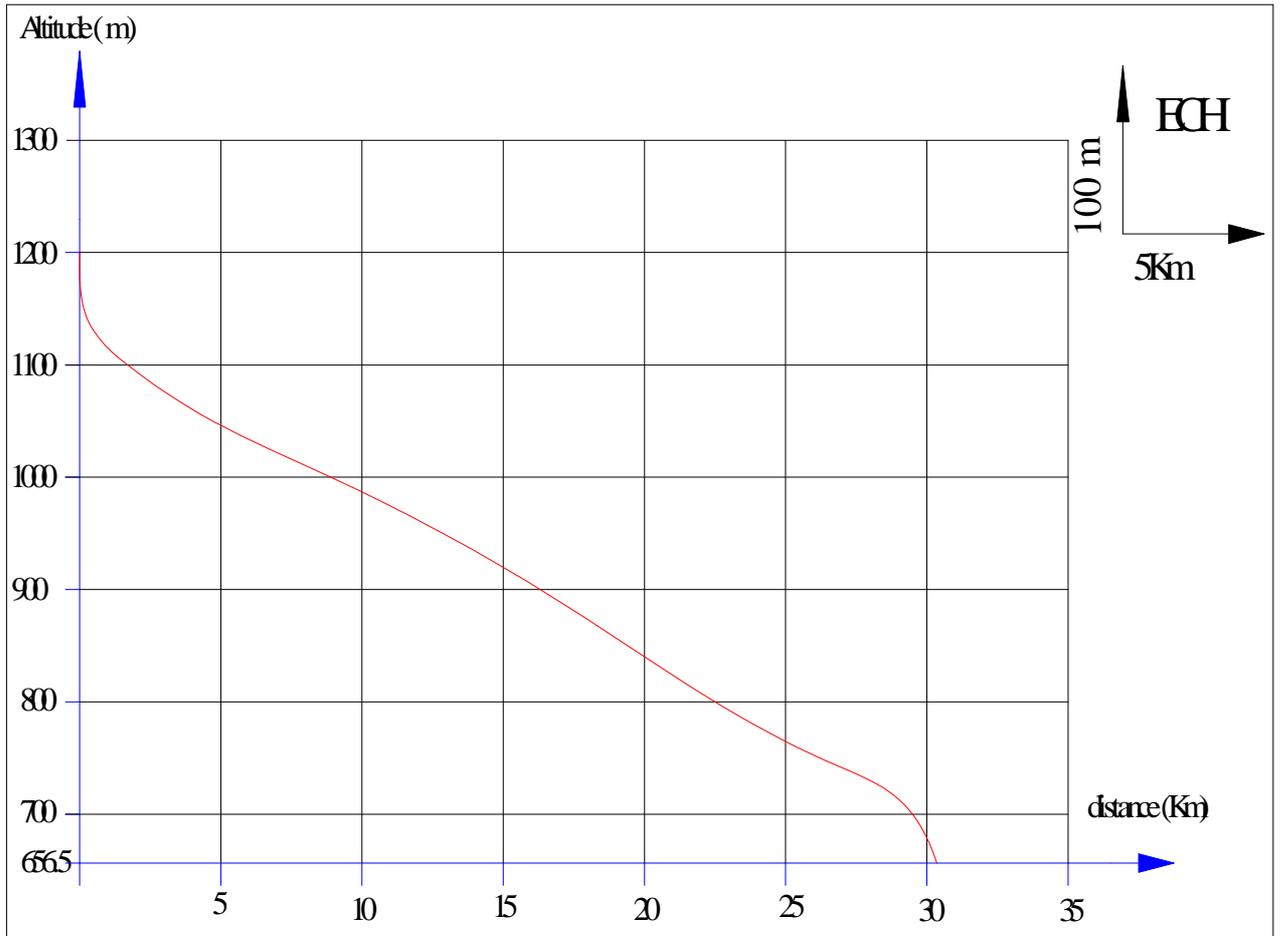


Figure II.05 : Profil en long du cours d'eau principal

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	T _{moy} °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

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.

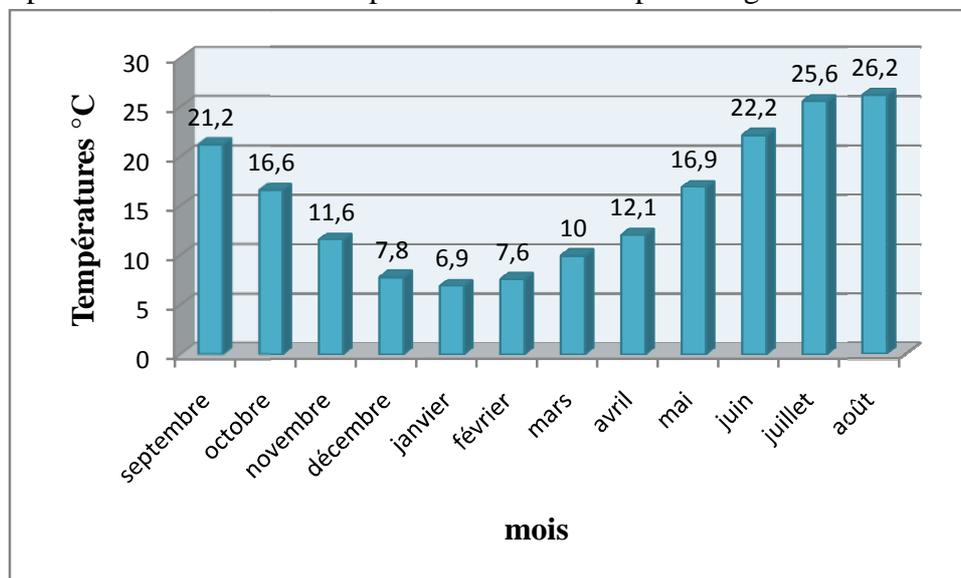


Figure II.06 : Répartition mensuelle des températures.

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	Août	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

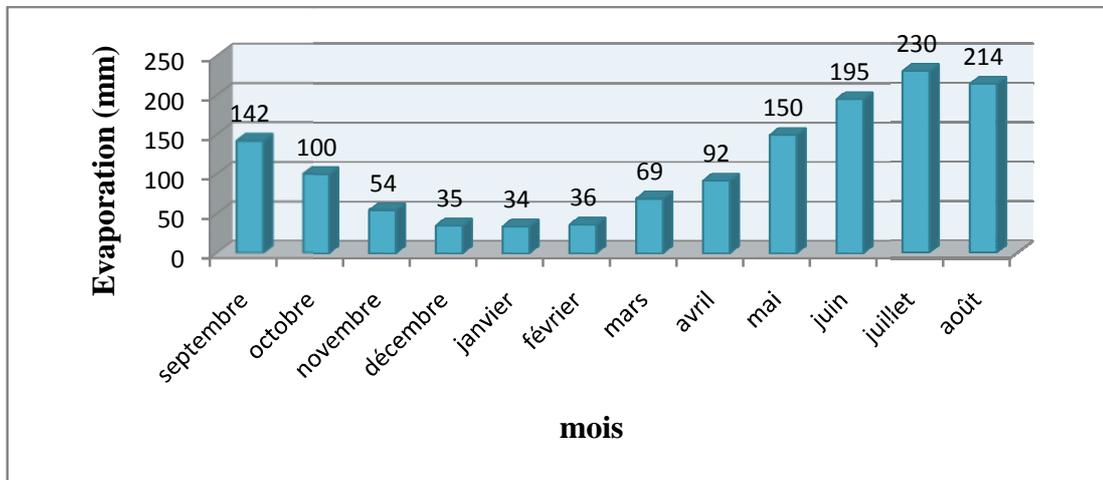


Figure II.07 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

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

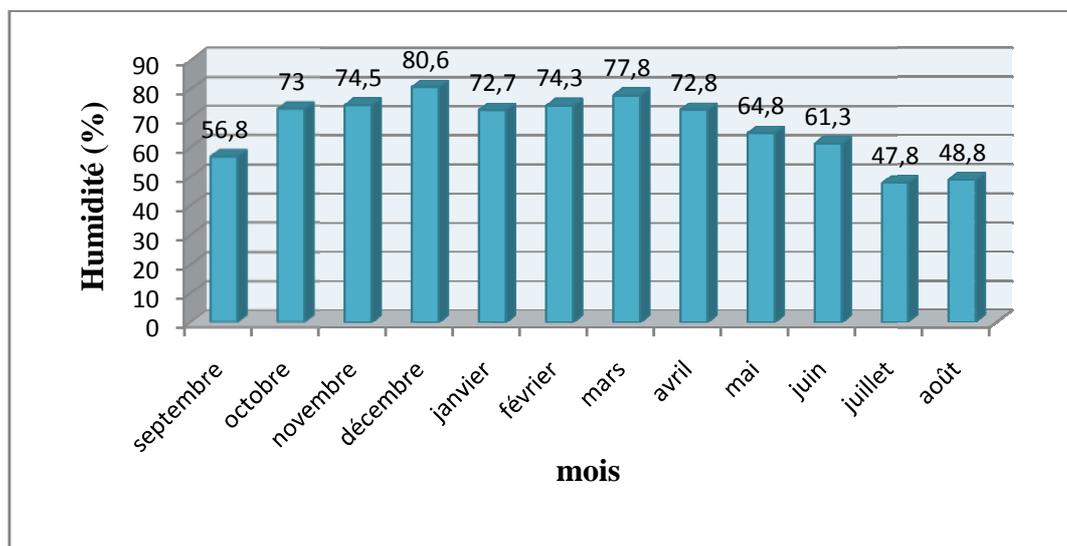


Figure II.08 : Répartition mensuelle de l'humidité.

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

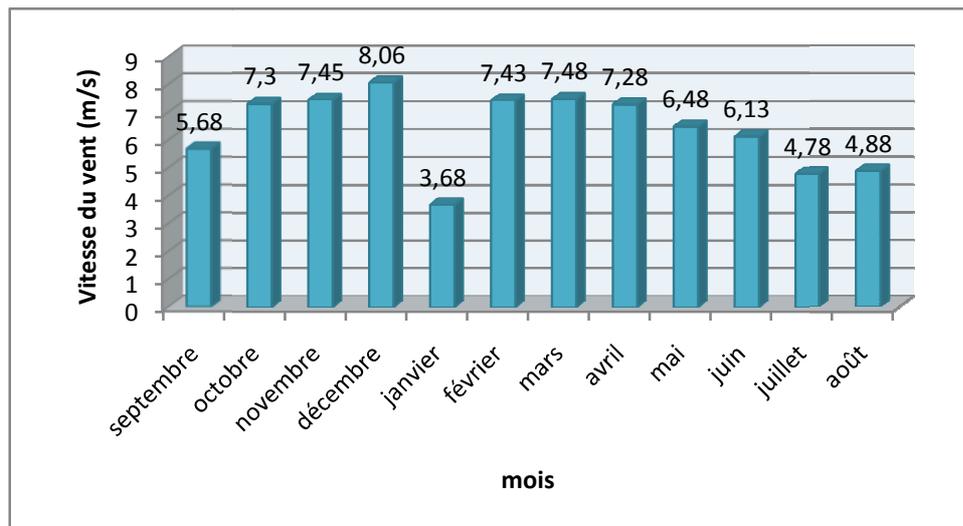


Figure II.09 : Répartition mensuelle des vitesses du vent.

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

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

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**.

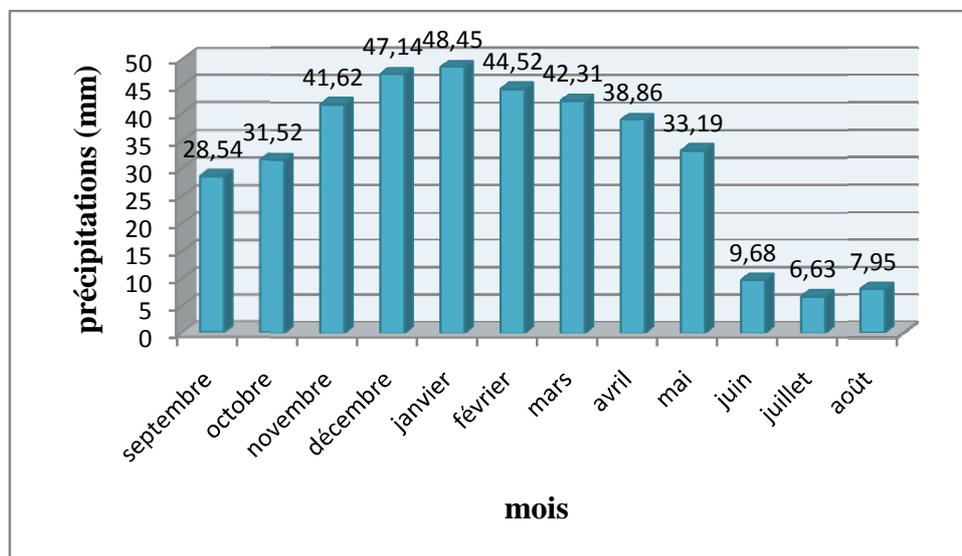


Figure II.10 : Répartition mensuelle des précipitations.

II.2. Etude des précipitations : [01]

II.2.1. Homogénéisation des données :

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 :

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 :

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 « C_v » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,351
Coefficient d'asymétrie « C_s » :	$C_s = \frac{\sum_{i=1}^{N=41} (X_i - \bar{X})^3}{(N-1)\sigma^3}$	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 :

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

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

$\sigma = 12.85$

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 avec Shapiro-Wilk :**

Hypothèses :

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Normale

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

Résultats :

p-value SW = 0.97

Degrés de liberté : p = 0.9380

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

Résultats :

Sur la petite pluie (17.9mm) :

Valeur de la statistique T = 1.45

p-value p < 0.999

Pas de conclusion dans ce cas.

Sur la grande pluie (77.4mm) :

Valeur de la statistique T = 3.17

p-value p < 0.0.14

Nous pouvons rejeter H_0 au niveau de signification de 5 %

• **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 :

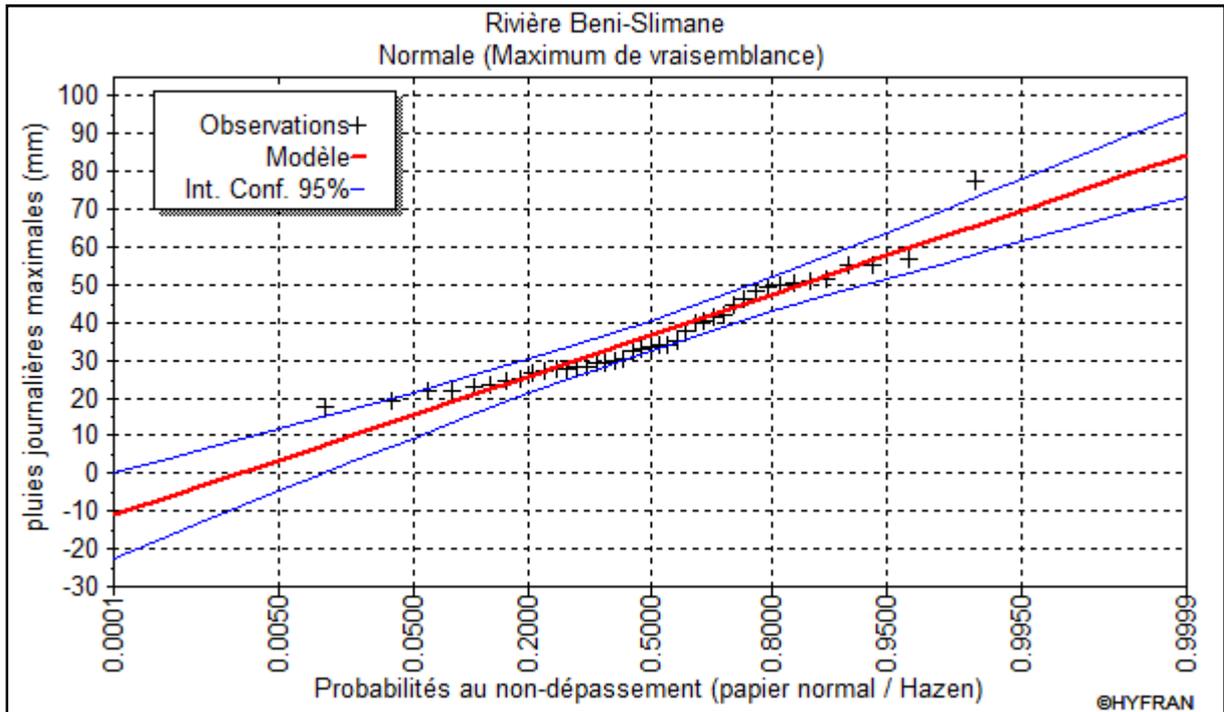


Figure II.11 : représentation graphique de l’ajustement à la loi de Gauss.

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.

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

- m : rang de précipitation
- n : nombre d’observations (41)

- ✓ calculer la variable réduite de Gumbel donnée par la formule suivante :

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

- ✓ calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »
- ✓ représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier Gumbel.
- **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 : $(1 / \alpha)$: 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 :

$$U = 30.68$$

$$\alpha = 9.97$$

Quantiles :

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

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

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 (C_v)	0.351	0,351
Coefficient d'asymétrie (C_s)	1.14	0,908

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

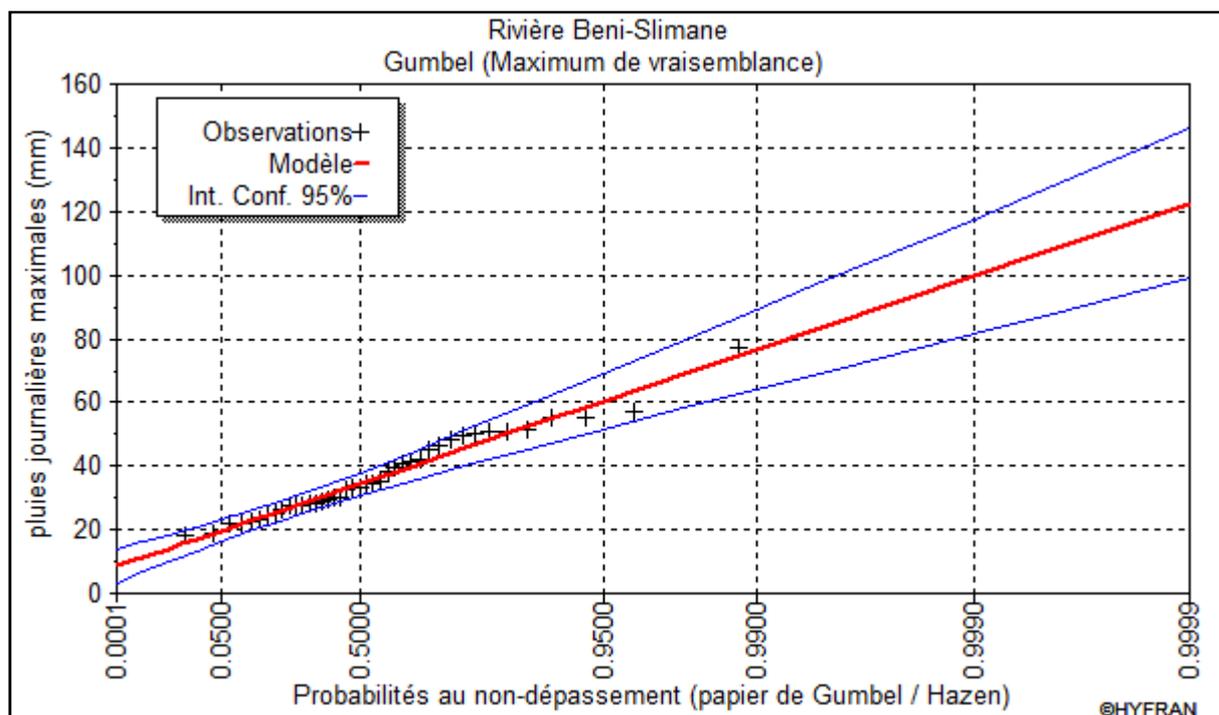


Figure II.12 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.

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 :

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

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

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

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

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

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

Galton (Méthode de vraisemblance corrigée)

Nombre d'observations : 41

Paramètres :

$\mu = 4,5424$

$\sigma = 0,3405$

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 avec Shapiro-Wilk**

Hypothèses :

H_0 : L'échantillon provient d'une loi log Normale

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

Résultats :

p-value SW = 0.97

Degrés de liberté : p = 0.941

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

Résultats :

Sur la petite pluie (17.9mm) :

Valeur de la statistique T = 1.93

p-value $p < 0.999$

Pas de conclusion dans ce cas.

Sur la grande pluie (77.4mm) :

Valeur de la statistique $T = 2.37$

p-value $p < 0.297$

Pas de conclusion dans ce cas.

• **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 :

$$\chi^2 = 4.85$$

p-value $p = 0.4340$

Degrés 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.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 :

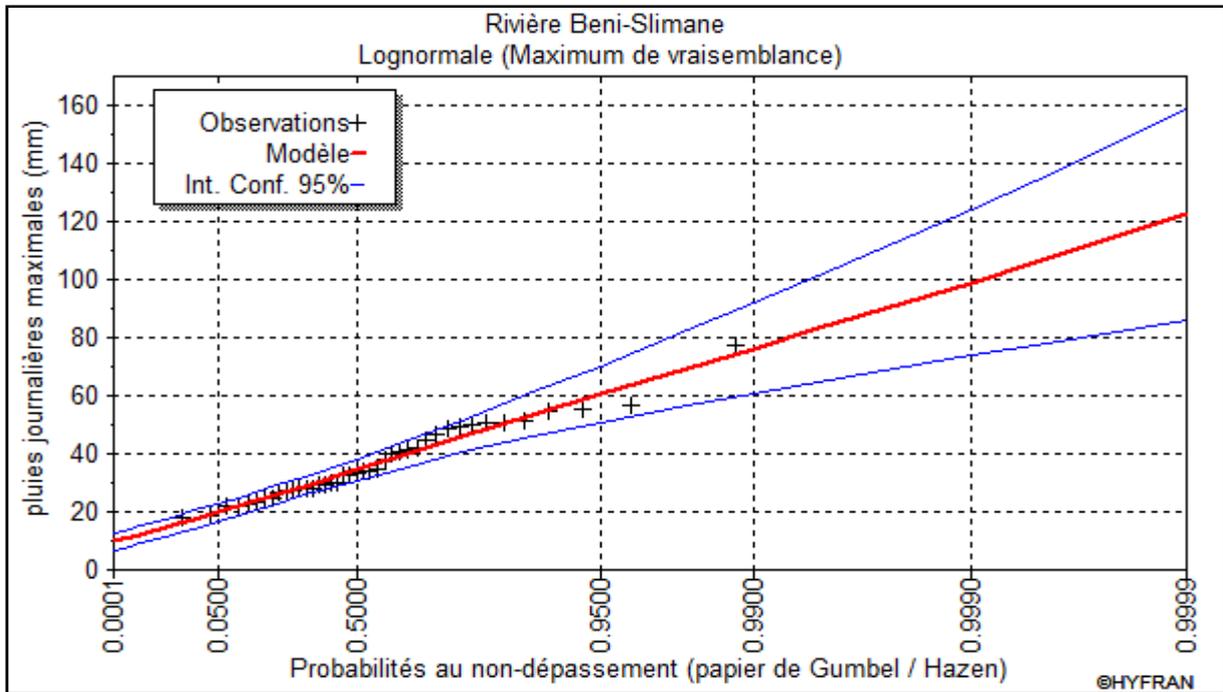


Figure II.13: représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton.

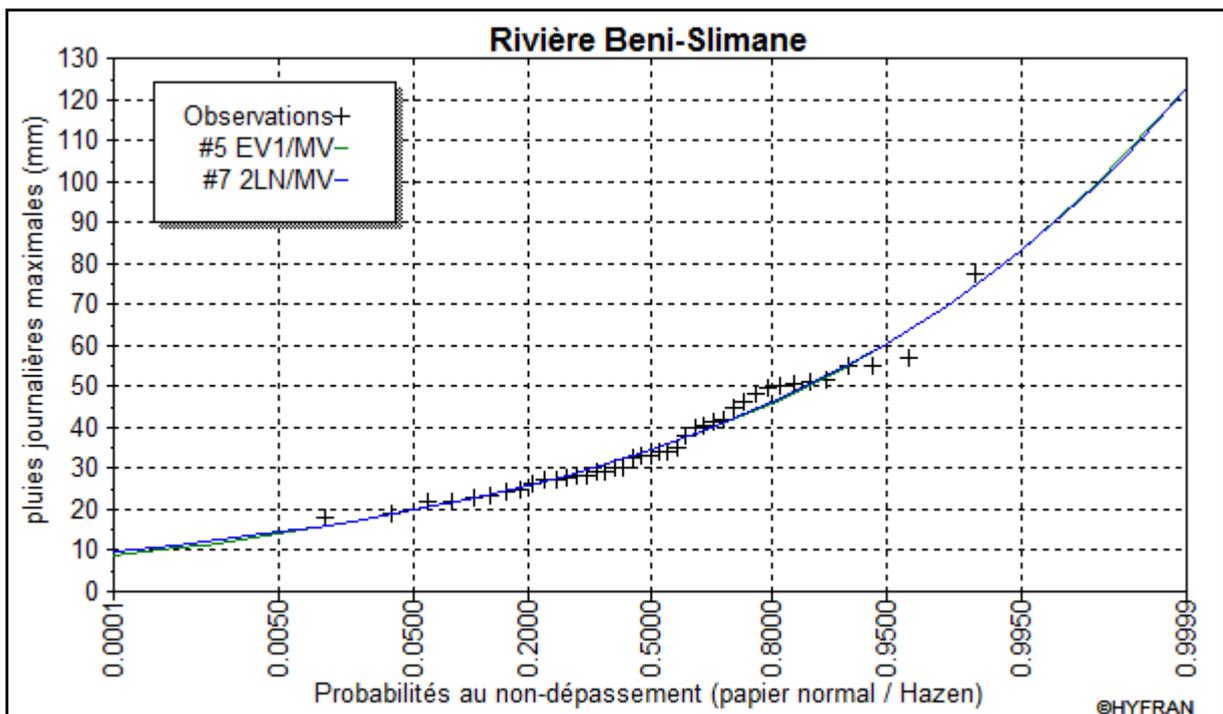


Figure II.14 : la comparaison graphique entre les deux lois (Galton et Gumbel)

Conclusion :

D'après les schémas ; on trouve que la série des pluies maximales journalières suit la loi log normale « GALTON » parce que tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proche de la droite d'HENRY.

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

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

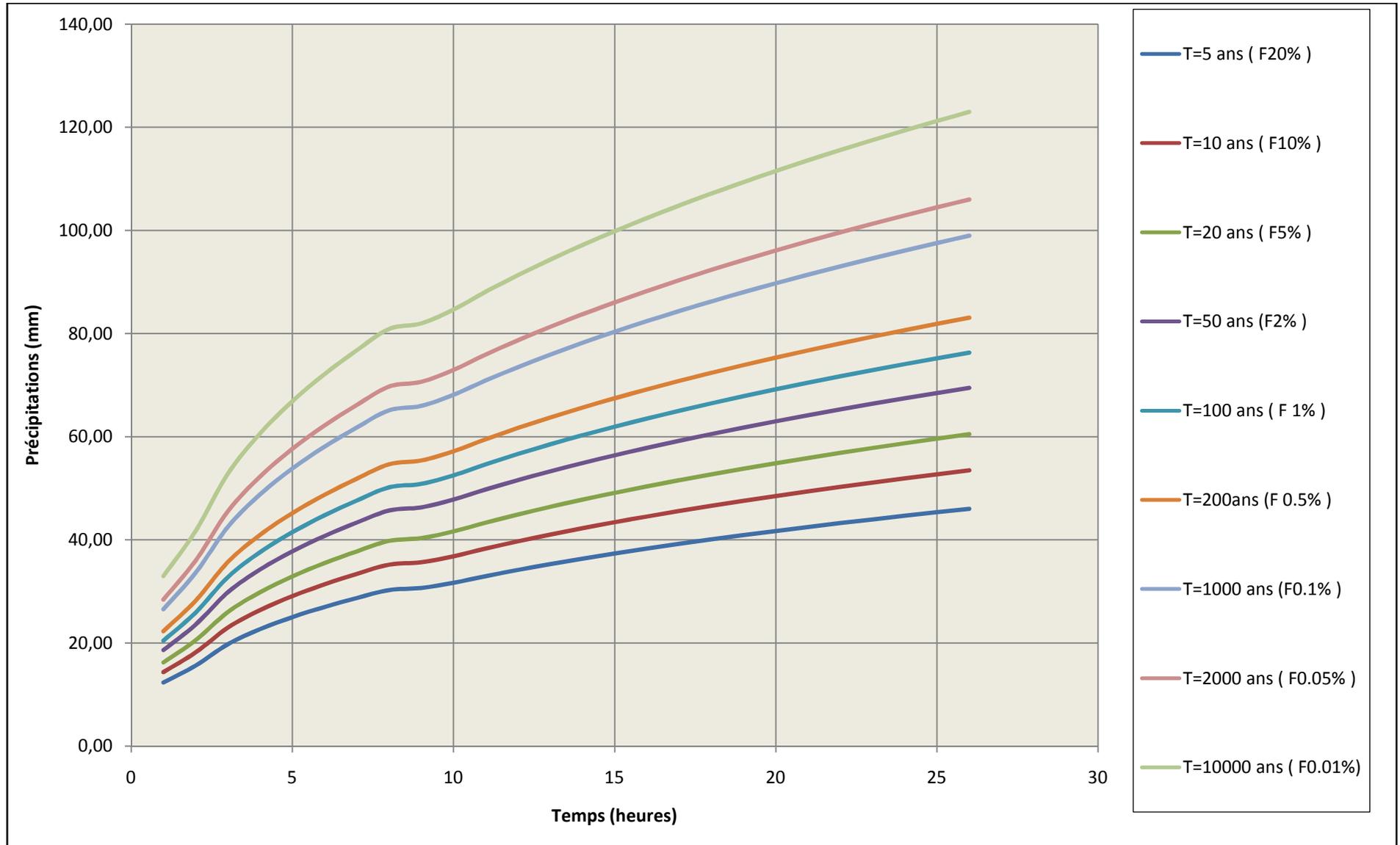


Figure II.15 : Pluies de Courtes durées

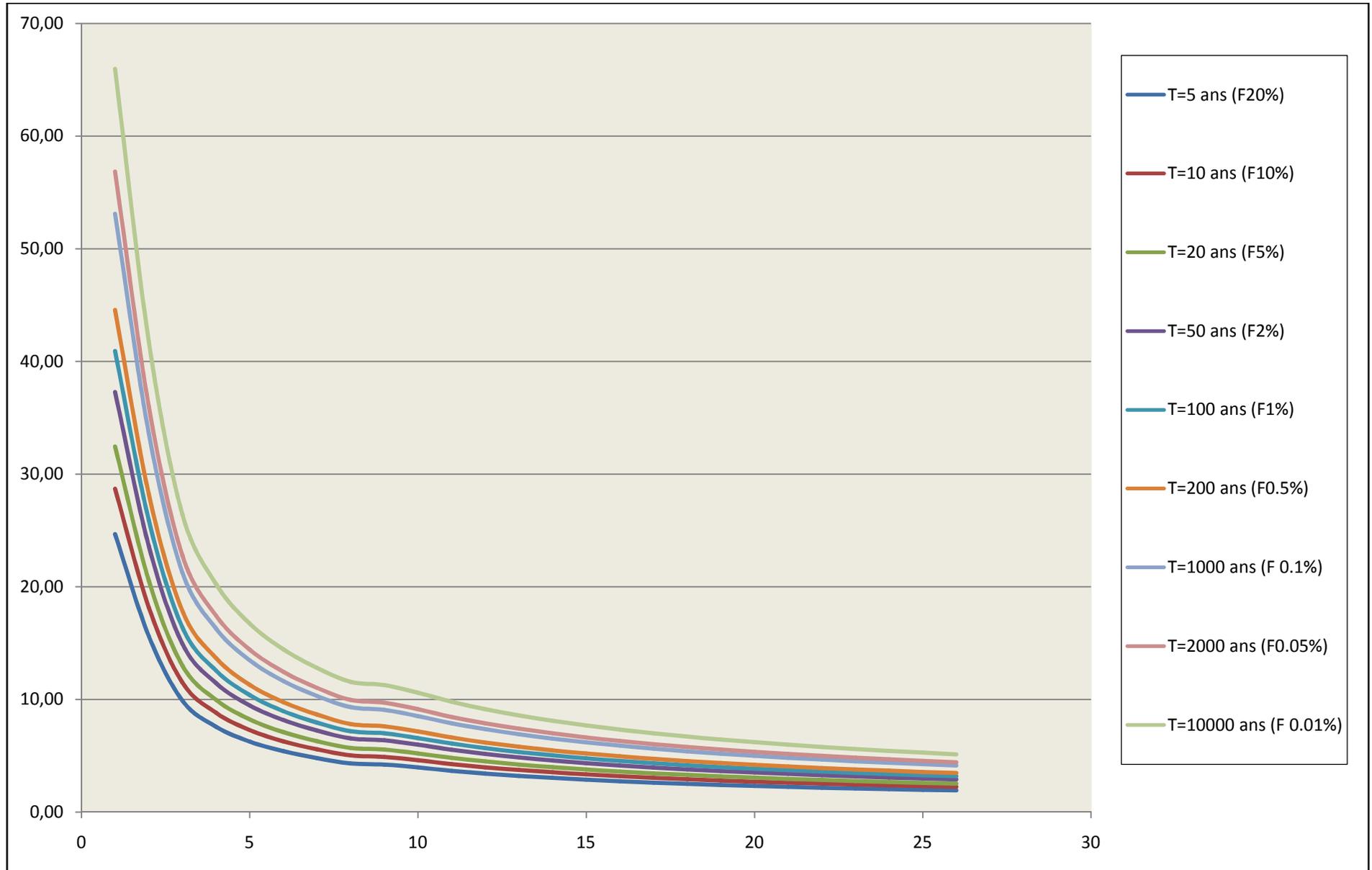


Figure II.16 : Intensité –Durée –Fréquence.

II.3. Etude des apports : [02]

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

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

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**.

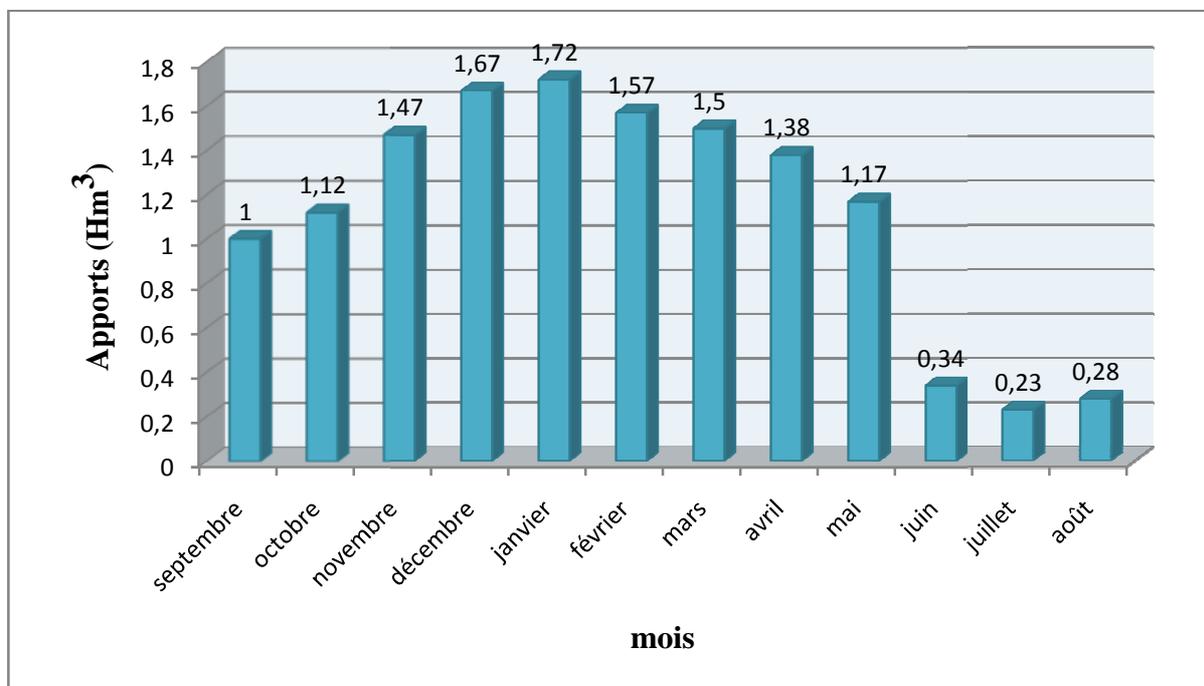


Figure II.17 : Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel.

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

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

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).

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

II.3.2.3. Lame 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.

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

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 : Lame d'eau écoulée (mm).

A.N : $C_e = \frac{76.42}{380.42} = 0.2$ **$C_e = 0.2$**

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 : 24

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

- **Test d'adéquation avec Shapiro-Wilk :**

Hypothèses :

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Normale

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

Résultats :

$$p\text{-value } SW = 0.85$$

$$\text{Degrés de liberté : } p = 0.916$$

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.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 :

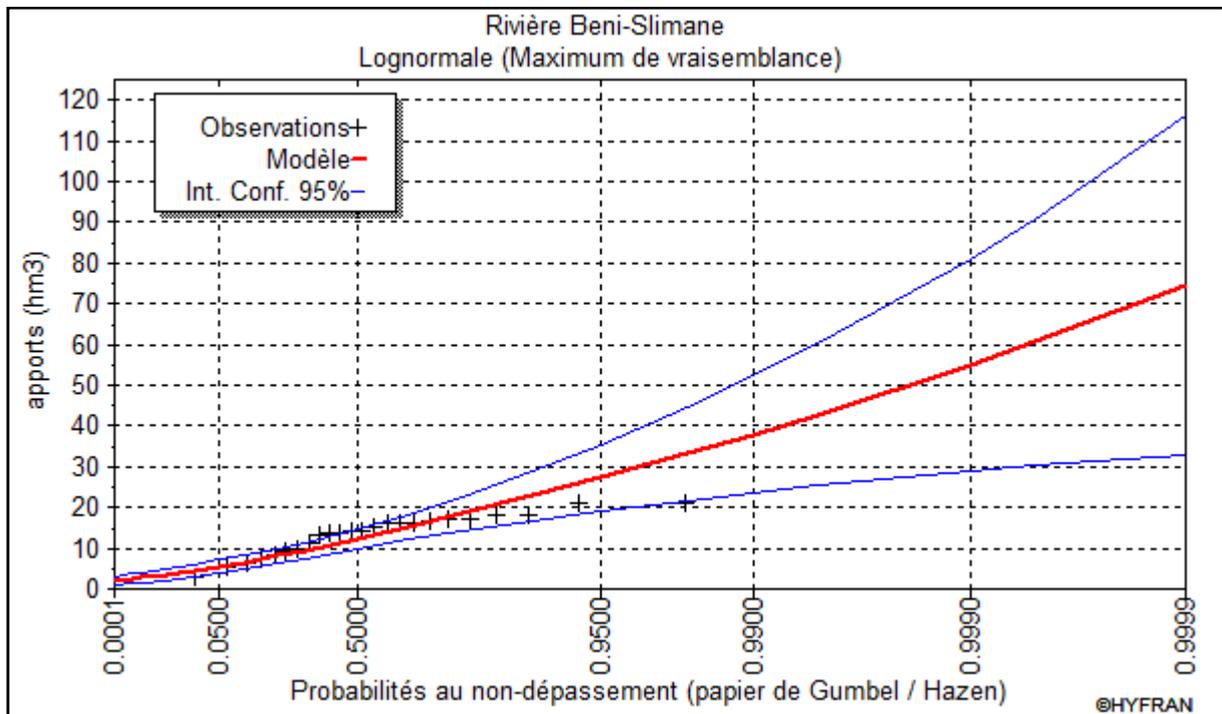


Figure II.18 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton.

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 (Hm³).

$F_{P\%}$: 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

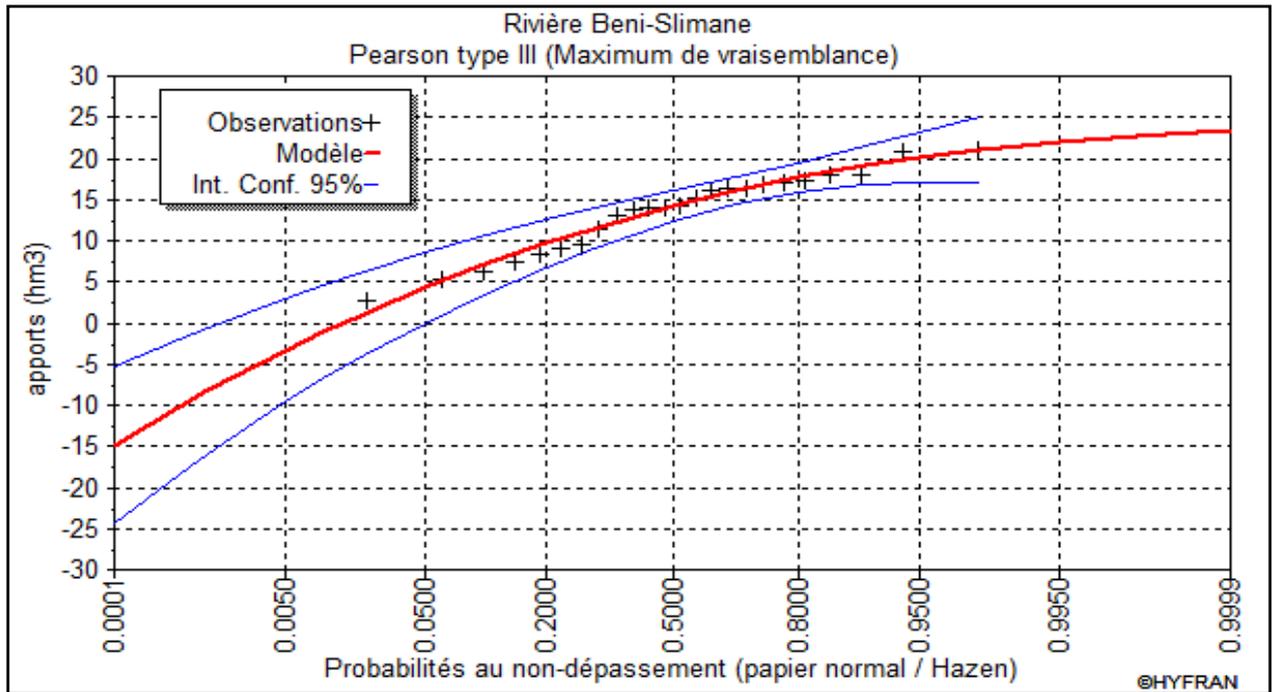


Figure II.19 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Pearson III.

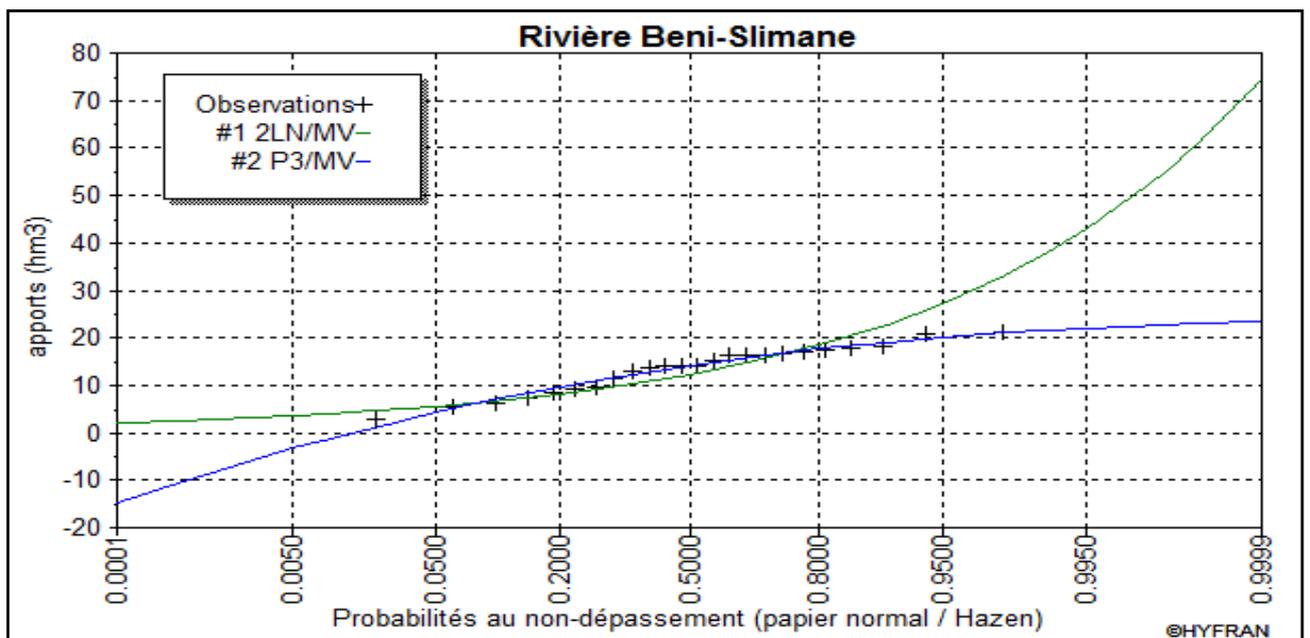


Figure II.20 : la comparaison graphique entre les deux lois (Galton et Pearson III)

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

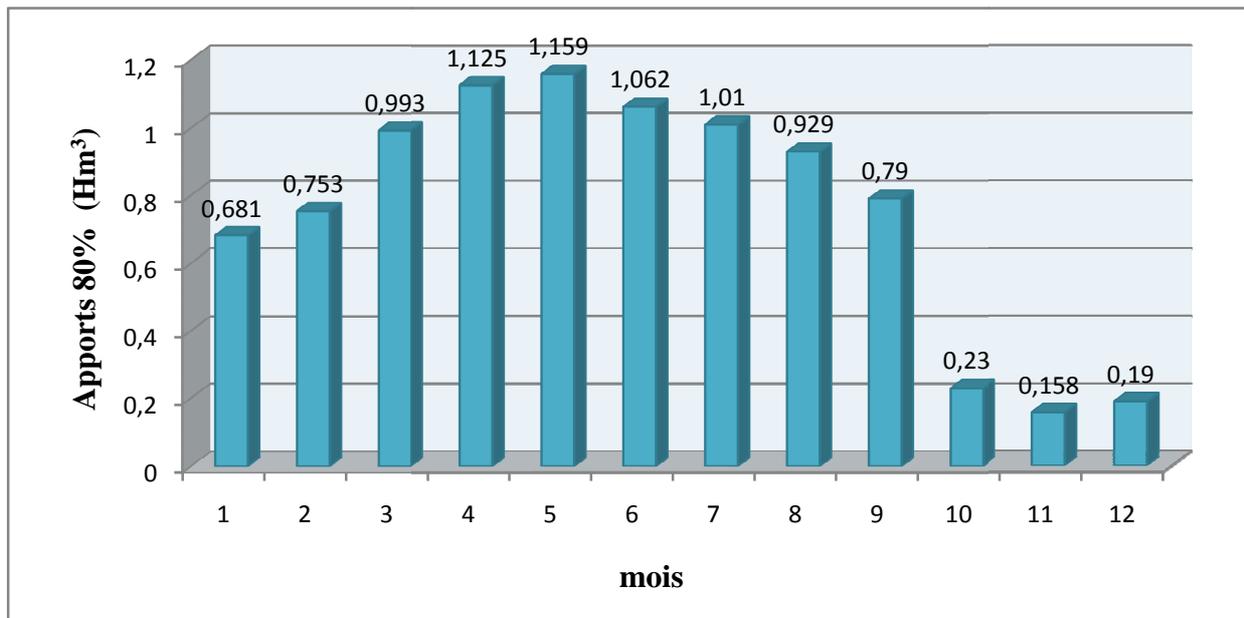


Figure II.21 : représentation mensuelle de l’apport moyen interannuel de fréquence 80%

II.3.4. Apport solide et Estimation de volume mort :

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 est 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 : [03]

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). $P_m = 48.45$ mm.

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) $S = 176$ Km².

A.N :

$h = 321.08$ m.

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

c) Formule de Grailovitch :

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

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

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 :

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

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

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

$$T_0 = 439.89 * 1.13 = 499 t / km^2 .an)$$

$$T_0 = 499 t / km^2 .an$$

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 :

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).

S : Surface du bassin versant (Km²).

A.N :

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

$$V_m = 0.356 Hm^3$$

b) Formule de Tixeront :

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 ($\gamma_s = 1,6 \text{ t/m}^3$).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

T_s : le transport solide (t/Km²/an).

S : surface du bassin versant (km²).

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

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

c) Formule de Gravitovitch :

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 : T_0 : 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 ($\gamma_s = 1,6 \text{ t/m}^3$).

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

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 ($300 < P_{an} = 380.42 \text{mm} < 700$). On adopte pour la valeur trouvée par cette formule puisque on a $P_{an} = 380.42 \text{mm}$ 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 : [01]

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: 24

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

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Normale

H_1 : 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 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.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 :

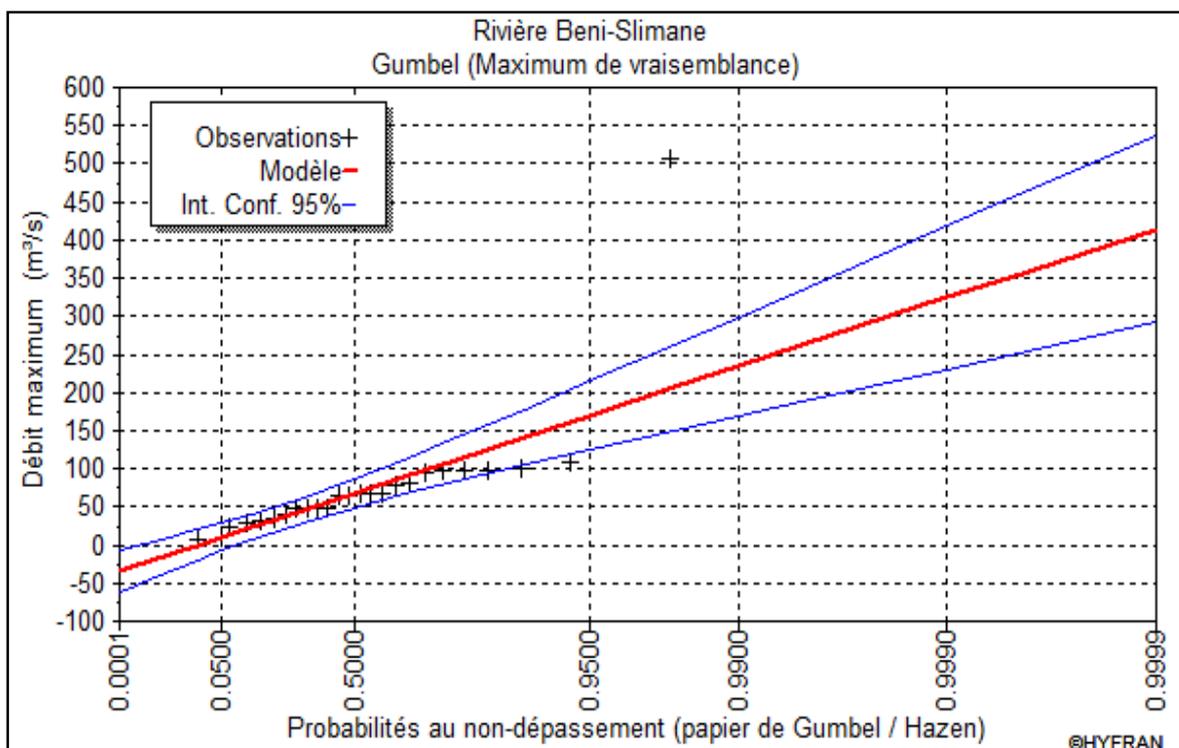


Figure II.22 : représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.

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

Tableau II.32 : débits fréquents 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 :

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 :

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 dans le tableau II.34, et la Figure (II.23).

Tableau II.34 : débits fréquentielles 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

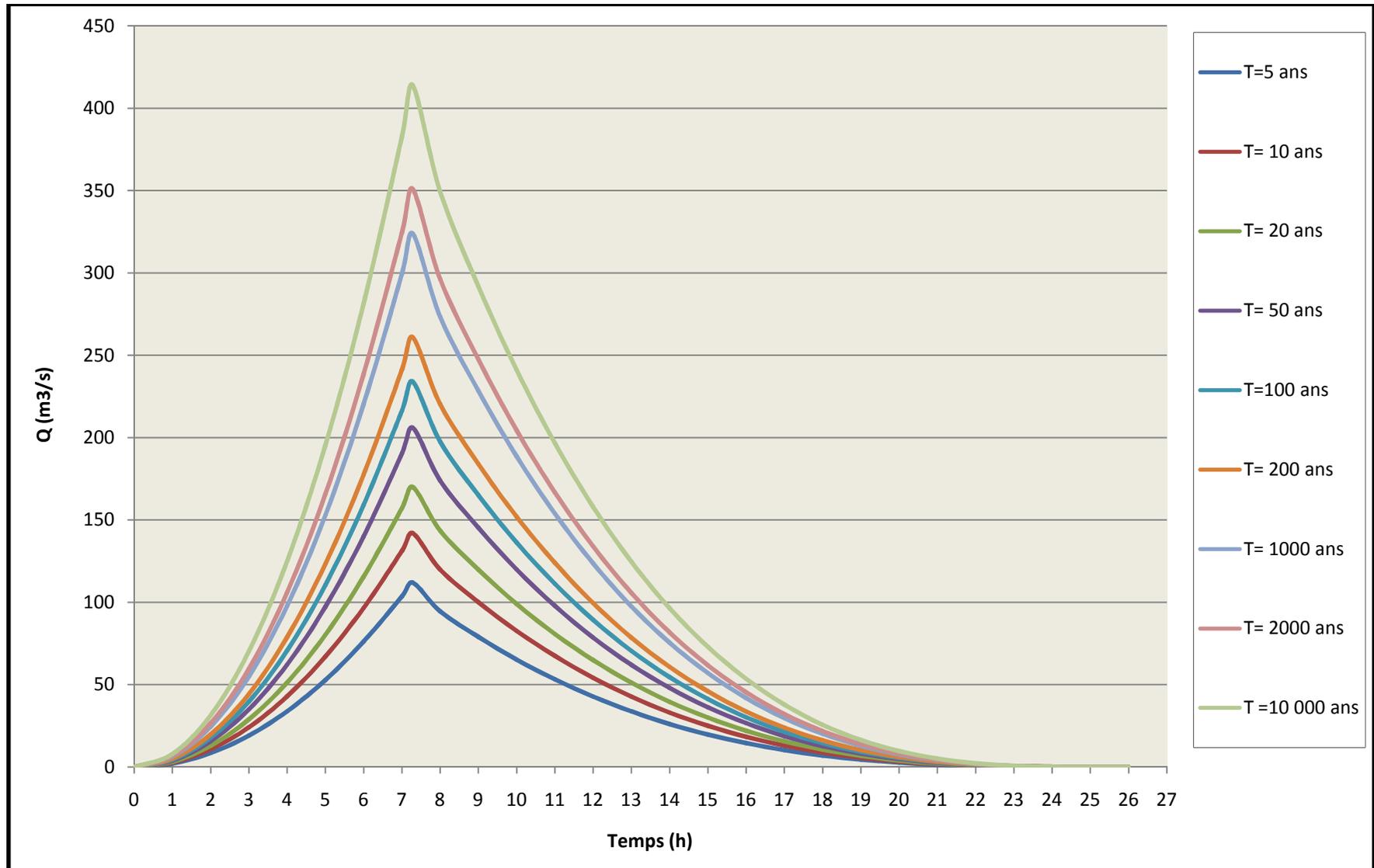


Figure II.23 :L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (SOKOLOVSKY)

II.4.3. Estimation de la crue de projet : [04]

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).
- ✓ Le C.T.G.R.E.F.

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

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

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau II.35 : Catégories des dommages résultant des crues.

Dommages élevés	Dommages importants	Dommages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toute fois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables (dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval).	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et 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.

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

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

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

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

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.

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'emménagement relativement faible), donc on accepte un risque moyen (I_g =2) et on opte pour la crue millénaire :

$$D'où : Q = Q_{\max, 0.1\%} = 234 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

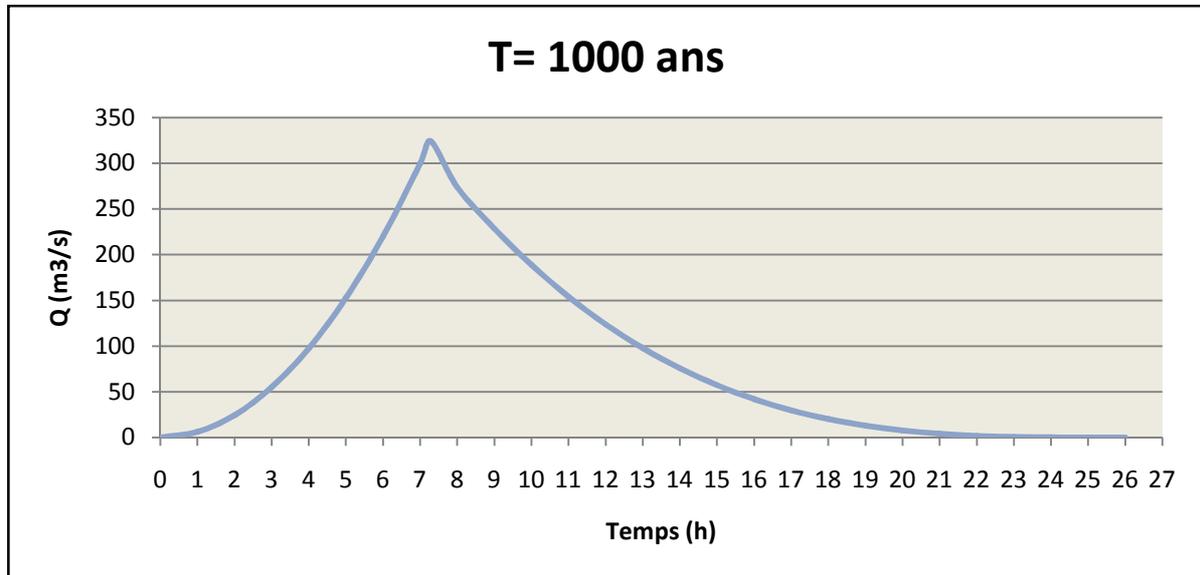


Figure II.24 : L'Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour 100 ans.

II.4.4. Choix de la crue de chantier : [04]

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.

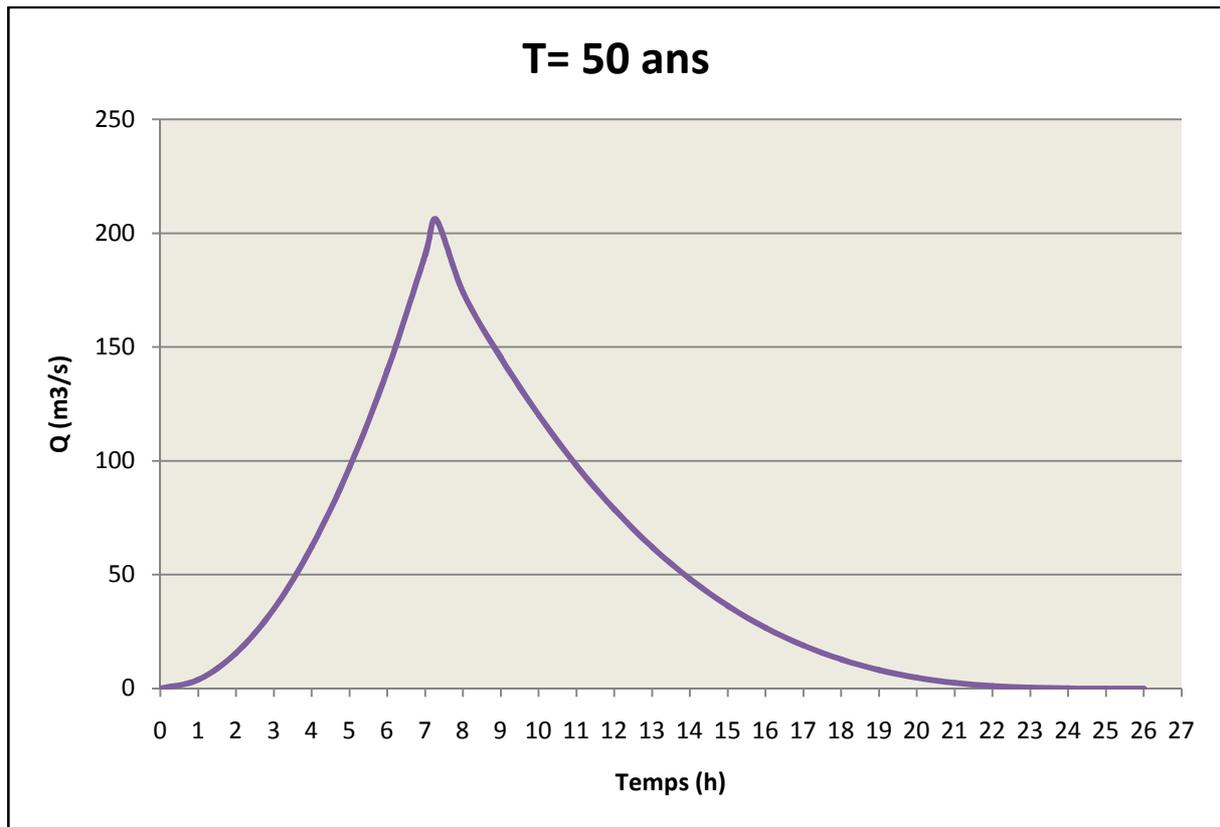


Figure II.25 : L'Hydrogramme de la crue de chantier pour une période de retour 50 ans.

II.5. Régularisation : [02]

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 ($A 80\% \text{ Hm}^3$).
- ✓ 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 A80% :

La répartition mensuelle de l'apport 80% est déjà déterminée (voir chapitre II.3.3.3). le tableau ci-après 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%} (Hm³)	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%} (Hm³)	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

II.5.3. Courbes « Hauteure-Capacité-Surface » :

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 (m²).
- S_{n-1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{n-1} (m²).
- ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives
- V_n: Volume d'eau correspondant à la courbe de niveau H_n (m³).
- ΔV_n : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives (m³).

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)	ΔV (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.

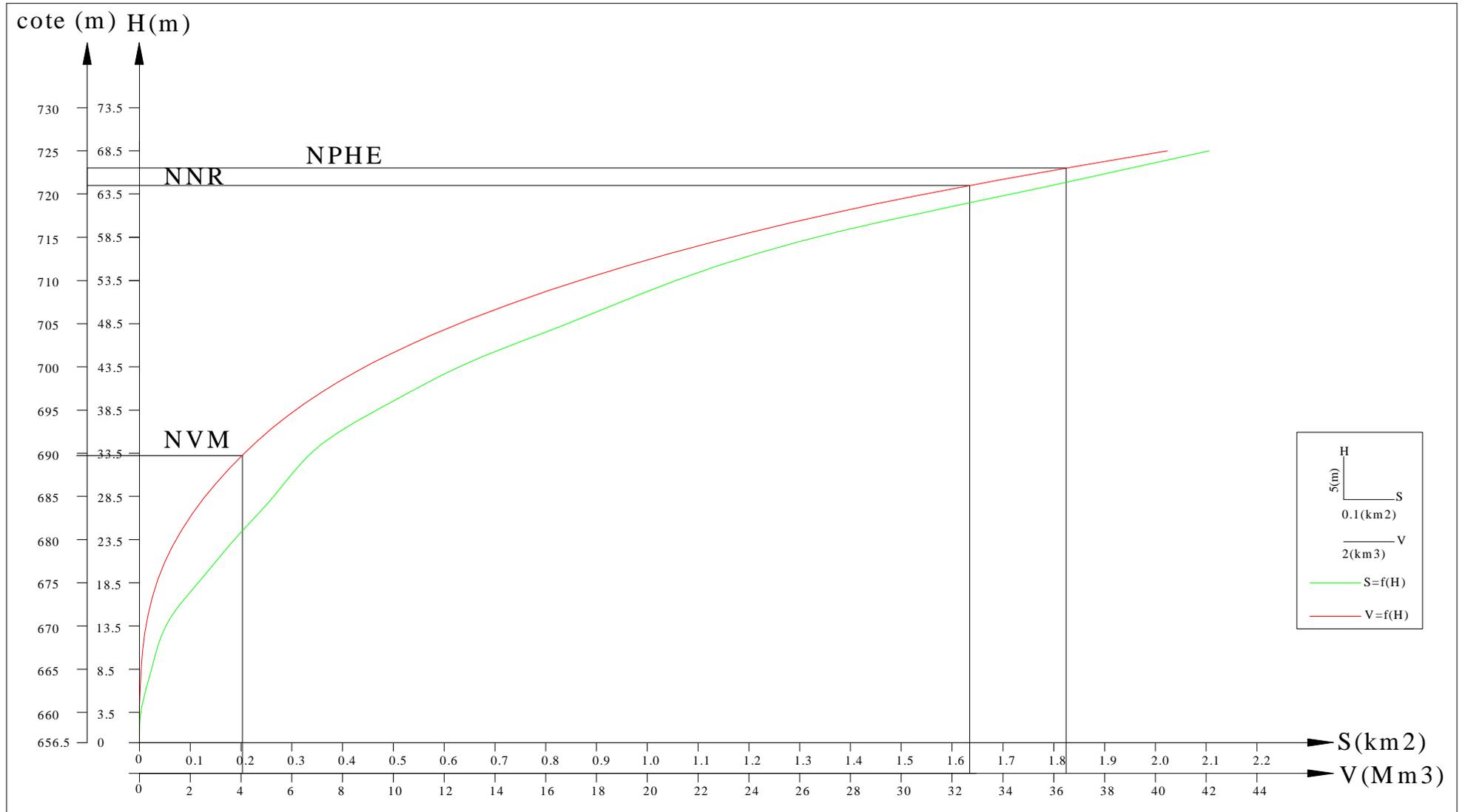


Figure II.26 : courbes « Hauteurs-Capacité-Surface.

II.5.4. Calcul du volume utile :

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:**

- ✓ 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 ou on 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 : [05]

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

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

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

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

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

S=2.38 Hm³

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

Alors : $V_u=V_d = 4.29 Hm^3$

$V_u= 4.29 Hm^3$

Le volume normal de la retenue sera :

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

$V_{NNR}=8.35 Mm^3$

NNR= 699 m NGA.

II.5.4.3. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont de deux sortes :

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

A - Pertes par évaporation :

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

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 :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

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

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.

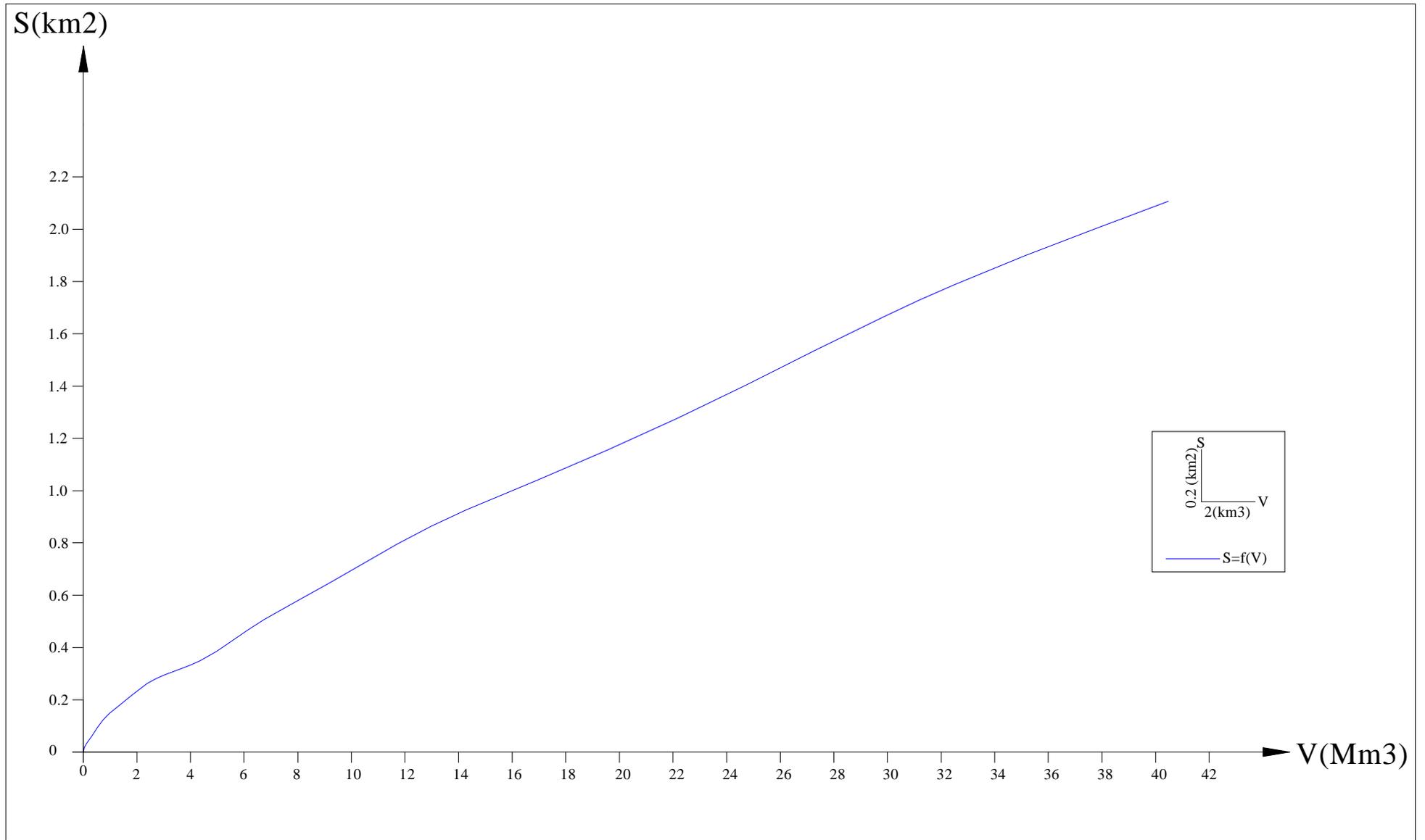


Figure II.27 : courbe volumétrique (S=f(V)).

Tableau II.43 : 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	$V_{\text{moy}} (\text{Mm}^3)$	$S_{\text{moy}} (\text{Mm}^2)$	Es 10^{-3} m	$V_{\text{ep}} (\text{Mm}^3)$	$V_{\text{inf}} (\text{Mm}^3)$	$\pi = V_{\text{evap}} + V_{\text{inf}}$ (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			2ème 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	
Nov	1.00	0.00	0.022	0.978		4.565		3.555	4.06	0.505
Déc	1.13	0.00	0.017	1.113	5.543	5.543		3.082	4.06	0.978
Jan	1.16	0.00	0.019	1.141	6.656	6.656		3.819	4.06	0.242
Fév	1.06	0.00	0.022	1.038	7.797	7.797		4.932	4.932	
Mar	1.01	0.00	0.042	0.968	8.835	8.743	0.093	6.073	6.073	
Avr	0.93	0.21	0.056	0.664	9.711	8.743	0.968	7.111	7.111	
Mai	0.79	0.74	0.091	-0.041	9.407	8.743	0.664	8.079	8.079	
Jun	0.23	1.35	0.111	-1.231	8.702	8.702		8.743	8.743	
Juil	0.16	1.82	0.112	-1.772	7.471	7.471		8.702	8.702	
Aou	0.19	1.63	0.081	-1.521	5.699	5.699		7.471	7.471	
Sep	0.67	0.74	0.048	-0.118	4.178	4.178		5.699	5.699	
					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 :

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

$$S' = 1.725 \text{ Hm}^3$$

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

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

$$V'_u = 4.683 \text{ Hm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

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

$$V'_{\text{NNR}} = 8.743 \text{ Mm}^3$$

$$\text{NNR} = 699.75 \text{ m NGA.}$$

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

Donc on prend : $Vu = 4.683 Mm^3$ $V_{NNR} = 8.743 Mm^3$

II.5.4.4. Régularisation Interannuelle :

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-Svaizé.

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

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

On a : $Vu_{int} = (\beta_s + \beta_{plur}) W_0 = Vs + Vint \dots\dots\dots (II.53).$

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 :**

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

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

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 :**

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

Avec : α : coefficient de régularisation.

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

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

Avec : Cv : Coefficient de variation

Fp% : la probabilité en fonction de P% et Cs

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

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

AN :

✓ **Pour la composante saisonnière :**

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

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

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

$T_{ét} = 0.42$

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

$W_{ét} = 0.22$

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 :**

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

$\beta_{plur} = 1.96$

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

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

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

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

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

$V_{NNR} = 32.84 \text{ Mm}^3$

NNR=721 m NGA

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

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 $V_s=4.683Mm^3$

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 : $M_0=2.423$ l/s.km² 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}

$$\beta_{plur} =1,8$$

$$V_{plur} = \beta_{plur} * W_0 = 1,8 * 13.45 = 24.21 \text{ Mm}^3$$

$$V_{plur} = 24.21 \text{ Mm}^3$$

$$\text{Donc : } V_{u_{int}} = 4.683 + 24.21 = 28.893 \text{ Mm}^3$$

$$V_{u_{int}} = 28.893 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = V_m + V_{u_{int}} = 4.06 + 28.893 = 32.953 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = 32.953 \text{ Mm}^3$$

$$\text{NNR} = 721 \text{ m NGA}$$

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-Svaidzé :

$$V_{NNR} = 32.953 \text{ Mm}^3$$

Conclusion :

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

Ces résultats sont représentés dans le tableau suivant :

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

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



CHAPITRE III

Etude De Laminage

Des Crues



Introduction :

L'étude de laminage consiste à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue (le niveau du volume forcé), la hauteur d'eau maximale déversant par l'évacuateur de crue et sa variation dans le temps tout au long du passage de la crue. L'étude doit être effectuée pour des crues de forme et de durées diverses afin de déterminer la cote maximale du plan d'eau et le débit maximal correspondant de l'évacuateur de crue dans les conditions les plus défavorables de laminage.

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

$$Q \times dt = q \times dt + S \times dh \dots\dots\dots (III.01)$$

Avec :

- Q: le débit entrant de la crue.
- q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).
- S : la surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumulé à l'instant -t- est :

$$Q - q = S \times \text{---} \dots\dots\dots (III.02)$$

Avec:

- : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

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

III.1.Méthode de Kotcherine :

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.

III.1.1.Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprime selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{0.85Q\%} \right) \dots\dots\dots (III.03)$$

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% (m³/s).

$Q_{\%}$: le débit de la crue (m^3/s).

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{lam} = 0.85 * Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots\dots\dots (III.04)$$

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.

III.1.2. Estimation de la charge au dessus du déversoir :

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 :

$$q = m * b * \sqrt{2g} * H^{3/2} \dots\dots\dots (III.05)$$

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 : $H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots\dots (III.06).$

Avec :

H_0 : charge globale.

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

$$V_0 = \frac{Q}{S}$$

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 (10 à 45 m).

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau III.1: 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 _{0,1%}	324	60	2,5	514,66	75	2,45	4579000
W _{0,1%}	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	3,47	7527000

Tableau III.2: 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	1 044,79	1 218,92	1393,05	1 567,18
4,0	3,47	4,61	430,19	645,29	860,39	1 075,49	1 290,58	1 505,68	1 720,78	1 935,87

Tableau III.3: Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

hauteur	V _d	q _{lam}	Débit (m ³ /s)							
			20	30	40	50	60	70	80	90
m	Mm ³	m ³ /s								
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	1 090,75	1 227,10
3,5	6543000	154,14	348,26	522,39	696,53	870,66	1 044,79	1 218,92	1 393,05	1 567,18
4,0	7527000	135,90	430,19	645,29	860,39	1 075,49	1 290,58	1 505,68	1 720,78	1 935,87

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 III.1 et III.2.

D'après le tableau III.2, on trace des courbes croissantes représentées dans la Figure III.1. La courbe $H=f(q,Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A partir du tableau III.3, on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir parce que c'est la courbe $V=f(q,Q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique (Voir Figure III.2).

Les résultats de l'étude du laminage des crues centennales sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.4: récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

Largeur -m-	Hauteur -m-	Débit laminé (m ³ /s)
20	2.4	192,31
30	1,9	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

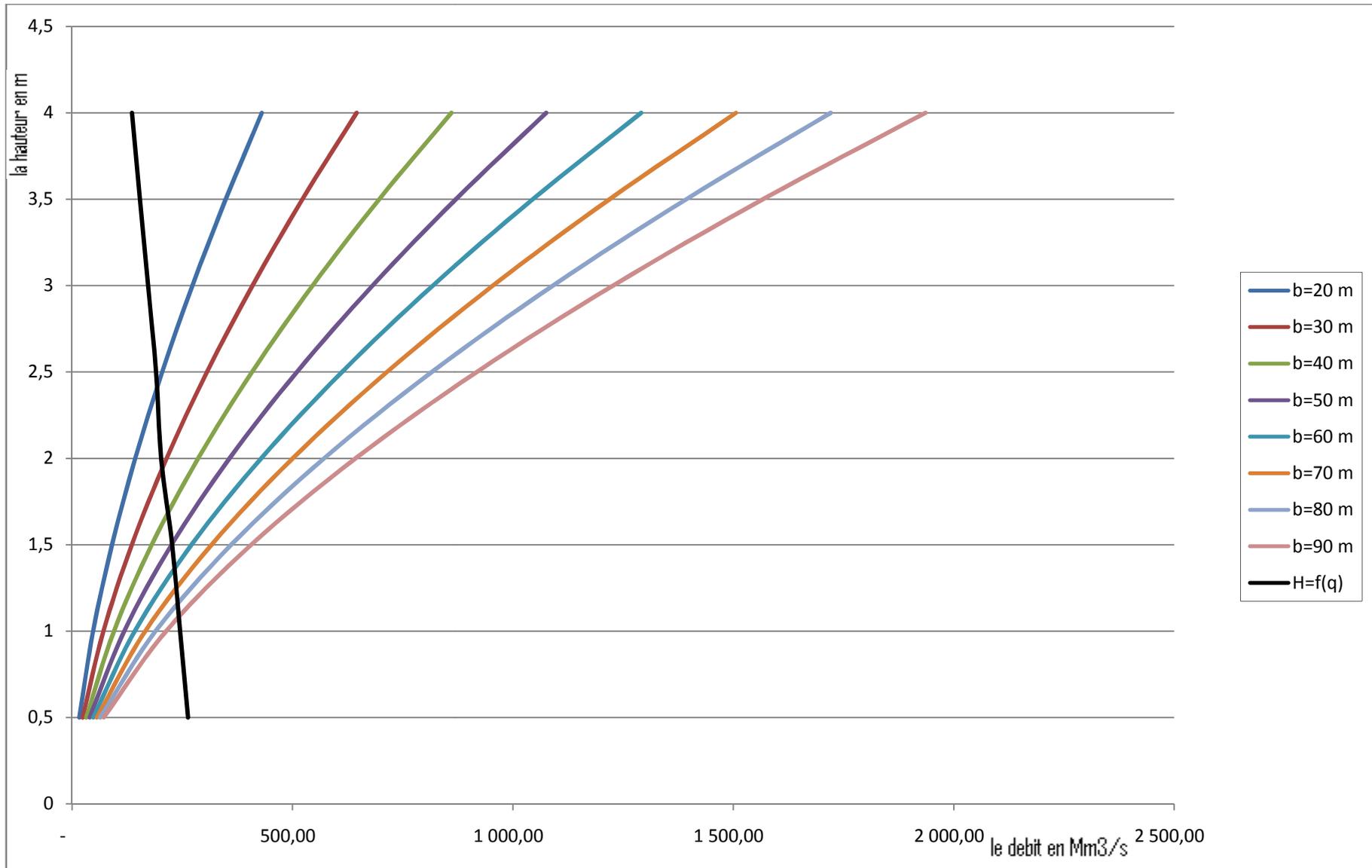


Figure III.1: Courbes $H= f(Q,q)$

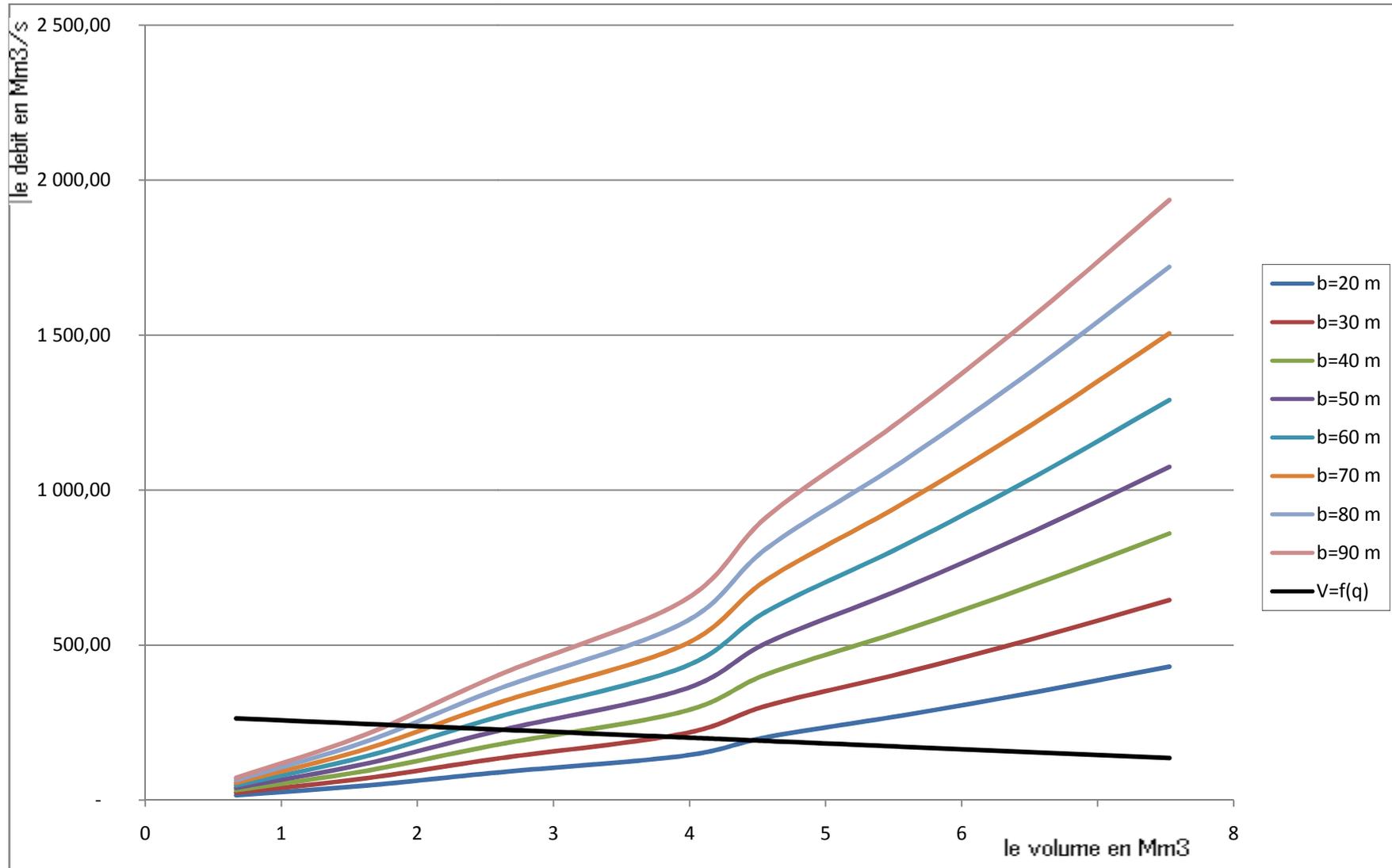


Figure III.2: courbes $V_d=f(Q, q)$

III.2.Méthode STEP BY STEP: [02]

III.2.1.Données de base:

- Niveau normal de la retenue (▼NNR).
- Hydrogramme de crue.
- Crue de projet.
- Courbe capacité- hauteur.

III.2.2.Principe de la méthode :

Le temps de base est divisé en une série de pas de temps Δt à chaque instant t , on détermine les paramètres suivants :

- Débit de crue à partir de l'Hydrogramme de crue;
- Volume d'eau entrant pendant le temps Δt :

$$V_{ent} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \Delta t \dots\dots\dots(III.07)$$

- La cote du plan d'eau;
- La charge sur le déversoir c'est la différence des côtes du plan d'eau à l'instant t et le niveau normale de la retenue (NNR).

- **Le débit sortant :** $Q_{sortie} = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$

Où :

- m : Coefficient de débit;
- b : Largeur de déversoir;
- h : Hauteur d'eau sur le déversoir.

- **Le volume sortant :** $V_{sort} = Q_{sort} \cdot \Delta t$

Ou : Δt : pas de temps.

- **Le volume dans la retenue :**

$$(V_{Retenue})_i = (V_{Retenue})_{i-1} + (V_{ent})_i - (V_{sort})_i \dots\dots\dots(III.08)$$

Les tableaux suivants représentent les différents débits laminés pour des largeurs différentes :

Tableau III.5: résultats de calcul de la méthode step by step.

T (s)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	V _{entr} (Mm ³)	V _{init} (Mm ³)	V _{tot} (Mm ³)	H (m)	Q _{dev} (m ³ /s)	V _{dev} (Mm ³)	V _{rest} (Mm ³)
Largeur deversante b=20m									
0	0	3,06	0,01	32,95	32,96	0,01	0,02	0,00	32,96
1	6,11	15,28	0,06	32,96	33,02	0,04	0,29	0,00	33,01
2	24,45	39,74	0,14	33,02	33,16	0,11	1,61	0,01	33,15
3	55,02	76,42	0,28	33,16	33,43	0,26	5,66	0,02	33,41
4	97,81	125,32	0,45	33,43	33,89	0,50	15,20	0,05	33,83
5	152,83	186,46	0,67	33,89	34,56	0,85	34,22	0,12	34,43
6	220,08	259,82	0,94	33,89	34,82	0,99	43,00	0,15	34,67
7	299,56	311,78	1,12	34,82	35,94	1,59	87,03	0,31	35,63
7,28	324	298,74	1,08	35,94	37,02	2,16	137,92	0,50	36,52
8	273,47	250,98	0,90	37,02	37,92	2,64	186,33	0,67	37,25
9	228,49	208,62	0,75	37,92	38,67	3,04	230,11	0,83	37,84
10	188,74	171,31	0,62	38,67	39,29	3,37	268,29	0,97	38,32
11	153,88	138,75	0,50	39,29	39,79	3,63	300,61	1,08	38,71
12	123,61	110,60	0,40	39,79	40,19	3,84	327,24	1,18	39,01
13	97,59	86,55	0,31	40,19	40,50	4,01	348,59	1,25	39,24
14	75,51	66,27	0,24	40,50	40,74	4,14	365,25	1,31	39,42
15	57,03	49,44	0,18	40,74	40,92	4,23	377,84	1,36	39,56
16	41,85	35,74	0,13	40,92	41,04	4,30	387,03	1,39	39,65
17	29,63	24,85	0,09	41,04	41,13	4,35	393,47	1,42	39,72
18	20,06	16,44	0,06	41,13	41,19	4,38	397,74	1,43	39,76
19	12,81	10,19	0,04	41,19	41,23	4,40	400,40	1,44	39,79
20	7,56	5,77	0,02	41,23	41,25	4,41	401,91	1,45	39,80
21	3,98	2,87	0,01	41,25	41,26	4,41	402,66	1,45	39,81
22	1,76	1,17	0,00	41,26	41,26	4,42	402,96	1,45	39,81
23	0,57	0,33	0,00	41,26	41,27	4,42	403,05	1,45	39,81
24	0,09	0,05	0,00	41,27	41,27	4,42	403,06	1,45	39,82
25	0	-	-	41,27	41,27	4,42	403,06	1,45	39,82

Tableau III.5 (suite): résultats de calcul de la méthode step by step.

T (s)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	V _{entr} (Mm ³)	V _{init} (Mm ³)	V _{tot} (Mm ³)	H (m)	Q _{dev} (m ³ /s)	V _{dev} (Mm ³)	V _{rest} (Mm ³)
Largeur deversante b=30m									
0	0	3,06	0,01	32,95	32,96	0,01	0,03	0,00	32,96
1	6,11	15,28	0,06	32,96	33,02	0,04	0,43	0,00	33,01
2	24,45	39,74	0,14	33,02	33,16	0,11	2,41	0,01	33,15
3	55,02	76,42	0,28	33,16	33,43	0,26	8,49	0,03	33,40
4	97,81	125,32	0,45	33,43	33,89	0,50	22,80	0,08	33,80
5	152,83	186,46	0,67	33,89	34,56	0,85	51,33	0,18	34,37
6	220,08	259,82	0,94	33,89	34,82	0,99	64,50	0,23	34,59
7	299,56	311,78	1,12	34,82	35,94	1,59	130,53	0,47	35,47
7,28	324	298,74	1,08	35,94	37,02	2,16	206,87	0,74	36,27
8	273,47	250,98	0,90	37,02	37,92	2,64	279,48	1,01	36,92
9	228,49	208,62	0,75	37,92	38,67	3,04	345,13	1,24	37,43
10	188,74	171,31	0,62	38,67	39,29	3,37	402,40	1,45	37,84
11	153,88	138,75	0,50	39,29	39,79	3,63	450,88	1,62	38,17
12	123,61	110,60	0,40	39,79	40,19	3,84	490,82	1,77	38,42
13	97,59	86,55	0,31	40,19	40,50	4,01	522,85	1,88	38,62
14	75,51	66,27	0,24	40,50	40,74	4,14	547,83	1,97	38,77
15	57,03	49,44	0,18	40,74	40,92	4,23	566,72	2,04	38,88
16	41,85	35,74	0,13	40,92	41,04	4,30	580,51	2,09	38,95
17	29,63	24,85	0,09	41,04	41,13	4,35	590,15	2,12	39,01
18	20,06	16,44	0,06	41,13	41,19	4,38	596,57	2,15	39,05
19	12,81	10,19	0,04	41,19	41,23	4,40	600,55	2,16	39,07
20	7,56	5,77	0,02	41,23	41,25	4,41	602,81	2,17	39,08
21	3,98	2,87	0,01	41,25	41,26	4,41	603,94	2,17	39,09
22	1,76	1,17	0,00	41,26	41,26	4,42	604,40	2,18	39,09
23	0,57	0,33	0,00	41,26	41,27	4,42	604,52	2,18	39,09
24	0,09	0,05	0,00	41,27	41,27	4,42	604,54	2,18	39,09
25	0	-	-	41,27	41,27	4,42	604,54	2,18	39,09

Tableau III.5 (suite): résultats de calcul de la méthode step by step.

T (s)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	V _{entr} (Mm ³)	V _{init} (Mm ³)	V _{tot} (Mm ³)	H (m)	Q _{dev} (m ³ /s)	V _{dev} (Mm ³)	V _{rest} (Mm ³)
Largeur deversante b=40m									
0	0	3,06	0,01	32,95	32,96	0,01	0,04	0,00	32,96
1	6,11	15,28	0,06	32,96	33,02	0,04	0,57	0,00	33,01
2	24,45	39,74	0,14	33,02	33,16	0,11	3,21	0,01	33,15
3	55,02	76,42	0,28	33,16	33,43	0,26	11,32	0,04	33,39
4	97,81	125,32	0,45	33,43	33,89	0,50	30,40	0,11	33,78
5	152,83	186,46	0,67	33,89	34,56	0,85	68,44	0,25	34,31
6	220,08	259,82	0,94	33,89	34,82	0,99	85,99	0,31	34,51
7	299,56	311,78	1,12	34,82	35,94	1,59	174,04	0,63	35,32
7,28	324	298,74	1,08	35,94	37,02	2,16	275,82	0,99	36,03
8	273,47	250,98	0,90	37,02	37,92	2,64	372,62	1,34	36,58
9	228,49	208,62	0,75	37,92	38,67	3,04	460,16	1,66	37,02
10	188,74	171,31	0,62	38,67	39,29	3,37	536,51	1,93	37,36
11	153,88	138,75	0,50	39,29	39,79	3,63	601,15	2,16	37,63
12	123,61	110,60	0,40	39,79	40,19	3,84	654,40	2,36	37,83
13	97,59	86,55	0,31	40,19	40,50	4,01	697,11	2,51	37,99
14	75,51	66,27	0,24	40,50	40,74	4,14	730,41	2,63	38,11
15	57,03	49,44	0,18	40,74	40,92	4,23	755,60	2,72	38,20
16	41,85	35,74	0,13	40,92	41,04	4,30	773,98	2,79	38,26
17	29,63	24,85	0,09	41,04	41,13	4,35	786,84	2,83	38,30
18	20,06	16,44	0,06	41,13	41,19	4,38	795,39	2,86	38,33
19	12,81	10,19	0,04	41,19	41,23	4,40	800,70	2,88	38,35
20	7,56	5,77	0,02	41,23	41,25	4,41	803,72	2,89	38,36
21	3,98	2,87	0,01	41,25	41,26	4,41	805,22	2,90	38,36
22	1,76	1,17	0,00	41,26	41,26	4,42	805,83	2,90	38,36
23	0,57	0,33	0,00	41,26	41,27	4,42	806,00	2,90	38,36
24	0,09	0,05	0,00	41,27	41,27	4,42	806,03	2,90	38,36
25	0	-	-	41,27	41,27	4,42	806,03	2,90	38,36

Tableau III.5 (suite): résultats de calcul de la méthode step by step

T (s)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	V _{entr} (Mm ³)	V _{init} (Mm ³)	V _{tot} (Mm ³)	H (m)	Q _{dev} (m ³ /s)	V _{dev} (Mm ³)	V _{rest} (Mm ³)
Largeur deversante b=50m									
0	0	3,06	0,01	32,95	32,96	0,01	0,05	0,00	32,96
1	6,11	15,28	0,06	32,96	33,02	0,04	0,71	0,00	33,01
2	24,45	39,74	0,14	33,02	33,16	0,11	4,02	0,01	33,14
3	55,02	76,42	0,28	33,16	33,43	0,26	14,15	0,05	33,38
4	97,81	125,32	0,45	33,43	33,89	0,50	38,00	0,14	33,75
5	152,83	186,46	0,67	33,89	34,56	0,85	85,55	0,31	34,25
6	220,08	259,82	0,94	33,89	34,82	0,99	107,50	0,39	34,43
7	299,56	311,78	1,12	34,82	35,94	1,59	217,56	0,78	35,16
7,28	324	298,74	1,08	35,94	37,02	2,16	344,79	1,24	35,78
8	273,47	250,98	0,90	37,02	37,92	2,64	465,81	1,68	36,25
9	228,49	208,62	0,75	37,92	38,67	3,04	575,24	2,07	36,60
10	188,74	171,31	0,62	38,67	39,29	3,37	670,68	2,41	36,88
11	153,88	138,75	0,50	39,29	39,79	3,63	751,48	2,71	37,08
12	123,61	110,60	0,40	39,79	40,19	3,84	818,05	2,94	37,24
13	97,59	86,55	0,31	40,19	40,50	4,01	871,45	3,14	37,36
14	75,51	66,27	0,24	40,50	40,74	4,14	913,08	3,29	37,45
15	57,03	49,44	0,18	40,74	40,92	4,23	944,56	3,40	37,52
16	41,85	35,74	0,13	40,92	41,04	4,30	967,54	3,48	37,56
17	29,63	24,85	0,09	41,04	41,13	4,35	983,62	3,54	37,59
18	20,06	16,44	0,06	41,13	41,19	4,38	994,31	3,58	37,61
19	12,81	10,19	0,04	41,19	41,23	4,40	1000,95	3,60	37,63
20	7,56	5,77	0,02	41,23	41,25	4,41	1 004,72	3,62	37,63
21	3,98	2,87	0,01	41,25	41,26	4,41	1 006,59	3,62	37,64
22	1,76	1,17	0,00	41,26	41,26	4,42	1 007,36	3,63	37,64
23	0,57	0,33	0,00	41,26	41,27	4,42	1 007,57	3,63	37,64
24	0,09	0,05	0,00	41,27	41,27	4,42	1 007,60	3,63	37,64
25	0	-	-	41,27	41,27	4,42	1 007,60	3,63	37,64

Tableau III.6: Récapitulatif des résultats de la méthode de STEP BY STEP.

b (m)	H (m)	NPHE (m)	q (m ³ /s)
20	3,84	724,84	327,24
30	2,64	723,64	279,48
40	2,16	723,16	275,82
50	1,59	722,59	217,56

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 et pour cela on utilise les résultats de la méthode de Kotcherine .

III. 3.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.

III.3.1.Calcul du coût approximatif de la digue :

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 :

$$V_B = \sum V_i \dots\dots\dots(III.09).$$

Avec : $V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots (III.10).$

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 :

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \dots\dots\dots (III.11).$$

B_i : Largeur de base, donnée par :

$$B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b \dots\dots\dots (III.12).$$

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i, donnée par :

$$H_i = \text{NNR-Cf} + R + h_{\text{dév}} + t \dots\dots\dots \text{(III.13).}$$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

h_{dév} : hauteur déversante.

III.3.1.1. Calcul de la revanche :

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, 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 :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots \text{(III.14).}$$

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 :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots \text{(III.15).}$$

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 :

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots \text{(III.16).}$$

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

c) Formule de Mallet-paquant :

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots \text{(III.17).}$$

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

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots \text{(III.18).}$$

Le tableau ci-après récapitule les résultats obtenus par les différentes formules :

Tableau III.7: 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-paquant	1.08	3.66	1.49
Simplifiée	*	*	1.53

Pour des raisons de sécurité on prend : **R=2.5m**

III.3.1.2. calcul de largeur en crête :

La largeur en crête peut être calculée par les différentes formules suivantes :

a) **Formule de KNAPEN :** $b_{cr} = 1,65 \sqrt{H_b}$ (III.19).

b) **Formule de F-PREECE :** $b_{cr} = (1,1\sqrt{H_b}) + 1$ (III.20).

c) **Formule simplifiée :** $b_{cr} = 3,60\sqrt[3]{H_b} - 3$ (III.21).

Avec : H_b : Hauteur du barrage (m).

$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t$ (III.22).

On admet une valeur de $t = 0,5m$ pour le tassement du barrage.

Le tableau suivant nous donne les résultats :

Tableau III.8: 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	2.4	192,31	69,9	13,80	10,20	11,83	11,94
30	1,9	211,54	69,4	13,76	10,17	11,80	11,91
40	1.7	221,15	69,2	13,73	10,15	11,78	11,89
50	1.5	230,77	69	13,71	10,14	11,77	11,88
60	1.3	240,38	68,8	13,70	10,13	11,76	11,86
70	1.2	245,10	68,7	13,69	10,12	11,75	11,85
80	1.15	250,35	68,65	13,68	10,12	11,75	11,85
90	1.10	255,20	68,6	13,67	10,11	11,74	11,84

On opte pour une largeur en crête : **b_{cr}=12m**

III.3.1.3. Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversées :

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversées, en utilisant les formules citées précédemment. Le volume et le coût des différentes digues sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau III.09: volume et coût de la digue pour différentes largeurs déversées.

Largeur déversée (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.

III.3.2. 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.

III.3.2.1. 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 déversée à l'aide de l'équation du profil donnée par l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,80} \dots\dots\dots (III.23).$$

Avec :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S \cdot b \dots\dots\dots (III.24).$$

S : Section transversale (m²).

b : Largeur déversée (m).

On trace la courbe pour les différentes largeurs déversée (b) qui correspondent aux différentes charges déversée (h). Ainsi on détermine la section transversale qui nous mène à déterminer le volume du déversoir.

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 25000DA.

Tableau III.10: 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	69.97	699,67	17491500
2	30	1,9	57.12	856,73	21418125
3	40	1.7	49.69	993,81	24845000
4	50	1.5	44.84	1120,88	28021875
5	60	1.3	40.84	1225,11	30627750
6	70	1.2	37.41	1309,35	32733750
7	80	1.15	34.84	1393,61	34840000
8	90	1.10	32.56	1465,07	36626625

III.3.2.2 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 : $H_{ca} = H + R$ (III.25).

Avec H : la lame déversé (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 :

$$V = S * e = L * H_{ca} * e \text{ (III.26).}$$

Tableau III.11: 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	1,9	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

III.3.2.3.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 :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \text{ (III.27).}$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0,5 mètres

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e, \text{max}})^{0,4} \text{(III.28).}$$

Tableau III.12: récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversées

largeurs déversées (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 III.13: 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

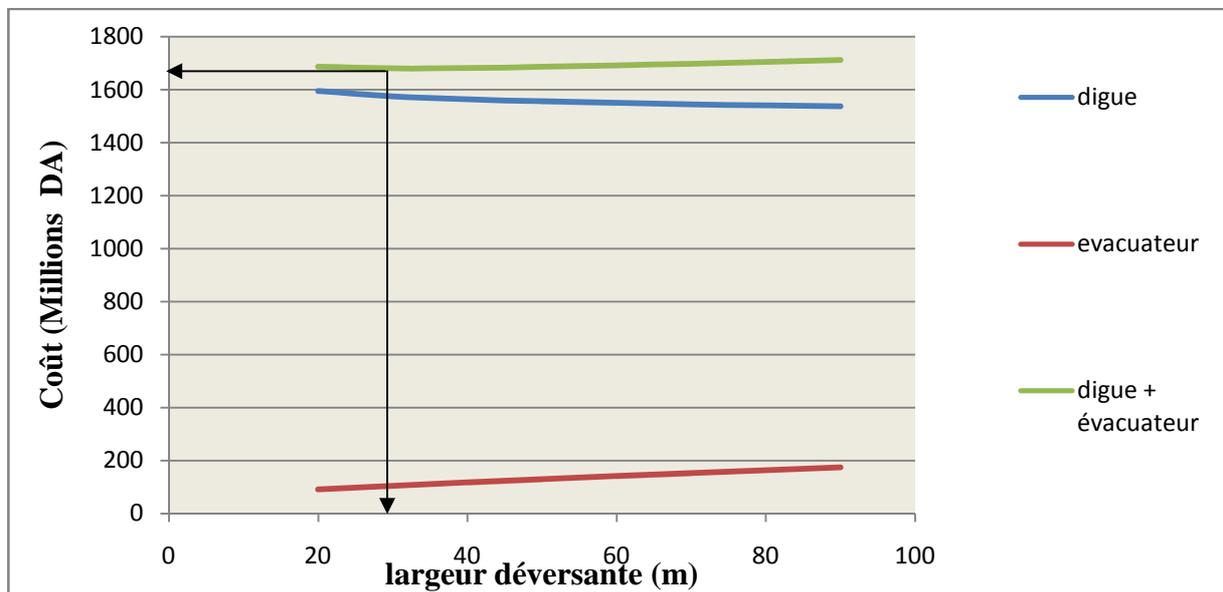


Figure III.3.: courbe d'optimisation

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 m** » ce qui correspond à une hauteur déversée **h=1.9m**

et un débit laminé $Q = 170,53 \text{ m}^3/\text{s}$. avec une hauteur du barrage $H_b = 69.4\text{m}$, à une côte en crête optimale de la digue égale à $725,9\text{m NGA}$.

III.4.laminage pour un déversoir de largeur $b=30\text{m}$:

Connaissant cette largeur, on va calculer et tracer la courbe des débits déversés en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir en prenant un pas de 2 heures.

Tableau III.14: les volumes et les débits déversés.

Courbe des débits déversés pour $b = 30 \text{ m}$					
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

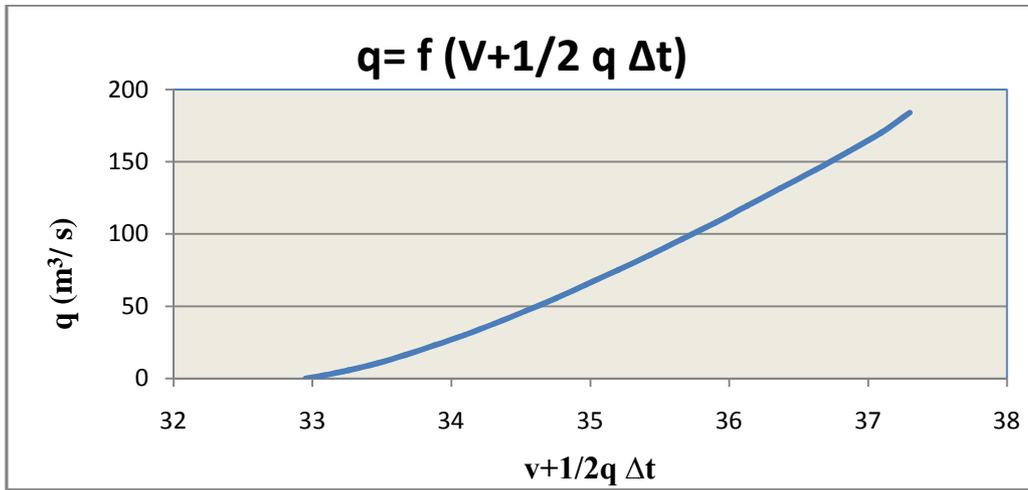


Figure III.4: courbe des débits déversés.

Le laminage se fait comme suit :

- ✓ Pour $t=0$ on a $V_1 = V_{NNR}$.
- ✓ 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 du laminage pour une largeur déversée $b=30\text{m}$ sont dans l'annexe II.

Le tableau suivant récapitule les résultats de l'étude du laminage des crues dans le tableau ci-dessous

Tableau III.15: paramètres définis après laminage des crues.

Dénomination	Unités	Valeurs
Cote NPHE	m NGA	723
Cote en crête	m NGA	726
Largeur en crête	m	12
Largeur du déversoir	m	30
Charge déversée	m	1.9

Conclusion :

Dans le précédent chapitre on a pu déterminer des paramètres essentiels de l'évacuateur de crue à l'instar de la largeur et la charge déversées, le niveau NPHE et la cote en crête ainsi que le diagramme des débits entrants et sortants.



CHAPITRE IV

Choix et

Dimensionnement

De l'Evacuateur

De Crues



Introduction:

La construction d'un barrage a pour but la création d'une retenue susceptible de stocker des volumes importants du précieux liquide a fin de les utiliser ultérieurement et cela pour répondre a des besoins bien déterminés dans les domaines d'alimentation en eau potable, d'irrigation et d'alimentation en eau industrielle , sans présenter aucun obstacle pour une crue de débits importants pouvant submerger l'ouvrage et entraîner par conséquence sa ruine. Pour remédier a ce problème la projection d'un évacuateur de crue est une condition sine qua non pour assurer la protection du corps du barrage contre des debits de crues que la cuvette ne peut pas retenir.

IV.1. Généralités : [06]

L'évacuateur de crue est un ouvrage vital pour la sécurité du barrage notamment en remblai, le but à atteindre par un évacuateur de crue est de conduire le débit de crue dans le lit de la rivière à la fois le plus économiquement et le plus sûrement possible.

La classification des évacuateurs de crues est faite suivant différents critères :

1. Le type de fonctionnement hydraulique :
 - Evacuateur de surface.
 - Evacuateur en charge.
 - a. Evacuateur de crues en puits.
 - b. Evacuateur siphon sommaire pour petit barrage.
 - c. Evacuateur siphon à faible charge et fort débit.
2. L'emplacement par rapport à la digue :
 - Evacuateur central.
 - Evacuateur latéral.
 - a. Evacuateur latéral à entonnement frontal.
 - b. Evacuateur latéral à entonnement latéral.

Le choix du type de l'évacuateur de crues dépend essentiellement des conditions topographiques, géologiques sans oublier l'aspect économique.

L'évacuateur de surface est placé selon les cas sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central). Il est constitué en général d'un seuil déversant ou un déversoir latéral ou frontal suivi d'un coursier aboutissant à un bassin dissipateur d'énergie, puis au lit du cours d'eau. Cette solution présente un avantage considérable : en cas de forte crue dépassant le débit de la crue de projet, les aboutissements et affouillements éventuels n'atteindront pas le barrage et seront en général limités.

Dans l'évacuateur en charge l'eau transitée vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposée sous le barrage ou latéralement en rive. Cette conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puits ou d'une tour, ou par un déversoir de surface à crête ronde souvent circulaire appelé tulipe.

Dans le présent chapitre nous allons procéder au choix de la variante de l'évacuateur la plus répondus aux conditions topographiques et géologiques de l'axe de l'évacuateur, puis nous allons procéder au calcul de la ligne d'eau passante par les différentes composantes de l'ouvrage en se basant sur les résultats du calcul de laminage de crues.

Le débit maximal à évacuer pour une période de retour égal à 1000 ans :

- $q_{\max 0,1\%} = 170,53 \text{ m}^3/\text{s}$.
- La charge maximale déversant : $h_d = 1,9 \text{ m}$

- La largeur du déversoir : $b=30$ m.
- Côte de la retenue normale : $NNR = 721$ m

IV.2. Choix du type de l'évacuateur de crues : [08]

Le débit maximum à évacuer est moyen ($q_{max0,1\%}=170,53$ m³/s) alors que la variante évacuateur en puits et dalot sous digue est déconseillée à cause du :

- Risque de saturation ;
- Capacité de débit limitée pour cette variante ;
- Réajustement impossible ;
- La rive doit être rocheuse et ce n'est pas le cas de notre barrage ;
- L'assurance de la liaison digue-conduite est difficile.

On ne peut pas avoir un évacuateur de crues sur digue à cause de :

- L'ouvrage sur digue est instable nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots du coursier;
- Un ouvrage coûteux par les précautions à prendre au niveau du coursier, bassin de dissipation et au pied du barrage ;
- Déformation et déplacement dues aux tassements.
- L'évacuateur sur un remblai d'une hauteur de 69,9 m est un ouvrage instable (risque de déplacement).

On peut installer un petit barrage déversoir en béton dont la partie aval est parfaitement profilée (profil Creager) et muni à son pied d'un dispositif dissipateur du type bec déviateur ou bassin. Cette solution est coûteuse et de point de vue technique les liaisons entre les parties du barrage en terre et le déversoir en béton sont délicates à réaliser.

La variante de l'évacuateur latérale sur une des deux rives est la plus répondue aux différents critères de choix du type de l'évacuateur :

- Un dispositif sûr et efficace,
- Facile à calculer et à réaliser en coté de digue,
- Moins coûteux qu'un barrage déversoir en béton
- Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement,

Remarque :

Les deux types d'entonnement (latéral et frontal) sont possibles de point de vue géologique et technique mais l'excavation de remblai de la 2eme variante est très importante donc pour réduire les excavations on diminue la largeur de déversoir de forme labyrinthe.

Ces ouvrages présentent beaucoup d'avantages à savoir :

- Entretien facile.
- Pas de risque de saturation.
- Ouvrage très sûr.
- Un bon rendement.

IV.3. Choix de la rive favorable :

Il se trouve que la rive droite est mieux favorable que la rive gauche parce que la pente du versant est douce ce qui diminue le volume du terrassement et diminue les dimensions du coursier et l'ouvrage de dissipation (la largeur et la longueur).

La rive gauche a un versant à forte pente, d'où un évacuateur latéral sur cette rive conduit à :

- Un volume de déblai important ;
- Un coursier à forte pente favorise l'érosion et la vibration des murs bajoyers.

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue latéral sur la rive droite.

IV.4. Evacuateur latéral à entonnement frontal : [06]

IV.4.1. Dimensionnement et calcul hydraulique :

L'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal est constitué en général des éléments suivants :

- Canal d'approche ;
- Déversoir ;
- Chenal d'écoulement ;
- Convergent ;
- Coursier ;
- Bassin de dissipation.

Pour le calcul hydraulique de l'évacuateur de crues, on a besoin des données suivantes :

- Le débit maximum à évacuer : $Q_{\max 0,1\%} = 170,53 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Profil en long du barrage : Le barrage de BENI SLIMANE est en terre. Le profil en long est représenté dans la figure N°IV.01.
- Profil en long de l'évacuateur de crues représenté dans la figure N°IV.02.

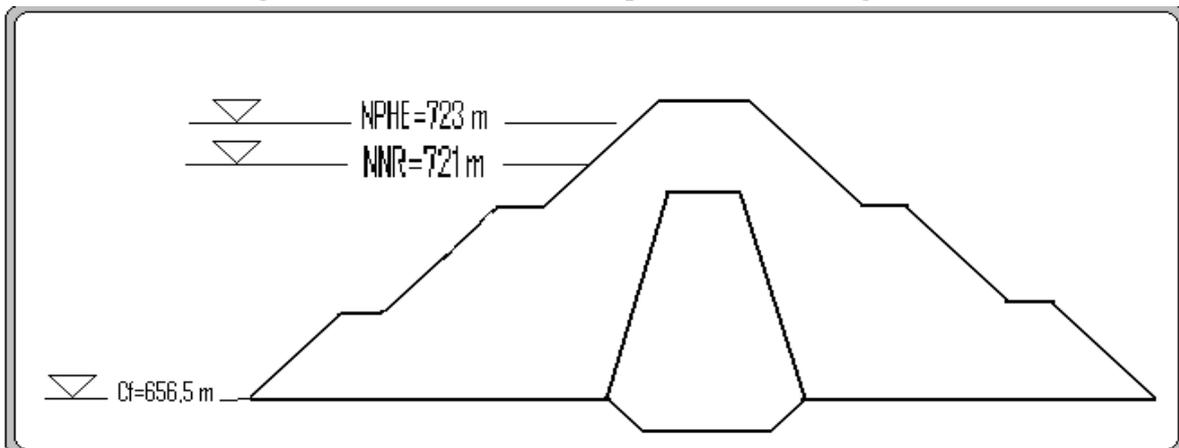


Figure IV.01 : Profil en long du barrage.

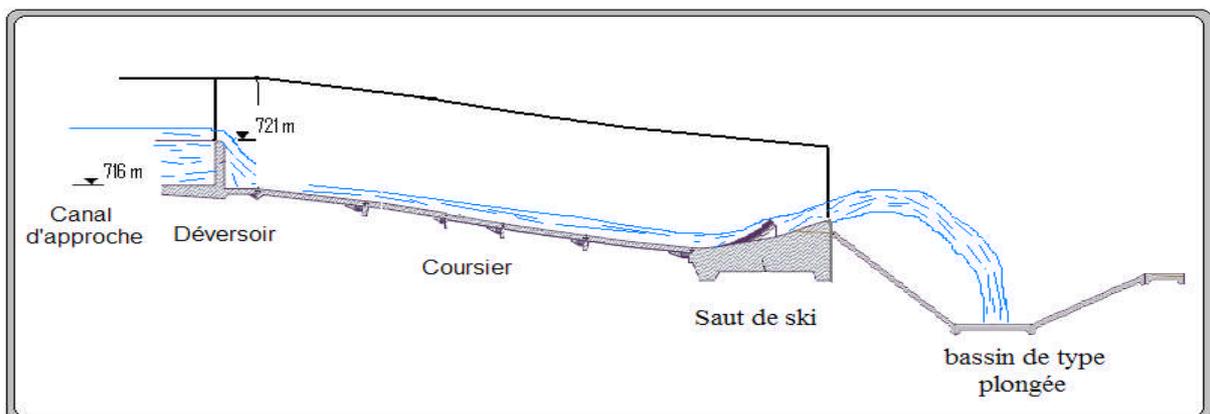


Figure IV.02 : Profil en long de l'évacuateur de crues.

a .Canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif permet de guider l'écoulement calmement vers le seuil du déversoir.

La vitesse d'approche (V_a) doit être calculée pour vérifier l'influence de l'écoulement sur le canal d'approche. V_a est le rapport entre le débit à évacuer et la section du canal :

$$V = \frac{q_{\max}}{S_c} \dots\dots\dots(IV.01)$$

Avec :

V_a : La vitesse d'approche en m/s ;

$q_{\max 1\%}$: Le débit maximal à évacué = 170,53 m³/s ;

S_c : La section du canal (une section rectangulaire) = $b \times h$;

b : Largeur du déversoir en m ;

$h = P + H = 1,9 + 1 = 2,9$ (P est la hauteur de pelle et H est la charge).

Application numérique :

$$V = \frac{170,53}{2,9 \times 2,9} = 0,96 \text{ m/s}$$

< Avec La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4,4 ÷ 10) m/s .D'où, pas de risque d'affouillement et d'érosion.

b.Le déversoir :

L'installation d'un évacuateur de crues à entonnement frontal sur la rive gauche avec un déversoir rectiligne de longueur de 15 m est la meilleure solution vue que la longueur déversée n'est pas trop importante (30m) ce qui nous évitera d'adopter d'autres formes plus complexes si la longueur est plus grande.

Il existe plusieurs formes spéciales du seuil déversant en plan, la figure suivante nous montre quelques types.

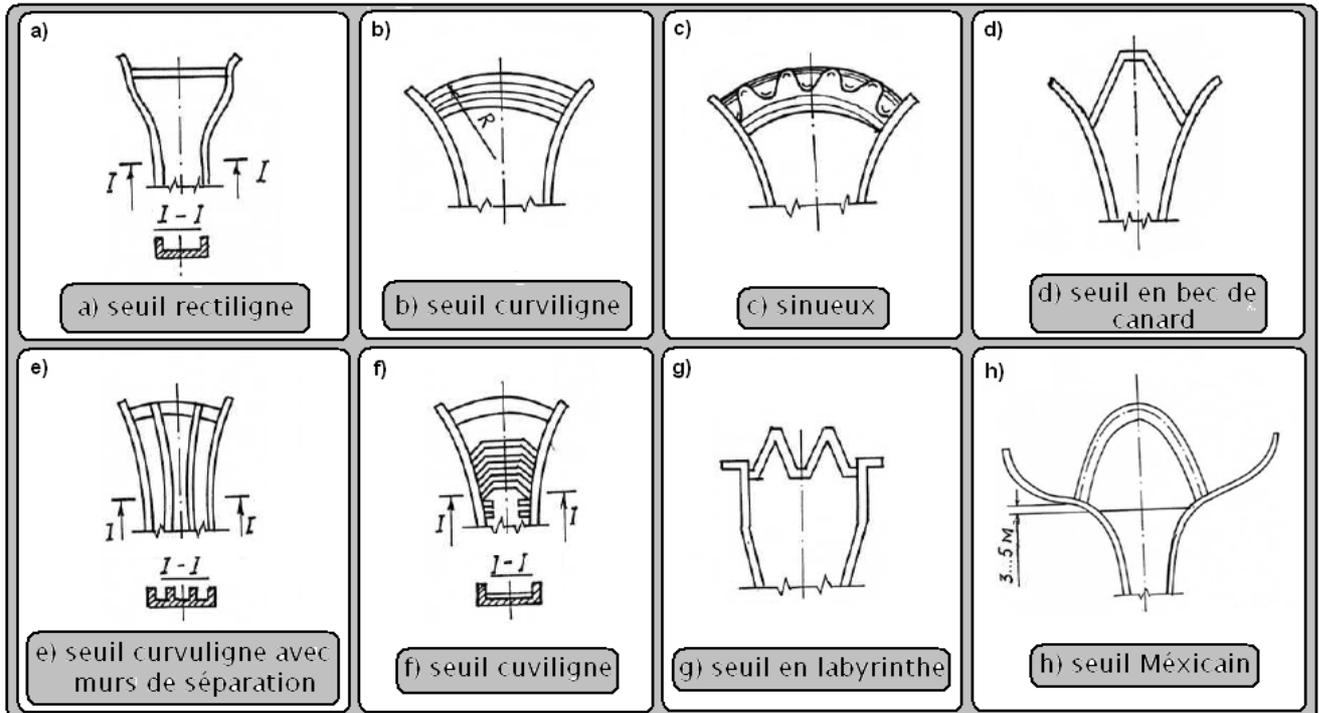


Figure IV.03 : Formes du seuil en plan

L'étude d'optimisation a abouti à choisir une longueur déversée qui est de 30 mètre ceci n'est valable que pour un déversoir rectiligne. Notre variante "Seuil rectiligne" a été choisi de façon à avoir un évacuateur plus économique déployé sur un espace de 30 m. Le seuil normal est un déversoir dont la crête et la partie aval sont profilées de manière à épouser la forme de la lame déversée.

Les indications suivantes permettent de déterminer le profil normal d'un déversoir à parement amont vertical. Il existe plusieurs profil du seuil déversant tel que WES et CREAGER.

Nous prendrons le premier type, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression égal a la pression atmosphérique, tout profil situé au dessus entrainera des dépressions donc des risques de décollements.

QL : Débit évacué détermine par laminage : $QL = 170,53 \text{ m}^3/\text{s}$

h : Charge hydraulique : $h = 1,9\text{m}$

P : hauteur de la pelle : $P = 0,5H \text{ m}$

➤ **Calcul de la section de déversement :**

On choisit un profil exponentiel type WYS.

Calcul des paramètres et des coordonnées des points A, B et C :

$$K = 0.51 \text{-----(VII.02)}$$

$$N = 1.83 \text{-----(VII.03)}$$

$$X_A = -0.124 h \text{----- (VII.04)}$$

$$Y_A = 0.017 h \text{----- (VII.05)}$$

$$X_B = -0.07 h \text{----- (VII.06)}$$

$$Y_B = 0.209 h \text{----- (VII.07)}$$

$$X_C = 0.220 h \text{----- (VII.08)}$$

$$Y_C = 0.780 h \text{----- (VII.09)}$$

$$R_1 = 0.460 h \text{----- (VII.10)}$$

$$R_2 = 0.199 h \text{----- (VII.11)}$$

K et N: coefficients sans dimensions pour le calcul du profil du déversoir dépendant du coefficient de débit m_0 .

Tracé du quart du cercle situé en aval de la crête :

$$y = 0,5h - \sqrt{R^2 - x^2} \text{----- (VII.12)}$$

Où :

x = Distance horizontale en m.

y = Distance verticale en m. ($Y \geq P^*$)

Calcul du rayon de raccordement du déversoir avec le bassin de dissipation :

P^* = Hauteur du parement inférieur.

Pour $P^*/h \leq 19$ on utilise la formule (13).

$$R_{rac} = h \cdot 2,9(-) \text{----- (VI.13)}$$

Pour $P^*/h \geq 19$ on utilise la formule (14).

$$R_{rac} = h \cdot 1 + \sqrt{0,25 - 0,0004(-)} \text{----- (VI.14)}$$

Calcul de la hauteur du parement en aval P* :

$$P^* = Y_1 + \frac{Q_d^2}{2gB_d^3} - h \text{ -----(VI.15)}$$

$$Y_1 = \frac{Q_d^2}{2gB_d^3} \text{ -----(VI.16)}$$

Où :

Y₁ = Profondeur de l'eau au pied du déversoir (m).

Q_d = Débit du projet (m³/s).

B_d = Longueur de la lame déversée (m).

h = Charge d'eau sur le déversoir (m).

Y_c = la hauteur calculée par la formule .

➤ **Méthodologie pour dessiner le profil du seuil du déversoir :**

- On suppose que l'axe des ordonnées "Y" est l'axe de la digue et que l'axe des abscisses "X" se trouve à la hauteur "P" du fond de l'évacuateur de crues.
- On place les points **A**, **B**, et **C**, dont les ordonnées ont été précédemment calculées (X_A, Y_A); (X_B, Y_B); (X_C, Y_C).
- On trace deux arcs, en donnant pour centre le point **B**, depuis **C** jusqu'à **A** et un autre en donnant pour centre le point **B** qui est l'intersection de la ligne qui passe par **A** et **B** avec l'axe "Y", depuis **A** jusqu'à **O**.
- On détermine ensuite le profil aval du déversoir par la formule (VII.14) jusqu'à ce que la valeur de "P*" coïncide avec l'ordonnée "Y". Le parement "P*" est déterminé par la formule (VII.17).
- On trace dans l'intersection du profil de la dalle du fond du déversoir un arc de raccordement calculé par les formules (VII.15) et (VII.16) .On doit chercher le point **E** avec un compas par itération.
- On trace le pente du parement supérieur depuis le point **C** jusqu'au fond avec la pente (3 :2).

Ensuite, on fait le calcul à l'aide des formules précédentes pour la détermination des coordonnées des points **A**, **B** et **C**; le rayon de raccordement R_{rac} et les ordonnées X_i et Y_i du profil du déversoir.les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants.

➤ **Application numérique :**

Données initiales:

Q_d = 170,53m³/s

H₀ = 1,93 m

B_d = 30 m

P = 1m

Il est nécessaire de garantir un coefficient de débit m₀ = 0.49.

Tableau IV.01 : valeurs de X_i, Y_i et R₁, R₂.

Paramètres	K	N	X _A	Y _A	X _B	Y _B	X _C	Y _C	R ₁	R ₂
valeurs	0.51	1.83	-0,239	0,030	-0,135	0,403	0,425	1,51	0,89	0,384

Tableau IV.02 : Calcul du profil en aval du déversoir.

x (m)	0,0	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,2
y (m)	0,0	0,0	0,02	0,03	0,06	0,08	0,12	0,16	0,20	0,25	0,30
P*	-	-	8183,44	1854,44	646,24	284,86	145,55	82,25	49,97	32,03	21,38
x (m)	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	2,1
y (m)	0,36	0,42	0,49	0,56	0,63	0,71	0,79	0,88	0,97	1,07	1,17
P*	16,94	11,98	8,62	6,28	4,60	3,37	2,45	1,75	1,21	0,79	0,46

Ces résultats sont obtenus en appliquant la formule (13), on prend les valeurs de "X" pour obtenir les valeurs de "Y" jusqu'à ce que la valeur de "Y" obtenue soit égale ou supérieure à la hauteur du parement aval P* calculé.

Le paramètre P* est déterminé par les formules (15).

$$Y_1 = 0,40 \text{ m}$$

$$Y = 1,07 \text{ m} \quad (\text{Voir le tableau précédent}).$$

$$P^* = 0,79 \text{ m}$$

$P^* = 0,79 < Y = 1$ alors le calcul est bon

$R_{rac} = 5,15 \text{ m}$ Pour le rayon de raccordement $P^*/h = 0,4 \leq 19$ donc on utilise la formule (14).

Il est important de noter que la conception du déversoir a été faite avec un coefficient de débit $m = 0,49$ et que pour un autre type de profil de déversoir le coefficient de débit sera différent.

c.Chenal d'écoulement :

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieur à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire. Dans notre cas, le chenal a une largeur de 30 m, une pente de 0.01% et une longueur déterminée topographiquement de 10 m.

- La profondeur critique :

$$h = \sqrt[3]{\frac{Q}{m \times (-)}} \dots\dots\dots (IV.17)$$

Avec :

Q : Le débit maximum à évacuer en m³/s ;

b : La largeur du déversoir en m.

Application numérique :

$$h = \sqrt[3]{\frac{Q}{m \times (-)}} = 1,49 \text{ m} \quad \boxed{h = 1,49 \text{ m}}$$

- La pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning suivante :

$$Q = 1/n \times S \times R^2 \times I \dots\dots\dots (IV.18)$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en m ;

I : pente en m/m ;

S : section mouillée en m² ;

n : coefficient de Manning : ce coefficient dépend de la nature des parois.

n = 0,05 à 0,025 Pour des canaux rocheux en mauvais état.

= 0,0125 à 0,01 Pour le béton lisse et fonte revêtue. (1)

On prend : n = 0,013 / /

Pour une section rectangulaire :

$$I = \frac{\times(\times)}{/ \times(\times)} \dots\dots\dots(IV.19)$$

Application numérique :

$$= \frac{, \times(\times ,)}{, \times(\times ,)} = 0,006 \text{ m/m}$$

= 0,006 m/m

(0,006% < 0,182% ⇒ I < I_{cr}), donc le régime devient fluvial, et donc pas de formation de ressaut hydraulique.

➤ **La profondeur normale ():**

La profondeur normale *h* est la profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme. Cette profondeur se déduit de la formule de Chézy :

$$= \times \times \sqrt{\times} \dots\dots\dots(IV.20)$$

Avec :

S : Section du chenal d'écoulement en m².

C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en —

$$= \text{—} \dots\dots\dots(IV.21)$$

n : Coefficient de rugosité de Manning en —.

Le tableau représenté en annexe N° IV.01 donne quelques valeurs de n en fonction du type du canal. On prend : = 0.013 / · (béton).

R : Rayon hydraulique en m.

$$= - = \frac{\times}{\dots\dots\dots} \dots\dots\dots(IV.22)$$

P : Le périmètre mouillé en m.

b : La largeur du chenal d'écoulement en m.

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante :

$$= - \times (\times h) (2h +) \dots\dots\dots(IV.23)$$

La résolution de cette équation se fait par la méthode des itérations. Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau IV.03 : Calcul itératif de la hauteur normale pour le chenal d'écoulement.

h_n	Q_n
2,6	102,25
2,7	108,49
2,8	114,85
2,9	121,32
3	127,91
3,1	134,61
3,2	141,42
3,3	148,33
3,4	155,34
3,5	162,46
3,6	169,67
3,7	176,97

= 3,63 m

$h = 3,63 > h = 1,49 \Rightarrow$ La condition pour la hauteur normale dans le chenal d'écoulement est vérifiée et l'écoulement est fluvial

d. Calcul du convergent :

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et à sa fin à celle du coursier.

Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

Le convergent doit être dimensionné de telle sorte que la condition suivante est vérifiée :

$(\alpha) < - \dots \dots \dots (IV.24)$

➤ **La longueur du convergent:**

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$= 1.6(-) \dots \dots \dots (IV.25)$

Avec :

: La largeur au plafond du bief amont en m.

: La largeur au plafond de la section de contrôle en m, c'est la largeur du coursier au même temps.

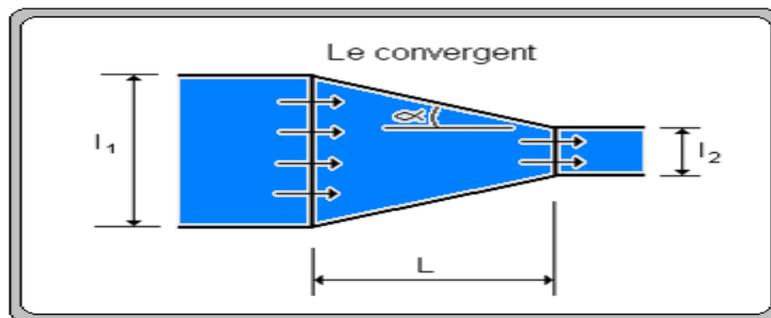


Figure IV.04 : Schéma d'un convergent.

La largeur finale du convergent se calcul par la formule suivante :

$$= 0,07 \frac{P^2}{h} \dots \dots \dots (IV.26)$$

$$= h + \frac{P^2}{2h} - \dots \dots \dots (IV.27)$$

Avec :

P : Hauteur des parements des eaux en aval (m)

g : Accélération de la gravité (/).

Application numérique :

$$= 1,9 + \frac{1,9^2}{2 \times 0,07} - 1,93 = 0,45$$

$$= 0,07 \frac{1,9^2}{0,45} = 12,62 \approx 12,5$$

$$= 1,6 \times (30 - 12,5) = 28$$

= 28 m

On revient à la condition (formule IV.12) :

$$(\alpha) = \frac{0,45}{30} = \frac{0,015}{0,45} = 0,31$$

Le nombre de Froude est donné par la relation suivante :

$$= \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots \dots \dots (IV.28)$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement en m/s.

g : l'accélération de la pesanteur = 9.81 / .

h : Le tirant d'eau en m.

Application numérique :

$$= \frac{1,9}{0,45} = \frac{4,22}{0,45} = 2,95 / .$$

$$= \frac{1,9}{\sqrt{9,81 \times 0,45}} = 0,68.$$

$$- = \frac{0,45}{0,45} = 0,49$$

D'où : $(\alpha) = 0,31 < 0,48 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

➤ **La profondeur à la fin du convergent :**

La section d'écoulement intermédiaire entre le convergent et le coursier est une section de contrôle. Le tirant d'eau dans cette section égale à la profondeur critique. C'est un changement du type d'écoulement du fluvial à l'écoulement torrentiel.

Par une application numérique dans la formule de la profondeur critique (Figure N° 4.06) ; on aura :

$$h = h_c = \frac{1,9^3}{0,45} \times \left(\frac{0,45}{1,9}\right)^2 = 2,67$$

h = 2,67 m

➤ **La vitesse à la sortie du convergent :**

$$= \frac{1,9}{0,45} = \frac{4,22}{0,45} = 5,11 / .$$

= 5,11 /

e.Le Coursier :

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et conduit l'eau du convergent au bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

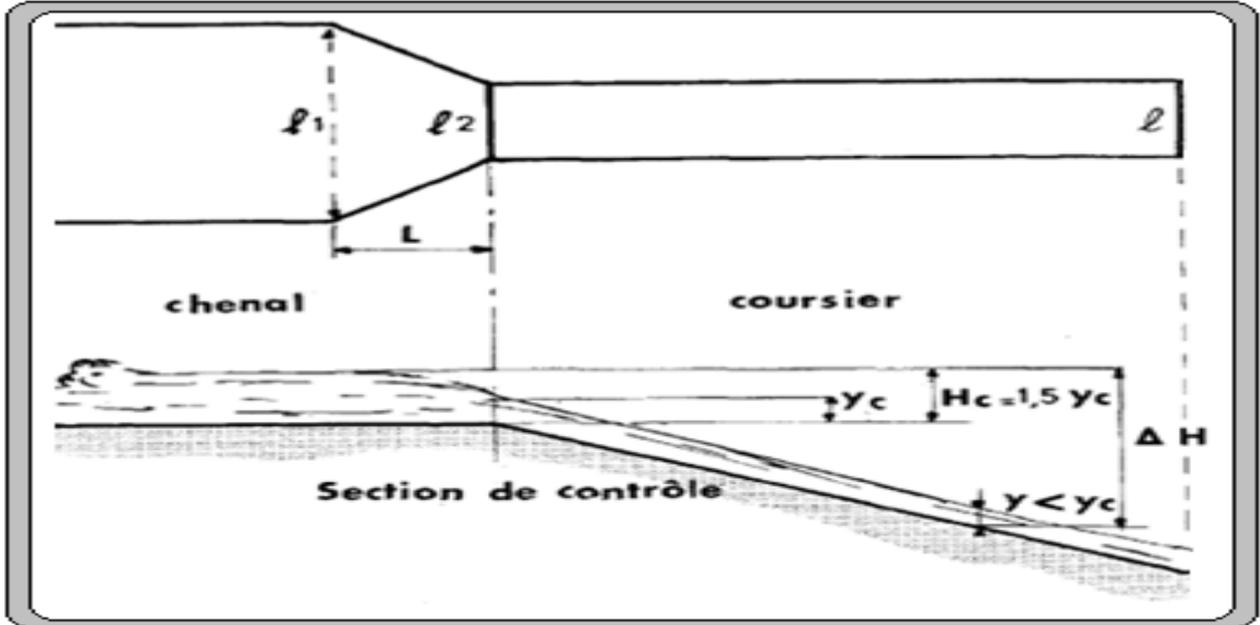


Figure IV.05 : Schéma de calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

A : est la section de contrôle (la section entre le convergent et le coursier), le tirant d'eau est égal à la hauteur critique (h).

Le long du coursier, il devient inférieur à h . Il s'estime à partir de l'abaque donné en annexe N°IV.02. C'est un graphe qui donne / rapport du tirant d'eau à l'énergie spécifique en fonction de l'expression :

$$\frac{Q^2}{g A^3} \dots\dots\dots(IV.29)$$

Avec :

- : Le débit à évacuer en m^3/s .
- : La largeur du coursier en m.
- : L'énergie spécifique en m.

Les données initiales pour le calcul de la ligne d'eau sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau IV.04: Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau.

Q(m ³ /s)	Strickler	I(m/m)	h _n (m)	h _c (m)	L(m)
92,07	80	34,4%	2,67	2,67	190

Le procédé de calcul de la ligne d'eau consiste à :

- Choisir un pas de distance Δ ;
- Calculer Δ la dénivellée du fond par rapport à h considéré comme niveau de référence.

$$\Delta = \dots\dots\dots(IV.30)$$

Avec :

: La pente ;

Δ : Pas de distance ;

- c) Calculer ; l'énergie spécifique pour chaque section de calcul ;
 $= \Delta - \dots\dots\dots$ (IV.31)

Avec : est la perte de charge.

La perte de charge peut être estimée de la façon suivante :

- Si la longueur du coursier est inférieure à 5 fois Δ , prendre $= 0.1 \Delta$.
- Si non (ce qui le cas le plus courant), prendre $= 0.2 \Delta$ constitue une bonne approximation.
⁽²⁾

- d) Calculer le coefficient donné par la formule suivante :

$$= \frac{x}{\dots\dots\dots}$$
(IV.32)

Dans notre cas ce coefficient est nul car la section du coursier est rectangulaire (m = 0)

- e) Calculer le paramètre : $\frac{\dots\dots\dots}{x \times T}$;

- f) Connaissant ce paramètre et le coefficient = 0 , tirer à partir de l'abaque donné en annexe (N° IV.02) le rapport —.

- g) Refaire le même procédé jusqu'on arrive à la dernière section intermédiaire entre le coursier et le bassin de dissipation.

Les résultats des calculs de la ligne d'eau dans le coursier sont présentés dans le tableau suivant et la représentation graphique est sur la figure IV.07.

Tableau IV.05: Calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

L(m)	$\Delta x(m)$	$\Delta H(m)$	$5*\Delta H(m)$	J (m)	Hs (m)	A	h/Hs	H (m)
0	00	2,67	13,35	-	-	-	-	
10	10	6,11	30,55	0,611	5,499	0,23884994	0,28	1,54
20	10	9,55	47,75	0,955	8,595	0,12223115	0,13	1,12
30	10	12,99	64,95	1,299	11,691	0,0770501	0,09	1,05
40	10	16,43	82,15	1,643	14,787	0,05416648	0,065	0,96
50	10	19,87	99,35	1,987	17,883	0,04072773	0,042	0,75
60	10	23,31	116,55	2,331	20,979	0,03205336	0,03	0,63
70	10	26,75	133,75	2,675	24,075	0,02607362	0,027	0,65
80	10	30,19	150,95	3,019	27,171	0,02174665	0,02	0,54
90	10	33,63	168,15	3,363	30,267	0,0184968	0,018	0,54
100	10	37,07	185,35	3,707	33,363	0,01598281	0,016	0,53
110	10	40,51	202,55	4,051	36,459	0,01399083	0,014	0,51
120	10	43,95	219,75	4,395	39,555	0,0123808	0,012	0,47
130	10	47,39	236,95	4,739	42,651	0,0110575	0,011	0,47
140	10	50,83	254,15	5,083	45,747	0,00995421	0,0099	0,46
150	10	54,27	271,35	5,427	48,843	0,00902292	0,0090	0,44
160	10	57,71	288,55	5,771	51,939	0,0082283	0,0082	0,43
170	10	61,15	305,75	6,115	55,035	0,00754384	0,0075	0,42
180	10	64,59	322,95	6,459	58,131	0,00694927	0,0069	0,40
190	10	68,03	340,15	6,803	61,227	0,00642889	0,00642	0,39

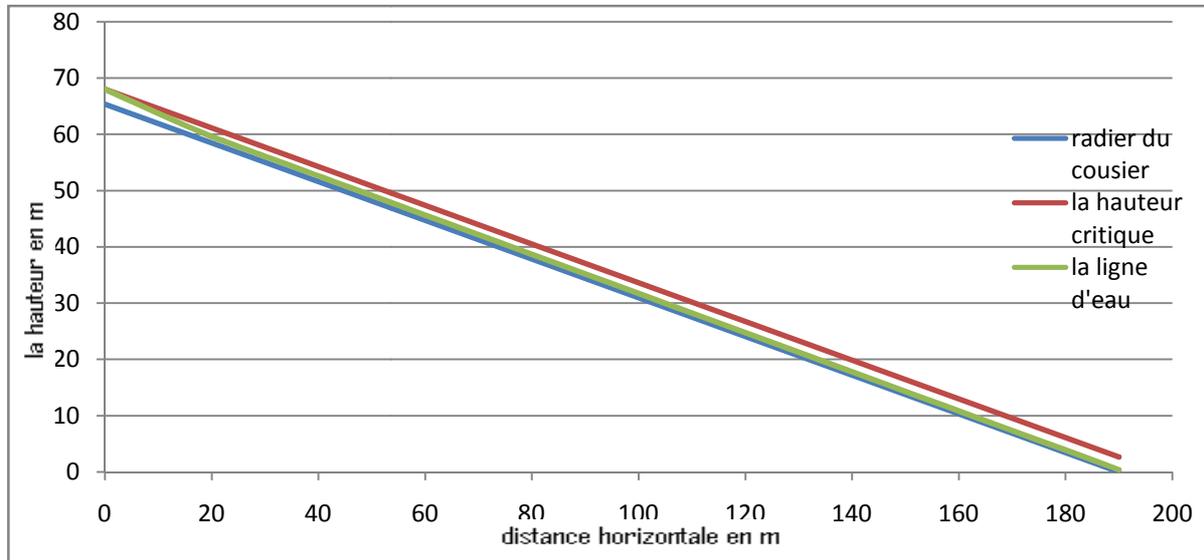


Figure IV.06 : la ligne d'eau dans le coursier.

Calcul de la vitesse et le nombre de Froude à la sortie du coursier :

$$\left\{ \begin{aligned} &= \frac{V}{\sqrt{g \cdot x}} = 34,98 \quad / \quad . \\ &= \frac{V}{\sqrt{g \cdot x}} = 17,88 \quad . \end{aligned} \right.$$

f. Dissipateur d'énergie : [07]

• **Choix de l'ouvrage de restitution :**

Il existe plusieurs types d'ouvrage de restitution et dont le choix d'utilisation est fonction des critères technique et économique. Pour notre cas, un saut de ski s'avère intéressant vue la structure géologique de la rive droite, et le gain de béton éventuel pour un bassin d'amortissement.

Le principe consiste à installer, en bas du déversoir, un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle θ .

Le jet se désintègre et retombe dans une cuvette de dissipation à une distance :

$$X = 2 \cdot K \cdot \left(Y + \frac{V^2}{2 \cdot g} \right) \cdot \sin 2\theta$$

Avec : K : coefficient d'aération K=0,9.

Y : tirant d'eau Y=0,39 m .

V : vitesse au départ du saut de ski V=30,68m/s.

θ : angle de sortie d'eau $\theta=20^\circ$.

On aura : $= 2 \times 0,9 \times 0,39 + \frac{30,68^2}{2 \times 9,81} \times \sin(2 \times 20) = 72,61 \quad .$

X=72,61m.

• **Type de l'écoulement :**

Le saut de Ski est composé d'une partie courbe dans la coupe longitudinale et d'une zone d'impact à l'aval.

On distingue deux cas d'écoulement, le premier cas apparaît pour des débits relativement faibles et se manifeste par un ressaut hydraulique et un déversement a son

extrémité avale, le deuxième cas est celui du jet qui s'élanche vraiment dans l'air et dont la zone d'impact se trouve loin à l'aval.

• **Dimensionnement du dissipateur :**

Le dimensionnement du dissipateur doit répondre aux questions suivantes :

- Quelles sont les hauteurs avales extrêmes qui permettent un dimensionnement satisfaisant du dissipateur ?
- Quel est le rayon de courbure R (rayon minimum nécessaire).

Le R min dépend de la charge H1 et de nombre de Froude. (Figure IV.08)

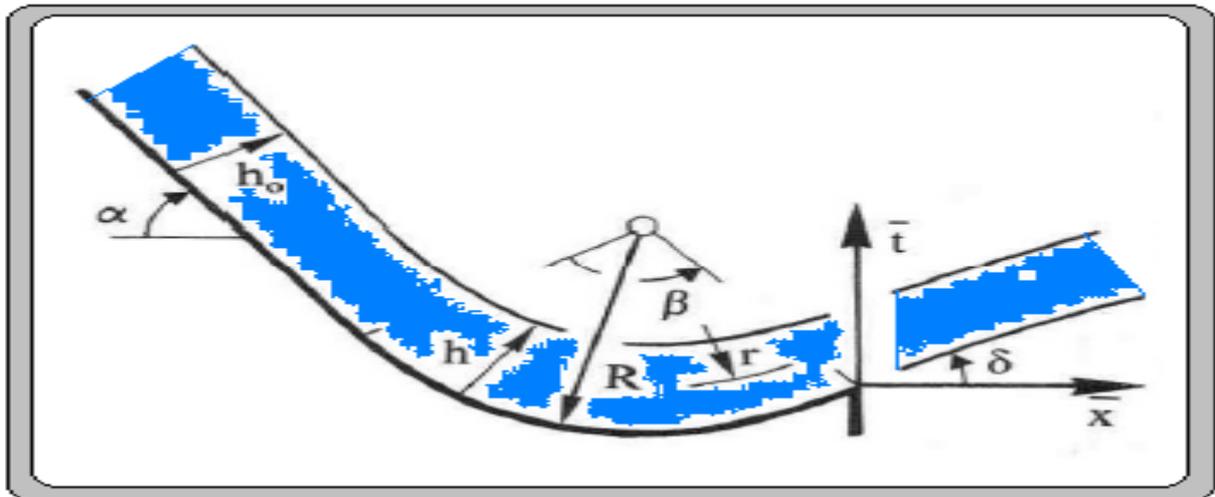


Figure IV.07 : Notation pour l'écoulement sur l'auge d'un saut de ski.

Au préalable, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques de l'écoulement l'amont (au niveau de l'auge).

- le débit unitaire : $q_1 = 13,64 \text{ m}^3/\text{s}$
- la hauteur d'eau à l'amont : $h_1 = 0,39 \text{ m}$
- le nombre de Froude : $F_1 = \frac{q_1}{(g \cdot h_1^3)^{0,5}} = 17,88$
- la charge d'eau : $H_1 = h_1 + \frac{q_1^2}{2 \cdot g \cdot h_1^2} = 62,73 \text{ m}$

• **Caractéristique de l'écoulement :**

La hauteur d'eau h1 se calcule d'après une courbe de remous égale à h1 = 0,39 m.

On a : $V_1 = q / h_1 = 34,98 \text{ m/s}$; $V_1 = 34,98 \text{ m/s}$.

La répartition des vitesses V = V(r) à travers l'auge à angle d'ouverture β suit la loi (V* r = constante)

Avec : r : rayon de courbure de la ligne d'eau

Vs : La vitesse à la surface libre

$V_s = \sqrt{2g(H_1 - h_1)} = 34,98 \text{ m/s}$; $V_s = 34,98 \text{ m/s}$.

La pression au fond du canal est donnée par la relation suivante :

$$\frac{\Delta p_f}{\rho g h_1} = \frac{F^2 h_1}{R}$$

Avec : R : Rayon de courbure de l'auge qui dépend du nombre de Froude $F = 17,88$, d'après le graphe (figure IV.08) :

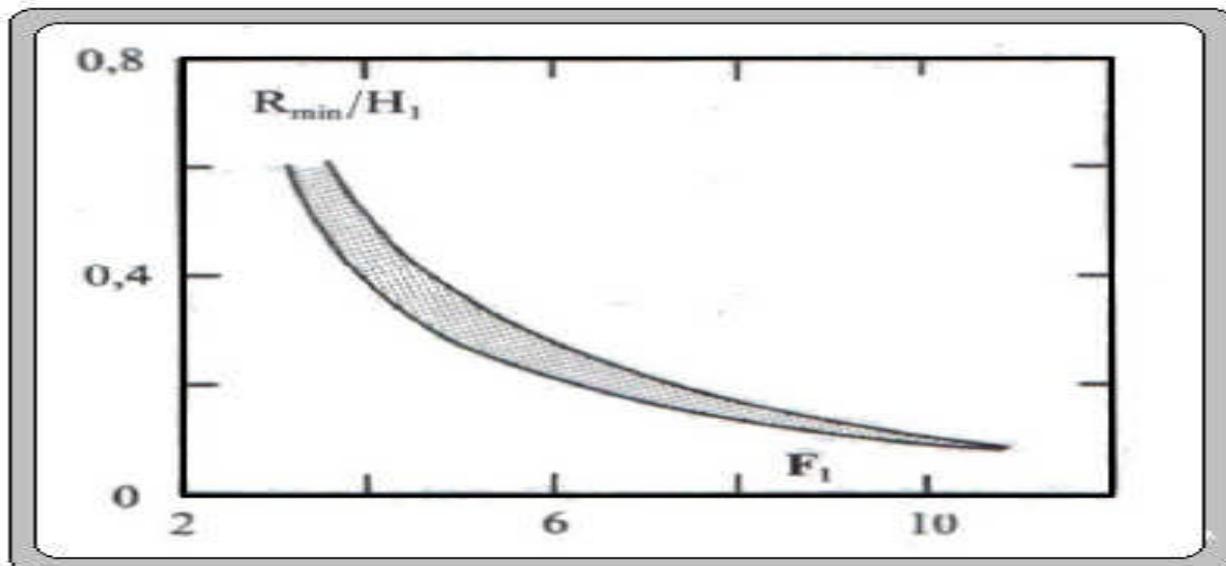


Figure IV.08 : rayon minimal relatif R_{min}/H_1 en fonction de F_1 .

on a : $\frac{R_{min}}{H_1} = 0,10$

d'où : $R = 0,1 \times 62,73 = 6,27 \text{ m}$, on opte pour la valeur :

$R = 6,5 \text{ m}$.

d'où : $\Delta P_f = \frac{F^2 \rho g h_1^2}{R} = \frac{17,88^2 \times 1000 \times 9,81 \times 0,1^2}{6,5} = 73,387 \text{ KN/m}^2$

$\Delta P_f = 73,387 \text{ KN/m}^2$

L'auge de dissipateur du saut de ski sera muni de dents (figure IV.09), cette variante se distingue de la variante sans dents, car elle est plus favorable du point de vue dissipation.

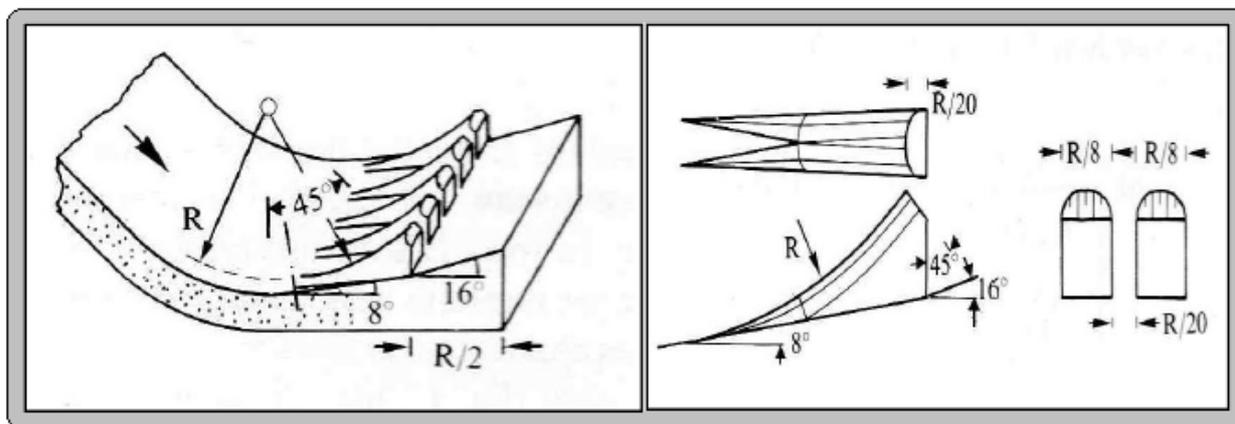


Figure IV.09 : Dent du dissipateur à auge.

- La largeur d'une dent est : $R / 8 = 6,5/8 = 0,81 \text{ m}$.
- L'espace libre entre les dents est : $R / 20 = 6,5/20 = 0,33 \text{ m}$.
- Le point le plus bas de l'auge se trouve à 0,3 m ou dessous du radier une partie de longueur

$R / 2 = 3,25$ m à l'aval des dents sert à faire jaillir le jet et uniformiser l'écoulement à la sortie de la structure.

- Détermination des longueurs de trajectoire de jet :

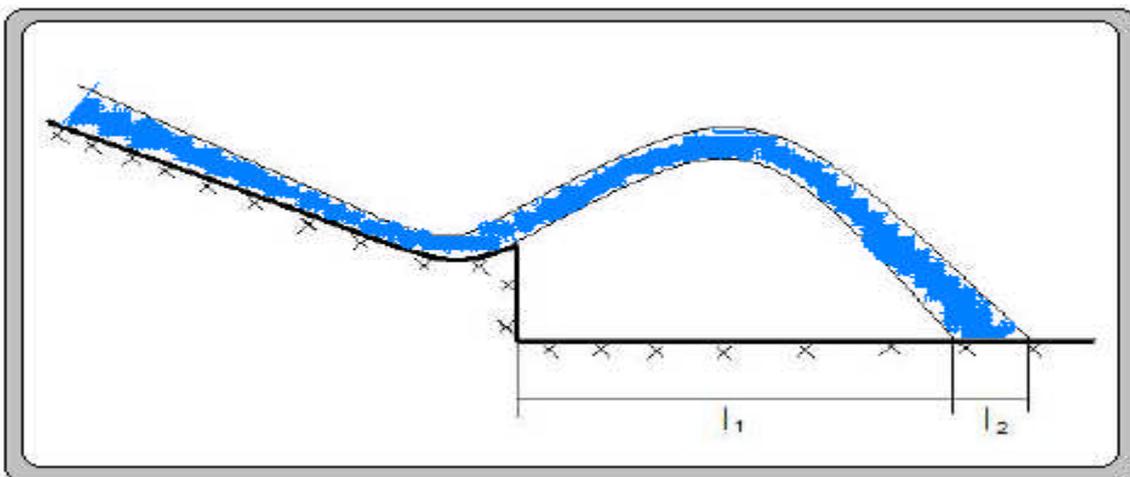


Figure IV.10 : Schéma explicatif des longueurs de trajectoire.

On a :

$$l_1 = \frac{v_1^2}{2g} \cos \alpha \left(\sin \alpha + \sqrt{\frac{2g(p+h/2)}{v_1^2} + \sin \alpha} \right)$$

On prend : $p = 1$ m ;

$\alpha = 16^\circ$ (voir fig VI.11).

$l_2 = L \cos \square$

Avec :

$$L = 1,4 q \log \frac{v_1}{v_{crit}}$$

Et :

$$\tan \Theta = \sqrt{\tan^2 \alpha + \frac{2g(p+h/2)}{v_1^2 \cos \alpha}}$$

Avec : V_1 : Composante de la répartition de la Vitesse du jet.

q : Débit spécifique.

a : Coefficient empirique de Vitesse = 0,75

$$v_1 = \sqrt{v_x^2 + v_y^2}$$

Avec : $\Psi = \dots$

Ou : Ψ : coefficient de vitesse : $\Psi = 0,95$

$V = Q / S = 170,53 / (12,5 * 0,39) = 34,98$ m²/s

Ce qui donne : $v_x = 34,98 * 0,95 = 33,23$ m²/s.

Et : $v_y = \sqrt{2g(p+h/2)} = 2 * 9,81 * (1 + \dots) = 4,84$ / ; $v_y = 4,84$ m/s .

D'où : $v_1 = \sqrt{33,23^2 + 4,84^2} = 33,58$ m²/s.

$v_1 = 33,58$ m²/s.

Tag $\square = \tan^2 16^\circ + \frac{\dots}{2x} = 0,32$

$\square = 17,86^\circ$.

Donc :

$$L = 1,4 \times 13,64 \times \log \frac{1}{0,1} = 2,47 \quad L = 2,47 \text{ m .}$$

$$l_1 = 57,47 \times \sin 16 + \frac{1}{0,1} + \sin 16 = 47,13 \quad l_1 = 47,13 \text{ m .}$$

$$l_2 = 2,47 \times \cos 17,86^\circ = 2,37 \text{ m} \quad l_2 = 2,37 \text{ m .}$$

D'où : $l = 47,13 + 2,37 = 49,5 \text{ m} \quad l = 49,5 \text{ m .}$

• **Dimensionnement de bassin de type plongé :**

La chute d'une nappe déversant dans un bassin contenant une épaisseur d'eau suffisante est un excellent moyen d'absorber l'énergie.

Pour notre cas nous utilisons un bassin de type plongé selon USBR (voir annexe IV) .

• **Détermination de la hauteur d'affouillement :**

Pour la détermination de la hauteur d'affouillement, nous utilisons les formules suivantes :

La profondeur de la fosse est alors calculée par les formules :

$$H = 0,9 \sin^2 \theta \cdot H_t + a$$

$$H_{\text{aff}} = 1,9 \cdot H^{0,225} \cdot q^{0,54}$$

On a : $H_t = NPHE - C_{f.\text{coursier}} - Y_{f.\text{coursier}}$

D'où : $H_t = 722,9 - 656,5 - 0,39 = 66 \text{ m}$

Et : $a = 1 \text{ m .}$

On aura : $H = 0,9 \times \sin^2 17,86 \times 66 + 1 = 6,59 \quad H = 6,59 \text{ m .}$

$H_{\text{aff}} = 1,9 \times 6,59 \cdot 13,64 = 11,90 \quad H_{\text{aff}} = 12 \text{ m .}$

g. Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

• La hauteur critique :

$$h = 1 - \frac{1}{2} + 0,015 \times \dots \times \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots (IV.33)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} = \frac{1}{2} \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots (IV.34) \\ = \frac{1}{2} \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots (IV.35) \end{array} \right.$$

Application numérique :

$$\left\{ \begin{array}{l} = \frac{1}{2} = 2,66 \\ = \frac{1}{2} = 0,21 \end{array} \right.$$

D'où :

$h = 1 - \frac{1}{2} + 0,015 \times 0,21 \times 2,66 = 2,48 \quad h = 2,48$

• **Pente critique :**

$$= \frac{1}{2} \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots (IV.36)$$

$$\begin{aligned} & \text{Avec :} \\ & = \frac{1}{2} \times h + \frac{1}{2} \times h \\ & = \frac{1}{2} \times h \times 2 \times \sqrt{1 + \dots} \\ & = \dots \\ & = \dots \times \end{aligned}$$

Application numérique :

$$\begin{aligned} & = 1 \times 2,48^2 + 12,5 \times 2,48 = 37,15 \text{ m}^2 \\ & = 12,5 + 2,48 \times 2 \times \sqrt{1 + 1^2} = 19,51 \\ & = \frac{37,15}{19,51} = 1,90 \\ & = \frac{1,90}{2} \times 1,90 = 85,61 \end{aligned}$$

$$\text{D'où : } \frac{1,90}{2 \times 1,90} = 0,0015 \text{ / } = 0,0015 \text{ / }$$

- La profondeur normale :

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le CANALP, on a trouvé :

- Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{1,90}{0,45} = 4,34 \text{ / s}$$

$h_n = 2,60 \text{ m}$
$V = 4,34 \text{ m/s}$

Remarque :

Le sol du canal est constitué par des blocs d'alluvions grossiers.

La vitesse admissible correspondante à ce type de sol est : $V_{adm} = (1.80 \div 2.20) \text{ / s}$

Pour réduire la vitesse, on augmente la section d'écoulement ou on crée une perte de charge par des roches de dimensions entre 800 et 1000 mm.

IV.4.1.2. Calcul de la hauteur des murs bajoyers :

Les murs bajoyers assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

a. Chenal d'écoulement :

La hauteur du mur bajoyer pour le chenal d'écoulement atteint la crête du barrage. D'après le calcul hydrologique, on a les valeurs suivantes :

Le niveau normale de la retenue : $NNR = 721 \text{ m}$

Le niveau des plus hautes eaux : $NPHE = 722,9 \text{ m}$

Si on prend pour la revanche une valeur de $R = 3$ on aura :

$$H = NPHE - NNR + R = 722,9 - 721 + 3 = 4,9 \text{ m}$$

$H = 4,9 \text{ m}$

b. Le coursier :

- Hauteur du mur au début du coursier h :

$$h = h +$$

Avec :

h : Le tirant d'eau

: La revanche donnée par la formule suivante :

$$= 0.61 + 0.14 \sqrt{v} \dots \dots \dots (IV.37)$$

: est la vitesse d'écoulement au début du coursier.

Application numérique :

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{10}{0.39} = 25.64 \text{ m/s}$$

$$= 0,61 + 0,14 \times 25,64 = 3,57$$

$$h = 2,67 + 3,57 = 6,24 \text{ m}$$

$h_m = 3,52 \text{ m}$

- Hauteur du mur à la fin du coursier :

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{10}{0.39} = 25.64 \text{ m/s}$$

$$= 0,61 + 0,14 \times 25,64 = 3,57$$

$$h = 0,39 + 3,57 = 3,96 \text{ m}$$

$h_m = 1,45 \text{ m}$

c. Le bassin de dissipation :

$H_m = 2,4 \text{ m}$

$$H_m = 0,2 \times H = 0,2 \times 12 = 2,4 \text{ m}$$

IV.4.1.3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

a. Vérification de l'apparition des vagues roulantes :

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé. Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$\begin{cases} v < (10 \div 12) \\ F < 40 \end{cases}$$

Avec :

B : Largeur du coursier,

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

F : Nombre de Froude.

$$\begin{cases} \frac{v}{\sqrt{gh}} = 32,05 > 10 \\ F^2 = 17,88^2 = 319,69 > 40 \end{cases}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, le risque d'apparitions de vagues roulantes n'est pas à écarter. Il y'a lieu alors de prendre les précautions constructives nécessaires pour éviter les affouillements à l'aval ainsi que les déferlements de vagues sur les murs bajoyers, il est nécessaire d'augmenter la rugosité artificielle.

b. Le phénomène d'entraînement de l'air naturel :

L'entraînement d'air dans l'écoulement conduit à un mélange air-eau et le gonflement de l'écoulement non aéré. Staub et Anderson ont démontré que l'aération de l'écoulement, commençait dans une zone, ou la couche limite atteignait la surface de l'eau, à partir d'une distance (D) de l'amont. Des essais ainsi que des calculs, montrent que (D), croit avec le débit spécifique (q) pour une rugosité et une pente du radier du coursier i données. La position de D peut être exprimée par :

$$- = \frac{\dots}{x}, \dots \dots \dots (IV.38)$$

Application numérique :

On a : $\dots = \dots = 13,64 \dots$

D'où : $\dots = 36732,56$

On a : $\dots = 0,34 \dots$, on tire à partir de l'abaque (voir l'annexe IV) ; le rapport $\dots = 17500$ ce qui donne une distance $\dots = 17500 \times 0.013 = 227,5 \dots$

Sachant que la longueur du coursier dans notre cas est de 190 m ce que veut dire il n'aura pas un entrainement de l'air naturel dans l'eau pendant le fonctionnement du coursier.

IV.5.Evacuateur latéral à entonnement latéral :

IV.5.1.Dimensionnement et calcul hydraulique :

L'évacuateur de crues de surface à entonnement latéral se constitue en général d'un déversoir latéral, un coursier et un bassin de dissipation. Pour le calcul hydraulique, on a besoin des données représentées sur la figure suivante.

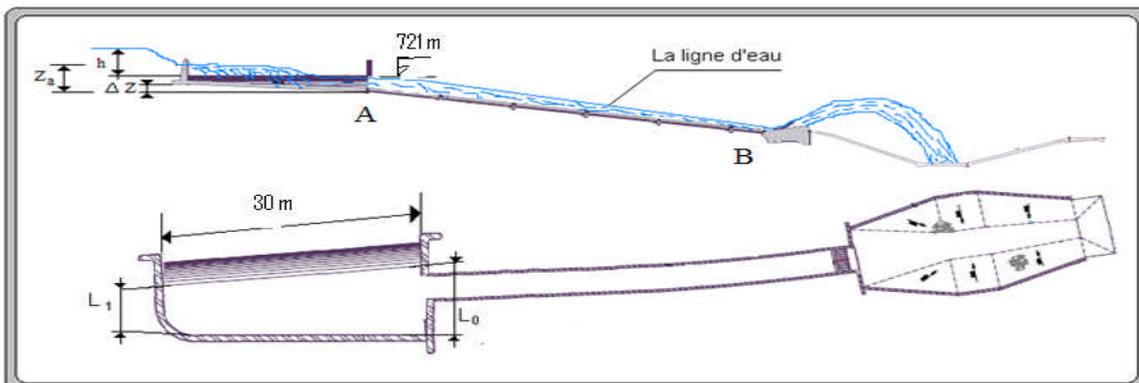


Figure IV.11 : Schéma de calcul d'un évacuateur de crues.

h_c : est la profondeur critique, c'est la ou on a un changement de pente. (Ou point A)

Données de départ :

- Longueur déversant : $L = 30 \text{ m}$.
- Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 170,53 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Charge hydraulique : $H = 1,90 \text{ m}$.
- Côte de la retenue normale : $\text{NNR} = 721 \text{ m}$

IV.5.1.1. Canal d'amenée :

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$= - \dots \dots \dots (IV.39)$$

- Avec :
- Q : Débit à évacuer (m^3/s).
 - S : Section du canal (m^2) = $H \times b$
 - H : Charge d'eau (m) = $H + P$
 - P : Hauteur de pelle (1 m).
 - H : Lamé déversant (1,90 m).

$$= \frac{1}{(1,1)^x} = 1,96 \quad / \quad .$$

$V \leq V_{adm} (4.4 - 10) \text{ m/s}$ (Donc pas de risque de l'érosion.)

IV.5.1.2. Calcul de déversoir :

Pour les ouvrages qui doivent contrôler des débits importants, la géométrie du déversoir ne dépend pas seulement de considération hydraulique ; en effet, la stabilité de l'ouvrage, les caractéristiques du sous-sol, le type du barrage choisi et la topographie doivent être également prises en compte.

a. Calcul de la géométrie du déversoir :

La proposition du **USCE** (United States Army, Corps of Engineers) pour le parement amont vertical une courbe de trois arcs circulaires au quadrant amont ($x < 0$) (figure VI.13), et de la fonction de puissance (VI.2) pour le quadrant aval :

$$-Z = \frac{1}{2} X^{1.85} \dots\dots\dots(VI.40)$$

Les origines des arcs circulaires et les rayons correspondant sont indiqués au tableau (VI .13).

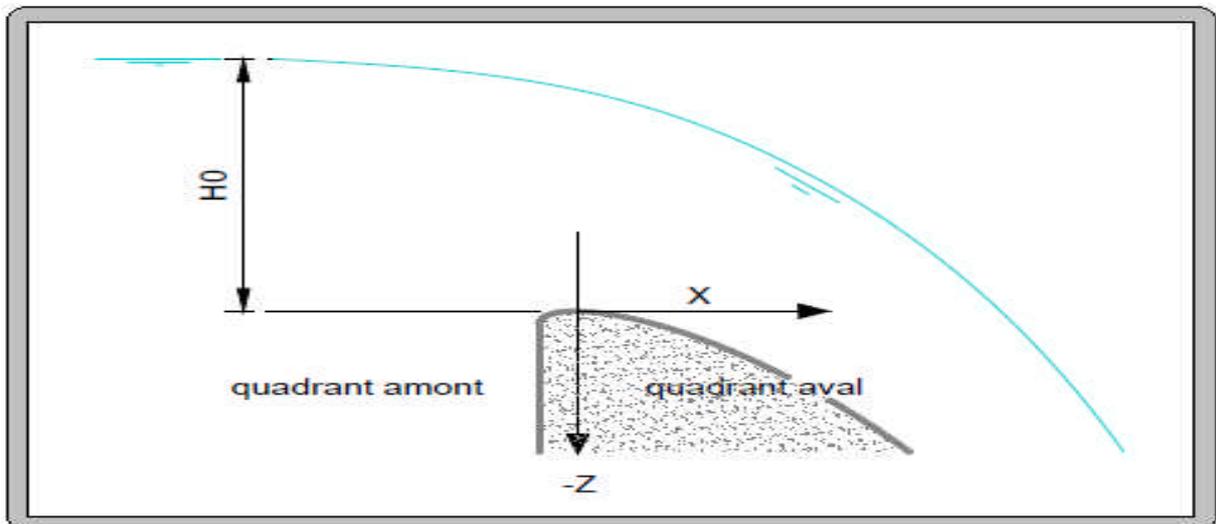


Figure IV.12: Définition du système des coordonnées.

• **Calcul du quadrant amont :**

Les dimensions de profil type USCE (quadrant amont) est représenté dans la figure IV.04 :

Tableau IV.06: Calcul des différents paramètres pour la construction du quadrant amont.

Oi/Ri	Ri/Ho
(-0,2418/-0,1360)	0,04
(-0,1050/-0,2190)	0,2
(0/-0,50)	0,5
Ho=1,90	
(-0,46/-0,26)	0,08
(-0,2/-0,42)	0,38
(0/-0,95)	0,95

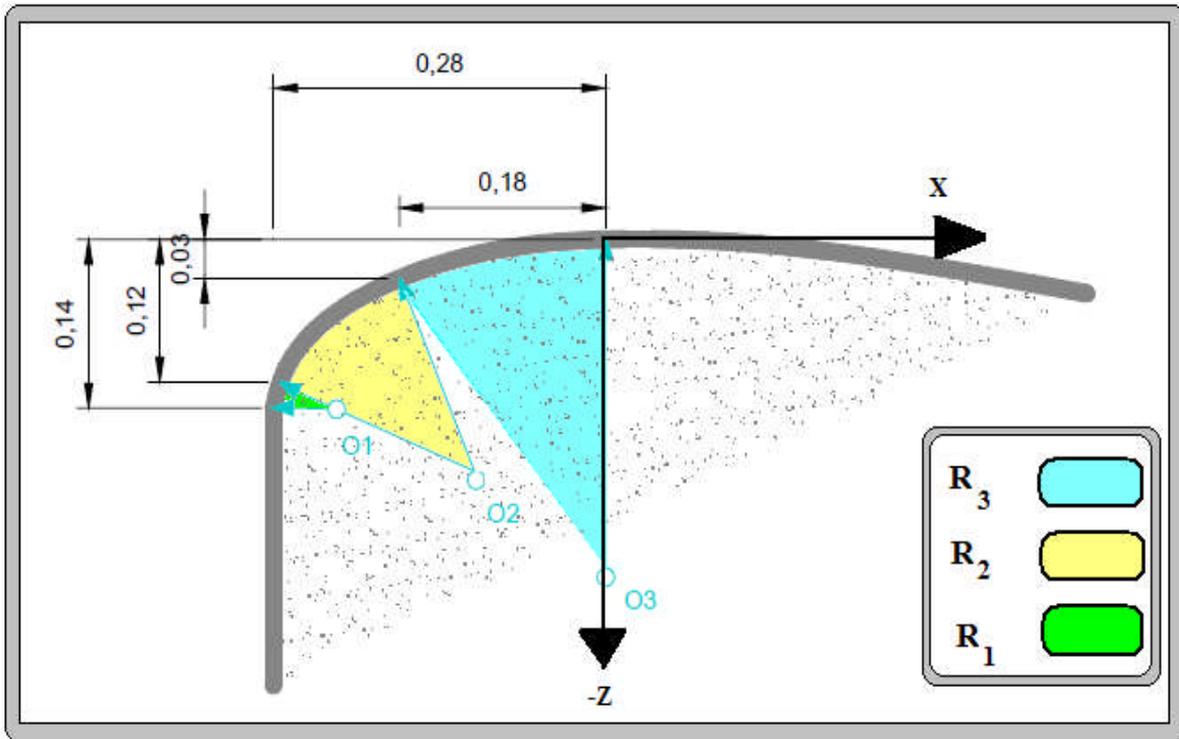


Figure. IV.13: Détail du quadrant amont (tous les dimensions par rapport à H=1m).

Pour rendre la construction d'un déversoir standard plus économique, le parement amont peut être modifié en ménageant une saillie. Ainsi, une masse importante de béton peut être éliminée si elle n'est pas requise pour la stabilité de l'ensemble de la structure.

Selon l'USCE, l'effet de $N/H_0 > 0$ sur l'écoulement n'est pas significatif sauf pour de très petites valeurs de M/H_0 . Il est recommandé de choisir le rapport M/N plus grand que $1/2$ Et $M/H_0 > 0,6$ pour encore pouvoir utiliser la géométrie de la crête donnée dans la (Figure. IV.15).

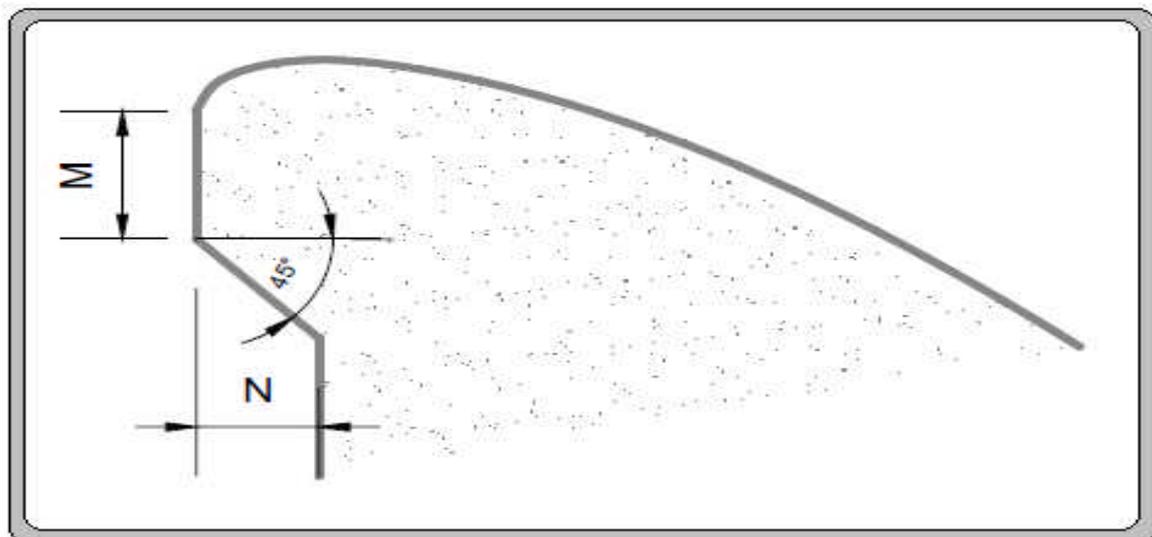


Figure. IV.14 : Déversoir standard à parement surplombant.

On a :

$$\left. \begin{array}{l} N/H_0 > 0 \\ M/N > 1/2 \\ M/H_0 > 0,6 \end{array} \right\} \Rightarrow = 0,5 \quad , \quad = 1$$

• **Calcul du quadrant aval :**

Les résultats dans le tableau sont obtenus en appliquant la formule VI .40

Tableau IV.07: Calcul des coordonnées de profil de quadrant aval.

X	0,00	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	2,75	3,00
Z	0,00	-0,10	-0,50	-1,10	-1,80	-2,70	-3,25	-3,80

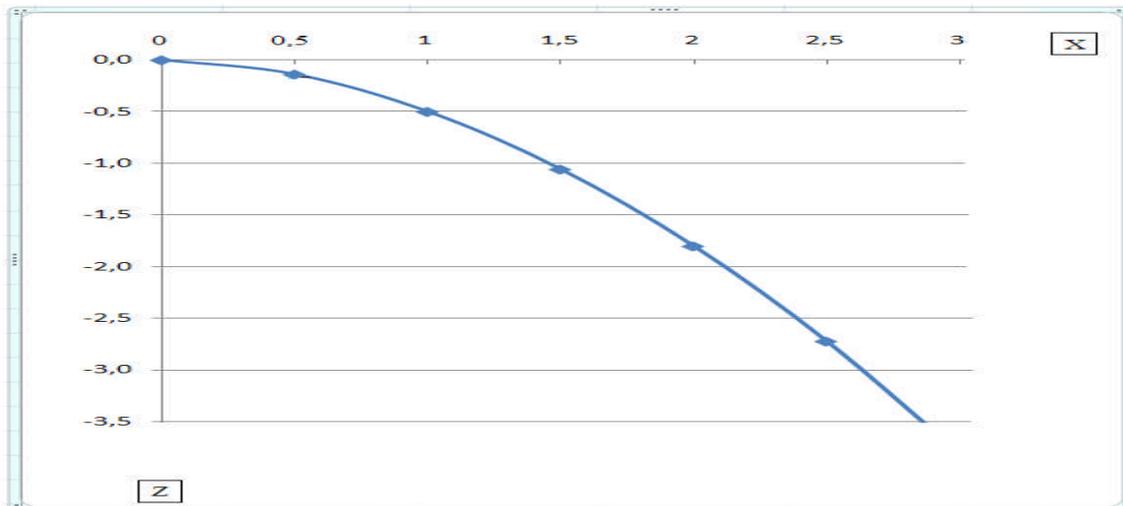


Figure. IV.15: Profil de quadrant aval.

• **Calcul du rayon de raccordement du déversoir :**

Nous devons déterminer le rayon de raccordement qui se raccorde au bassin de dissipation dont la cote du radier sera recalculée ultérieurement. Le rayon est donné par le tableau. IV .08.

Tableau IV.08: différentes valeurs du rayon de raccordement en fonction de la hauteur de pelle et la charge H.

P(m)	Charge H= ΔPHE - Δ NNR								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	3.0	4.2	5.4	6.5	7.5	8.5	9.6	10.6	11.6
20	4.0	6.0	7.8	8.9	10.0	12.2	13.3	13.3	14.3
30	4.5	7.5	9.7	11.0	12.4	13.5	14.7	15.8	16.8
40	4.7	8.4	11.0	13.0	14.5	15.8	17.0	18.0	19.0
50	4.8	8.8	12.2	14.5	16.5	18.0	19.2	20.3	21.3
60	4.9	8.9	13.0	15.5	18	20.0	21.2	22.2	23.2

Dans le cas de P < 10 m on prendre R = 0.5 P

On à : P = 1 m < 10 m D'où : R = 0.5 × 1 = 0,5 m. Ce qui donne **R = 0,5 m**

b. Calcul hydraulique du déversoir :

• **1^{ere} Méthode :**

Le calcul hydraulique du déversoir ce fait par plusieurs étapes :

a/ On divise la largeur déversant en 10 tronçons et on établit les distances au bout de la tranchée jusqu'à chaque site x_i .

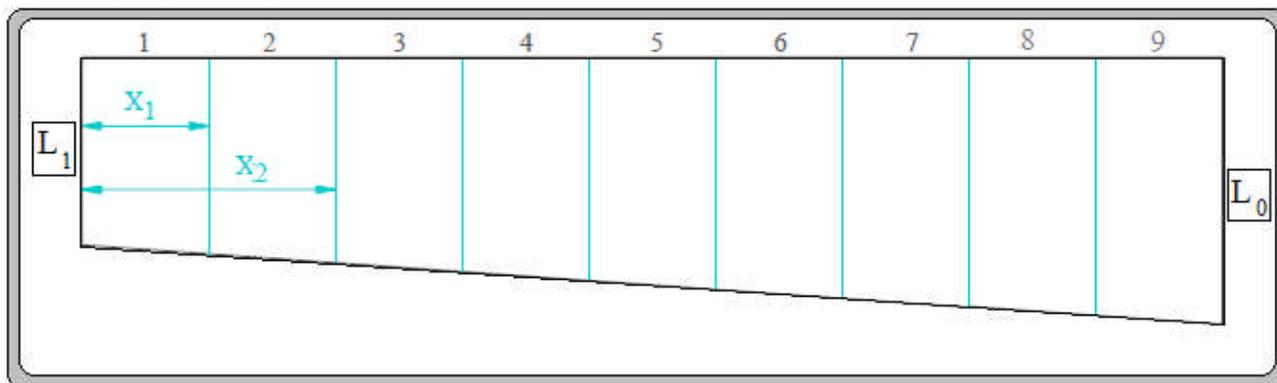


Figure. IV.16 : Représentation des tranchées.

Le débit spécifique est donné par :

$$= -$$

Donc : $= - = \frac{1}{10} = 5,68 \text{ m}^3/\text{s} / \text{m}$.

Ayant le débit spécifique, on détermine le débit aux sites :

On a : $Q_i = q \cdot X_i$ (IV.41)

b/ En fixant la vitesse d'eau moyenne (V_{in}) au bout de la tranchée ($l = 8\text{m}$) et celle de la fin, puis on détermine les vitesses moyennes aux sites par :

$$V_i = V_{in} + a(X_i - 1) \dots \dots \dots (IV.42)$$

$$a = V_f - V_{in} / L - 1 \dots \dots \dots (IV.43)$$

Avec : a : coefficient de proportionnalité

Nous prenons :

$$V_{in} = (3 \div 5) \text{ m/s}$$

$$V_{in} = 4 \text{ m/s}$$

$$V_f = (8 \div 10) \text{ m/s}$$

$$V_f = 9 \text{ m/s}$$

D'où : $a = \frac{9 - 4}{10 - 1} = 0,17$.

c/ Calcul des sections mouillées aux sites :

Cette section donnée par :

$$W_i = Q_i / V_i \text{ (m}^2\text{)} \dots \dots \dots (IV.44)$$

d/ Calcul de la largeur aux sites :

Cette largeur est donnée par :

$$b_i = L_1 + X_i(L_0 - L_1) / L$$

On calcul les différent largeur :

$$L_c = Q_{dev}^{0,4} \text{ donc } L_c = 7,81$$

On prend directement en fonction de la topographie les paramètres suivants :

$$\begin{cases} L_0 = 16 \text{ m} \\ L_1 = 8 \text{ m} \\ L_c = 16 \text{ m} \end{cases}$$

Et on calcul les rapports : $\frac{L_0}{L_c} = 1$ et $\frac{L_1}{L_0} = 0,5$

e/ Calcul de la profondeur d'eau aux sites :

Cette profondeur est donnée par :

$$h_i = \frac{- + \sqrt{\quad + 4}}{2}$$

Avec : m : pente du profile du versoir assimilé à un plan : m = 1/3

f/ Calcul de la pente de fond pour chaque sites :

Cette pente est donnée par :

$$= \text{---}$$

Avec : Vi : vitesse moyenne aux sites (m/s).

Ri : rayon hydraulique (m).

Ci : coefficient de charge seront donnée par : $= 1/ \times \text{---}$.

n : Coefficient de rugosité de Manning en --- .

Le tableau représenté en annexe IV. nous donne quelques valeurs de n en fonction du type du canal. On prend : $= 0.013 / \text{---}$ (béton).

Une fois que nous avons déterminé les hauteurs d'eau hi et les pertes de charge dans chaque tronçon, on détermine les cotes de la surface libre et les cotes du fond de la tranchée.

Tous les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

Tableau IV.09: résultats de calcul de ligne d'eau et la cote du fond du canal.

N tranches	Xi (m)	Qi (m³/s)	Vi (m²/s)	Wi (m)	Bi (m)	Hi (m)	Ri (m)	Ci	Ii	Δh
1	3	17,04	4,34	3,92	8,8	0,44	0,41	66,57	0,01	0.03
2	6	34,08	4,85	7,02	9,6	0,64	0,65	71,72	0,01	0.03
3	9	51,12	5,36	9,53	10,4	0,77	0,80	74,20	0,01	0.03
4	12	68,16	5,87	11,61	11,2	0,85	0,90	75,63	0,01	0.03
5	15	85,2	6,38	13,35	12	0,90	0,97	76,51	0,01	0.03
6	18	102,24	6,89	14,83	12,8	0,93	1,01	77,07	0,01	0.03
7	21	119,28	7,4	16,11	13,6	0,94	1,04	77,41	0,01	0.03
8	24	136,32	7,91	17,23	14,4	0,95	1,06	77,60	0,01	0.03
9	27	153,36	8,42	18,21	15,2	0,95	1,06	77,70	0,01	0.03
10	30	170,4	8,93	19,08	16	0,94	1,07	77,72	0,01	0.03

Tableau IV.09(suite): résultats de calcul de ligne d'eau et la cote du fond du canal.

N	Xi (m)	Δh (m)	Hi (m)	Cote du plan d'eau	Cote fond
0	0	0.00	0.00	721	721
1	3	0.03	0,44	720.97	720,50
2	6	0.03	0,64	720.94	720,3
3	9	0.03	0,77	720.91	720,14
4	12	0.03	0,85	720.88	720,03
5	15	0.03	0,90	720.85	719,95
6	18	0.03	0,93	720.82	719,89
7	21	0.03	0,94	720.79	719,85
8	24	0.03	0,95	720.76	719,81
9	27	0.03	0,95	720.73	719,78
10	30	0.03	0,94	720.70	719,76

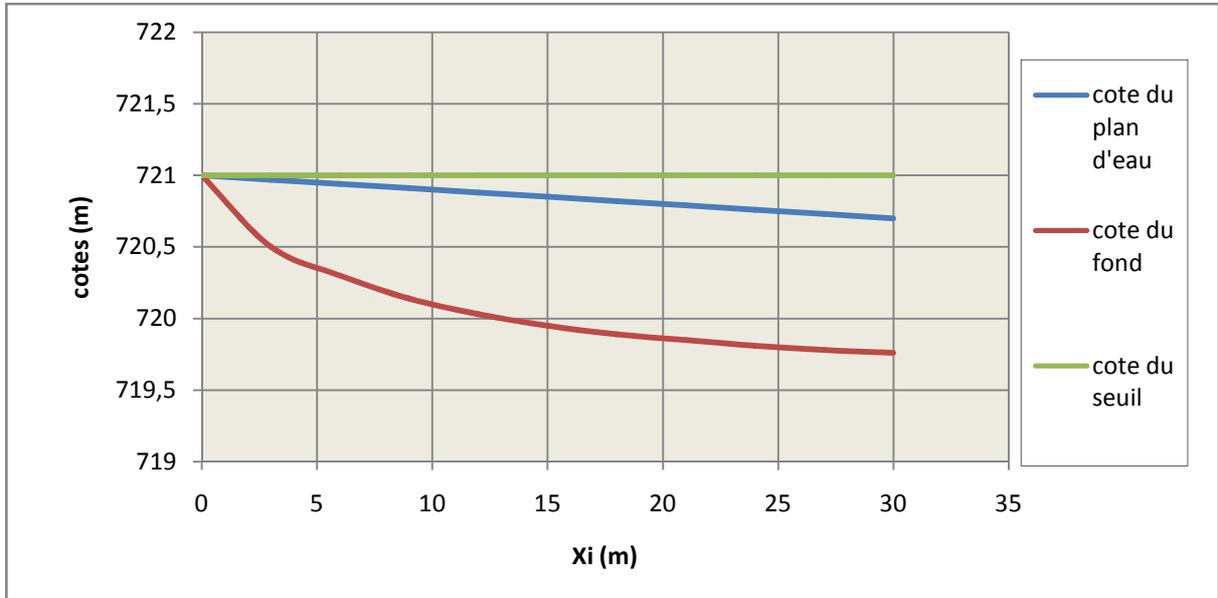


Figure IV.17: coupe longitudinale du déversoir.

2^{ème} Méthode :

➤ **Calcul (le tirant d'eau au point A) :**

On propose que =

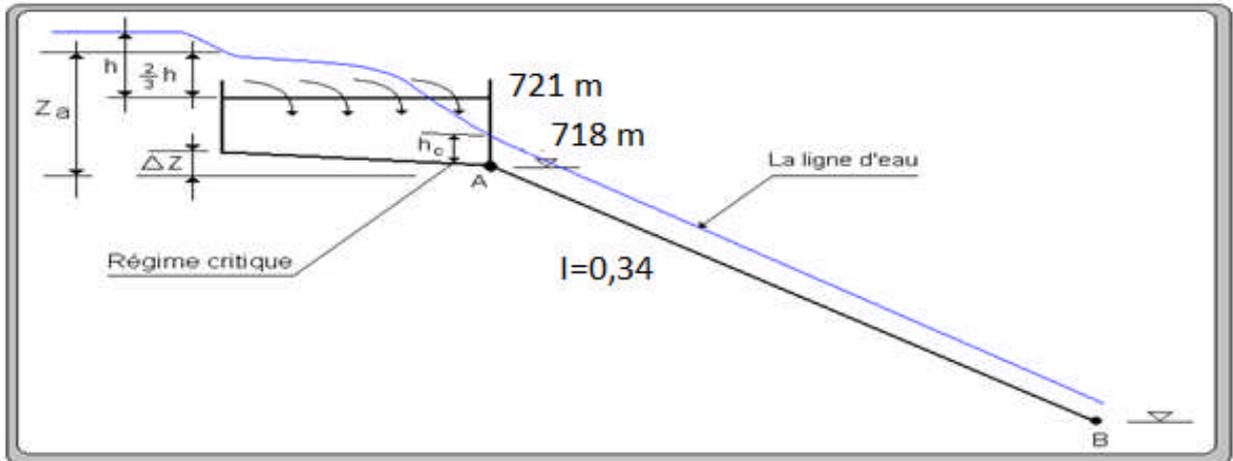


Figure. IV.18 : schéma explicatif du déversoir et du coursier.

On a la formule du nombre de Froude pour le régime critique :

$$= \frac{x}{x} = 1 \dots\dots\dots (IV.45)$$

La section d'écoulement est rectangulaire.

Pour une section rectangulaire, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} = \dots\dots\dots (IV.46) \\ = + 2 \dots\dots\dots (IV.47) \end{array} \right.$$

En remplaçant ces deux paramètres dans la formule (IV.27), on aura :

$$\frac{(\quad)}{(\quad)} = 1 \dots\dots\dots (IV.48)$$

Application numérique :

$\frac{(16 + 2 \times Y_c) \times 170.03^2}{9.81 \times (16 \times Y_c)^2} = 1 \Rightarrow$ La résolution de cette équation se fait par itération, les résultats trouvés sont représentés dans le tableau suivant.

Tableau IV.10: Calcul de la profondeur critique.

Yc (m)	$\frac{(16 + 2 \times Y_c) \times 170.03^2}{9.81 \times (16 \times Y_c)^2}$
1	12,95
2	1,80
2,1	1,57
2,2	1,38
2,3	1,22
2,4	1,08
2,45	1,02
2,5	0,97

D'où : $Y_c = 2,45 \text{ m}$

- Calcul de la charge spécifique au point A :

$$E = \frac{Y_c}{2} + \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (IV.49)$$

$$E = \frac{2.45}{2} + \frac{V^2}{2 \times 9.81} = \dots$$

Application numérique :

$$E = 2.45 + \frac{V^2}{19.62} = 3.41$$

- Calcul des paramètres :

$$h = - \times \dots = - \times 3.41 = 2.27$$

$$= \frac{V \times \dots}{\dots} = \frac{V \times \dots}{\dots} = 15.93$$

- Calcul de U :

$$= \frac{V \times \dots}{\dots} = \frac{V \times \dots}{\dots} = 0 \text{ (Section rectangulaire)}$$

- Calcul de :

On impose de façon que la condition $h < H - h$ soit vérifiée.

Avec :

: La cote du plan d'eau.

: La cote du point A.

$$- = \dots + -h - \dots = 721 + -1,90 - 718 = 4.26$$

On prend : $\Delta = 4.20$ (raison de sécurité).

- Calcul de Δ :

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{\Delta} &= \frac{1}{4.20} = 1,85 \\ &= 0. \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{À partir de l'abaque (annexe. IV) on tire le rapport: } \frac{\Delta}{\Delta} = 0,86$$

$$\Rightarrow \Delta = 0,86 \times 2.27 = 1.95$$

• **Calcul du tirant d'eau au point B :**

La perte de charge est estimée égale à 20% de la charge totale : $\Delta = 0.2 \Delta$

Donc, la charge spécifique au point B s'exprime par :

$$H_B = 0.8 [H_A + \Delta] \dots \dots \dots (IV.32)$$

Application numérique :

$$H_B = 0,8 \times (3.41 + 718 - 656,5) = 51,92$$

$$Y = 51,92 \times \frac{1}{100} = 0,52$$

= 0,52 m

Connaissant le débit, la largeur du coursier et le tirant d'eau, on peut calculer la vitesse d'écoulement à la sortie du coursier et le nombre de Froude :

$$\left\{ \begin{aligned} V &= \frac{Q}{L \times Y} = 20,43 \text{ /s} \\ Fr &= \frac{V}{\sqrt{g \times Y}} = 9,05 \end{aligned} \right.$$

IV.5.1.3. Dissipateur d'énergie :

a.Choix de l'ouvrage de restitution :

Il existe plusieurs types d'ouvrage de restitution et dont le choix d'utilisation est fonction des critères technique et économique. Pour notre cas, un saut de ski s'avère intéressant vue la structure géologique de la rive droite, et le gain de béton éventuel pour un bassin d'amortissement.

Le principe consiste à installer, en bas du déversoir, un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle θ .

Le jet se désintègre et retombe dans une cuvette de dissipation à une distance :

$$X = 2 \left(Y + \frac{V^2}{2g} \right) \sin 2\theta$$

Avec : K : coefficient d'aération K=0,9.

Y : tirant d'eau Y=0,52m.

V : vitesse au départ du saut de ski V=20,43m/s.

θ : angle de sortie d'eau $\theta=20^\circ$.

$$\text{On aura : } X = 2 \times 0,9 \times 0,52 + \frac{20,43^2}{2 \times 9,81} \times \sin(2 \times 20) = 25,22$$

X= 25,22m.

b.Type de l'écoulement :

Le saut de Ski est composé d'une partie courbe dans la coupe longitudinale et d'une zone d'impact à l'aval.

On distingue deux cas d'écoulement, le premier cas apparait pour des débits relativement faibles et se manifeste par un ressaut hydraulique et un déversement a son extrémité avale, le deuxième cas est celui du jet qui s'élançe vraiment dans l'air et dont la zone d'impact se trouve loin à l'aval.

c.Dimensionnement du dissipateur :

Le dimensionnement du dissipateur doit répondre aux questions suivantes :

- Quelles sont les hauteurs avales extrêmes qui permettent un dimensionnement satisfaisant du dissipateur ?
- Quel est le rayon de courbure R (rayon minimum nécessaire).

Le R min dépend de la charge H₁ et de nombre de Froude . (figure IV.08)

Au préalable, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques de l'écoulement à l'amont (au niveau de l'auge).

le débit unitaire : $q_1 = \dots = 10.63 \text{ m}^3/\text{s}$

la hauteur d'eau à l'amont $h_1 = 0,52 \text{ m}$.

le nombre de Froude : $F_1 = \frac{q_1}{(g \cdot h_1^3)^{0,5}} = 9,05$.

la charge d'eau : $H_1 = h_1 + \frac{q_1^2}{2 \cdot g \cdot h_1^2} = 21.82$.

• **Caractéristique de l'écoulement :**

La hauteur d'eau h₁ se calcule d'après une courbe de remous égale a h₁ = 0,52m.

On a : $V_1 = q / h_1 = 20,44 \text{ m/s}$

La répartition des vitesses V = V(r) à travers l'auge à angle d'ouverture β suit la loi (V * r = constante)

Avec : r : rayon de courbure de la ligne d'eau.

Vs : La vitesse à la surface libre

$V_s = \sqrt{2g(H_1 - h_1)} = 20.44 \text{ m/s}$.

La pression au fond du canal est donnée par la relation suivante :

$$\frac{\Delta p_f}{\rho g h_1} = \frac{F^2 h_1}{R}$$

Avec : R : Rayon de courbure de l'auge qui dépend du nombre de Froude F =9.05 d'après le graphe (figure IV.08).

on a : $\frac{R_{min}}{H_1} = 0,1$

d'où : $R = 0,1 \times 21.82 = 2.20\text{m}$, on opte pour la valeur :

R = 2.5 m.

d'où : $\Delta p_f = \frac{F^2 \rho g h_1^2}{R} = 86.9 \text{ KN/m}^2$

L'auge de dissipateur du saut de ski sera munie de dents (figure. IV.09), cette variante se distingue de la variante sans dents, car elle est plus favorable du point de vue dissipation.

- La largeur d'une dent est : $R / 8 = 2.5/8 = 0,30$ m.
- L'espace libre entre les dents est : $R / 20 = 2.5/20 = 0,15$ m.
- Le point le plus bas de l'auge se trouve à 0,3 m ou dessous du radier une partie de longueur.

$R / 2 = 1.25$ m à l'aval des dents sert à faire jaillir le jet et uniformiser l'écoulement à la sortie de la structure.

• **Détermination des longueurs de trajectoire de jet :**

On a :
$$l_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cos \alpha \left(\sin \alpha + \sqrt{\frac{2g(p+h/2)}{V_1^2} + \sin \alpha} \right)$$

On prend : $p = 1$ m ;

$\alpha = 16^\circ$ (voir figure.VI.11).

$l_2 = L \cos \alpha$

Avec :
$$L = 1,4 q \log \frac{V_1}{V_a a}$$

Et :
$$\tan \Theta = \sqrt{\tan^2 \alpha + \frac{2g(p+h/2)}{V_1^2 \cos \alpha}}$$

Avec : V_1 : Composante de la répartition de la Vitesse du jet.

q : Débit spécifique.

a : Coefficient empirique de Vitesse = 0,75

$$V_1 = \sqrt{V_X^2 + V_Y^2}$$

Avec : $V_X = V \cdot \Psi$ Ou : Ψ : coefficient de vitesse : $\Psi = 0,95$

$$V = Q / S = 170.03 / (16 \cdot 0,52) = 20.43 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ce qui donne : $V_X = 20.43 \times 0,95 = 19,41 \text{ m}^2/\text{s}$.

Et :
$$V_y = \sqrt{2g(p + h/2)} = \sqrt{2 \times 9,81 \times (1 + \frac{1}{2})} = 4.97 \text{ / } .$$

D'où :
$$V_1 = \sqrt{19,41^2 + 4,97^2} = 20,03 \text{ m}^2/\text{s}.$$

$V_1 = 20,03 \text{ m}^2/\text{s}.$

$$\tan \square = \tan^2 16^\circ + \frac{\times, \times(\frac{1}{2})}{, 2 \times} = 0,59$$

$\square = 30.64^\circ.$

Donc :

$$L = 1,4 \times 10,63 \times \log \frac{1}{0,0001} = 2,06 \quad L = 2,5 \text{ m .}$$

$$l_1 = 19,25 \times \sin 16 + \frac{2,06}{\sin 16} = 16,48 \quad l_1 = 16,48 \text{ m .}$$

$$l_2 = 2,5 \times \cos 30,64^\circ = 2,15 \text{ m} \quad l_2 = 2,15 \text{ m .}$$

D'où : $l = 16,48 + 2,15 = 18,63 \text{ m} \quad l = 18,63 \text{ m .}$

• **Dimensionnement de bassin de type plongée :**

La chute d'une nappe déversant dans un bassin contenant une épaisseur d'eau suffisante est un excellent moyen d'absorber l'énergie.

Pour notre cas nous utilisons un bassin de plongée selon USBR (voir annexe IV) .

• **Détermination de la hauteur d'affouillement :**

Pour la détermination de la hauteur d'affouillement, nous utilisons Les formules suivantes :

La profondeur de la fosse est alors calculée par les formules :

$$H = 0,9 \sin^2 \theta . H_t + a$$

$$H_{\text{aff}} = 1,9 . H^{0,225} q^{0,54}$$

On a : $H_t = NPHE - C_{f,\text{coursier}} - Y_{f,\text{coursier}}$

D'où : $H_t = 722,9 - 656,5 - 0,52 = 65,88 \text{ m}$

Et : $a = 1 \text{ m .}$

On aura : $H = 0,9 \times \sin^2 30,64 \times 64,88 + 1 = 31,22 \quad H = 31,22 \text{ m .}$

$H_{\text{aff}} = 1,9 \times 31,22^{0,225} \cdot 10,63^{0,54} = 14,77 \quad H_{\text{aff}} = 15 \text{ m .}$

IV.5.1.4. Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

• La hauteur critique :

$$h = 1 - \frac{1}{2} + 0,015 \times \dots \times \dots \dots \dots (IV.50)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} = \frac{\dots}{\dots} \dots \dots \dots (IV.51) \\ = \frac{\dots}{\dots} \dots \dots \dots (IV.52) \end{array} \right.$$

Application numérique :

$$\left\{ \begin{array}{l} = \frac{\dots}{\dots} = 1,95 \\ = \frac{\dots}{\dots} = 0,097 \end{array} \right.$$

D'où :

$$h = 1 - \frac{1}{2} + 0,015 \times 0,097 \times 1,95 = 1,90$$

- Pente critique :

$$= \frac{1}{\dots} \dots \dots \dots (IV.54)$$

Avec :

$$= \dots \times h + \dots \times h$$

$$= \dots + h \times 2 \times \sqrt{1 + \dots}$$

$$= \dots$$

$$= \dots \times$$

Application numérique :

$$= 1 \times 1,9^2 + 20 \times 1,9 = 41,61 \text{ }^2$$

$$= 20 + 1,9 \times 2 \times \sqrt{1 + 1^2} = 25,37$$

$$= \frac{\dots}{\dots} = 1,64$$

$$= \dots \times 1,64^2 = 47,21$$

$$\text{D'où : } = \frac{\dots}{\dots} = 0,0046 \text{ /}$$

- La profondeur normale :

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le CANALP, on a trouvé :

$h_n = 2 \text{ m}$

- Vitesse dans le canal :

$$= \dots = \frac{\dots}{\dots} = 7,08 \text{ /}$$

$V = 7,08 \text{ m/s}$

Remarque :

Le sol du canal est constitué par des blocs d'alluvions grossiers.

La vitesse admissible correspondante à ce type de sol est : $= (1,80 \div 2,20) \text{ /}$

Pour réduire la vitesse, on augmente la section d'écoulement ou on crée une perte de charge par des roches de dimensions entre 800 et 1000 mm.

Tableau IV.11: Paramètres géométrique et hydraulique du canal de restitution.

La hauteur critique	1.90 m
La pente critique	0.0046
La profondeur normale	2 m
La vitesse dans le canal	7.08 m/s

IV.5.1.5. Calcul de la hauteur des murs bajoyers :

Les murs bajoyers assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

a. Chenal d'écoulement :

La hauteur du mur bajoyer pour le chenal d'écoulement atteint la crête du barrage. D'après le calcul hydrologique, on a les valeurs suivantes :

Le niveau normale de la retenue : $.NNR=721\text{ m}$

Le niveau de la plus hautes eaux : $NPHE=722.9$

Si on prend pour la revanche une valeur de $R = 3$ on aura :

$$H = NPHE - NNR + R = 722.9 - 721 + 3 = 4,9\text{ m.}$$

$H = 5\text{ m .}$

b. Le coursier :

Hauteur du mur au début du coursier h :

$$h = h +$$

Avec :

h : Le tirant d'eau

: La revanche donnée par la formule suivante :

$$= 0.61 + 0.14 \sqrt{v} \dots\dots\dots\text{(IV.55)}$$

: est la vitesse d'écoulement au début du coursier.

Application numérique :

$$= - = \frac{\dots}{\dots} = 4.34 \text{ / .}$$

$$= 0,61 + 0,14 \times 4.34 = 0,84$$

$$h = 2.45 + 0,84 = 3.29\text{ m .}$$

$h_m = 3.5\text{ m .}$

Hauteur du mur à la fin du coursier :

$$= - = \frac{\dots}{\dots} = 20,44 \text{ /}$$

$$= 0,61 + 0,14 \times 20.44 = 1$$

$$h = 0,52 + 1 = 1,52\text{m}$$

$h_m = 2\text{ m .}$

c. Le bassin de dissipation :

$$H_m = 0,2 \times H = 0,2 \times 15 = 3,4\text{ m}$$

$H_m = 3\text{ m .}$

IV.5.2.Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

IV.5.2.1.Vérification de l'apparition des vagues roulantes :

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé. Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} - < (10 \div 12) \\ < 40 \end{array} \right.$$

Avec :

: Largeur du coursier,

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

: Nombre de Froude.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{v}{\sqrt{gh}} = 30.77 > 10 \\ \frac{v}{\sqrt{gh}}^2 = 9.04^2 = 81.82 > 40 \end{array} \right.$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, le risque d'apparitions de vagues roulantes n'est pas à écarter. Il y'a lieu alors de prendre les précautions constructives nécessaires pour éviter les affouillements à l'aval ainsi que les déferlements de vagues sur les murs bajoyers, il est nécessaire d'augmenter la rugosité artificielle.

IV.5.2.2.Le phénomène d'entraînement de l'air naturel :

L'entraînement d'air dans l'écoulement conduit à un mélange air-eau et le gonflement de l'écoulement non aéré. Staub et Anderson ont démontré que l'aération de l'écoulement, commençait dans une zone, ou la couche limite atteignait la surface de l'eau, à partir d'une distance () de l'amont. Des essais ainsi que des calculs, montrent que (), croit avec le débit spécifique () pour une rugosité et une pente du radier du coursier i données. La position de peut être exprimée par :

$$- = \frac{v}{\sqrt{gh}} , \dots\dots\dots (IV.56)$$

Application numérique :

On a : $\frac{v}{\sqrt{gh}} = 10.63 \text{ / } .$ et $\frac{v}{\sqrt{gh}}^2 = 0.028 .$

D'où : $\frac{v}{\sqrt{gh}} = 36624.86 .$

On a : $\frac{v}{\sqrt{gh}} = 0,34 \text{ / } ,$ on tire à partir de l'abaque (voir l'annexe. IV) ;

le rapport $- = 17500$ ce qui donne une distance $= 17500 \times 0.013 = 227.5 .$

Sachant que la longueur du coursier dans notre cas est de 190 m ce que veut dire il n'aura pas un entraînement de l'air naturel dans l'eau pendant le fonctionnement du coursier.

IV.6.Choix de la variante la plus favorable :

Le choix de la variante la plus favorable est basée sur plusieurs critères : le rendement de l'ouvrage, la stabilité, la difficulté et les exigences de réalisation et d'entretien, le coût et la durée de réalisation.

Les deux variantes calculées sont installées sur la rive droite, c'est-à-dire qu'ont les mêmes conditions topographique et géologique.

L'évacuateur latéral à entonnement latéral est facile à réaliser, peu volumineux, il donne un bon rendement et il n'y a pas un risque de saturation si le débit évacué dépasse un peu le débit de dimensionnement.

Par contre, l'évacuateur latéral à entonnement frontal est un ouvrage sûr, facile à réaliser sur un barrage en béton, et facile à l'entretien mais il est difficile à réaliser sur un barrage en terre et difficile aussi à modifier.

D'où, la variante choisi un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral parce que est le plus favorable pour un barrage en terre, donne un bon rendement, moins coûteux que le frontal de point de vue volume du béton et volume du terrassement.

Conclusion :

Le barrage de Béni Slimane est en terre. Les barrages en terre sont protégés en général par un évacuateur de crues latéral.

Dans ce chapitre, nous avons étudié deux types d'évacuateurs de crues possibles sur la rive droite : un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal et un autre à entonnement latéral.

Le premier se compose d'un canal d'approche, un déversoir de seuil en libre d'une longueur de 30 m et une charge déversant de 1.9 m. La longueur du chenal d'écoulement est déterminée topographiquement. Elle est de 10 m. le tirant d'eau au niveau du chenal est de 3,63 m.

Un convergent est installé à la fin du chenal pour guider l'eau au coursier en diminuant la largeur jusqu'à 12,5 m à l'entrée du coursier. Le convergent a une longueur de 28 m. L'eau est dirigée vers le coursier avec une vitesse de 5.11 m/s.

A la sortie du coursier, l'eau arrive avec une vitesse de 34.98 m/s et un tirant d'eau de 0,39 m. Le nombre de Froude calculé égal à 8,1. Le bassin de dissipation de type plongé et une profondeur d'affouillement de 12 m .

La deuxième variante est l'évacuateur à entonnement latéral, le déversoir est rectiligne avec une longueur de 30 m. L'eau déversée est dirigée vers le coursier par un canal d'une section varie linéairement dont la largeur à la tête de l'évacuateur est de 8 m et égale à 16 m à l'entrée du coursier. L'écoulement dans le coursier commence avec un tirant d'eau de 2,45 m et de 0.52 m à la fin. Le mur bajoyer au niveau du coursier est de 3,5 m pour le début et de 2m pour la fin du coursier.

L'eau arrive avec une vitesse de 20.43 m/s et un nombre de Froude de 9,05. Le bassin de dissipation de type plongée avec une profondeur d'affouillement de 15 m.

Le choix de la variante est basé sur les dimensions trouvées. A l'aide de la comparaison faite entre les deux variantes, nous constatons que la variante évacuateur latéral à entonnement latéral est la plus favorable.

Après le choix de la variante de l'évacuateur de crues, le calcul hydraulique et le dimensionnement de la variante choisi, il nous reste les calculs du génie civil : calcul de stabilité, le ferrailage.



Chapitre V

Etude De Stabilité

Et Génie Civil



Introduction :

Dans le présent chapitre, nous allons calculer les armatures nécessaires pour l'évacuateur de crues afin qu'il résiste aux différentes charges exercées : la poussée des terres, la poussée hydrodynamique de l'eau, le poids propre de la structure,...etc. L'évacuateur de crues sera construit en béton armé. Le béton armé est constitué de béton et aciers.

Le béton est un matériau peu cher, qui résiste bien à la compression mais mal à la traction. L'acier est un matériau qui résiste aussi bien à la compression qu'à la traction mais plus cher que le béton. [09]

Le béton se compose de : l'eau, les granulats (sable et gravier), ciment et adjuvants qui sont des produits chimiques qui peuvent jouer différents rôles : ça pourra être des fluidifiant (il rend le fluide liquide), retardataire de prise (il retard le durcissement du béton) et accélérateurs de prise (il accélère le durcissement du béton). Il existe aussi des adjuvants appelés hydrofuges qui permettant au béton d'être imperméable.

Nous aurons besoin dans notre calcul, les dimensions de différentes composantes de l'évacuateur calculées dans le chapitre IV (Choix et dimensionnement de l'évacuateur de crues).

On a besoin aussi du bilan des charges exercées sur la structure.

➤ étude d'infiltration :

Nous allons faire une étude d'infiltration qui nous aide à dimensionner le contour souterrain et de déterminer les sous pressions qui agissent sous le radier.

Méthode de BLIGH : Cette méthode consiste à déployer le contour souterrain en un contour linéaire.

Dimensionnement : $(H = 1,9 + 1 + \alpha V^2 / 2g = 2,1 \text{ m})$

avant radier : longueur = $(0 \div 2) H$; $L = 4,2 \text{ m}$

Épaisseur : $tar1 = 0,4 \text{ m}$

$tar2 = 0,5 + 0,05.H = 0,60 \text{ m}$

radier : longueur = $(1,25 \div 2,5) H = 5,25 \text{ m}$

Épaisseur : $tr1 = (0,25 \div 0,3) H = 0,60 \text{ m}$

$tr2 = (0,13 \div 0,15) H = 0,30 \text{ m}$

Pour ne pas avoir des déformations d'infiltration on doit vérifier l' inégalité de BLIGH :

LR > LCD

Avec : LR : longueur réel du radier = 11,35 m

LCD : Longueur du contour déployer = C . H

C : proportionnalité dépend du type du sol = 3

Donc : LR = 11,35 m > LCD = 6,3 m

La sous pression $hx = H . (lx / LR) = 2,1 . (lx / 11,35)$

V.1. Principes du calcul de génie civil :

Le calcul de génie civil doit passer par le procédé suivant :

V.1.1.Calcul de stabilité :

Avant de faire les calculs béton armé, il faudra vérifier la stabilité de l'ouvrage.

Il faudrait que ces trois stabilités soient vérifiées:

- Stabilité au renversement
- Stabilité au poinçonnement
- Stabilité au glissement

V.1.1.1. premier cas ; déversoir en fonction :

Le principe est de vérifier que l'ouvrage ne tourne pas autour de l'arête A (voir la figure. V.01) ; sous l'effet des forces horizontales.

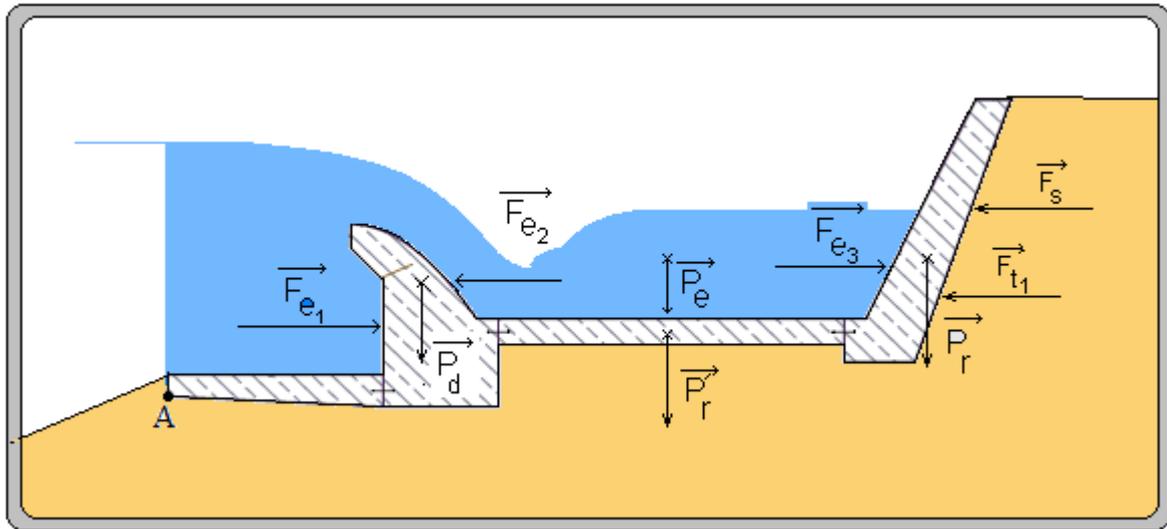


Figure. V.01 : Les charges exercées sur l'évacuateur de crues.

a. Les forces verticales :

- : Poids de l'eau sur le radier.
- : Poids propre du seuil déversant.
- : Poids propre du rideau.
- : Poids propre du radier.

b. Les forces horizontales :

Le Poussée de l'eau qui se trouve derrière le rideau crée une force horizontale qui a tendance à renverser l'ouvrage. Si l'ouvrage est en service (cas d'évacuation des eaux) ; des forces d'hydrodynamique s'exerce sur le rideau et le seuil déversant (dans les deux cotées) ont une résultante dirigées vers le sens inverse de celle de la poussée des terres, c'est-à-dire que la poussée de l'eau est une force stabilisatrice. D'où l'ouvrage subit d'un risque de renversement s'il n'y a pas de l'eau.

Les forces horizontales sont :

- : Poussée de l'eau sur le seuil déversant des deux cotées.
- : Poussée de l'eau sur le rideau.
- : Force résultante due à la poussée des terres égale à l'air du diagramme des pressions. Le centre d'application de cette force est le centre de gravité du triangle de pression.
- : Force due à la sur charge.

Le principe de la vérification de la stabilité au renversement est de vérifier que :

$$\frac{M_{stabilisatrice}}{M_{renversante}} \geq 1,0 \dots \dots \dots (V.01)$$

Avec :

1,5 : coefficient de sécurité donnée par le règlement B.A.E.L. (béton armé états limites).

: Moment stabilisateur.

: Moment renversant ; somme des moments des forces horizontales par rapport à A.

c. Détermination des forces qui surgissent autour du déversoir :

Sur le déversoir agissent les forces suivantes :

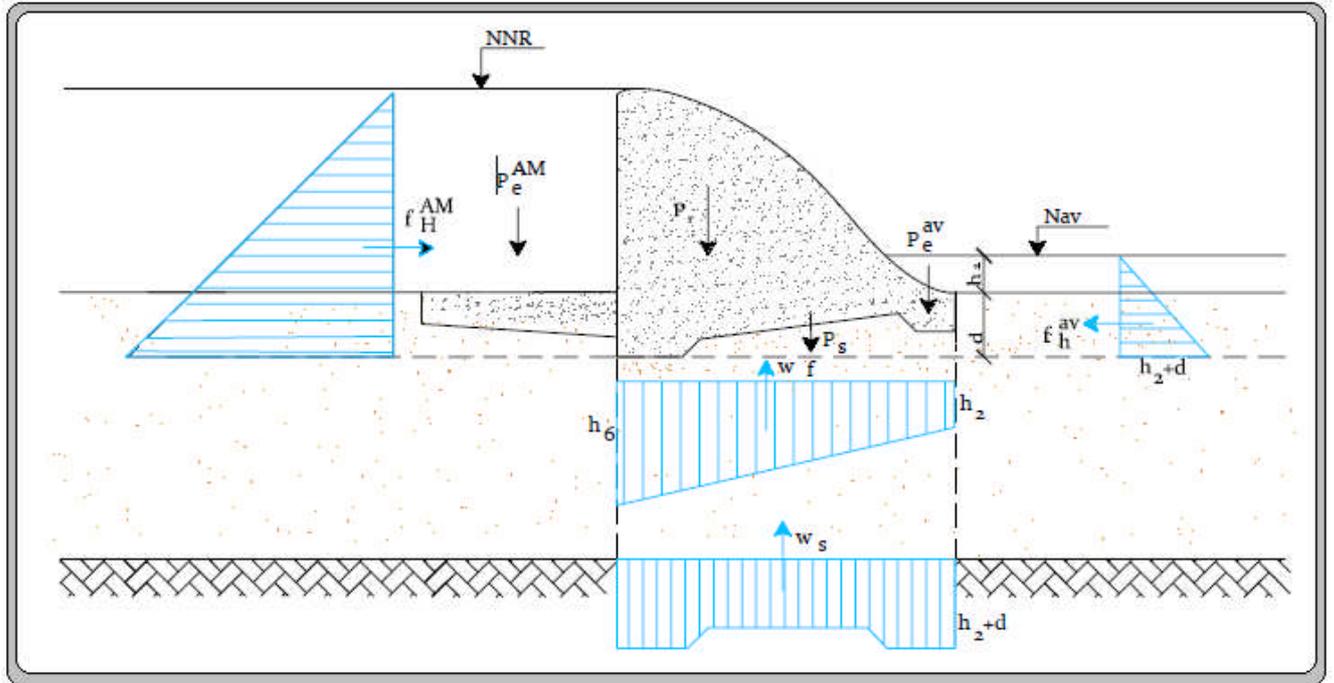


Figure. V.02 : Présentation des forces qui agissent sur le déversoir.

• **Poids du rideau :**

$$Pr = \gamma_b \cdot Sr \cdot Is \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec : γ_b : Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2,5 \text{ T/m}^3$

Sr : Section du rideau $Sr = 3,28 \text{ m}^2$

$Is = 1 \text{ m}$.

Donc : $= 2,5 \times 3,28 \times 1 = 7,87$.

$P_r = 7,87 \text{ Tf}$.

• **Poids la semelle :**

$$Ps = \gamma_b \cdot Ss \cdot Is \dots\dots\dots (V.3)$$

Avec : γ_b : Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^3$

Ss : Section de la semelle $Ss = 8,25 \text{ m}^2$

$Is = 1 \text{ m}$.

Donc : $P = 2,5 \times 4,10 \times 1 = 9,84 \text{ Tf}$.

$P_s = 9,84 \text{ Tf}$.

• **Poids de l'eau aval :**

$$P = \gamma_w \cdot S \cdot Is \dots\dots\dots (V.4)$$

Avec : γ_w : Poids volumique du l'eau : $\gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$
 S_s : Section de la colonne d'eau aval : $S = 6,24 \text{ m}^2$
 $l_s = 1 \text{ m}$.

Donc : $= 1 \times 6,24 \times 1 = 6,24$.

= ,

• **Poids de l'eau amant :**

$P = \gamma_w \cdot S \cdot l_s$ (V.5)

Avec : γ_w : Poids volumique du l'eau : $\gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$
 S_s : Section de la colonne d'eau amant : $S = 13,10 \text{ m}^2$
 $l_s = 1 \text{ m}$.

Donc : $= 1 \times 13,10 \times 1 = 13,10$.

= 13,10 Tf

• **Force hydrostatique amont:**

$F = 1/2 \gamma_w \cdot h_{am}^2 \cdot l_s$ (V.6)

Avec : h_{am} : hauteur d'eau à l'amont : $h_{am} = 2,9 \text{ m}$
 $l_s = 1 \text{ m}$.

Donc : $F = 1/2 \times 1 \times 2,9^2 \times 1 = 6,12$.

= 6,12 Tf

• **Force hydrostatique aval :**

$F = 1/2 \gamma_w \cdot h_{av}^2 \cdot l_s$ (V.7)

Avec : h_{av} : hauteur d'eau à l'aval : $h_{av} = 0,52 \text{ m}$
 $l_s = 1 \text{ m}$.

Donc : $F = 0,15 \text{ Tf}$.

• **Force des sous pressions :**

$W_T = W_s + W_F$ (V.8)

Avec : W_s = Sous pression statique (Tf)

$W_s = \gamma_w \cdot S_{ss} \cdot l_s$

Avec: $S_{ss} = (d + h_{av}) \cdot l_{rad} - 0,5 \cdot 4,25$

d : Ancrage du déversoir ; $d = 0,60 \text{ m}$.

h_{av} : Hauteur d'eau a l'aval du déversoir, $h_{av} = 0,50 \text{ m}$.

l_{rad} : Longueur du radier ; $l_{rad} = 5,25 \text{ m}$

AN : $= 1 \times (0,60 + 0,50) \times 5,25 - 0,5 \times 4,25 \times 1 = 3,65$.

= 3,65

W_F = Sous pression dynamique (d'infiltration) Tf

$W_F = \gamma_w \cdot S_F \cdot l_s$ (V.9)

Avec: $S_F = l_{rad} \cdot (h_2 + h_6) / 2$

$h_2 = 2,1 \cdot (0,5 / 11,35) = 2,1 \cdot (0,5 / 11,35) = 0,1 \text{ m}$

$$h_6 = 2,1 * (7,19 / 11,35) = 2,1*(7,19 / 11,35) = 1,33 \text{ m}$$

$$\text{AN: } = 1 \times 5,25 \times \frac{(\quad, \quad)}{\quad} \times 1 = 3,75 \quad \quad \quad = \mathbf{3,75 \text{ Tf.}}$$

La force des sous pression est donc : $= 3,65 + 3,75 = 7,40 \text{ Tf}$

WT = 7,40 Tf.

d. Stabilité au renversement du mur de soutènement :

Pour qu'il ait stabilité au renversement du mur de soutènement, il faut que la relation suivante soit vérifiée:

$$\frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_r} \geq 1,5 \quad \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec : M_s = les Moments des forces stabilisatrices par rapport au point A

$$M_s = Pr \times A + Ps \times B + P \times C + P \times D + F \times E$$

$$M_s = 7,87 \times 4,5 + 9,84 \times 4,72 + 6,24 \times 9,45 + 13,10 \times 2,1 + 6,12 \times 1,1.$$

$$\mathbf{M_s = 175,06 \text{ Tf.m}}$$

M_r = les Moments des forces destabilisatrices par rapport au point A

$$M_r = F \times E + W_s \times F + W_f \times G$$

$$M_r = 0,15 \times 0,35 + 3,65 \times 6,82 + 3,75 \times 6 = 45,44 \text{ Tf.m}$$

$$\mathbf{M_r = 45,44 \text{ Tf.m}}$$

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma M} = \frac{175,06}{45,44} = 3,85 > 1,5$$

La condition de stabilité du déversoir est vérifiée.

e. Stabilité au glissement :

Pour qui il y ait pas de glissement, il faut que :

$$\frac{F_v}{F_H} \leq 0,8 \quad \dots\dots\dots (V.11)$$

Avec : $F_H = F - F = 5,97 \text{ Tf}$

$$\mathbf{F_H = 5,97 \text{ Tf}}$$

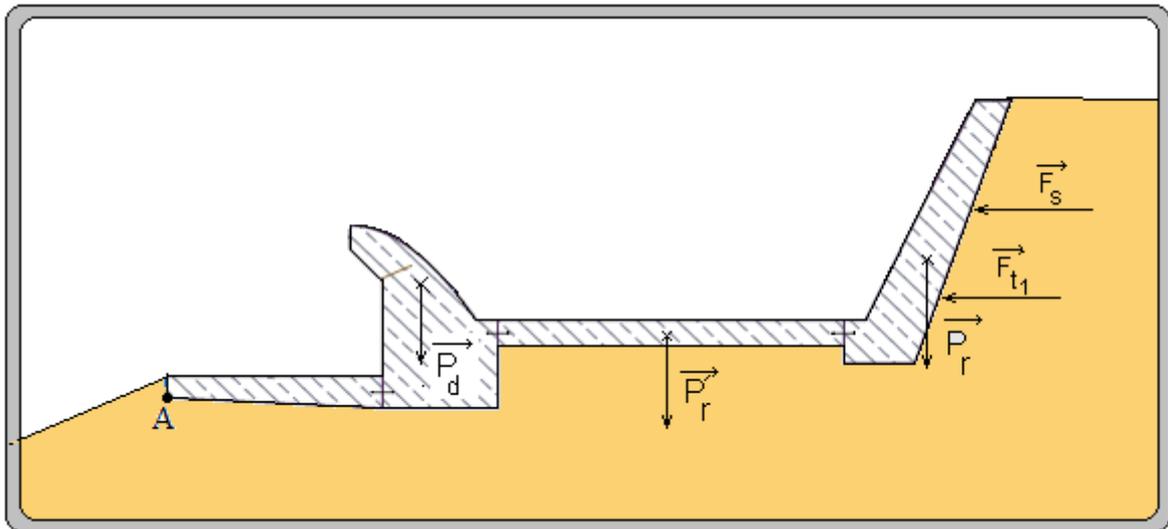
$$F_v = Pr + Ps + P + P - W_t = 7,87 + 9,84 + 6,24 + 13,10 - 7,40$$

$$\mathbf{F_v = 29,65 \text{ Tf}}$$

$$\frac{5,97}{29,65} = 0,20 < 0,8$$

Donc du point de vue glissement le déversoir est stable.

V.1.1.2. deuxième cas ; déversoir vide.



a. Stabilité au renversement :

Pour qu'il ait stabilité au renversement du mur de soutènement, il faut que la relation suivante soit vérifiée: [09]

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5 \quad \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec : M_s = les Moments des forces stabilisatrices par rapport au point A

$$M_s = P_r * A + P_s * B + F_{t1} * E.$$

$$M_s = 7,82 * 4,5 + 9,84 * 4,72 + 6,12 * 1,1 . \quad \mathbf{M_s = 88,37 Tf.m}$$

M_r = les Moments des forces déstabilisatrices par rapport au point A

$$M_r = W_s * F + W_F * G + F_{t1} * C + F_s * D$$

$$M_r = 3,65 * 6,8 + 3,75 * 5,95 + 2,73 * 1 + 0,97 * 2 \quad \mathbf{M_r = 51,80 Tf.m}$$

$$\frac{88,37}{51,80} = 1,70 > 1,5$$

La condition de stabilité du déversoir est vérifiée

b. Stabilité au glissement :

Pour qui il y ait pas de glissement, il faut que :

$$\frac{F_H}{F_V} \leq f = 0,8 \quad \dots\dots\dots (V.11)$$

F :coefficient de frottement entre le béton et le sol .

$$\text{Avec : } F_H = F_{t1} + F_s = 2,73 + 0,97 = 3,7 \text{ Tf} \quad \mathbf{F_H = 24,44 Tf}$$

$$F_V = P_r + P_s - W_t = 7,87 + 9,84 - 7,40 \quad \mathbf{F_V = 10,31 Tf}$$

$$\frac{3,7}{10,31} = 0,35 < 0,8$$

Donc du point de vue glissement le déversoir est stable.

c. Stabilité des murs bajoyers :

Les murs bajoyers travaillent comme des murs de soutènement, ils s'opposent à la poussée des terres et les pressions interstitielles.

- **Les forces verticales :**

- Poids du rideau : $P_r = \gamma_b \cdot V_r$;

Avec : V_r : Volume du rideau pour 1 m

- Poids de la semelle : $P_s = \gamma_b \cdot V_s$;

Avec : V_s : volume de la semelle pour 1 m

- Poids des surcharges : $P_{sr} = \gamma_s \cdot S_r \cdot l_s$;

Avec : S_r : surcharge ; $S_r = 1 \text{ t/m}^2$

γ_s : Poids volumique du sol $\gamma_s = 1,25 \text{ T/m}^3$

- Poids des terres sur la semelle: $P_t = \gamma_s \cdot V_t$

Avec : V_t : Volume des terres sur la semelle pour 1m

- **Les forces horizontales :**

- Poussée des terres : $F_t = A_p \cdot \gamma_s \cdot H^2/2 \cdot l_s$

Avec : $A_p = \text{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2)$; $\varphi = 40^\circ$

H : hauteur des terres.

- Poussée des surcharges: $F_{sr} = A_p \cdot S_r \cdot H$

Avec : $S_r = 1 \text{ t/m}^2$

d. Stabilité au renversement des murs bajoyers:

Nous allons vérifier la stabilité du mur au niveau de la Section la plus haute (zone défavorable) ou la poussée des terres est maximale. Au rideau de notre coursier, il y a des sections où le niveau des terres atteindra la hauteur du mur après le remblaiement, on prendra la section la plus haute et si cette dernière est stable au renversement, toutes les autres le sont car le niveau des terres devient inférieur à celle des murs le long du coursier.

Nous allons faire le calcul pour le cas plus défavorable, c'est à dire canal vide.

Pour que le mur soit stable au renversement, il faut que la condition suivante soit vérifiée.

$$M_s/M_r > 2$$

Avec : M_s : moment des forces stabilisatrices par rapport au point O

M_r : Moment des forces déstabilisatrices par rapport au point O

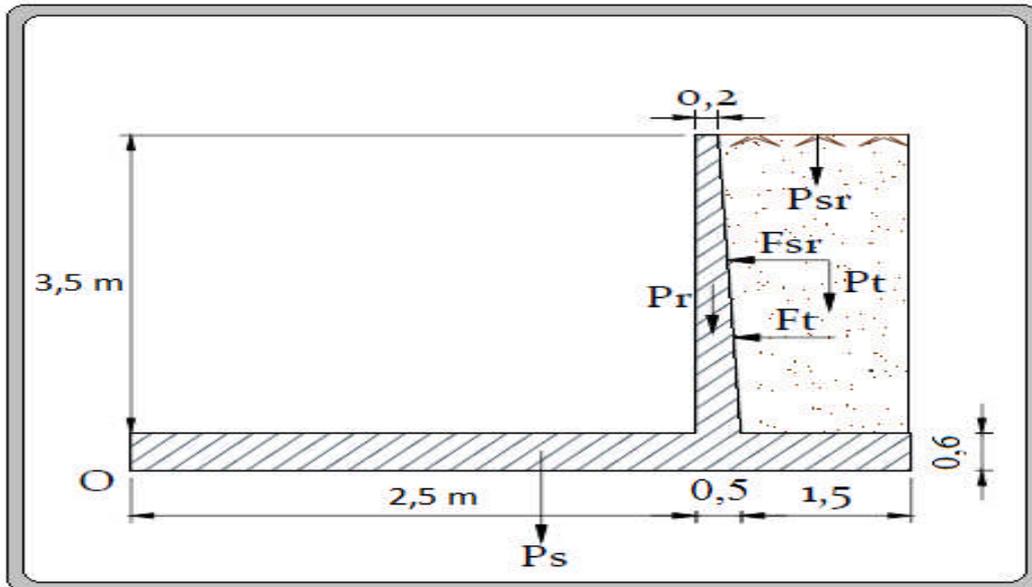


Figure V.03 : schéma de calcul des murs bajoyers.

Donc : $Pr = 2,94 \text{ t}$; $Ps = 6,48 \text{ t}$; $Psr = 1,25 \text{ t}$; $Pt = 5,77 \text{ t}$; $Ft = 2,73 \text{ t}$; $Fsr = 0,97 \text{ t}$

$$Ms = Pr * A + Ps * B + Psr * C + Pt * D$$

$$Ms = Pr * 2,69 + Ps * 2,25 + Psr * 4,1 + Pt * 3,67$$

$$Ms = 48,80 \text{ t.m}$$

$$Mr = Ft * D + Fsr * E = Ft * 1,9 + Fsr * 2,8$$

$$Mr = 7,90 \text{ t.m}$$

$$Ms / Mr = 6,17$$

donc le mur est stable au renversement.

e. Stabilité au glissement des murs bajoyers :

Pour que le mur soit stable au glissement, il faut que la condition

$$F_H / F_V < f = 0,8$$

Avec : F_H : Force favorisant le glissement

F_V : Force empêchant le glissement

Dans notre cas, on a :

$$F_H = Ft + Fsr = 2,73 + 0,97 = 3,7 \text{ t}$$

$$F_H = 3,7 \text{ t}$$

$$F_V = Pr + Ps + Psr + Pt = 2,94 + 6,48 + 1,25 + 5,77 = 16,44 \text{ t}$$

$$F_V = 16,44 \text{ t}$$

$$F_H / F_V = 0,23 < f = 0,8$$

donc le mur est stable au glissement

V.1.2. Etude du ferrailage :

V.1.2.1. Ferrailage du rideau :

Le rideau est calculé comme une console encastree dans la semelle, sur lequel s'exercent deux poussées, celles des terres et celles des surcharges.

a. Le moment d'encastrement à la base du rideau :

$$h = 1,35 + 1,5 \dots\dots\dots (V.12)$$

Avec :

M : Moment par rapport au point du renversement de la force des poussées des terres.

$$M = F_{th} \cdot 1,66 = 4,53 \text{ t.m}$$

: Moment de la surcharge par rapport au point de renversement.

$$= F_{srh} \cdot 2 = 1,94 \text{ t.m}$$

$$h = 1,35 \times 4,53 + 1,5 \times 1,94 = 9,03 \text{ .}$$

$$M_{eh} = 9,03 \text{ t.m}$$

b .Le moment d'encastrement à h/2 du rideau :

$$h/2 = 1,35 \quad / + 1,5 \quad /$$

$$/ = F_{th}/2 \cdot 0,66 = 0,68 \cdot 0,66 = 0,45 \text{ t.m}$$

$$/ = \text{---} \cdot 1,125 = 0,49 \cdot 1,125 = 0,55 \text{ t.m}$$

$$/ = 1,35 \times 0,45 + 1,5 \times 0,55 = 1,43 \text{ .}$$

$$M_{eh/2} = 1,43 \text{ t.m}$$

On Remarque que : $M_{eh/2} < < M_{eh}$

c. calcul des aciers :

On a: $\mu = M_e / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2) \dots\dots\dots (V.13)$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton.

b : Longueur de la tranche

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage

c : l'enrobage = 3 cm

$d = 47 \text{ cm}$

$$\sigma_{bc} = 0,85 F_{cj} / \gamma_b.$$

Avec : F_{cj} : La résistance du béton a la rupture par la compression. Elle varie avec le dosage en ciment, l'âge du béton, la quantité d'eau de gâchage et la granulométrie.

En pratique, on prend $F_{cj} = F_{c28}$: la résistance a la compression en 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton. $\gamma_b = 1,15$ (cas durable et transitoire)

Pour un dosage en ciment de 375 Kg/m^3 ou a $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Donc : $\sigma_{bc} = 0,85 \times 25/1,15 = 18,48 \text{ MPa}$

Ce qui donne : $\mu = 0,029$

On remarque que $\mu < 0,186$:

$$= \frac{\text{---} \times}{,} \quad ; \alpha = 0,037 < 0,259$$

$$= 1 - 0,4 \times \quad ; \beta = 0,985$$

σ_s = la limite d'élasticité garantie $f_{su} = f_e / \gamma_s$

Avec : f_e : contrainte de rupture ou limite élastique des aciers tores = 4000 bar
 $\sigma_s = 4000 / 1,15$; $\sigma_s = 3478,26$ bar

La section d'acier :

$$A = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) ; A = 6,57 \text{ cm}^2$$

On prendra 4 barres de diamètre 16 mm : **4T16** , espacement=20 cm

V.1.2.2.Ferrailage de la semelle :

La semelle est soumise, dans le cas le plus défavorable aux charges dues au poids du rideau, des réactions des sols, poids de la semelle et poids des terres et des surcharges.

a. Contraintes σ dues aux forces verticales (sans P_s) :

$$\sigma = \frac{1,35 \times (6,93 \times 2,17 + 7,87 \times 1,19 - 9,84 \times 1,4 - 0,97 \times 2) + 1,5 \times (0,88 \times 2,1)}{100 \times 4,5} \pm \frac{6 \times 14,50}{100 \times 4,5^2} \quad \sigma = 0,16 \text{ kg/cm}^2$$

b. Contraintes σ_{se} dues aux poids de la semelle :

$$\sigma_s = \frac{1,35 \times (6,93 \times 2,17 + 7,87 \times 1,19 - 9,84 \times 1,4 - 0,97 \times 2)}{100 \times 4,5} \quad \sigma_s = 0,03 \text{ kg/cm}^2$$

c. Contraintes de réaction du sol :

$$\sigma_r = \frac{1,35 \times (6,93 \times 2,17 + 7,87 \times 1,19 - 9,84 \times 1,4 - 0,97 \times 2) + 1,5 \times (0,88 \times 2,1)}{100 \times 4,5} \pm \frac{6 \times 14,50}{100 \times 4,5^2}$$

Avec : M : moment /G' des forces verticales + moment /G' des forces horizontales
 (Avec l'application de coefficient de sécurité)

Donc : $M = 1,35(6,93 \times 2,17 + 7,87 \times 1,19 - 9,84 \times 1,4 - 0,97 \times 2) + 1,5 (0,88 \times 2,1)$
 $M = 14,50$

Les diagrammes des contraintes sont représentés dans la Figure. v.04.

Ce qui donne :

$$\sigma_r = \frac{1,35 \times (6,93 + 7,87 + 9,84) + 1,5 \times (0,88)}{100 \times 4,5} \pm \frac{6 \times 14,50}{100 \times 4,5^2}$$

$$\sigma_r = 0,08 \pm 0,04$$

$$\sigma_r = 0,12 \quad \text{et} \quad \sigma_r = 0,04$$

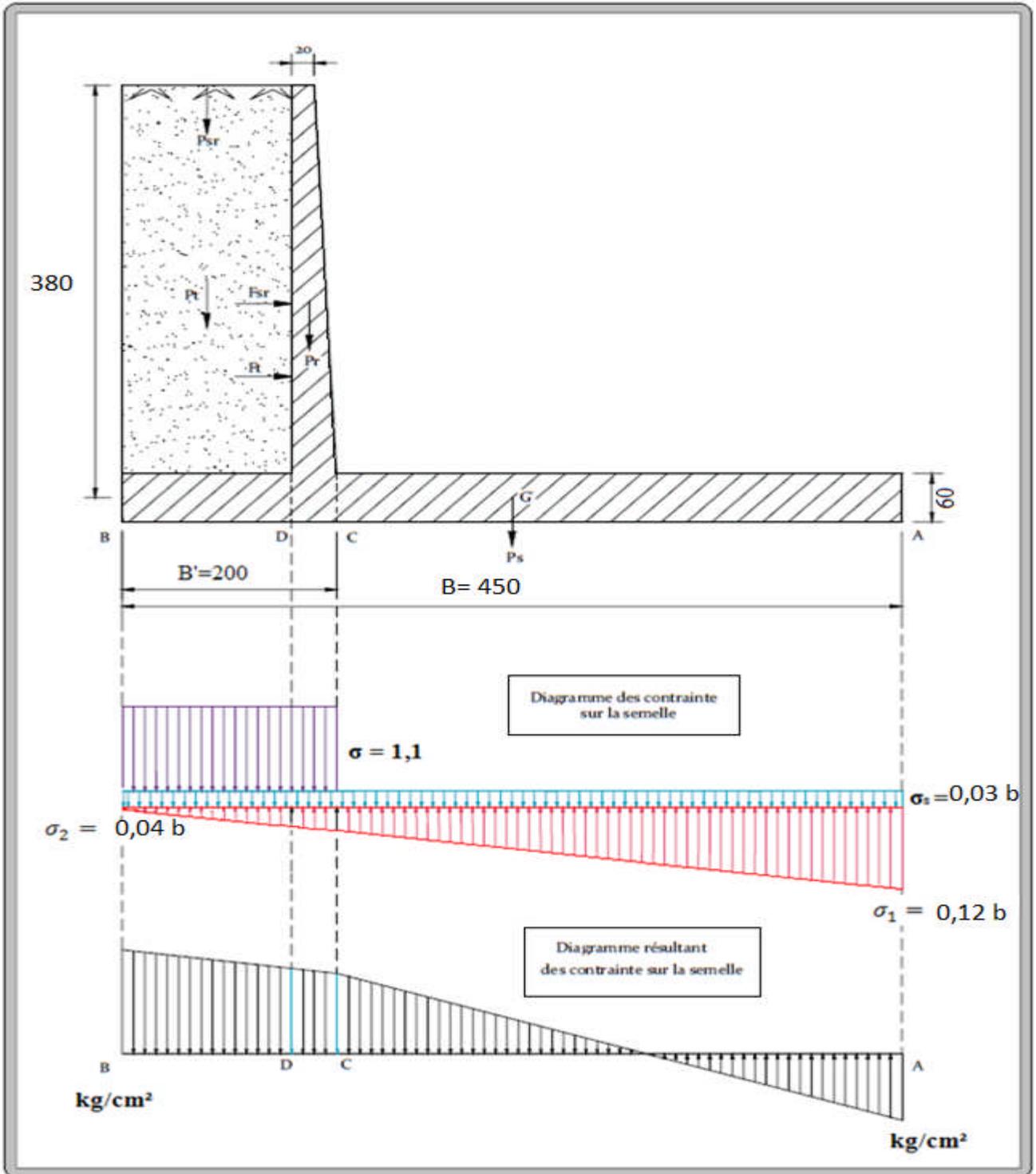


Figure. V.04 : Diagramme des contraintes sur la semelle.

d. Détermination des réactions du sol σc et σd :

Les réactions du sol sont déterminées graphiquement : $\sigma c = 0,83 b$ et $\sigma d = 0,89 b$

e. Etude de la partie CA :

Cette partie est considérée comme une console encastree au point C. Le moment d'encastrement :

$$M_c = F_a \times (250 - a/3) - F_b \times b/3$$

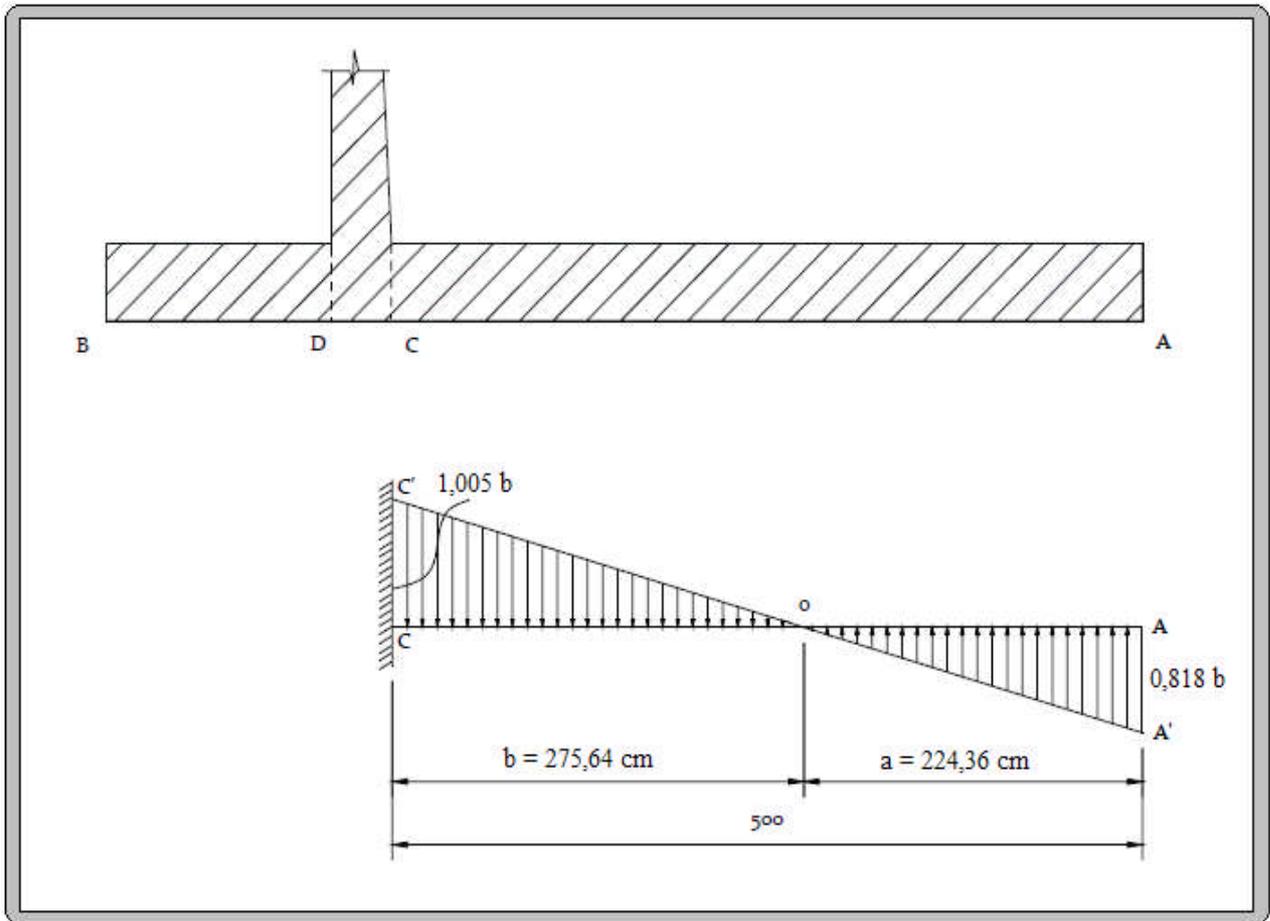


Figure. V.05 : diagramme de contrainte de la partie CA.

Calcul de a et b :

$$a = 113,64 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 136,36 \text{ cm} \quad (\text{graphiquement})$$

Dans la partie OC :

La force résultante est : $F_b = \text{aire du triangle OCC}' = 5659 \text{ kg}$.

Dans la partie OA:

La force résultante est : $F_a = \text{aire du triangle OAA}' = 511,5 \text{ kg}$.

Donc le moment d'encastrement égal à :

$$M_c = 148721 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_c = 1,48 \text{ t.m}$$

On a $M_c > 0$ donc le moment de la console est celui de F_b

➤ **Calcul des aciers des la partie CA :**

$$\mu = M_e / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de la compression du béton. = 184,8 bar

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage = 47 cm

c : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne :

$$\mu = 0,054 < 0,186$$

$$= \frac{\mu}{\alpha} ; \alpha = 0,069 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha ; \beta = 0,97$$

La section d'acier :

$$A = \max (A_{\min} , A_{\text{cal}})$$

$$A_{\min} = 0,5 \times b \times d / 100 ; A_{\min} = 23,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = M_e / (\sigma_s \times \beta \times d) ; A_{\text{cal}} = 9,28 \text{ cm}^2$$

$$A = 23,5 \text{ cm}^2$$

On prendra 8 barres de diamètre 20 mm : **8 T₂₀** , espacement=20 cm

➤ **Etude de la partie BD :**

Cette partie est considérée comme une console encastrée au point C. Le moment d'encastrement.

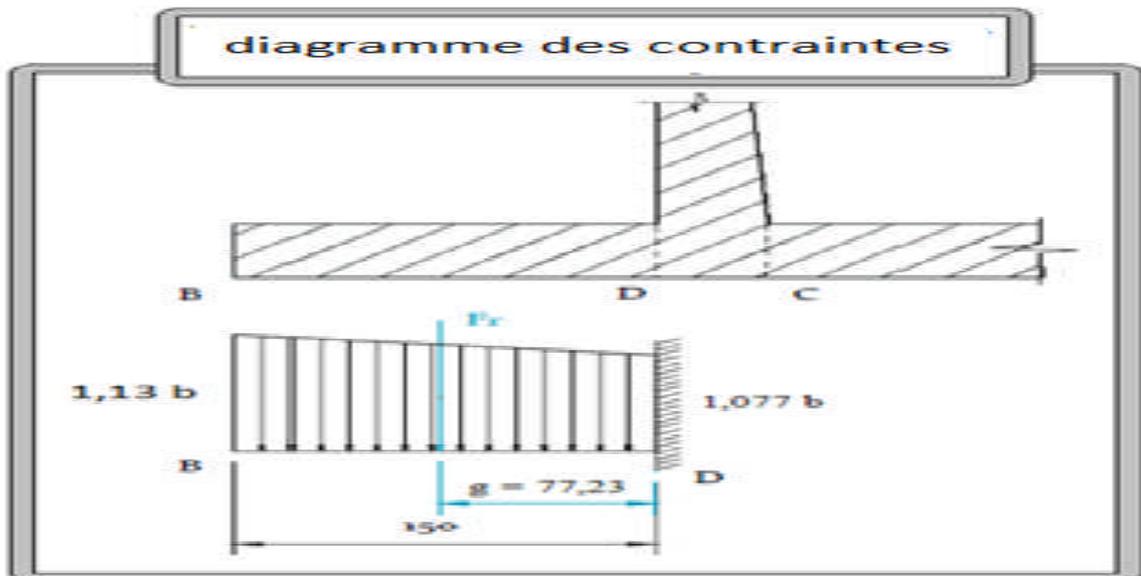


Figure. V.06 : diagramme des contraintes.

= .

Avec : Fr : aire du diagramme des pressions = 17738kg et g = 77,23 cm

Donc : **M_D = 13,7 t.m**

Calcul des aciers des la partie BD :

$$\mu = M_e / (\sigma_{bc} \times b \times d^2)$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton. = 184,8 bar

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage = 47 cm

c : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne :

$$\mu = 0,036 < 0,186$$

$$= \frac{\quad}{\quad \times} \quad ; \alpha = 0,045 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha \quad ; \beta = 0,98$$

La section d'acier :

$$A = \max (A_{\min} , A_{\text{cal}})$$

$$A_{\min} = 0,5 * b * d / 100 \quad ; A_{\min} = 23,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = M_e / (\sigma_s * \beta * d) \quad ; A_{\text{cal}} = 8,05 \text{ cm}^2$$

$$A = 23,5 \text{ cm}^2$$

On prendra 8 barres de diamètre 20 mm : **8T_{20e}**

V.1.2.3. Ferrailage du déversoir :

Ce Ferrailage est calculé sur la base du moment d'encastrement exercé à la base, on considère le cas le plus défavorable (pas d'écoulement à l'aval du déversoir)

Donc le moment d'encastrement :

$$M_e = F_h \cdot h/3$$

$$F_h = 3,7 \text{ t}$$

$$h = 3 \text{ m}$$

$$M_e = 3,7 \text{ t.m}$$

Calcul des aciers :

$$\mu = M_e / (\sigma_{bc} * b * d^2)$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de la compression du béton = 184,8 bar.

b : Longueur de la tranche = 1m.

d : Largeur du mur diminuée de l'enrobage = 396 cm.

c : l'enrobage = 4 cm.

Ce qui donne :

$$\mu = 0,0059 < 0,186.$$

$$= \frac{\quad}{\quad \times} \quad ; \alpha = 0,0074 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha \quad ; \beta = 0,997$$

La section d'acier :

$$A_{\text{cal}} = M_e / (\sigma_s \times \beta \times d) \quad ; A_{\text{cal}} = 9,6 \text{ cm}^2$$

(cours de béton de l'ENSH)

On prendra 9 barres de diamètre 12 mm : **9T₁₂**, espacement=10 cm

a. Ferrailage de la semelle de déversoir :

On considère le cas le plus défavorable (toutes les forces) déterminons les contraintes agissantes sur la semelle :

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} x$$

Avec : $N = P_r + P_s + P_e^{av} + P_e^{am} - W_t$

$$N = 64,73 \text{ t}$$

MG : moment par rapport a la centre de gravité de la semelle

$$MG = Pr . A + P_e^{am} \times B + P_e^{av} . C + F_h^{av} . D + F_h^{am} . E + W_s . F + W_f . B$$

$$M_G = 68,017 \text{ t.m}$$

Donc : = , et = ,

Le radier est considéré comme étant encastré dans le massif supérieur.

La charge due au poids de l

Contraintes dues aux forces verticales

$$= \left(\frac{\quad}{x} \right) = 0,828$$

D'où le diagramme dans la Figure. V.07 suivante :

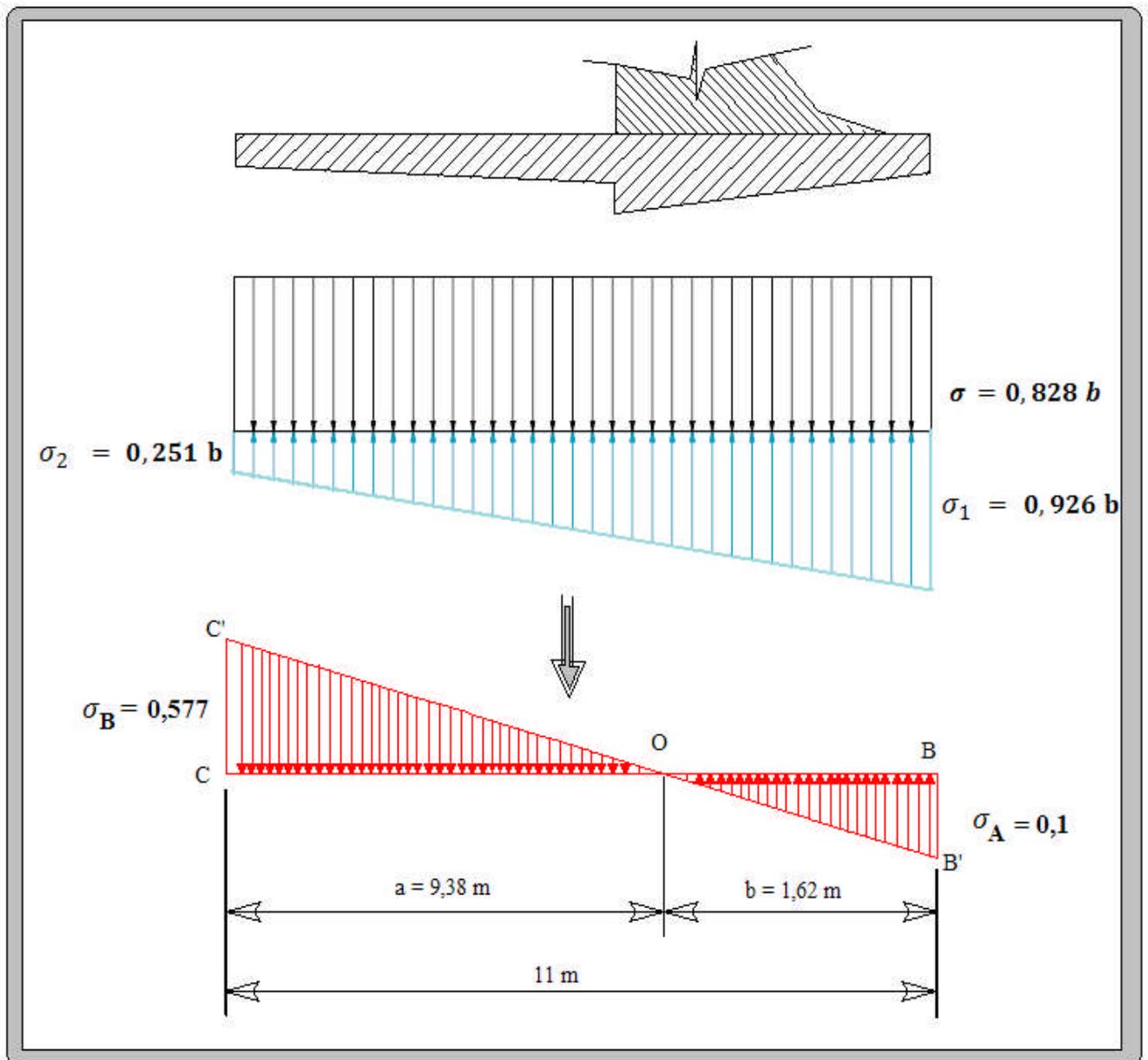


Figure. V.07 : diagramme des contraintes de la semelle du déversoir.

Calcul de a et b :

a = 938 cm et b = 162 cm (graphiquement)

Dans la partie OC :

La force résultante est : $F_a = \text{aire du triangle OCC}' = 27047\text{kg}$

Dans la partie OB:

La force résultante est : $F_b = \text{aire du triangle OAA}' = 812\text{kg}$

Le moment d'encastrement est :

$$M_A = F_a \times AG$$

$$F = 27,05 \text{ t}$$

$$AG = 2,82 \text{ m}$$

$M_A = 76,28 \text{ t.m}$

Calcul des aciers :

$$\mu = M_e / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton. = 142 b

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage = 72 cm

c : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne :

$$\mu = 0,165 < 0,186$$

$$= \frac{\mu}{\alpha} ; \alpha = 0,227 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha ; \beta = 0,909$$

La section d'acier :

$$A_{cal} = M_e / (\sigma_s \times \beta \times d) ; A_{cal} = 33,51 \text{ cm}^2$$

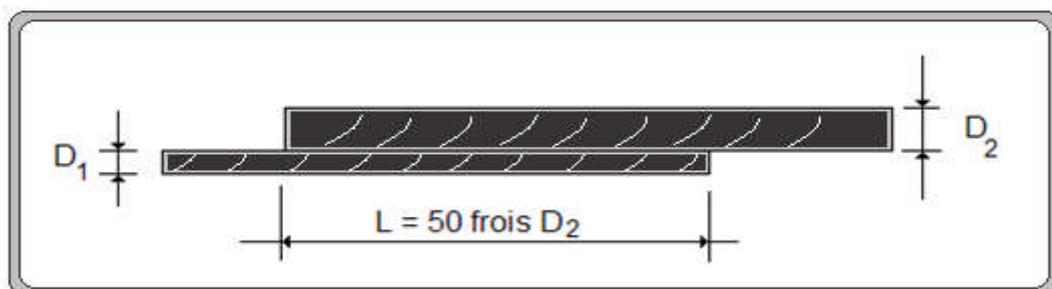
On prendra 2 nappe de 9 barres de diamètre 16 mm : **9T_{16e}**, espacement=10 cm

Remarque :

Le choix du diamètre des barres se fait d'une manière que l'espacement entre les barres ne sera pas inférieur à 10 cm pour que la pénétration des granulats du béton soit facile.

L'enrobage : la distance entre les armatures et le coffrage est égale à 5 cm pour les constructions qui sont en contact avec l'eau.

Si la longueur de barres utilisées dépasse la longueur normalisée (12 m) ; la continuité sera avec d'un autre barre dont la longueur d'entraînement est égal à 50 fois le diamètre du plus grand des deux diamètres (si les deux barres sont différents).



Tout les armatures utilisées pour le ferrailage de l'évacuateur de crues sont de type acier tors parce qu'il résiste bien à la traction et il a une contrainte de rupture importante (=) par rapport au acier lisse (=).

La réalisation de coursier se fait par bloc de 14,2 m pour les murs bajoyers, le radier liés entre eux par des joints.

V.2. Revêtement du fond du coursier :

Le fond des organes d'évacuation est soumis à la pression hydrostatique de l' eau, aux forces d'entraînement dues au mouvement de l'eau (réaction à la perte de charge), aux forces dynamiques du courant, aux sous pressions dues à l'eau infiltrée dans la fondation et éventuellement aux forces de soutènement dues aux dépressions pouvant occasionnellement se créer par suite d'un mauvais dessin hydraulique.

En réalité il n'est pas facile de calculer avec exactitude l'effet de toutes les forces, aussi la plupart du temps, les épaisseurs de béton sont celles des résultats de règles empiriques.

Dans le cas de fondations rocheuses comme la notre, le minimum d'épaisseur, donnée pour avoir une résistance raisonnable à la fois aux efforts extérieurs et l'usure par abrasion est de l'ordre de 20 cm.

On prévoit des barres d'ancrage section liée dans des trous forés dans chaque élément de canal est ainsi fixé à la fondation et ne peut se déplacer sous l'effet des expansions et des contractions.

De ce fait, ces nombreuses petites fissures se développent, il est donc nécessaire d'armer le béton pour lier l'ensemble, mieux répartir la fissuration et d'éviter leur ouverture trop profond.

La profondeur et l'espacement de l'ancrage dépendent de la nature du rocher et de sa qualité, il est nécessaire pour éviter l'apparition des sous pressions.

V.3. Joints :

Sur terrain rocheux, il suffit de placer un joint transversal. Sa dilatation et son retrait tous les 14,2 m. Certains concepteurs n'en prévoient pas, comptant sur la figuration généralisée, elle même limitée par l'armature pour absorber les variations dimensionnelles.

Au niveau de chaque joint, il faut toujours faire en sorte que le niveau de l'extrémité de la dalle amont soit légèrement surélève par rapport à celui de la dalle aval pour qu'il ne se crée pas dépression dynamique tendant à injecter de l'eau dans le joint.

Conclusion :

Le présent chapitre nous a permis de vérifier la stabilité de notre ouvrage ainsi que de calculer les armatures nécessaires pour le bon fonctionnement de notre évacuateur de cures dans les conditions les plus défavorables, et d'après les résultats obtenus on peut dire que notre ouvrage est largement stable.



CHAPITRE VI

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.

VI.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.

VI.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.

VI.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 quelles que 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.

VI.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.

VI.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 :

VI.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.

VI.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 VI.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 VI.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.

VI.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.

VI.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.

VI.3.1. Terrassement au niveau des installations de chantier :**VI.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.

VI.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.

VI.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.

VI.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 :

$$R_p = \frac{g * n * K_r * K_t}{K_f} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{(V.07).}$$

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.

VI.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.

VI.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.

VI.3.3.1. Matériel mis en place :

- ✓ Perforatrice.
- ✓ Mini pelle hydraulique.

- ✓ Chargeur.
- ✓ Camions bennes.
- ✓ Grue portique.

VI.3.4. Exécution des fouilles à ciel ouvert :

VI.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.

VI.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.

VI.3.4.3. Les engins nécessaires :

- ✓ Excavateur (pelle hydraulique à chenille).
- ✓ Un camion benne.
- ✓ Perforatrice à chenille.
- ✓ Pompes immergées.

VI.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.

VI.3.5.1. Les engins nécessaires :

- ✓ Pelle à butte
- ✓ Camion benne
- ✓ Bulldozer
- ✓ Compacteur

VI.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.

➤ **Régalaage 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.

VI.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.

VI.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.

VI.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/m³
- ✓ Sable 0 - 5 mm 455 l
- ✓ Gravier 5 - 25 mm 360 l
- ✓ Cailloux 20 - 40 mm 498 l

VI.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 présumée 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.

VI.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.

VI.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.

VI.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.

VI.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.

VI.4. Planification :

VI.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.

VI.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.

VI.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.

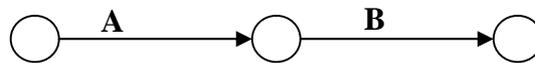
VI.4.3.1. méthodes basées sur le réseau :

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 :

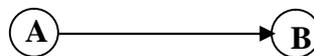
L'opération est représentée par une flèche et la relation entre les opérations par des nœuds.



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).

VI.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).

VI.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.

VI.4.5. Les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont le :

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.

$$\text{Et : } \begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCP_P = DFPP - TR \\ MT = DFPP - DFP \\ DCP_i + TR = DFP_i \\ DFP_i = DCP_{i+1} \end{cases}$$

VI.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 :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

VI.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 : $\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$

VI.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).

VI.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.

VI.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 VI.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

VI.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 :

VI.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.

VI.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.

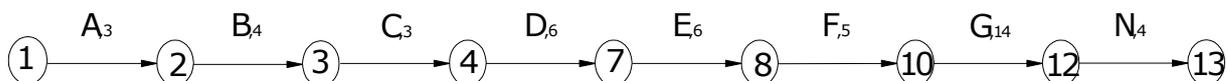
VI.4.8.3. Méthode du tableau :

Elle s'applique sur un réseau à flèche.

Tableau VI.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.

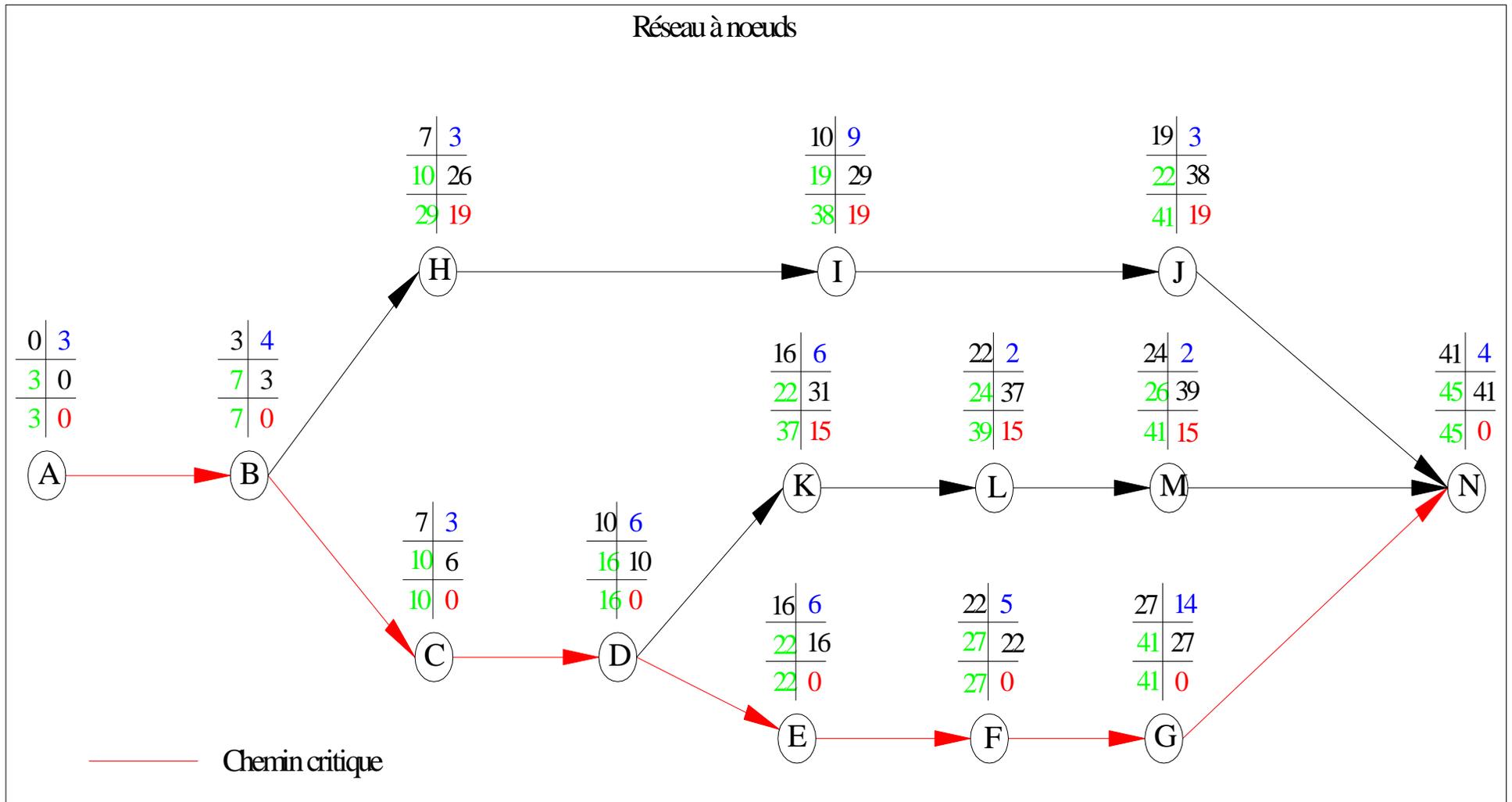


Figure VI.01 : calcul du chemin critique par le réseau à nœud.

D'après cette méthode le temps de réalisation est de **45 mois** avec le même chemin critique que la méthode du tableau.

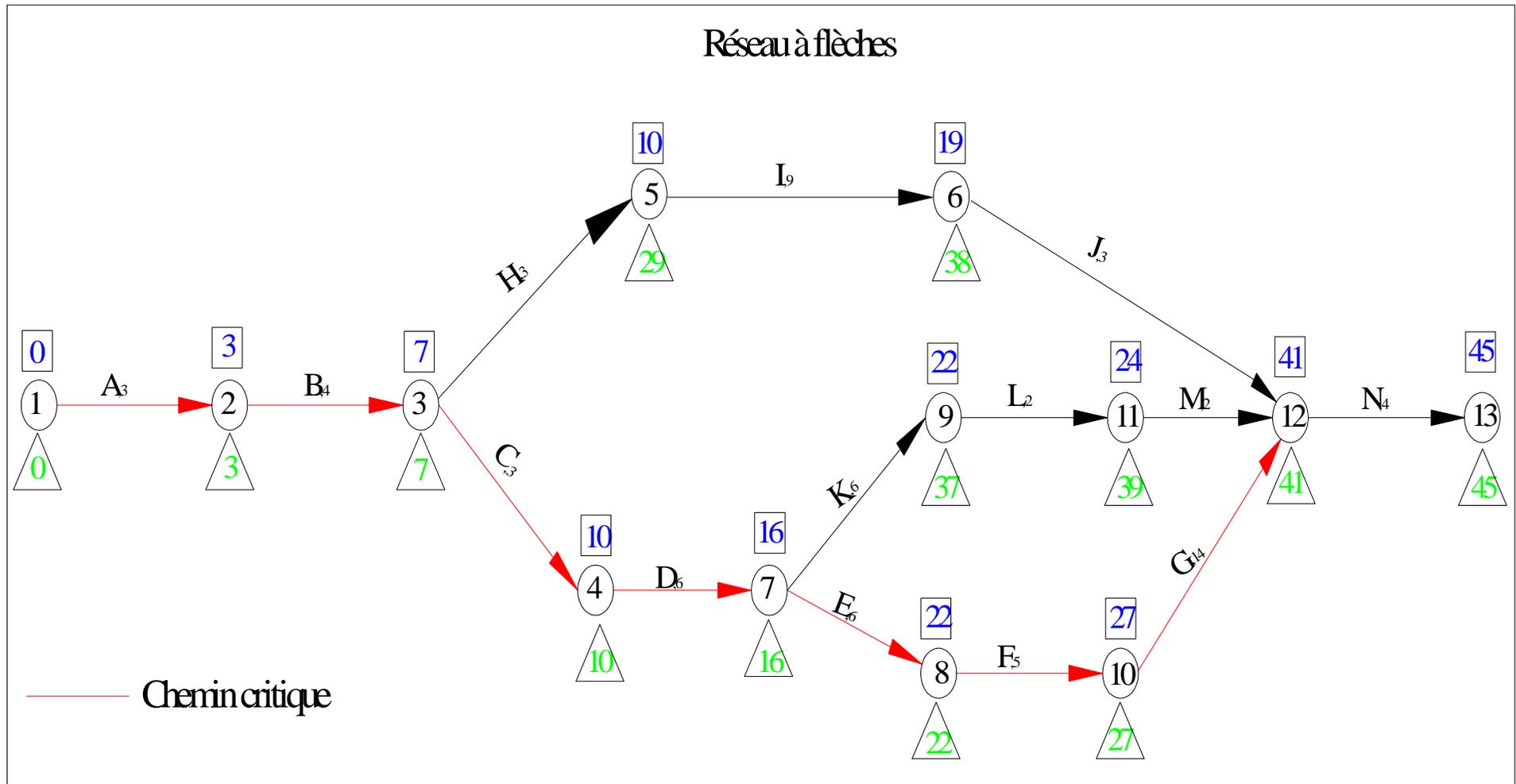


Figure VI.02: calcul du chemin critique par la méthode des figures.

D'après cette méthode le temps de réalisation est de **45 mois** avec le même chemin critique que la méthode du tableau.

	Désignation des travaux	Première année				Deuxième année				Troisième année				Quatrième année				Commentaire																																																						
		1er Trimestre		2ème Trimestre		3ème Trimestre		4ème Trimestre		5ème Trimestre		6ème Trimestre		7ème Trimestre		8ème Trimestre			9ème Trimestre		10ème Trimestre		11ème Trimestre		12ème Trimestre		13ème Trimestre		14ème Trimestre		15ème Trimestre																																									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16		17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45																									
A	Travaux routiers	-----																																																																						
B	Installations de chantier	-----																																																																						
C	Pré-Batardeau	-----																																																																						
D	Galerie de dérivation	-----																																																																						
E	Batardeau	-----																																																																						
F	Excavations du barrage	-----																																																																						
G	Recharge du barrage	-----																																																																						
H	Excavation de l'évacuateur de crues	-----																																																																						
I	Construction de l'évacuateur de crues	-----																																																																						
J	Bassin d'amortissement de l'évacuateur de crues	-----																																																																						
K	Prise d'eau et conduites	-----																																																																						
L	Chambre des vannes	-----																																																																						
M	Equipements Hydromécaniques	-----																																																																						
N	Travaux de finition																																											-----																												

Figure VI.03: Diagramme de Gantt.

VI.5. Matériel et personnel nécessaires :

VI.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 mouton.
- ✓ Pompe à béton.
- ✓ Pompe à forage.
- ✓ Pompe à injection.
- ✓ Grue à portique.
- ✓ Pelle butte.
- ✓ Camion malaxeur.
- ✓ Malaxeur à injection.
- ✓ Camion grue.
- ✓ Mini pelle hydraulique.

VI.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.

VI.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 :

VI.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 % .

VI.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.

VI.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 VI.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
Équipements	5 – 20	10	8
Installations de chantier	5 – 15	10	10
Total	100	100	100

VI.6.4. Coût de l'entretien et de la surveillance :

Les opérations d'entretien et de surveillance se répartissent en trois catégories :

VI.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.

VI.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).

VI.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 VII

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.

VII.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.

VII.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.

VII.3. Instructions structurelles sur la sécurité :

VII.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.

VII.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.

VII.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.

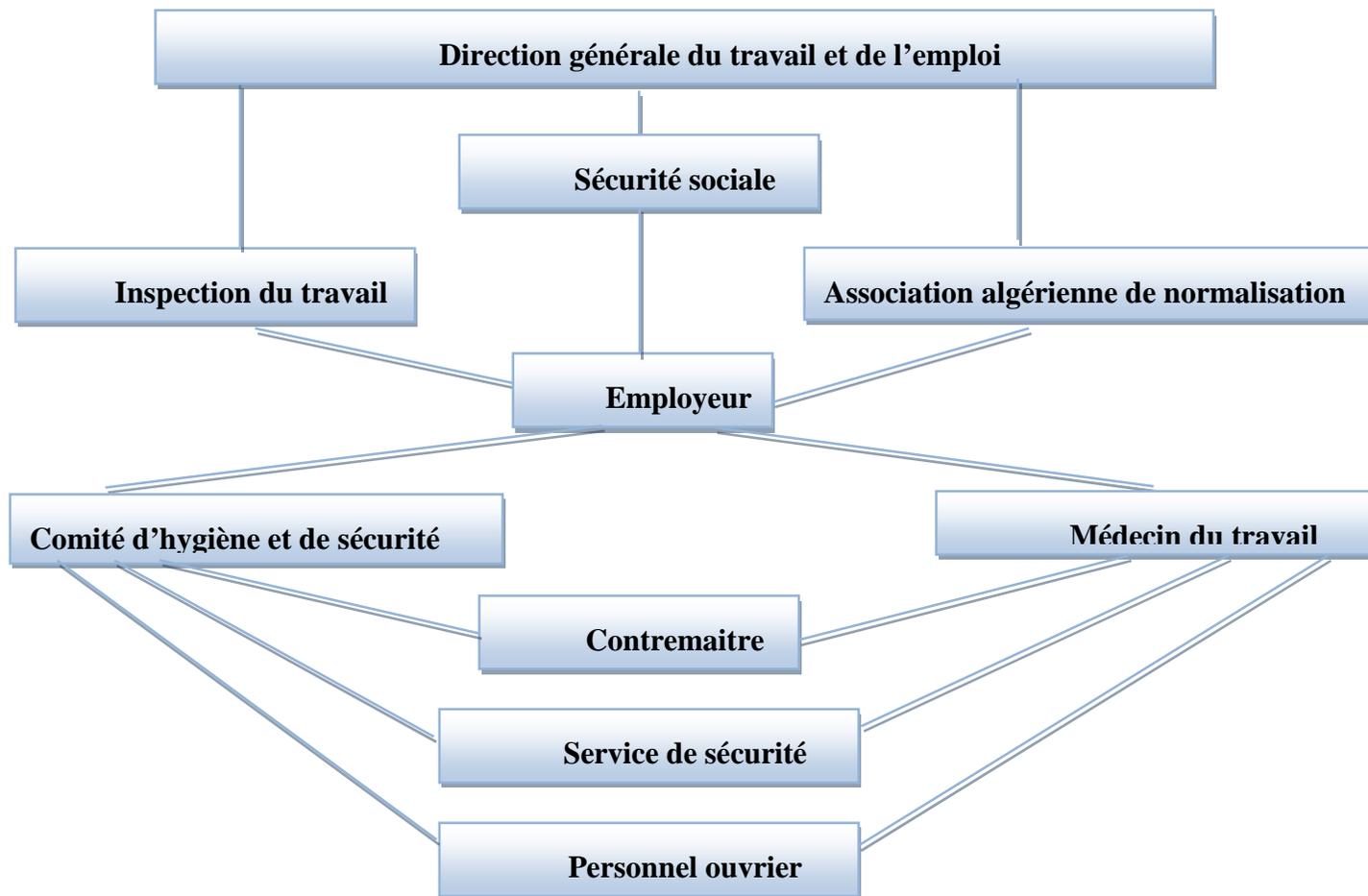


Figure VII.01 : Organigramme de la prévention.

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.

VII.5. Principales fonctions du service de sécurité :

Les principales fonctions du service de sécurité sont résumées comme suit :

VII.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.

VII.5.2. Exécution :

- ✓ Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- ✓ Réalisations pratiques des suggestions et des études.

VII.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.

VII.5.4. Animation :

- ✓ Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- ✓ Equipes de secours.
- ✓ Formation spéciale concernant certaines professions.

VII.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.

VII.6. Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

VII.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.

VII.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).

VII.7. Causes des maladies professionnelles :

VII.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.

VII.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.

VII.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.

VII.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.

VII.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.

VII.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 aérés et chauffés.
- ✓ Assurer une protection individuelle.
- ✓ Assurer un entretien continu.
- ✓ Assurer un stockage rationnel.

VII.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.

VII.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 rabatement 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).

VII.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 :

VII.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 :

$$Q = q * S \text{ (l/s)} \dots\dots\dots (VI.01).$$

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.**

VII.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:

$$Q = V * K \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots (VI.02).$$

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.

VII.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.

VII.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.

VII.12.5. Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :

VII.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 VII.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).

VII.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 a vocation agricole elle possède des capacités importantes dans ce domaine mais néanmoins le problème de manque d'eau d'irrigation pose un grand obstacle pour l'exploitation et la mise en valeur de ces terres , dans cette optique 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 l'évacuateur de crue 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 l'évacuateur de crue 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 de l'évacuateur de crue du barrage de Ben-Slimane est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière.
- ❖ L'évacuateur de crue choisie est de type latéral à entonnement latérale. Il se compose d'un chenal d'écoulement d'une largeur varie linéairement de 8 à 16 m, un coursier d'une section rectangulaire, une longueur de 190 m et une largeur de 16 m.
- ❖ Le béton à utiliser pour la construction de l'évacuateur de crue est dosé à 350 Kg/m³ de ciment. Il se compose de 800 Kg/m³ de graviers (8-15), 400 Kg/m³ de sable et 170 à 190 l/m³ de béton.
- ❖ Les armatures à utiliser ont un diamètre de : 12, 14, 16 et 20 mm de diamètre. Ce sont des barres de type acier tors ont une limite d'élasticité de 4000 bars.
- ❖
- ❖ 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 l'évacuateur de crue 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 : polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH. Blida. Janvier 2001

[06] : M. HASSANE. Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de Crue à entonnement frontal. ENSH Blida 1995

Formulaire de calcul des aménagements. ENSH .Blida ; 1998

Abaques de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue. ENSH Blida 2004.

[07] : M. K. MIHOUBI;1999 Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir, Cas d'une fondation non rocheuse. ENSH. Blida.

[08] : Technique des barrages en aménagement rural

[09] : J. PERCHAT.1993. Béton armé. Règle BAEL .



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	0,06777788	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



ANNEXE

III



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)

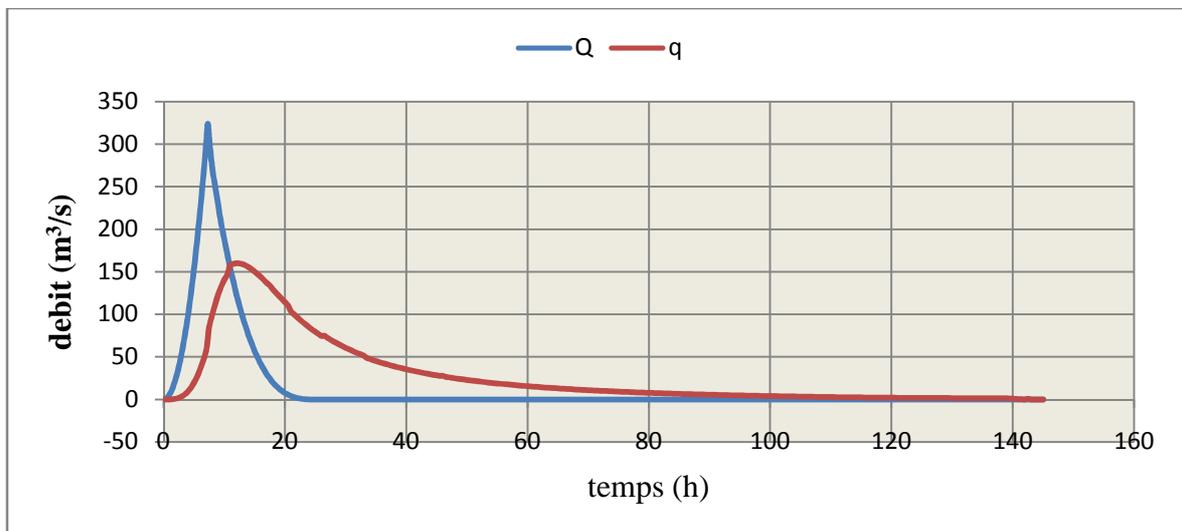
Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) Δt (M m ³)	V+1/2qΔt (M m ³)	q (m ³ /s)
94.5	0.00	0.00	-4,77846248	-0,00860123	33,067598	4,77846248
95	0.00	0.00	-4,70080238	-0,00846144	33,065672	4,70080238
95.5	0.00	0.00	-4,62462152	-0,00832432	33,063782	4,62462152
96	0.00	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				

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



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	33,180896	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)

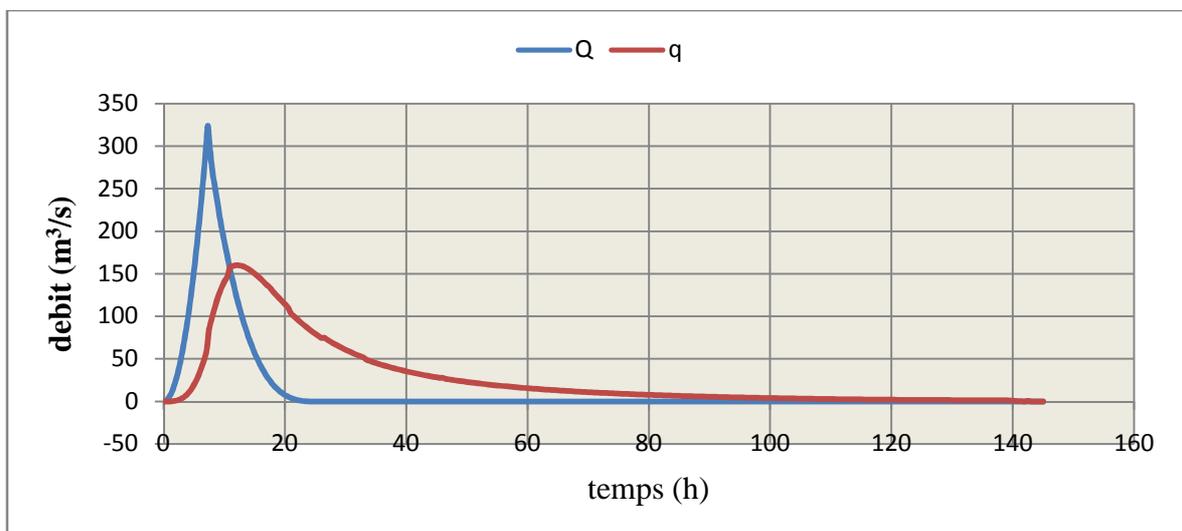
Temps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) (m ³ /s)	(Q _{moy} -q) Δt (M m ³)	V+1/2qΔt (M m ³)	q (m ³ /s)
94.5	0.00	0.00	-4,77846248	-0,00860123	33,067598	4,77846248
95	0.00	0.00	-4,70080238	-0,00846144	33,065672	4,70080238
95.5	0.00	0.00	-4,62462152	-0,00832432	33,063782	4,62462152
96	0.00	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	-1,5330092	-0,00275942	32,98694	1,5330092
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.