

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

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'EXECUTION D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUR
OUED EL BERDIA ,A BENI HOCINE ,W. SETIF**

PRESENTE PAR :
CHADER Billel

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr.M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
Mr.M.D.BENSALAH	Maître Assistant (A)	Examineur
M ^{me} .A. ADDOU	Maître Assistante (A)	Examineur
Mr.I. ZAIBAK	Maître Assistant (B)	Examineur
Mr.T.BENKACI	Maître Assistant (A)	Promoteur

Session - 2015

Remerciement



Avant tout, je remercie Dieu pour tous ses dons, la force et la santé qu'il m'a accordé pour mener ce travail à terme.

Je profite aussi de l'occasion qui m'est ainsi présentée pour exprimer à mon encadreur **Tarík BENKACI** ma respectueuse gratitude. J'ai été très sensible à sa grande disponibilité en dépit de ses responsabilités multiples et à la totale confiance qu'il m'a toujours accordée. Ses précieux conseils et ses encouragements ont permis le bon déroulement et l'aboutissement de ce travail.

Je tiens à remercier aussi :

- ✚ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail
- ✚ Le corps d'enseignants et les étudiants de l'**ENSH**
- ✚ Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Localisation de la commune Beni Hocine (Image Google).....	4
Figure I-2 : Localisation du bassin versant sur oued EL-BERDIA , carte état-major Boussellem échelle 1/50000é.....	5
Figure I-3 : Carte géologique Le Boussellem N°92, échelle de 1/50000é	7
Figure I-4 Légende de la carte géologique.....	8
Figure I-5 : Carte hydrogéologique de la région d'étude	17
Figure II.1 : Rectangle équivalent du bassin étudié	23
Figure II.2 : Répartition des courbes de niveau	24
Figure II.3 : Courbe hypsométrique du bassin	24
Figure II.4 : Réseau hydrographique du bassin versant	29
Figure II.5 : Répartition mensuelle de la température de l'air	34
Figure II.6 : Variation mensuelle de la vitesse du vent	35
Figure II.7 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	36
Figure II.8 : Ajustement des pluies annuelles par la loi-log normale	43
Figure II.9 : Ajustement des pluies maximales à la loi de Gumbel	46
Figure II.10 : Pluies de courtes durées pour différentes fréquences	47
Figure II.10 : Relation- $C_e=f(P_o)$ -Bassins Versants d'Algérie $20 < S < 200$	49
Figure II.11 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.....	50
Figure II.12 : Apports mensuels calculés (Fréquence : 80%)	53
Figure II.13 : Répartition des isochrones du bassin versant	60
Figure II-14 : Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour	65
Figure II.15 : Caractéristiques topographiques de la retenue	67
Figure II.16 : Graphe d'exploitation (1ere consigne)	71
Figure II.17 : Laminage de crue de projet par la méthode de Kotcherine	78
Figure II.18 : laminage de crue par Hildenblat	80
Figure II.19 : Estimation des débits laminés	81
Figure II.20 : Optimisation de la largeur d'évacuateur de crues	87
Figure III.1 . Coupe d'un barrage en terre homogène.....	91
Figure III.2 . Coupe d'un barrage en terre zoné.....	91
Figure III.3 . Schéma descriptif de la digue.....	92
Figure III.4 . Coupe d'un prisme de drainage.....	98

Figure III.5. Coupe d'un tapis de drainage.....	99
Figure III.6. Schéma d'un drain vertical.....	100
Figure IV.1 fuseau du filtre	106
Figure IV-2 Courbe de Casagrande pour la détermination du paramètre alpha	109
Figure IV-3 Correction de la ligne de saturation avec le parement aval	109
Figure V-1 : schéma descriptif du canal d'approche	123
Figure V-2 Pofil du deversoir du type Creager	126
Figure V.3 : Schéma descriptif d'un convergent	129
Figure V-4 Caractéristiques de l'écoulement dans le coursier (calculées par Canal 21)	133
Figure V-5 Bassin de dissipation type I_USB	134
Figure V-6 Courbe de tarage	136
Figure VI.01 : Réseau à nœuds	153

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-01 : Résultats des essais mécaniques au niveau de l'axe de la digue	11-12
Tableau I-02 : Résultats des essais mécaniques au niveau de la zone d'emprunt (1)	13
Tableau I-03 : Résultats des essais mécaniques au niveau de la zone d'emprunt (2)	14
Tableau I.4 : Analyses chimiques au droit de l'axe de la digue	15
Tableau I.5 : Résultats d'analyses chimiques des zones d'emprunt	15
Tableau I.6 Caractéristiques de la station pluviométrique	18
Tableau II.1 : Répartition de la courbe hypsométrique du bassin versant	23
Tableau II.2 .Détermination de la pente de Roche Ip	24
Tableau II.3 : Récapitulatif de mesures des longueurs des courbes de niveaux	25
Tableau II.4 : Classification du relief	25
Tableau II.5 : Résultats de calcul du temps de concentration	32
Tableau II.6 : Récapitulatif des caractéristiques physiographiques du bassin versant	33
Tableau II.7 : Evolution de la température moyenne mensuelle	34
Tableau II.8 : Vitesse du vent en m/s	34
Tableau II.9 : Valeurs moyennes de l'évaporation mensuelle (Evaporomètre :Colorado)	35
Tableau II.10 : Humidité relative en % de la zone d'étude	35
Tableau II.11 : Stations utilisées pour les différents calculs d'extrapolation.	36
Tableau II.12 : Données de la série comblées.....	37
Tableau II.13 : Caractéristiques des la séries pluviométrique (43ans).....	37
Tableau II-14 Test de Wilcoxon appliqué aux données de pluies annuelles et maximales	39
Tableau II-15 Résultats du test de Wilcoxon.....	40
Tableau II-16 Résultats du test de Wald-Wolfowitz	41
Tableau II.17 : Test d'ajustement (χ^2) des pluies annuelles	43
Tableau II.18 : Pluies estimées pour différentes périodes de retour par la loi log-normale.....	43
Tableau II.19 Caractéristiques statistiques de la série des pluies utilisée.....	44
Tableau II-20 Résultats du test d'adéquation	45
Tableau II.21 : Estimation des pluies maximales pour différentes périodes de retour (Gumbel)..	45
Tableau II.22 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	46
Tableau II.23 : les pluies de courte durées et l'intensité de différentes fréquences.....	47
Tableau II.24 : Estimation des apports liquides par les formules empiriques	48
Tableau II.25 : Description des courbes pluie-écoulement.....	50

Tableau II.26: Répartition de l'apport moyen interannuel.....	50
Tableau II-27 : Récapitulatif des coefficients de variation de l'écoulement calculés.....	52
Tableau II.28 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%	53
Tableau II.29: Calcul du transport solide (Tonnes/an).....	55
Tableau II.30: Calcul du volume mort pour la retenue	57
Tableau II.31: débits maximums par Mallet –Gauthier.....	58
Tableau II. 32 : débits maximums par Turazza.....	59
Tableau II-34 : Calcul des surfaces débitantes	61
Tableau II-34 : Calcul des débits maximum de crue	61
Tableau II.35 Valeurs des coefficients C0, C1 et C2 pour Type-II	63
Tableau II-36 : débits maximums par SCS.....	63
Tableau II-37 : Valeurs des débits maximums obtenues pour différentes méthodes.....	63
Tableau II-38 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue	64
Tableau II.39 : Crues de projet recommandées (Bulletin de DECIGB, Evaluation de crue de projet).....	65
Tableau II-40 : Caractéristiques topographiques de la retenue.	67
Tableau II-41 : Estimation des besoins mensuels pour l'irrigation.....	68
Tableau II-42 : Le volume utile de la retenue.....	69
Tableau II.43 Régularisation de l'écoulement sans pertes (1 ere consigne).....	70
Tableau II.44 Estimation des pertes par infiltration.....	72
Tableau II.45 Les volumes des pertes dans la retenue	72
Tableau II.46: Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).....	73
Tableau II-47 : Données initiales	77
Tableau II-48 : Données de base pour la méthode de Kotcherine	77
Tableau II-49 : Calcul de laminage de crue par la méthode de Kotcherine	77
Tableau II-50 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.....	78
Tableau II.51 : Résultat Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine	78
Tableau II-52 : Données de base de la méthode Hildenblat	79
Tableau II.53 Courbe des débits déversants pour b = 25 m	79
Tableau II.54 Résultats de calcul du laminage par la méthode pas à pas	82
Tableau II.55: Calcul de la hauteur de la retenue	84
Tableau II.56 : Calcul de largeur en crête.....	85
Tableau II. 57 Calcul des largeurs de la digue	85
Tableau II-58 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes	85

Tableau II-59 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes	86
Tableau II.60 : Coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes	87
Tableau II-61 : Tableau récapitulatif des prix totaux	87
Tableau II-62 : Tableau récapitulatif de l'étude de régularisation et du laminage	88
Tableau III.01 : Récapitulatif de l'ensemble des résultats obtenus	93
Tableau III.02 : valeurs indicatives des fruits de talus	93
Tableau III.03 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_p	94
Tableau III.04 : Epaisseur de l'enrochement et d_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague	95
Tableau III.04: Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation	96
Tableau III.6: Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage	97
Tableau III.07 : calcul des volumes des recharges (argile)	101
Tableau III.08 : calcul des volumes du rip-rap	101
Tableau III.09 : Calcul des volumes du noyau	102
Tableau III.10: volumes des recharges	102
Tableau III.11 : Calcul des volumes du rip-rap	102
Tableau III.12 : Les coûts des différentes variantes étudiées	103
Tableau IV.01 : Coordonnées de la parabole de KOZENY	108
Tableau IV.8 : Classification des barrages	110
Tableau IV.9 : Gradient admissible à travers le remblai terreux	111
Tableau IV.12 : Coefficient de stabilité admissible des talus	113
Tableau VI.13 : valeurs de K1 et K2	113
Tableau VI.14 : Valeurs de K1 et K2 choisies	114
Tableau IV.14 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement	118
Tableau V-1: Profil de déversoir de type Creager	125
Tableau V-2 : Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau	131
Tableau V-3 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier	132
Tableau V-4 : calcul temps de vidange	140
Tableau VI.01 : symboles des opérations	152
Tableau VI.02 : Détermination des chemins critiques	153
Tableau VI.03 : programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire	155

ملخص :

في إطار الاستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية و ترقيتها ،تعمل الدولة على تخزين أكبر كمية من المياه. لذا تقوم الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات بدراسة و بناء عدد كاف من السدود والحوجز المائية . إن هذه الدراسة تتعلق بالتقدير الدقيق للمتطلبات الهندسية والاختيار الأمثل للمنشآت و مواقعها وجميع ملحقاتها ومحيطها.

في إطار مذكرتنا هذه تناولنا دراسة تفصيلية لسد صغير بولاية سطيف من اجل سقي 150 هكتار في مدينة بني حسين , والتي تتضمن عدة جوانب منها الدراسة الطبوغرافية ، الجيولوجية و الهيدرولوجية و دراسة للنماذج من أجل تحديد النموذج الأمثل لجسم السد الذي سننجزه و مدى ثباته ,ثم انهينا بتنظيم الورشة.

Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de promotion du secteur de l'hydraulique par la mobilisation de la ressource en eau, l'ANBT s'est vue attribuer la charge de réaliser des barrages, des retenues collinaires.

Pour notre étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, les recherches que nous avons menées dans ce mémoire est une étude d'exécution d'une retenue collinaire dans la Wilaya de Sétif destiné a l'irrigation de 150 ha . Le travail consiste en une étude topographique, géologique, hydrologique et une étude des variantes pour fixer le choix du type de la digue la plus adéquate et vérifier sa stabilité. L'étude est achevée par l'organisation de chantier.

Abstract:

Within the framework of the national strategy aimed at preserving water resource, the Algerian state works to store the largest quantity of water. Therefore, the National Agency for dams and transfers studies and builds the largest possible number of dams and small dams.

This work considers these facilities in terms of accurate estimate of the engineering requirements and choice of sites and study all the accessories and surroundings. We have made a study of a dam in the State of Setif – city Beni Hocine - for the irrigation of 150 hectares. We studied topographical, geological and hydrological aspects of the models in order to determine the ideal model for the body of the dam and check its stability. To complete the study, We organized the workshop and the protection and security of work accidents.

Sommaire

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

Chapitre I : Etude géologique et géotechnique

I.1 Introduction	3
I.2 Situation géographique et topographique du site	3
I.3 Géologie de la zone d'étude.....	6
I.3.1 Stratigraphie	6
I.4 Situation géologique	8
I.4.1 Travaux de reconnaissances effectuées	8
- Axe de la digue	8
Zone d'Emprunt	9
I.4.2 Géologie du site	10
I.4.2.1 Caractéristiques mécaniques des terrains de fondation	10
I.4.2.2 Géologie de la cuvette.	10
I.4.2.3 Perméabilité de la cuvette.	11
I.4.2.4 Caractéristiques des matériaux de construction :.....	12
I. 4.3 Caractéristiques chimiques au droit de l'axe de la digue et en zones d'emprunt :.....	15
I.4.4 Tectonique	15
I.4.5 Séismicité	16
I.4.6 Etude Hydrogéologique	16
I.5 Etude Hydrologique	18
I.5.1 Données Climatologiques	18
I.6 Conclusion	19

Chapitre II Etude hydrologique

II.1 Introduction	20
II.1. Le complexe du bassin versant	20
II.1.1. Caractéristiques morphologiques du bassin versant étudié	20
II.1.2. Caractéristiques hydrographiques de bassin versant	27
II.1.3 Calcul du temps de concentration du bassin versant	30

a-	Méthode des vitesses de ruissellement	30
b-	Formule de Kirpich	31
c-	Méthode de Giandotti	31
d-	Méthode SCS	31
e-	Formule de Ventura	31
II.2.	Caractéristiques climatiques du bassin versant	33
II.2.1.	Températures	33
II.2.2.	Vitesse du vent	34
II.2.3.	L'évaporation	35
II.2.4	Humidité relative	35
II.3.	Etude des précipitations	36
II.3.1	Inventaire des postes pluviométriques	36
II-3.2	Critique des données observées	37
II-3-3	Comblent les lacunes des séries observées	37
II-3-4	Détection des valeurs singulières	38
II-4	Traitement statistique des données	38
II-4-1	Test d'homogénéité	38
II-4-2	Test d'indépendance	40
II.5	Ajustement des pluies annuelles	41
II.5.1	Ajustement des pluies annuelles à une loi normale	41
II.5.2.	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-normale	41
II.5.3	Test de validité de l'ajustement	42
II-6	Ajustement des pluies maximales journalières	43
II.6.1	Choix de la loi d'ajustement	44
II.6.2	Ajustement des pluies maximales à la loi de Gumbel	44
II.6.3	Test de validité de l'ajustement	45
II.7.	Etude des pluies de courtes durées et leurs intensités	46
II.8.	Etude des apports	48
II-8.1	Méthodes empiriques... ..	48
II-8.2	Méthode basée sur la relation Pluie-écoulement.....	49
II.8.2	Variabilité des apports mensuels et interannuels	51
II.8.3	Calcul des Apports fréquents	51
II.8.4	Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%	53
II.9	Transport solide	53
II-9.1	Formule de Fournier	53

II-9-2Formule de Tixeront (1960):	54
II-9-3Méthode Gravillovic	54
II.10.Calcul du volume mort	55
II.11.Etude des crues	57
1-Formule de Franco-Rodier	57
2- Formule de Mallet –Gauthier	58
3- La formule de Turazza	58
4- Méthode des isochrones	59
5- La Méthode SCS	61
II-12 Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovsky	63
II-12-1Choix de la crue projet.....	64
II-13 Régularisation de l'écoulement	66
II-13-1Courbes caractéristiques de la retenue	66
II-13-2 Détermination de la garantie de la restitution	68
II-13-3 Détermination des besoins	68
II-13-4 Calcul du volume utile	68
II.13-5 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	71
II-13-6 Régularisation Interannuelle	73
II.14 Laminage des crues	74
II-14-1Méthode de Kotcherine	76
II-14-2 Méthode grapho-analytique de Hildenblat	79
II-14-3. Méthode step by step	80
II-15 Etude d'optimisation	83
II-15-1Calcul du coût approximatif de la digue	83
II-15-2 Calcul de la revanche	83
II-15-3 Largeur en crête	84
II-15-4 Calcul du volume de la digue pour différentes largeurs déversantes	85
II-15-5 Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues	86
II -16Conclusion	88

Chapitre III : ETUDE DES VARIANTES

III.1. Généralités	89
III.1.a Avantages des digues en terre	89
III.1b Inconvénients des digues en terre	89

III.2. Le choix du site du barrage	90
III.3. Le choix du type de barrage	90
III.4 les variantes à choisir	90
III.5. Objectif de l'étude des variantes	91
III.6. Définition du profil général de la retenue	92
III.6.1 Hauteur de la retenue	92
III.6.2 Largeur en crête	93
III.6.3 La longueur de la crête	93
III.6.4 Choix des pentes des talus	93
III.6.5. Revêtement de la crête et des talus de la digue.....	94
III .6.6 Conclusion	95
III.6.7. Etanchéité du barrage.....	95
III.6.7.1. Le noyau	95
III.6.7.2. Les drains	98
III.6.7.3. Les Filtres	99
III.7. Calcul du volume des différents matériaux	100
III.7.1. Barrage homogène en argile avec drain vertical	100
III.7.1.1. Recharges	100
III.7.1.2. Protection rip-rap	101
III.7.2. Barrage zoné à noyau d'argile.....	101
III.7.2.1.Le noyau	101
III.7.2.2. Les recharges	102
III.7.2.3.Protection rip-rap	102
III.8.Estimation du coût des variantes	102
III.9 Conclusion	103

CHAPITRE IV : ETUDE DE LA DIGUE

IV-1 Calcul des filtres	104
IV-1.1 introduction	104
IV.1.2. Règles générales de dimensionnement des filtres	104
IV-2 Etude des infiltrations	107
IV-2 -1 Positionnement de la ligne de saturation	107
IV-3 Calcul de stabilité	111
IV-3-1 Généralités sur la stabilité des barrages (Talus)	111

IV-3-2 Conséquences de l'instabilité des talus	112
IV-3-3 Ordre de calcul (Méthode de Fandeer)	113
IV-3-4 Calcul des forces appliquées à chaque tranche	114
IV-3-5 Classement des forces	115
IV-3-6 Calcul du coefficient de sécurité par FELLENIUS pour les différents types de fonctionnement	116
IV-3-7 Conclusion	118

CHAPITRE V : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

V.1.Introduction	119
V-2- Les évacuateurs de crues	119
V-2-2- Différents types des évacuateurs de crues.	120
V-2-3 Choix de la variante	122
V-2-4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue	122
V-2-5 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier	137
V-3 Dimensionnement de la prise d'eau	138
V-4 Conclusion	140

CHAPITRE VI : ORGANISATION DE CHANTIER

. Introduction	141
VI.1. Installation de chantier	141
VI.2. Ordre d'exécution des travaux	143
VI.3. Successions des opérations du chantier	143
VI.4. Besoins mécaniques des principaux travaux	144
VI.5 Planification	146
VI.5 .1 Définition	146
VI.5.2 Techniques de la planification	147
VI.5.2.1 Méthodes basées sur le réseau	147
VI.5.2.2 Méthodes basées sur le graphique	148
VI.5.2.3 les étapes de la planification	148
VI.5.3 les paramètres de la méthode C.P.M	149
VI.5.3.1 Chemin critique (C.C)	150
VI.5.3.2 Attribution des durées de chaque opération :	150

VI.5.4 Les plannings	150
VI.6 Délai de construction et programme des travaux.....	151
VI.7 Symbole des différentes Operations.....	154
VI.8 Détermination des chemins critiques	155
VI.9 conclusion	156

CONCLUSION

Références bibliographiques.....	157
----------------------------------	-----

Introduction générale

L'eau est une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement économique, agricole ou industriel, elle est la source de la vie, sa demande est en croissance permanente.

En Algérie, les ressources en eau sont insuffisantes et mal réparties. Dans ce cas, il est indispensable de mobiliser cette ressource afin de la réutiliser durant les périodes sèches. L'irrigation des terres agricoles reste le secteur le plus consommateur en eau.

C'est dans ce contexte que l'Algérie a lancé dans le cadre de la PMH (Petite et Moyenne Hydraulique) un programme de retenues collinaires visant la réalisation de plus de 300 retenues dans le Nord de l'Algérie. Ce programme ambitieux aura un impact positif sur l'agriculture, puisqu'il vise en premier lieu l'irrigation des terres agricoles dans les zones reculées.

La wilaya de Sétif est reconnue pour ses terres agricoles très riches, cependant, par manque d'ouvrages de mobilisation, l'irrigation n'est pas pratiquée dans ces régions.

Dans ce cas, la Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Sétif a bénéficié d'un nombre de projets de réalisation d'aménagements hydrauliques, parmi lesquels la réalisation de retenues collinaires destinées à l'irrigation.

C'est dans ce contexte que s'inscrit ce mémoire de fin d'étude, où on détaillera l'étude de faisabilité de la retenue d'El Berdia dans la daïra de Bougaa.

Le mémoire est axé sur cinq chapitres.

1 - Une synthèse géologique et géotechnique assez poussée pour caractériser la faisabilité du site du point de vue stabilité géologique et propriétés du sol.

2- Une étude hydrologique pour quantifier les apports et estimer la capacité de l'ouvrage.

3- Le chapitre suivant sera consacré à l'étude des variantes nécessaire pour optimiser les dimensions de la retenue, en particulier l'évacuateur de crues.

4- On consacrera un chapitre pour l'analyse des variantes de la digue ainsi que les calculs détaillés des filtres et de stabilité.

5- Dans le chapitre 5, on détaillera les ouvrages annexes ainsi que leurs caractéristiques et les

Introduction générale

variantes choisies.

En fin, dans le dernier chapitre, on abordera la problématique de l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

Chapitre I : étude géologique et géotechnique

I.1 Introduction

Dans ce chapitre on présente le site d'étude ainsi que les caractéristiques géologiques et géotechniques nécessaires à la réalisation d'un ouvrage hydraulique tel qu'un barrage ou une retenue collinaire.

L'étude géologique est la phase la plus importante dans la conception d'ouvrages hydrauliques. L'objectif principal de l'investigation géologique est d'évaluer les aspects fondamentaux qui définissent les possibilités réelles qu'offre le site choisi pour l'emplacement de l'ouvrage. Elle doit tenir compte de :

-La cuvette et les appuis: Détermination de la coupe faciale génétique avec la description des types lithologiques, ainsi qu'une évaluation de l'étanchéité ou l'imperméabilité ainsi que le dimensionnement et la caractérisation des mouvements des pentes.

-La garantie de la rétention de l'eau stockée est un aspect vital. La prise de mesures contre la filtration dans la cuvette et les appuis tendent à élever le coût de l'ouvrage. Situation semblable provoque la présence de pentes instables, par exemple, traces d'anciens ou de récents glissements, possibles affectations par le remplissage ou l'exploitation du barrage, des berges à tendance érosive qui pourraient envaser le barrage en un temps réduit, des risques d'eutrophisation, etc. Ceux-ci, entre autres, sont des aspects qui doivent être définis avec clarté à cause des possibles affectations sur le futur ouvrage.

-Fondation de la digue et des ouvrages annexes: Définition de la coupe faciale génétique avec la description des types lithologiques, en évaluant sa perméabilité et sa stabilité.

-Des Matériaux de construction et des gites d'emprunts.

I.2 Situation géographique et topographique du site

Le site d'étude est situé dans la commune de Béni Hocine dans la Daira de Bougaa, qui est située entre Bordj Ben Ali Cherif et Mechta Cherchar, et est également à proximité Mechtat el Rmel et Mechtat Oulad Saadi et est proche de Oued Khelil, Koudia Safra et Ain es Sedjera.

Les communes limitrophes du site de la retenue sont :

- ✓ Au Nord, la commune de Bougaa ;
- ✓ Au Sud, la commune de Ain Taghrout ;
- ✓ A l'Est, la commune de Ain abassa ;

- ✓ A l'Ouest, la commune de Ras El ain ;

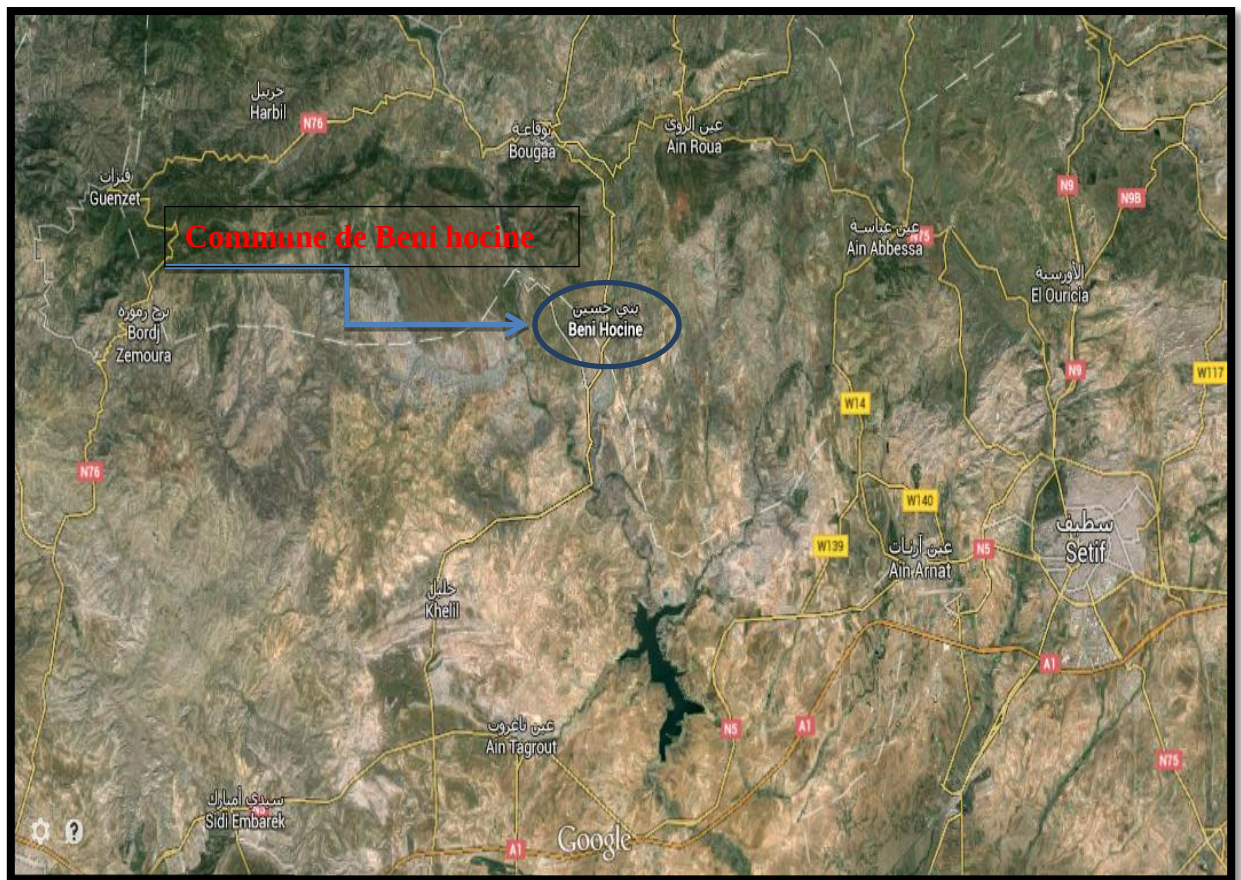


Figure I-1 : localisation de la commune Beni hocine (Google Map)

- La digue projetée est localisée dans le resserrement de la vallée, à fin que la longueur en crête ne soit pas exagérée, la cuvette est sillonnée par l'Oued el-Berdia, d'une profondeur relativement importante allant jusqu'à trois mètre par endroit; les talus sont stables et verticaux. La retenue collinaire a pour objet l'irrigation des terres agricoles limitrophes.
- Le fond de la vallée est large allant de 20 à 30 m, la rive droite est plus ou moins douce par contre la rive gauche est à tendance abrupte.
- La cuvette est assez étanche et prédominée par de l'argile, la zone d'emprunt sera nettement localisée dans la cuvette ce qui augmente substantiellement son volume.
- Le bassin versant fait partie du bassin de l'oued Bousselam (15 07) , qui fait du grand bassin de l'oued Soummam
- Le bassin versant couvre une superficie de **20.63 Km²** dont le point culminant atteint 1266 m, et fait partie du grand bassin de l'oued
- L'altitude du bassin versant varie entre **1200 m** et **865 m**, par contre celle de la vallée se limite entre **868 et 865 m**.

- Le site du bassin est localisé sur la carte d'état major : **Le Boussellem** feuille N°92 a échelle 1/50.000è.(figureN01).

- Les coordonnées du site (système UTM) sont :

X=721.500 m

Y= 328.500 m

Z=865.00 m

I.3 Géologie de la zone d'étude

Dans la zone des ouvrages en projet (barrage, retenue d'eau) sont reconnus les terrains carbonatés, marins, carbonato-terrigènes et terrigènes du Trias, Crétacé supérieur et Paléogène. Les faciès continentaux représentent les formations meubles et faiblement cimentées du Pléistocène-Holocène.

I.3.1 Stratigraphie

Sur la carte géologique N 92 boussellem à l'échelle 1:50000 parmi les terrains triasiques on a mis en relief :

a- Les formations quaternaires.

-Les alluvions actuelles et récentes, occupent les lits d'oueds, constituées par des limons, graviers et sables.

-Les terres arables, formations de pente et quaternaire indéterminés qui sont représentés au Nord du bassin versant, constituent des limons marneux et calcaires lacustres.

b- Le Mio-Pliocène continental.

Il couvre plus de la moitié du bassin versant, constitué par des argiles et conglomérats, calcaires lacustres, il repose en discordance sur les formations de l'unité supérieure à matériel éocène, ainsi que celles de la nappe de Djemila et l'unité inférieure à matériel éocène.

c- Unité supérieure à matériel éocène.

1-Yprésien-Lutétien inférieur: Ce sont des calcaires massifs bitumineux blancs à cassure noire et silex noirs, leurs affleurements constituent des bandes discontinues du Nord vers le Sud, où à la proximité du site de la retenue sont entièrement couverts par les formations du Mio-Pliocène.

2- Maestrichtien à Paléocène: Ce sont des marnes noires indifférenciées, parfois à bandes jaunes qui affleurent au Nord du bassin versant, ou couvertes par le Mio-Pliocène.

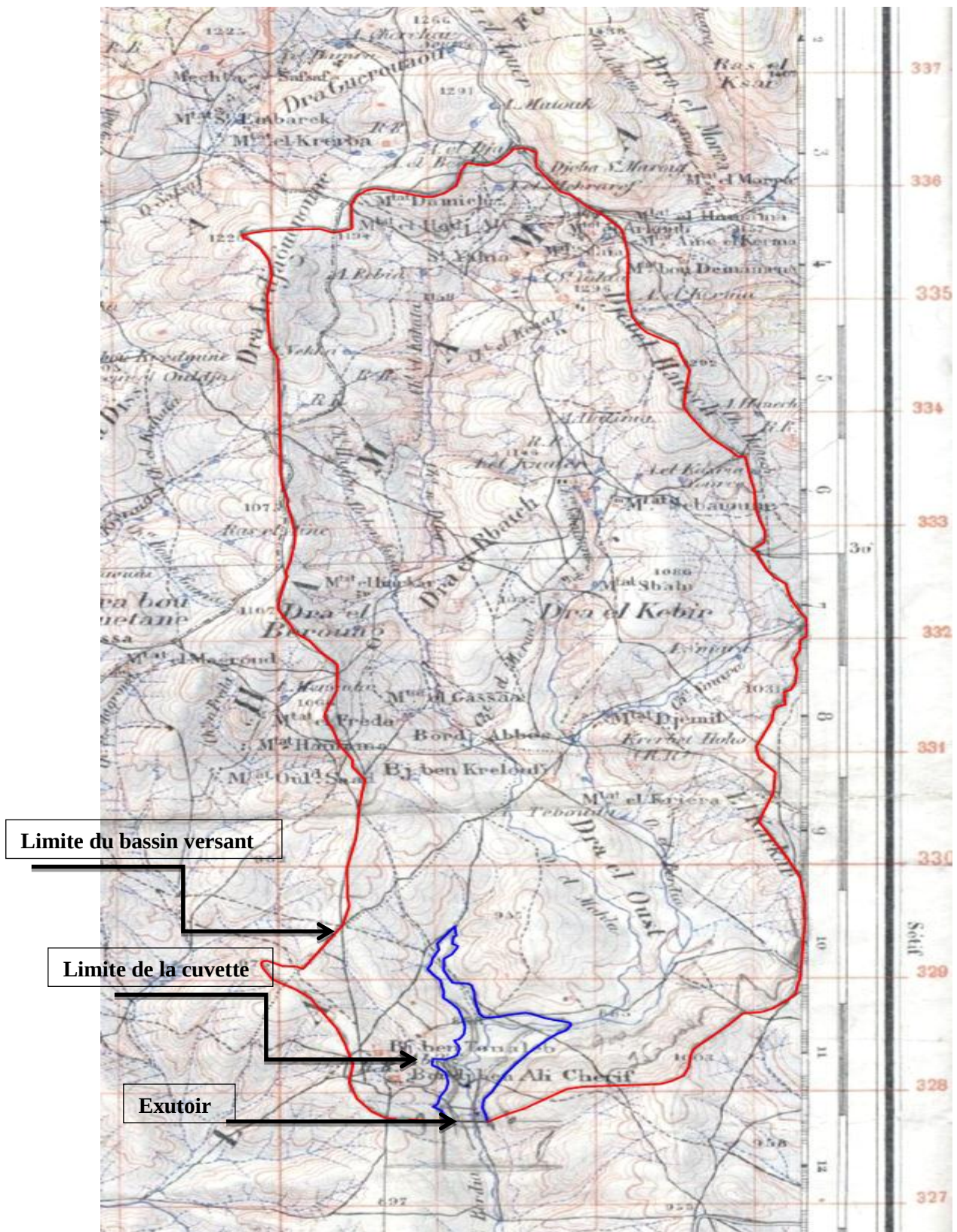


Figure I-2 : localisation du bassin versant sur oued EL-BERDIA, carte état-major Boussellem échelle 1/50000é.

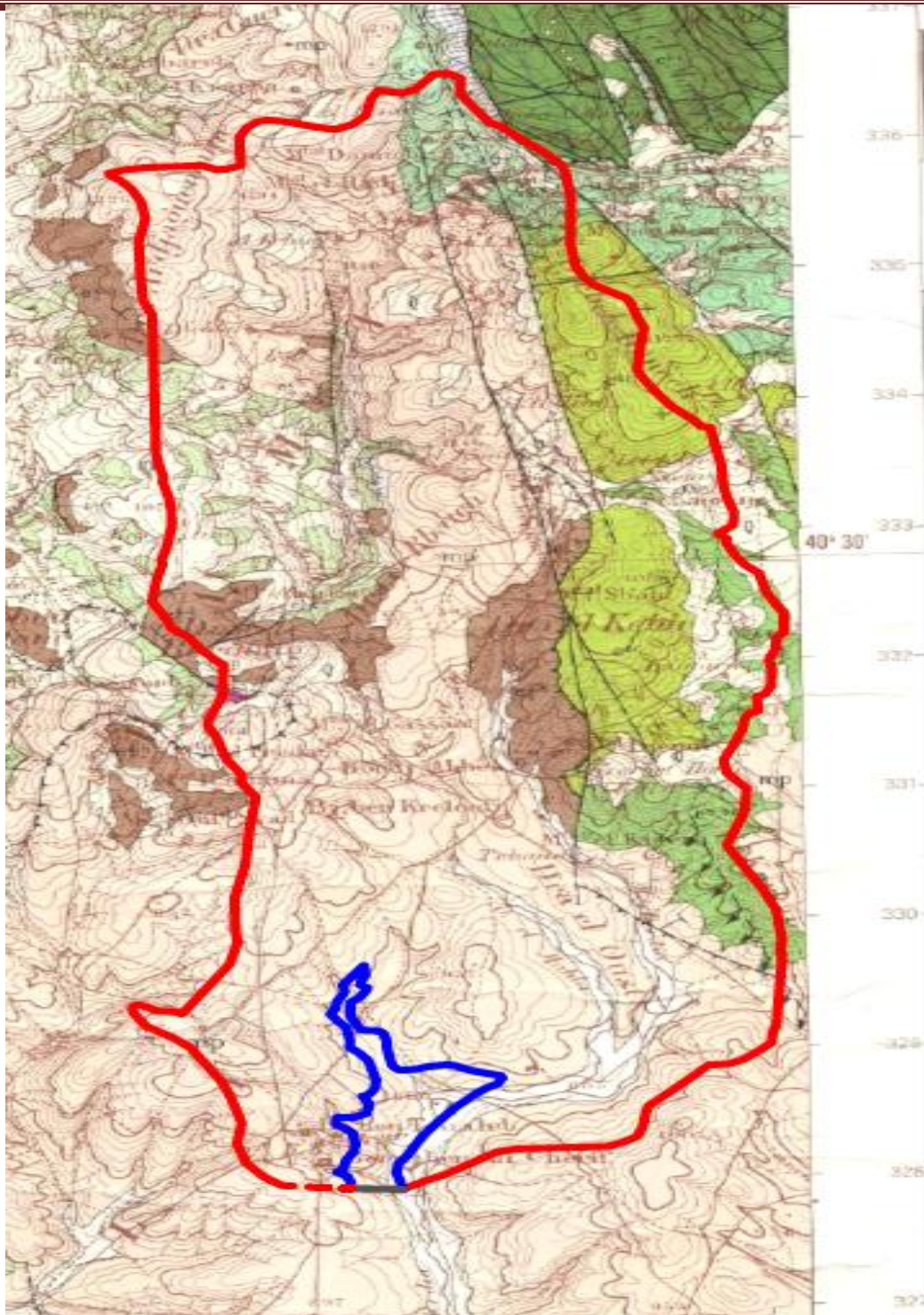


Figure I-3 : la carte géologique d'état major Le Boussem N°92 , échelle de 1/50000



Figure I-4 Légende de la carte géologique

d- Nappe de Djemila et unité inférieure à matériel éocène.

- Les formations marneuses constituent peu d'affleurements limités à l'extrême Nord du bassin versant, allant du Coniacien ou Maestrichtien inférieur.

- Les formations calcaires présumées Campanien supérieur et Maestrichtien constituent à l'Est du bassin versant une bande allongée N-S d'une largeur maximale de 500 m et d'environ de 4,5 Km de largeur limitant le bassin versant par des reliefs accentués, leurs affleurements sont limités à l'Ouest par un contact anormal à l'unité supérieure à matériel éocène par les calcaires à silex présumés Yprésien-Lutétien inférieur. Plus au Nord de ce contact une faille orientée sensiblement N-S, met au contact le Mio-Pliocène continental avec les calcaires de la nappe de Djemila(Campanien Supérieur et Maestrichtien).

e - L'autochtone relatif du Djebel Anini: Il n'est présent qu'à la limite Nord du bassin versant constituées par des calcaires et dolomies d'âge oénumanien.

I.4 Situation géologique**I.4.1 Travaux de reconnaissances effectuées****❖ Axe de la digue****a)- Fouilles**

Dans le but de connaître les conditions géologiques au niveau de l'axe de la digue, les caractéristiques géotechniques des terrains de fondations de la digue; des puits de reconnaissance doivent être réalisés.

Au niveau de l'axe de la digue, 2 puits de reconnaissance P1 et P7 ont été à l'aide d'un rétro-chargeur avec prélèvement des échantillons de sols pour essais de laboratoire, (02 échantillons pour chaque type de terrain), tout en prenant soin de garder les échantillons intacts pour les sols compacts, ceci afin de réaliser les essais mécaniques.

b)-Essais géotechniques de laboratoire

Sur les sols prélevés des fouilles, il sera réalisé les essais suivants:

1- Essais d'identifications et de classification

- Teneur en eau naturelle (W_n) : (04) Essais.
- Limites d'Atterberg : (04) Essais.
- Degré de saturation (S_r) : (04) Essais.
- Densité humide (Y_h) : (04) Essais.
- Analyse granulométrique et sédimentrique : (04) Essais.
- Equivalent du sable (Es) : (04) Essais.

2- Essais mécaniques.

- Essais de compressibilité à l'oedomètre : (04) Essais.
- Essais de cisaillement à la boîte de type UU : (04) Essais.

3- Analyses chimiques.

- Teneur en carbonates : (04) Essais.
- Teneur en sulfates : (04) Essais.
- Teneur en matières organiques : (04) Essais.

❖ Zone d'Emprunt

Pour les besoins du remblai de la digue, Au niveau de cette zone **05 puits** de reconnaissance ont été ouverts. avec prélèvement des échantillons de sols pour essais géotechniques de laboratoire, en rive droite **P2,P3**; et en rive gauche **P4,P5**, et **P6** à l'amont du cuvette

✓ Essais géotechniques de laboratoire.

Sur les sols prélevés des fouilles, il sera réalisé les essais suivants:

1- Essais d'identifications et de classification.

- Teneur en eau naturelle (W_n) : (07) essais.
- Granulométrie-Sédimentrie: (07) essais.
- Limites d'Atterberg : (07) essais.
- Teneur en matière organique : (04) essais.
- Teneur en Carbonates : (07) essais.
- Teneur en Sulfates : (07) essais.

2- Essais mécaniques.

- Essais Proctor normaux : (06) essais.
- Essais mécaniques réalisés après compactage à des teneurs en eau proches de celles obtenues selon Proctor normal ($W = W_{op} + ou - 2-3 \%$).
- Essais de cisaillement à la boîte de type UU : (06) essais.
- Essais de compressibilité à l'oedomètre : (06) essais.

❖ **Analyse chimique des eaux de l'oued.**❖ **Levé géologique du site et de la cuvette**

Le levé géologique du site et de la cuvette sera réalisé à l'échelle 1/1000^e, 1/500^e, où il sera mentionné sur ce levé en plus des formations géologiques, les différentes zones instables au niveau du site et de la cuvette.

I.4.2 Géologie du site :

Selon la feuille de Bousselam au 1/50.000^e, le terrain est composé d'argile et calcaire reposant sur des argiles à gangue marneuse.

Afin d'établir cette étude, des puits de reconnaissance ont été ouverts à l'aide d'un rétro chargeur.

L'assise destinée à recevoir le remblai est composée de marne argileuse surmontant des limons bruns beiges argileux.

Les essais de laboratoire montrent qu'il s'agit d'une argile peu plastique à plastique. Ces argiles sont inactives et sur-consolidées. Les sols ne présentent aucune agressivité vis à vis des sulfates et sont inorganiques.

En conclusion, le site choisi présente des caractéristiques morphologiques et géologiques assez favorables pour une digue modeste.

La géologie du bassin versant se caractérise par la prédominance de trois (03) unités structurellement autonomes ; à savoir :

I.4.2.1 Caractéristiques mécaniques des terrains de fondation

L'étude de laboratoire des caractéristiques physico-mécaniques des roches formant la fondation des ouvrages a été exécutée par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction. Unité Régionale de Oued Smar.

Nous donnons ci-après une caractéristique des éléments géologiques bien déterminés).

I.4.2..2 Géologie de la cuvette.

L'ensemble des formations géologiques au niveau de la cuvette sont constituées par des alluvions actuelles et récentes du lit majeur de l'oued El-Berdia constituées par des limons, sables et graviers couvrant le terrain de fond (substratum) de la cuvette constituée par des argiles d'âge Mio-Pliocène.

✓ Sur les deux rives, le Mio-Pliocène (argiles) constitue le terrain de la cuvette, donc elle est étanche. Les valeurs de C_c et C_g classées selon le bulletin LCPC N°139 montrent que le sol est compressible, non gonflant au niveau des limons à peu gonflant au niveau de l'argile. La pression de préconsolidation varie de 1.54 à 2bars, c'est un sol surconsolidé ($\sigma_c > \sigma_0$).

✓ L'essai effectué est de type consolidé non draine CU. Les limons argileux cisailés donnent un angle de frottement $\phi_{cu}=28^\circ$ et une cohésion $C_{cu}=0.53$ bar.

✓ La contrainte admissible évaluée est de **2.31bars** pour un encastrement de la digue de **1.50m** et de **2.45bars** pour un encastrement de **2.00m**. Le tassement calculé sous une surcharge apportée par le remblai de 1.82bars à 4m sous sa base est de **16.5cm**.

I.4.2..3 perméabilité de la cuvette.

Les alluvions actuelles et récentes sont perméables, au contraire les argiles du Mio-Pliocène sont d'une perméabilité faible à très faible, à l'exception de la couche supérieure (1 à 2) m altérée qui est d'une perméabilité modérée.

✓ Deux essais de perméabilité à l'oedomètre (à charges variables) ont été effectués sur les deux échantillons prélevés de la fouille P1. La valeur du coefficient de perméabilité K est de 10^{-8} cm/s. Il s'agit d'un sol imperméable selon Filliat.

✓ Pour le contrôle de la compacité du remblai lors de la réalisation, les paramètres optimums à retenir sont :

$$\gamma_{dop} = 1.52 \text{ g/cm}^3$$

$$W_{op} = 14\%$$

Tableau I-1 : Résultats des essais mécaniques au niveau de l'axe de la digue

Fouille		P1	P1	P7
Profondeur (m)		2.50	3.20	1.50
Densité sèche (g/cm³)	γ_d	1.53	1.43	1.55
Densité Humide	γ_h	1.85	1.87	1.87
Teneur en eau	W	21	30	20
Degré de Saturation %	Sr	80	93	72
Granulométrie %	> 2mm	03	06	05
	2 - 0.02mm	48	37	40
Sédimentométrie %	0.02mm- 2μm	10	14	15
	2μm	39	43	40
Limites d'Atterberg %	WL	46	45	48
	IP	28	25	26
	WP	18	20	22
Résultats oedométriques	σ'_c (bar)	2	1.54	
	Cc	0.207	0.299	
	Cg	0.024	0.049	
Essais de cisaillement rectiligne type CU	ϕ°	25		
	C (bar)	0.53		
Perméabilité à	K(cm/s)	10 ⁻⁸	10 ⁻⁸	

I.3.4 Caractéristique des Matériaux de construction :

L'investigation géologique et géotechnique a permis de localiser deux zones d'emprunt.

Tableau I-02 : Résultats des essais mécaniques au niveau de la zone d'emprunt (1)

Fouille		P2	P3	P4	P5
Profondeur (m)		1.50	1.50	2.20	2.50
Densité sèche (g/cm³)	γ_d	1.66	1.63	1.7	1.61
Densité Humide (g/cm³)	γ_h	1.90	1.94	1.92	1.84
Teneur en eau naturelle %	W	19	13	26	30
Degré de Saturation %	Sr	73	52	86	90
Granulométrie %	> 2mm	02	04	05	06
	2 - 0.02mm	39	42	38	37
Sédimentométrie %	0.02mm- 2μm	15	17	13	13
	2μm	44	37	44	44
Limites d'Atterberg %	WL	42	52	39	49
	IP	25	30	19	30
	WP	17	22	20	19
Résultats oedométriques	σ'_c (bar)	1.40		1.87	
	Cc	0.252		0.231	
	Cg	0.028		0.053	
Proctor Normal	γ_{dop} (g/cm³)	1.46		1.59	
	Wop (%)	12.08		15.5	
Essais de cisaillement rectiligne	φ°	25.2	26		
	C(bar)	0.54	0.42		
	$\varphi^{\circ'}$	26.9	28		
	C'(bar)	0.14	0.11		
Perméabilité à	K(m/s)	10 ⁻⁸		10 ⁻⁸	

Interprétation : (source : Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction)

- la description des fouilles indique qu'il s'agit des limons-argileux bruns reposant sur des argiles brunes

Tableau I-03 : Résultats des essais mécaniques au niveau de la zone d'emprunt (2)

CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES	UNITE	P(6)
Densité sèche (δ_s)	t/	1,5
Densité de saturation (δ_{sat})	t/	1,8
Teneur en eau l'o.p.t (Wo.p.t)	%	24,1
Teneur en eau de saturation (W_{sat})	%	34,
Angle de frottement interne (ϕ_{UU})	(	25.3
Cohésion (C_{UU})	ba	0.25
Angle de frottement effectif (ϕ')	(	15,7
Cohésion effective (C')	ba	0.1
Pression de consolidation (P_c)	ba	2,
Coefficient de compressibilité (C_c)	/	0,4
Coefficient de gonflement (C_g)	%	7,
Coefficient de perméabilité (K)	m	4×10^{-6}

- Caractéristiques physiques

Les résultats de l'analyse granulométrique sont les suivants :

Grain de diamètre inférieur à 80 μ -----	62 %
Grain de diamètre supérieur à 2 mm -----	16%
Grain de diamètre compris entre 2mm – 0,2 mm -----	4%
Grain de diamètre compris entre 0,2mm – 0,02mm -----	32%
Grain de diamètre compris entre 0,02mm – 0,002mm -----	11%
Grain de diamètre inférieur à 2 μ -----	36%

Interprétation : (source : Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction)

Les sols qui constituent la partie superficielle de la zone d'emprunt n° 2 forment également la matrice des éléments caillouteux et graveleux de sa partie inférieure. Ces sols appartiennent selon la classification : Unified Soil Classification System (U.S.C.S) au groupe des argiles limoneuses très plastiques. Cette zone est située au rive gauche de la digue. Les sols sont formés des limons et graveleux renfermant en profondeur des galets et de petits blocs. Ces matériaux seront utilisés pour les recharges amont et aval de la digue.

I.3.4 Caractéristique chimique au l'axe de la digue et au zone d'emprunt :**Tableau I.4:** Analyse chimique au l'axe de la digue

Fouille	Profondeur(m)	Sulfates So₄²⁻	Carbonates CaCo₃	Chlorures Cl⁻	Matières Organiques
P1	3.20	Traces	34.42	Traces	2.09

OBSERVATION: Le sol est d'agressivité nulle vis à vis des sulfates et est inorganique

Tableau I.5: analyse chimique au zone d'emprunt

N° Fouille	Profondeur (m)	Sulfates So₄²⁻	Carbonates CaCo₃	Chlorures Cl⁻	Matières Organiques
P2	1.50	Traces	41.00	Traces	1.98
P6	2.50	Traces	23.78	Traces	2.14
P7	1.50	Traces	44.28	Traces	2.09

Conclusion: Le sol est d'agressivité nulle vis à vis des sulfates et est inorganique

I.4.5 Tectonique

Notre pays a de tout temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales, mais également au pays tout entier dont elle peut obérer le développement pour un certain nombre d'années à l'instar du séisme du 10 octobre 1980 de Chef dont nous continuons encore à payer les conséquences aujourd'hui, en particulier sous forme de dette.

Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques Algériennes.

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaine et eurasiennne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques).

Pour pouvoir réduire les pertes induites par ce cataclysme, on doit en premier lieu quantifier le danger ou dégât en identifiant les sources sismiques (failles actives, charriages.....) et évaluer les niveaux de secousses (intensité, magnitude, accélération) dans la région épiscopentrale,

puis évaluer le niveau de vulnérabilité (taux de perte) de la population exposée au risque (individus, ouvrages, bien économiques et sociaux.....)

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescription réglementaires contenus dans le règlement **R.P.A.99** (règles parasismiques Algériennes) en considération de deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'il présente pour la vie économique et sociale de la communauté.

I.4.6 Etude Hydrogéologique

Selon l'examen de l'édifice structural, la lithologie des différentes formations des unités structurales et la morphologie des terrains, on peut conclure;

-Les formations du Mio-Pliocène offre la possibilité d'une nappe peu importante au niveau des conglomérats et argiles sableuses.

- Les formations de l'unité à matériel éocène et la nappe de Djemila ne peuvent concourir au développement d'un aquifère important, suite au développement des formations marneuses et au caractère ingrat des reliefs.

- L'autochtone relatif du Jebel Anini par ses formations calcaires et dolomies très tectonisées offrent un important aquifère.

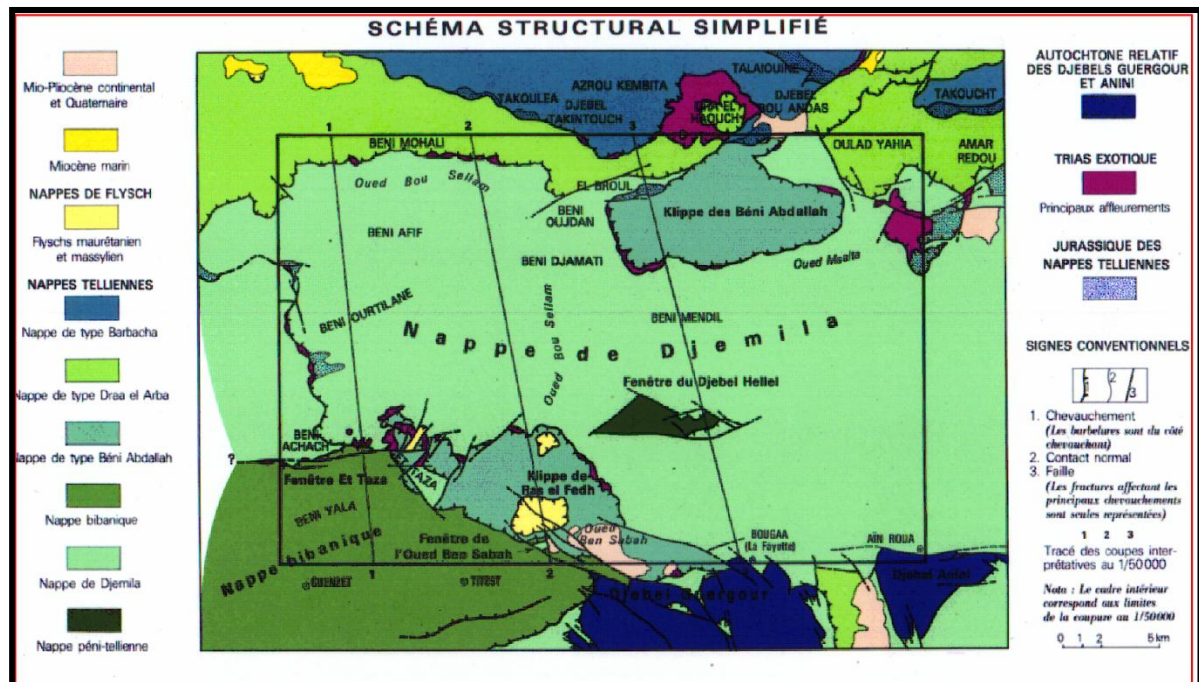


Figure I-5 : la carte hydro géologique simplifiée

I.4.7 Séismicité

La région de Béni Oucine se trouve dans la zone II-a ; déterminé par le ministère de l'Habitat et de l'urbanisme pour l'Algérie (Règles parassismiques Algériennes 1999), direction de la réglementation et de l'information technique (D.N.C.T.C).

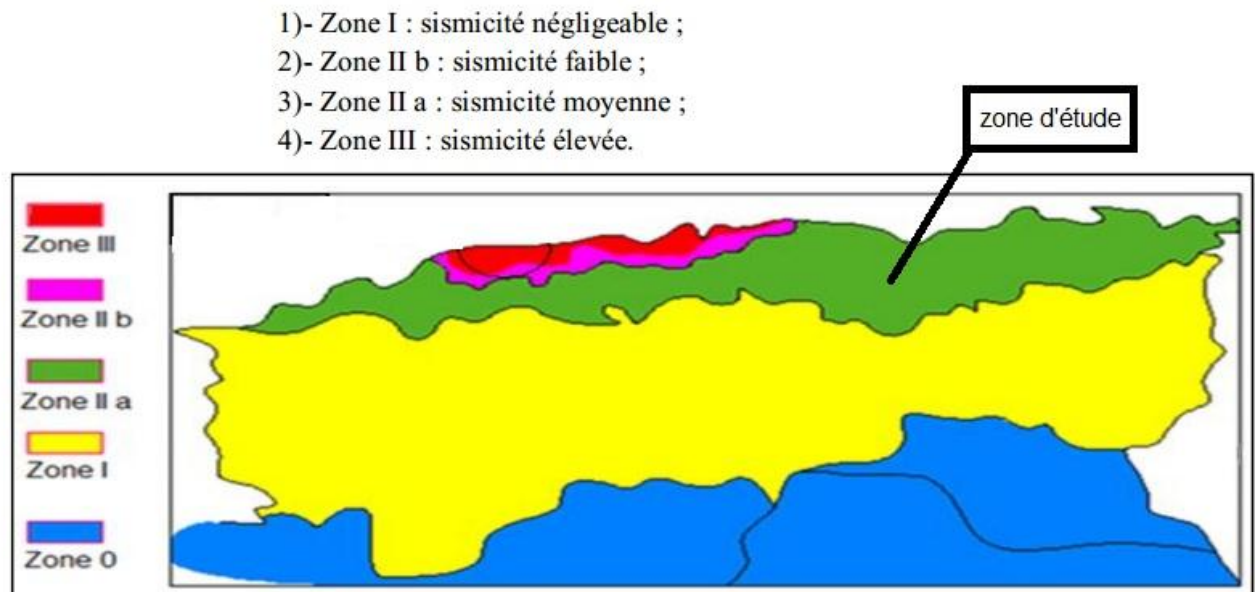


Figure N I-6 : Carte zonage sismique du territoire national-RPA99

Alors, le coefficient séismique $K = 0.2$ (ANNEXE I)

I.5 Qualité des eaux

L'eau de l'Oued a été soumise à l'analyse de laboratoire. Les résultats obtenus sont comme suit :

Calcium Ca^{++}	: 104.2 mg/l
Magnésium Mg^{++}	: 31.59 mg/l
Sodium Na^{++}	: non dosé
Potassium K^{+}	: non dosé
Chlorures Cl^{-}	: 53.25 mg/l
Sulfates So_4^{-}	: 1483.20 mg/l
CO_2 agressif	: non dosé
Ammonium Nh_4^{+}	: non dosé
Résidu sec	: 1600 mg/l
Matières en suspensions	: 453 mg/l
PH	: 06
Bicarbonates HCO_3	: 39210 mg/l
Hydrogenocarbonates de Ca- $\text{Ca}(\text{HCO}_3)$	: 492.10 mg/l
Hydrogenocarbonates de Mg-Mg $(\text{HCO}_3)_2$	: 455.30 mg/l
Hydrogenocarbonates de Na- $\text{Na}(\text{HCO}_3)_2$	: 512.40 mg/l

T.A Titre Alcalimetrique en Meq/l : traces

T.A.C Titre Alcalimetrique complet en °F : 30.5

I.6 Etude d'impact : occupation en aval de la retenue

C'est au maître d'œuvre, en accord avec le maître d'ouvrage, de prendre en compte toutes ses occupations. Il est permis de dire que l'impact sur l'environnement peut être défini comme la différence entre l'environnement futur modifié tel qu'il résultera de la réalisation du projet et l'environnement futur tel qu'il aurait évolué.

En général l'étude d'impact comprend :

- une étude de l'état initial du site;
- une analyse des effets sur l'environnement;
- un exposé des raisons pour lesquelles le projet présenté a été retenu;
- les mesures compensatoires envisagées pour supprimer ou réduire les conséquences dommageables du projet sur l'environnement.

Notons que cette étude d'impact ne doit pas intervenir à un stade trop tardif de l'opération, ou des décisions antérieures auraient déjà fixées les caractéristiques du projet. Elle se déroule en deux temps :

Constitution d'un dossier principal d'impact, il s'agit essentiellement de décrire les composantes de l'état initial (population à l'aval, activité économiques, etc....) qui seront les plus sensibles aux modifications apportées (création de la retenue). Cette étude sera proposée au niveau de la phase avant-projet. Nous expliquerons ici brièvement les étapes de l'étude d'impact.

I.6.1 une étude de l'état initial du site

La retenue collinaire sur oued EL-BERDIA, objet de l'étude entre dans le cadre de la mobilisation des eaux de surface acheminées par ce dernier à des fins d'irrigation des terres agricoles avoisinantes par voie de conséquence s'accompagne par création d'un micro climat pour la région et la création de l'emploi en matière d'agriculture

C'est ainsi qu'en matière d'irrigation, la rentabilité de l'équipement est une très forte contrainte. Il importe d'étudier l'économie du projet en tenant compte des coûts de la retenue et de l'adduction d'eau.

I.6.2 Une analyse des effets sur l'environnement

Ici nous pouvons citer le phénomène d'eutrophisation de la retenue qui va être créée, ce phénomène s'explique par l'enrichissement du milieu aquatique en sel minéraux (notamment nitrate et phosphate) entraînant souvent une prolifération des plantes aquatiques.

I.6.3 Exposé des raisons pour lesquelles le projet a été retenu

En management de projet, nous parlerons souvent de la rentabilité économique du point de vue la collectivité ; en effet la réalisation de la retenue collinaire sur l'oued EL-BERDIA permettra sans doute le développement de l'agriculture par l'irrigation de milliers d'hectares, d'où la création d'emplois dans le secteur de l'agriculture, ce qui aura un impact sur l'économie.

I.6.4 réduire les conséquences dommageables du projet sur l'environnement

Avant la réalisation du projet nous préconisons le reboisement du bassin versant afin d'éviter un envasement précoce de la retenue collinaire et une érosion hydrique accrue, de même des lâchées d'eau seront effectués afin de conserver un équilibre de l'état initial de l'oued.

I.7 Etude Hydrologique

Le bassin versant de la retenue d'El-berdia se caractérise par un réseau hydrographique plus ou moins dense sillonné par deux cours d'eau en occurrence Oued El-Mahla et celui d'El-Berdia qui est alimenté à partir des sources à écoulement perren , qui s'injectent dans l'oued de Bousselem.

Les caractéristiques climatiques et géomorphologiques du bassin versant sont les suivantes:

Superficie du bassin versant.....	20.63 Km ² -
- Périmètre du bassin versant.....	20 Km.
- Altitude maximale.....	1150 m.
- Altitude moyenne.....	986 m.
- Altitude minimale.....	869 m.
-Altitude à l'exutoire.....	865 m.
-Longueur du Thalweg principal.....	10 Km.

I.7.1 Données Climatologiques

1) Pluviosité

Le bassin versant de l'oued EL BERDIA possède une station pluviométrique aux alentours immédiats du site dont les principaux cordonnés sont :(Précipitation moyenne annuelle 430.78mm)

STATION	CODE DE BASSIN (SOUS – BASSIN)	ALTITUDE (m)
BOUGAA	150702	886

2) Température

La température moyenne de la zone d'étude varie entre 7°C et 26 °C (période d'observation 1995-2002), les tableaux en annexe montrent des minimas moyens mensuels oscillant entre 3°C en hiver (janvier) et 19 °C en été (juin), les maximums sont de 33°C en été.

2) Humidité de l'air

Il apparaît que le taux d'humidité le plus élevé est en hiver (mois de janvier et février) soit 69% en janvier ceci correspond logiquement à la saison hivernale où les températures sont les plus fraîches, par contre durant l'été, nous observons un taux relativement faible synonyme d'un climat sec.

3) Vents

La vitesse annuelle moyenne du vent dans la région du bassin versant de Djedra est de 2.6m/s. Cette vitesse est plutôt constatée à la cour de l'année, oscillant entre 2,2 et 3.5m/s.

I.7.2 Conceptions de retenue et ouvrages annexes :

- ✓ Au stade de l'étude des variantes dans l'étude de faisabilité le bureau d'études a proposé les variantes suivantes :
 - Digue en terre homogène avec un prisme de drainage à l'aval.
 - Digue en terre avec un drain vertical combiné muni par un prisme de drainage à l'aval.
- ✓ La sauvegarde de la digue sera assurée par un évacuateur qui sera placé en rive droite.
- ✓ L'irrigation des terres sera assurée par une conduite de prise d'eau.
- ✓ La chasse des vases sera assurée par une conduite de vidange de fond.

I.7.3 Auscultation du retenue

Le système d'auscultation prévu est adapté au type et aux dimensions de l'ouvrage. Il tient compte aussi de l'environnement de l'aménagement et des conditions d'exploitation.

Toutes les mesures doivent être réalisées par du personnel compétent, formé à l'utilisation des divers instruments d'auscultation, elles sont consignées et envoyées au plus à un organisme compétent pour leur suivi, leur analyse et leur évaluation.

Conclusion

La synthèse de faisabilité est un élément indispensable à la réalisation d'un ouvrage, car elle donne un aperçu global sur les diverses caractéristiques à prendre en compte dans le choix du type du barrage, ainsi que la géologie de la fondation et l'hydrogéologie du bassin versant.

Les essais de laboratoire montrent qu'il s'agit d'une argile peu plastique à plastique. Ces argiles sont inactives et sur consolidées. Les sols ne présentent aucune agressivité vis à vis des sulfates et sont inorganiques.

En ce qui concerne la zone d'emprunt-1-, la description des fouilles indique qu'il s'agit **des limons-argileux bruns** reposant sur des argiles brunes. On note quelques passages de sol grossier (gravier argileuse) au niveau de la rive gauche. Les sols sont peu plastiques à plastiques.

Compte tenu de l'importance de la retenue vis-à-vis de sa nécessité pour l'irrigation des terres agricoles de la région à vocation agricole, et aussi de l'importance des débits véhiculés par oued **EL-BERDIA**, on note aucune présence humaine ou d'infrastructure en l'aval de la retenue, ce qui stipule que la réalisation du site est relativement sans risques.

De ce fait, vu les investigations géologiques et géotechniques, hydrologiques et les études d'impact, **la réalisation de la retenue est donc faisable.**

Chapitre II Etude hydrologique

Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau, qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines (**Roche, 1963**). 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 permettent de connaître les potentialités et la capacité du bassin versant pour produire des écoulements, ainsi qu'évaluer, en première approximation, les paramètres pour le dimensionnement des différents objets des ouvrages annexes, leurs coûts, principalement leur capacité de stockage et les caractéristiques des ouvrages d'évacuation de crues (évacuateur de crues, etc.).

Dans l'étude hydrologique des ouvrages, on devra considérer:

- La description du bassin versant ;
- Une analyse de crues: l'estimation du temps de concentration, le débit maximal et le volume de la crue ;
- La détermination de l'apport moyen interannuel et les apports fréquentiels.
- La régularisation des écoulements pour l'estimation des volumes de l'apport solide et la capacité de la retenue.

II.1. Le complexe du bassin versant

Le bassin versant d'un oued au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval (**Laborde, 2009**). Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. On commence par l'exutoire, et on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

II.1.1. Caractéristiques morphologiques du bassin versant étudié

Le site d'étude concerne le bassin versant de l'oued El Berdia dans la commune de Bougaa, dans la wilaya de Setif.

Les paramètres physiographiques ont été estimés en se basant sur les cartes d'état-major : Sétif Ouest et Bougaa à échelle (1/25000).

La superficie, le périmètre et la longueur des thalwegs du bassin versant ont été déterminés à l'aide du logiciel AutoCad, après numérisation de la carte d'état-major et délimitation du contour du bassin versant.

a) Caractéristiques physiographiques du bassin versant

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

❖ Surface du bassin versant

La superficie du bassin de l'oued a été obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

$$S = 22.21 \text{ Km}$$

❖ Périmètre du bassin versant

Le périmètre du bassin versant mesuré est de :

$$P=22,73\text{km}$$

❖ Longueur du talweg principal

La longueur du talweg principal a pour valeur :

$$L= 10 .23 \text{ km}$$

b) Caractéristiques physiographiques

❖ Indice de compacité de Gravelius "Kc"

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

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec : K_C : indice de Gravelius ;

P : Périmètre du bassin versant (Km) ;

S : surface du bassin versant (Km²).

Dans notre cas, on trouve $K_C=1,35$.

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme du bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux seront courts. Sa forme devient 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 $K_c = 1,35$ on pourra dire que notre bassin est de **forme allongée**.

❖ **Coefficient d'allongement " C_a ":**

Ce coefficient est obtenu par la relation : $C_a = L^2/S$(II.2)

Où L : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

$$C_a = 4.71.$$

❖ **Rectangle équivalent**

Le rectangle équivalent est défini comme le rectangle de longueur (L) et de largeur (l) qui a la même surface (S), même périmètre (P), même indice de compacité (K_c) et même répartition hypsométrique que le bassin versant étudié (**Roche, 1963**).

Ce périmètre permet la comparaison facile des bassins entre eux du point de vue de l'influence de leurs caractéristiques sur la courbe ; d'où les dimensions du rectangle équivalent qui sont :

$$S = L.l$$

Où :

L : longueur de rectangle équivalent.

$$P/2 = L+l$$

l : largeur de rectangle équivalent.

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \Rightarrow P = K_c \frac{\sqrt{S}}{0,28} \dots\dots\dots (II.3)$$

La résolution du système d'équation à deux inconnues montre que L et l sont solutions de l'équation :

$$X^2 - P/2.X + S = 0$$

$$\Delta = \frac{P^2}{4} - 4S = K_c^2 \frac{S}{0,28^2 \cdot 4} - 4S$$

Avec: $\Delta \geq 0$ puisque $K_c > 1.12$.

$$\text{Donc: } L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (II.4)$$

$$\text{Et } l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (II.5)$$

$$\text{AN} \dots\dots\dots L_r = 8.74 \text{ km} ; l_r = 2.54 \text{ km}$$

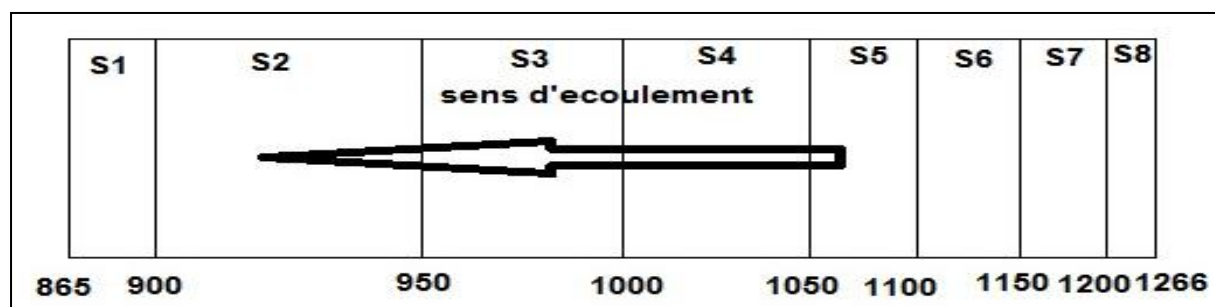


Figure II.1 : Rectangle équivalent du bassin étudié

❖ Répartition Hypsométrique du bassin versant

-Le relief

Le relief est un facteur essentiel, il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation, il régit donc la forme de l'écoulement.

C'est un élément capital dans le comportement hydrologique d'un bassin. Le but recherché dans ce volet, est la détermination de la classe de relief, la hauteur moyenne et le pourcentage des aires partielles entre les différentes courbes de niveau.

La courbe hypsométrique est tracée après avoir estimé par planimètre les surfaces partielles comprises entre les courbes de niveau successives. On obtient les résultats suivants :

Tableau II.1 : Répartition de la courbe hypsométrique du bassin versant

altitude	surfaces partielles (km ²)	surfaces partielles (%)	surfaces cumulées (%)	H moyennes (m)
1266-1200	0.970	4.37	4.37	1233
1200-1150	1.782	8.02	12.39	1175
1150-1100	2.127	9.57	21.96	1125
1100-1050	2.209	9.94	31.91	1075
1050-1000	3.815	17.17	49.08	1025
1000-950	4.102	18.47	67.55	975
950-900	5.431	24.45	92.00	925
900-865	1.778	8.00	100.00	882.5
somme	22.22	100.00		

L'allure hypsométrique de notre bassin est présentée par les deux figure II.2 et II.3

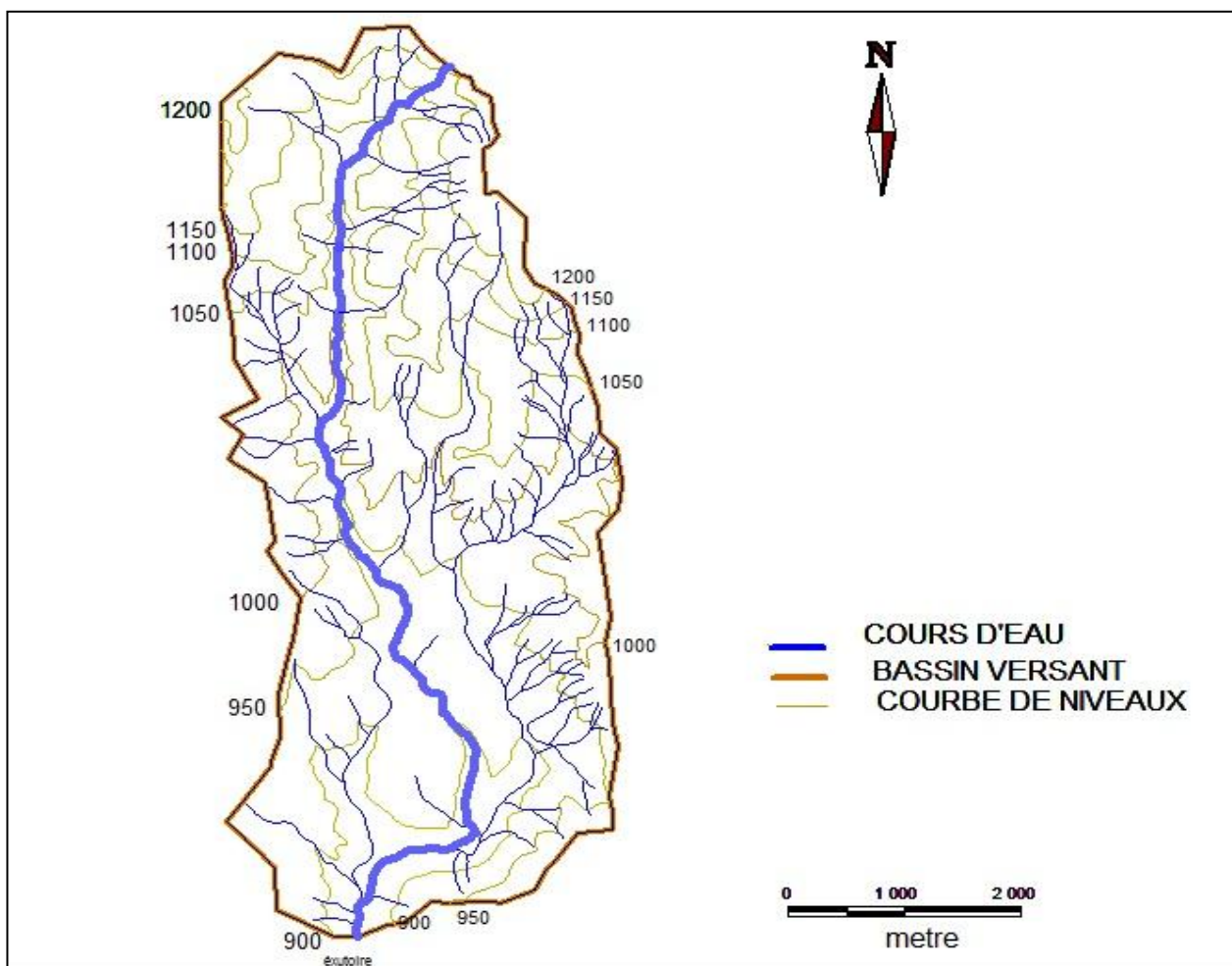


Figure II.2 : Répartition des courbes de niveau

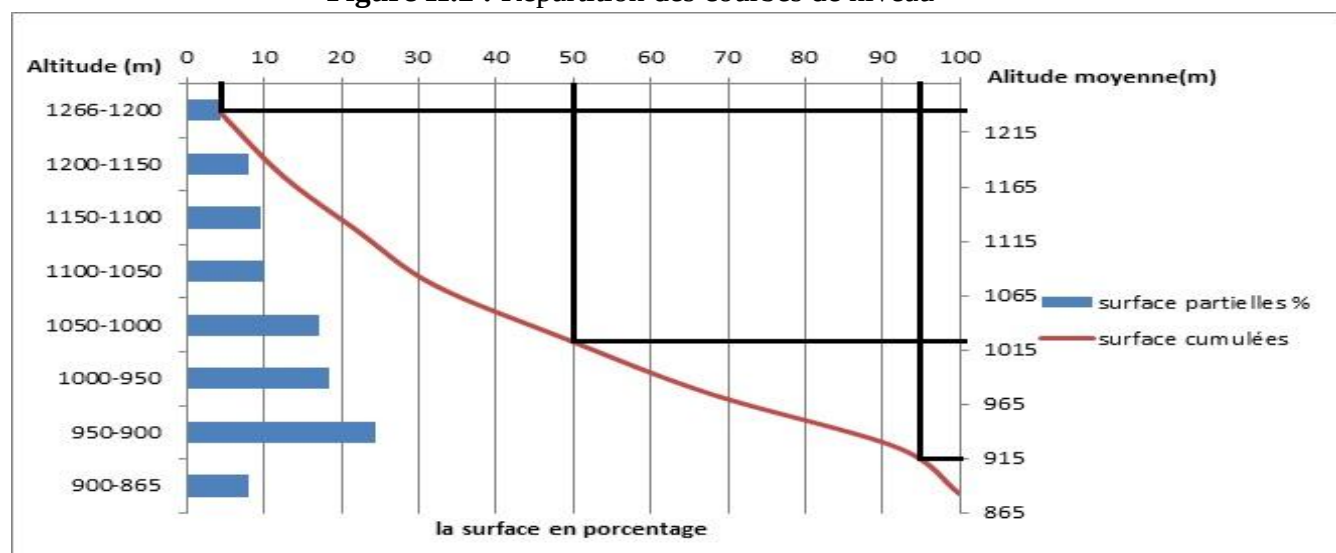


Figure II.3 : Courbe hypsométrique du bassin

- Altitude moyenne

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

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i H_i}{S} \dots\dots\dots (II.6)$$

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

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m) et S : Superficie du bassin versant (Km^2)

$$H_{moy} = 1016m$$

-Altitude médiane

L'altitude médiane correspond à celle lue au point de l'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, dans ce cas le bassin est dit symétrique. D'après la courbe hypsométrique, on obtient :

$$H_{med} = H_{50\%} = 1020 m.$$

Les indices des pentes

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

1-Indice de pente globale I_g :

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisons les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant.

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (II.7)$$

Avec :

L : longueur du rectangle équivalent ;

$$H_{5\%} = 1230 m$$

$$H_{95\%} = 915 m$$

$$L = 10.23 km$$

$$AN \dots\dots\dots I_g = 3.6 m/km$$

Donc on a : un relief **Assez modéré**

2-Indice de pente de Roche

L'indice de pente de Roche (**Roche, 1963**) sert à déterminer la pente moyenne avec les données réelles du bassin versant.

Il est déterminé par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots (II.8)$$

Où : **L** est la longueur de rectangle équivalent (m)

Si : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi-1

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

Altitudes [m]	Hi - Hi-1 [m]	S [Km²]	S[%]	S(Hi - Hi-1)	√S(Hi - Hi-1)
1266-1200	66	4.37	4.37	288.15	16.98
1200-1150	50	8.02	8.02	401.07	20.03
1150-1100	50	9.57	9.57	478.72	21.88
1100-1050	50	9.94	9.94	497.25	22.30
1050-1000	50	17.17	17.17	858.72	29.30
1000-950	50	18.47	18.47	923.28	30.39
950-900	50	24.45	24.45	1222.44	34.96
900-865	35	8.00	8.00	280.16	16.74

Dans notre cas, nous avons **Ip = 2.06%**.

3-Indice de pente moyenne I_{pm}

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

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

Dans notre cas on trouve **I_{pm} = 4.6%**

4-Pente moyenne du bassin versant

Elle est donnée par la formule suivante :

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

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

L₁L₂....L_n: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S: superficie du bassin versant (Km²).

Tableau II.3 : Récapitulatif de mesures des longueurs des courbes de niveaux

Altitude (m)	ΔH	Longueur (km)
1200	66	6.468
1150	50	7.576
1100	50	9.124
1050	50	10.120
1000	50	16.238
950	50	10.477
900	50	9.865

La pente moyenne du bassin est : $I_{\text{moy}} = 141 \text{ m/km}$

5-Classification du relief :

Il s'agit de caractériser le relief du bassin en se basant sur l'indice de pente globale selon la classification de l'ORSTOM.

Tableau II.4: Classification du relief

Relief		I_g
1	Très faible	$I_g < 0.002$
2	Faible	$0.002 < I_g < 0.005$
3	Assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
4	Modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
5	Assez modéré	$0.02 < I_g < 0.05$
6	Fort	$0.05 < I_g < 0.1$
7	Très fort	$0.05 < I_g$

D'après la classification de l'ORSTOM, le bassin présente un relief modéré.

II.1.2.Caractéristiques hydrographiques de bassin versant

❖ Le réseau hydrographique

Le réseau hydrographique est défini comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin est due à plusieurs facteurs principaux (**Musy & Higy, 1998**).

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

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau. Il existe plusieurs méthodes de classification, dont la plus courante est la classification de Schum.

Dans la classification de Schum, est considéré ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) ». L'application de la classification de Schum est donnée dans la figure II.4.

❖ Densité de drainage

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « Li », du bassin versant, à la surface « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface, elle est exprimée en Km/Km².

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n Li}{S} \dots\dots\dots (II.10)$$

$\sum_{i=1}^n Li$: somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km) =82,49Km.

S : surface du bassin versant (Km²).

AN: **D_d = 3.71 Km/Km²**

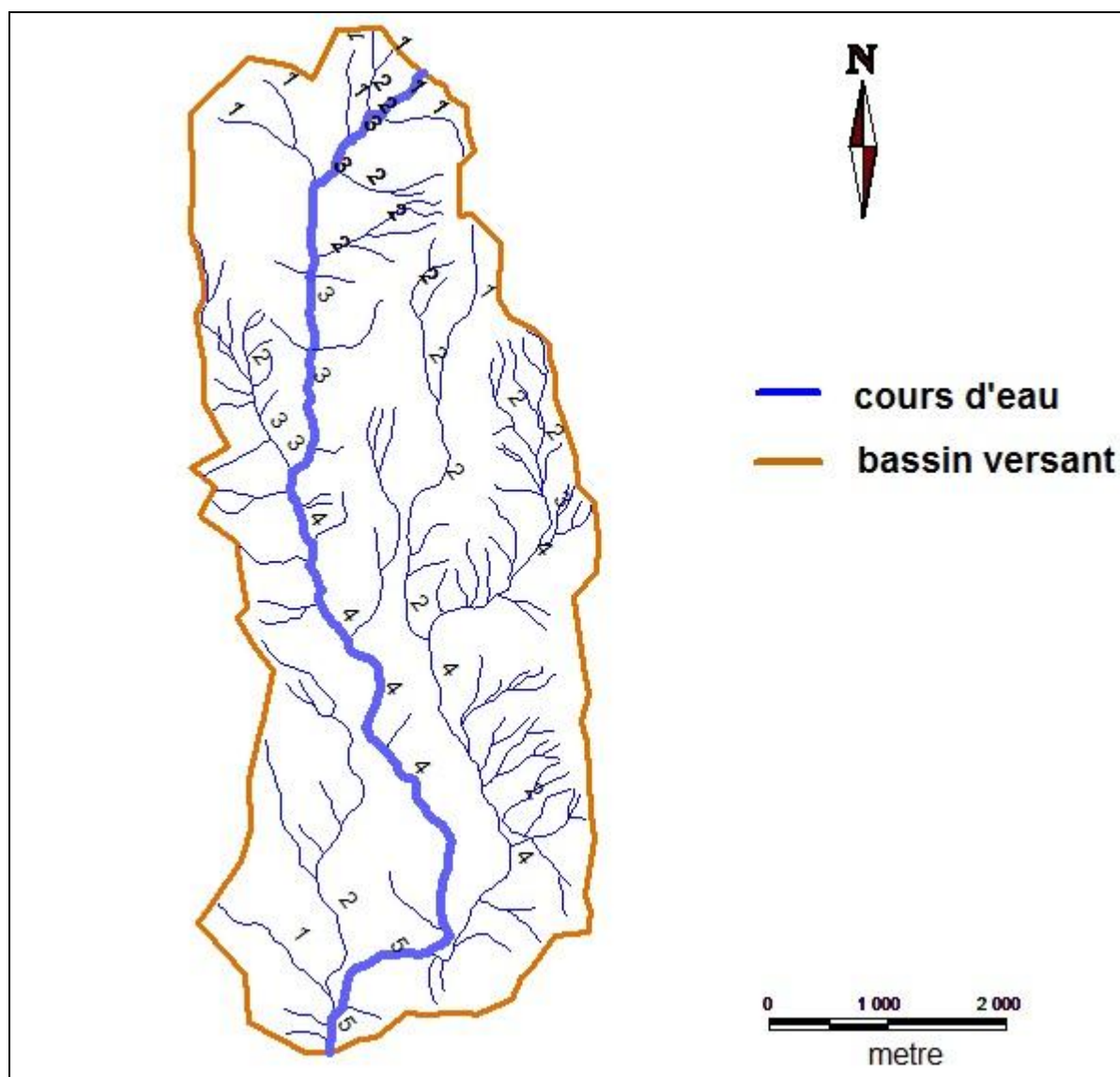


Figure II.4 : Réseau hydrographique du bassin versant

❖ **Densité du thalweg élémentaire**

$$F_i = \frac{N}{S} \dots\dots\dots (II.11)$$

N1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, =111

S : Superficie du bassin versant.

$F_i=0.22$

❖ **Coefficient de torrentialité**

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

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (II.12)$$

$C_t=18.56$

❖ La longueur moyenne des versants

$$L_v = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (II.13)$$

D_d : densité de drainage en Km/Km²

L : longueur de rectangle équivalent en Km

$L=31.02\text{km}$

❖ La pente moyenne du cours d'eau principal

La pente moyenne du bassin d'Oued est calculée selon la relation suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (II.14)$$

ΔH : Différence d'altitude entre deux cours d'eaux suffisamment éloignés.

ΔL : La distance entre ces deux points.

Dans notre cas, on trouve **$I=3.44\%$**

II.1.3 Calcul du temps de concentration du bassin versant

Le temps de concentration intervient dans la détermination du débit de projet. Il est défini comme étant la durée nécessaire pour qu'une goutte de pluie tombée sur le point le plus éloigné hydrauliquement atteigne l'exutoire. Son estimation est primordiale, puis qu'une sous-estimation de ses valeurs aurait des conséquences sur la sécurité des ouvrages hydrauliques (**Remeneiras, 1963**). Généralement, on le détermine à partir de séries de pluies enregistrées à un pas de temps de court. Cependant, par manque de données pluviographiques, on utilise les formules empiriques.

Dans notre étude, étant donné, la nature relativement accidentée du bassin et sa superficie ($S < 100 \text{ km}^2$), on s'est basé sur les méthodes suivantes :

a- Méthode des vitesses de ruissellement[8]

Il s'agit de calculer en premier lieu, le temps de parcours des eaux en fonction de la longueur du thalweg principal et de la vitesse d'écoulement, celle-ci est choisie en fonction de la pente du thalweg :

$$t_c = \frac{L}{60.V} \quad (\text{min}) \dots\dots\dots (II.15)$$

*Avec :

L : longueur du thalweg principal en m.

V : vitesse de ruissellement en m/s. Elle varie de 1.0 à 2.5 m/s selon la pente du relief et la longueur du cours d'eau principal.

Dans notre cas on trouve : **Tc = 111 min (1.85 heures)**

b- Formule de Kirpich [13]

La méthode de Kirpich est très utilisée pour des bassins montagneux ou accidentés à forte pente :

$$T_c = \frac{0.000325 \cdot L^{0.77}}{I^{0.385} \times 60} \quad (\text{min}) \dots\dots\dots (\text{II.16})$$

Avec L : longueur du thalweg principal (km)

I : Dénivelée = (Hmax – Hmin) / L (m/m)

Tc = 73 min (1.21 heures)

c- Méthode de Giandotti : [15]

Le temps de concentration selon Giandotti est calculé comme suit :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 L}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (\text{II.17})$$

S : surface du bassin versant (Km²) ;

L : Longueur du cours d'eau principal (km)

Lcp : longueur de cours d'eau principal (Km) ;

Tc : temps de concentrations exprimé en heure

Tc = 128 min (2.13 heures).

d- Méthode SCS : [6]

Elle prend en considération la longueur du cours d'eau et le dénivelé :

$$T_c = 0.023 \cdot L^{0.8} \frac{\left(\left(\frac{1000}{CN}\right) - 9\right)^{0.7}}{I^{0.5}} \dots\dots\dots (\text{II.18})$$

L : longueur du cours d'eau (km)

CN : Curve number, il traduit l'aptitude à l'écoulement, pour notre bassin, on prend CN = 76.

I = pente moyenne du bassin versant.

On trouve : **Tc = 112 min (1.87 heures)**

e-Formule de Ventura : [5]

Le temps de concentration est calculé comme suit :

$$T_c = 0.1272 \cdot \left(\frac{S}{I}\right)^{0.5} \dots\dots\dots (\text{II.19})$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (km²).

I : Dénivelée = (Hmax – Hmin) / L (m/m)

On trouve **Tc = 167 min (2.8 heures)**

Comparaison entre méthodes : La méthode de Ventura est adaptée pour les bassins moyens ($100 < S < 2000 \text{ km}^2$), elle donne des temps de concentrations aberrants pour des petits bassins. Les autres méthodes donnent des temps de concentrations relativement proches :

Tableau II.5 : Résultats de calcul du temps de concentration

Méthodes	Tc(min)
M. Vitesse	111
Kirpich	73.0
Giandotti	128
Ventura	168
SCS	112
Tc choisi (min)	129
Tc choisi (heures)	2

Conclusion : Pour la sécurité de l'ouvrage projeté, on prend un temps de concentration pour notre bassin est de 129 minutes, soit un temps de concentration de **2 heures**.

Les caractéristiques de notre bassin versant sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : Récapitulatif des caractéristiques physiographiques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km ²	22.21
Périmètre		P	Km	22.73
Longueur du thalweg principal		L	Km	10.23
Pente du thalweg principal		I	%	0.0344
Indice de compacité		K _C	-	1.35
Coefficient d'allongement		Ca	-	4.71
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	8.74
	largeur	l _r	Km	2.54
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1266
	moyenne	H _{mov}	m	1016
	médiane	H _{med}	m	1020
	minimale	H _{min}	m	865
Pente moyenne de B.V		I _m	m/Km	141
Indice de pente globale		I _g	%	3.60
Indice de pente moyenne		I _m	%	4.59
Indice de pente de M Roche		I _p	%	2.06
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	3.71
Coefficient de torrentialité		C _t	-	18.56
Temps de concentration		T _c	h	2.00
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	4.85

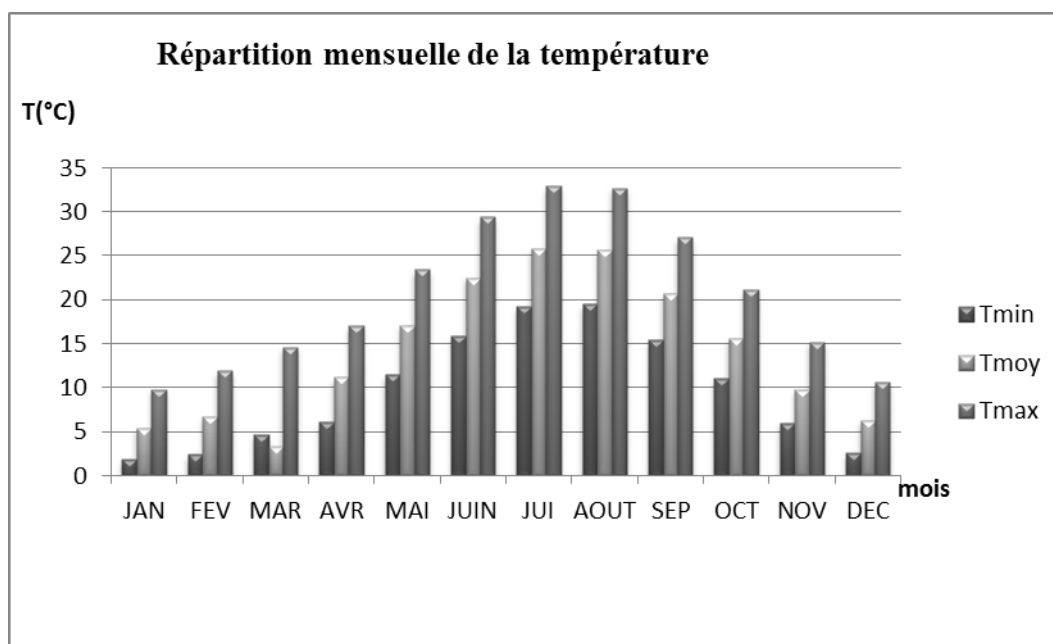
II.2.Caractéristiques climatiques du bassin versant

II.2.1.Températures

La température moyenne annuelle sur le bassin versant est de 14,7C°. Le mois de janvier présente la plus basse température, alors que les mois de Juillet et Aout sont les mois les plus chauds.

Tableau II.7 : Evolution de la température moyenne mensuelle

Mois	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUI	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC	MOY
T_{min}	1.9	2.4	4.7	6.1	11.5	15.9	19.2	19.5	15.4	11	6	2.6	9.67
T_{max}	9.8	11.9	14.6	17	23.4	29.4	32.9	32.7	27.1	21.2	15.2	10.6	22.43
T_{moy}	5.4	6.7	3.3	11.2	17.1	22.5	25.8	25.6	20.7	15.6	9.8	6.3	14.67

**Figure II.5 :** Répartition mensuelle de la température de l'air

II.2.2. Vitesse du vent

La vitesse annuelle moyenne du vent dans la région du bassin versant est de 3,4m/s. Les directions préférentielles sont le Nord et le Sud-ouest, mais varient du Sud au Nord-Est en sens horaire.

Tableau II.8 : Vitesse du vent en m/s

Station	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUI	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC	MOY
Sétif (970m)	3	3.1	3.5	3.5	3.2	3.2	2.2	3	2.7	2.7	2.8	2.9	2.6

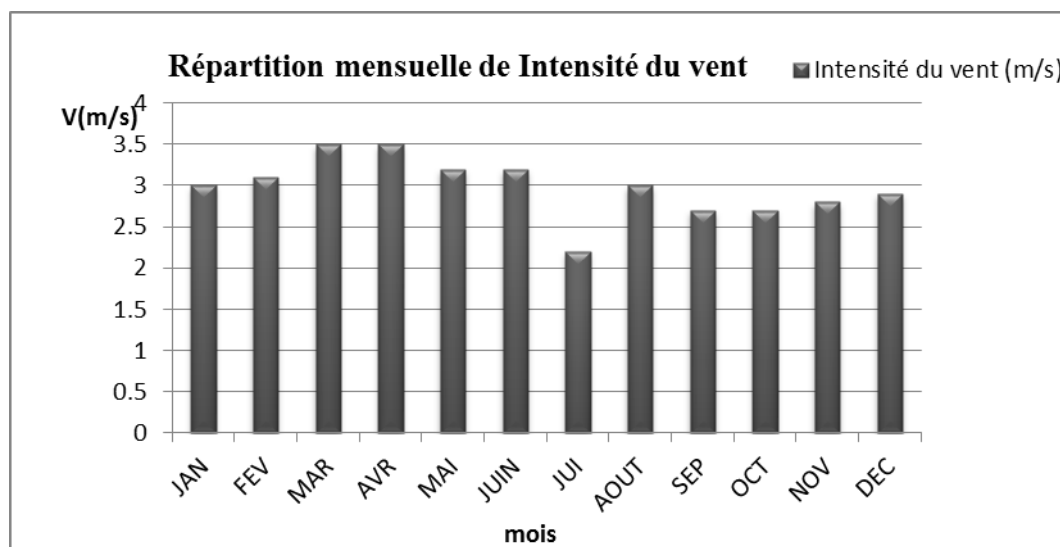


Figure II.6 : Variation mensuelle de la vitesse du vent

II.2.3.L'évaporation

C'est l'ensemble des phénomènes qui transforment l'eau en vapeur par le processus physiques, les valeurs adoptées ont été enregistrées au niveau de la station de Bougaa. Ces moyennes apparaissent dans le tableau II.9 :

Tableau II.9 : Valeurs moyennes de l'évaporation mensuelle (Evaporomètre :Colorado)

station	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUI	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC	Total (mm)
bougaa	47	51	84	106	140	206	219	220	130	95	65	52	1415

II.2.4 Humidité relative :

Elle représente le rapport entre la pression partielle de la vapeur d'eau dans l'air et la pression de saturation a la même température.

Tableau II.10: Humidité relative en % de la zone d'étude

STATION	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUI	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
Bougaa	69	65	56	51	46	37	32	37	52	37	66	61

Au vu du tableau II.10, il apparaît que le taux d'humidité le plus élevé est observé en hiver (mois de janvier et février) soit 69% en janvier, par contre durant l'été, nous observons un taux relativement faible, synonyme d'un climat sec.

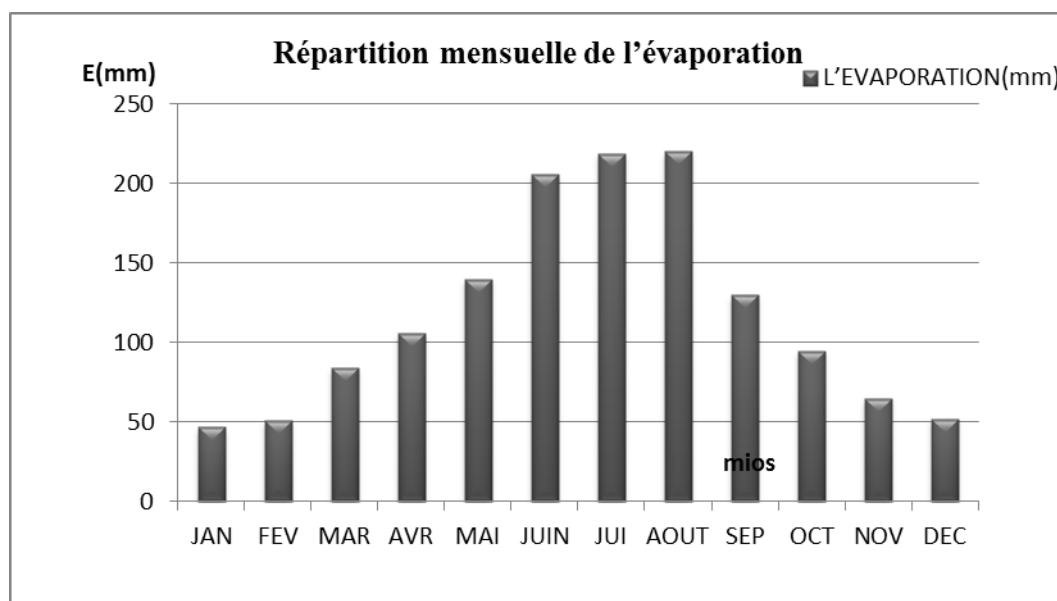


Figure II.7 : Répartition mensuelle de l'évaporation

II.3. Etude des précipitations

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

Les données utilisées nous ont été fournies par l'Office National de la Météorologie (O.N.M) et l'Agence Nationale des Ressources en Hydrauliques (ANRH).

II.3.1 Inventaire des postes pluviométriques :

Trois stations peuvent être exploitées dans le cadre de notre étude, dont les principales caractéristiques sont présentées comme suit :

Tableau II.11 : Stations utilisées pour les différents calculs d'extrapolation.

Poste	Code	X	Y	Z	Période d'observation	Moyenne (mm)
BIR KASDALI	150707	709.5	318.4	980	1942-2009	395
TIXTER	150614	715	308.2	960	1912-2009	330.5
BOU BIREK	150703	689.6	354.5	500	1942-2009	404

Dans notre mémoire, nous avons exploité la station de Bir Kasdali située en amont et proche du site de l'ouvrage projeté. Cependant, les séries que nous avons choisies d'exploiter comportent quelques données manquantes.

II-3.2 Critique des données observées

Afin de garantir la qualité des données, nous devons suivre les étapes suivantes :

- Comblent les lacunes des séries observées si elles existent.
- Déceler et corriger les valeurs douteuses.
- Vérifier l'homogénéité et l'indépendance des données.

II-3.3 Comblent les lacunes des séries observées : [7]

Nous pouvons estimer les valeurs manquantes ou erronées d'une station à partir des valeurs provenant des stations voisines soumises aux mêmes conditions climatiques et situées dans la même zone géographique.

Plusieurs méthodes sont proposées pour cela, (El jabi et al., 1987, Bermad 2004) :

- Remplacer la valeur manquante par la moyenne inter-mensuelle. cette méthode est utilisée dans le cas d'une faible corrélation et lorsque les séries comportent des années d'observations relativement longues.
- Remplacer la valeur manquante par une moyenne pondérée par la tendance annuelle des stations pluviométriques.
- Les méthodes basées sur l'analyse de régressions et corrélations :

Le calcul de régression se fait en déterminant les valeurs des paramètres de la relation entre la variable expliquée et la (ou les) variable(s) explicative(s). Cette régression peut être simple ou multiple.

Dans notre cas :

-Nous avons utilisé la régression simple pour combler deux valeurs (moyenne mensuelles et maximales) des mois de Janvier, Mars, et de Septembre

-et combler les valeurs des mois de Juin–Aout par la méthode des moyennes mensuelles interannuelles :

Tableau II.12 : Données de la série complées

Date	1978/juin	1978/aout	1989/sept	1990/juin	1991/mars	1998/janvier
pluie max journalière	-	-	-	4	-	15.9
pluie mensuelle	9.46	14	37.19	14	33	-

Tableau II.13: Caractéristiques des la séries pluviométrique (43ans)

Paramètre	N (ans)	Moyenne	Σ_x	C_v	C_c
pluie annuelle	43	396	131	0.33	0.611
Pluie maximale journalière	43	39.2	16.2	0.41	1.32

II-3-4 Détection des valeurs singulières : [5]

Il s'agit de vérifier la présence de valeurs extrêmes ou aberrantes, qui doivent être soit supprimées ou conservées pour l'ajustement statistique.

-Test de Grubbs et Beck :

Ce test est très utilisé pour sa simplicité. Il peut détecter les points singuliers de la série en calculant les statistiques suivantes :

$$X_s = \exp(\bar{x} + K_n * s_x) \dots\dots\dots (II.20)$$

$$X_l = \exp(\bar{x} - K_n * s_x) \dots\dots\dots (II.21)$$

$\bar{x}$ et s_x : Sont respectivement, la moyenne et l'écart type des logarithmes naturels des éléments constituant l'échantillon.

K_n : Valeur statistique du test de Grubbs et Beck, tabulée pour différentes taille d'échantillons et de niveaux de signification.

Au niveau de risque de 10%, l'approximation polynomiale suivante a été proposée par **Bobée (1991)** :

$$K_n = 3.62201 + 6.28446 * n^{1/4} - 2.49835 * n^{1/2} + 0.491436 * n^{3/4} - 0.037911 * n \dots\dots\dots (II.22)$$

n : Taille de l'échantillon.

En appliquant ce test, tous les points de l'échantillon supérieurs à X_h ou inférieurs à X_l seront considérés comme points singuliers.

L'application de ce test pour les précipitations annuelles calculées les deux bornes :

X_s (731.7); et X_l (191.7) et révèle l'hypothèse H_1 : présence de trois valeurs singulières :

-il s'agit de $P = 157.8$ mm (1987) et 734mm (1969) et 732mm (2002).

Après vérification de ces valeurs annuelles avec les autres stations les plus proches, qui présente des pluviométries similaires, on décide de garder ces valeurs et de les considérer comme phénomènes hydrologiques extrêmes.

II-4 Traitement statistique des données :

Après avoir analysé et critiqué les données recueillies, il est indispensable de vérifier leur homogénéité et leur indépendance.

II-4-1 Test d'homogénéité :[14]

Les échantillons sont dits homogènes, s'ils sont caractérisés par une même loi de probabilité et par les mêmes paramètres, les données recueillies sont alors considérées comme extraites d'une même population (**Lamas, 1993**).

Il existe plusieurs tests pour vérifier l'homogénéité des séries de données, nous avons utilisé dans ce cas celui de Mann Whitney.

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon :

La vérification de l'homogénéité d'une série pluviométrique par cette méthode repose sur le procédé ci-dessous :

On divise la série complète en deux sous séries : **x** et **y** tel que **N₁** et **N₂** : représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries en considérant généralement **N₂ > N₁**.

On constitue par la suite, la série **x** unions **y** après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre décroissant. A ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang, tout en précisant à quelle sous-série appartient-elle.

D'après Wilcoxon, la série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-dessous est vérifiée. Avec :

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

W_X : Somme des rangs de l'échantillon **x**;

Avec : $U_{1-\alpha/2} = 1.96$

$$W_{\min} = \left[\left(\frac{(N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - 1}{2} \right) - 1.96 \times \left(\frac{N_1 \times N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{0.5} \right] \dots\dots\dots (II.23)$$

$$W_{\max} = [(N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - W_{\min}] \dots\dots\dots (II.24)$$

N₁ : taille de l'échantillon **X** = 17

N₂ : taille de l'échantillon **Y** = 26

Les calculs effectués pour les séries de pluies annuelles et maximales journalières et sont détaillés comme suit (**Tableau II-14**), et les résultats sont dans (**Tableau II-15**)

Le tableau II-14 Test de Wilcoxon appliqué aux données de pluies annuelles et maximales

Pluies annuelles	Pluie maximales journalière
X = 17	X = 17
Y = 26	Y = 26
W_X = Somme des rangs = 341	W_X = Somme des rangs = 350
$W_{\min}$ = 295.1	$W_{\min}$ = 290
$W_{\max}$ = 452.9	$W_{\max}$ = 445
$W_{\min} < W_X < W_{\max}$	$W_{\min} < W_X < W_{\max}$
Notre série est homogène	Notre série est homogène

Tableau II-15 Résultats du test de Wilcoxon

X	Rang	Y	rang	X ou Y	origine	X ou Y	origine
531.5	1	443.6	18	734.0	X	425.7	Y
340	2	342	19	732.5	Y	423.3	Y
734	3	495	20	586.4	X	410.9	X
336.2	4	157.8	21	546.1	Y	372.9	X
458.8	5	201.2078	22	534.0	Y	365.8	X
440.8	6	341.89	23	531.5	X	357.8	Y
410.9	7	357.76	24	530.1	Y	344.3	Y
281.1	8	530.1017	25	528.2	X	342.0	Y
586.4	9	285.6439	26	513.3	Y	341.9	Y
296.2	10	222.7	27	495.0	Y	340.0	X
299.7	11	425.7	28	492.6	Y	336.2	X
318.71	12	546.1	29	469.3	Y	321.4	X
321.4	13	225.9	30	464.2	Y	318.7	X
308.6	14	344.3	31	461.9	Y	308.6	X
528.2	15	306.4	32	458.8	X	306.4	Y
372.9	16	258.2	33	443.6	Y	299.7	X
365.8	17	247.4	34	440.8	X	296.2	X
		253	35			285.6	Y
		732.5	36			281.1	X
		534	37			258.2	Y
		492.6	38			253.0	Y
		423.3	39			247.4	Y
		469.26	40			225.9	Y
		461.9	41			222.7	Y
		513.3	42			201.2	Y
		464.2	43			157.8	Y

II-4-2 Test d'indépendance : [13]

L'application des méthodes statistiques repose sur la validité de certaines hypothèses de base relatives à la constitution de l'échantillon observé.

Dans cette étude, nous avons appliqué le test de Wald-Walfowitz à toutes les séries recueillies sur des pas de temps journaliers et mensuels.

La statistique du test est calculée comme suit :

$$R = \sum_{i=1}^{n-1} x_i x_{i+1} + x_n x_1 \dots \dots \dots \text{(II.25)}$$

Pour n suffisamment grand, cette statistique suit une distribution normale de moyenne et de variance :

$$E[R] = \frac{(S_1^2 - S_2)}{n-1} \dots\dots\dots (II.26)$$

$$Var[R] = \frac{(S_2^2 - S_4)}{n-1} + \frac{(S_1^4 - 4S_1^2S_2 + 4S_1S_3 + S_2^2 - 2S_4)}{(n-1)(n-2)} - \{E[R]\}^2 \dots\dots\dots (II.27)$$

$$S_k = \sum_{i=1}^n x_i^k \dots\dots\dots (II.28)$$

S_k : Moment d'ordre k de l'échantillon.

La valeur statistique $T = \frac{R - \bar{R}}{\sqrt{Var(R)}}$ suit une distribution normale centrée réduite $N(0,1)$, et est utilisée pour tester à un niveau de signification, l'hypothèse d'indépendance en comparant la valeur absolue de T avec la valeur normale centrée réduite $U_{\alpha/2}$ correspondant à la probabilité de dépassement de $\frac{\alpha}{2}$.

Si $|T|$ est inférieure à $U_{\alpha/2}$ l'hypothèse d'indépendance est vérifiée, celle-ci est rejetée dans le cas contraire. Le tableau II-5 présente les résultats de ce test.

Tableau II-16 Résultats du test de Wald-Wolfowitz

	Pluies annuelles	Pluie maximales journalière
T	0.962	0.982
$U_{\alpha/2}$ ($\alpha=5\%$)	1.96	1.96

Les résultats illustrés dans le **tableau II-5**, montrent que les observations de toutes les données de la station **sont indépendantes**.

II.5 Ajustement des pluies annuelles

II.5.1 Ajustement des pluies annuelles à une loi normale

Les pluies annuelles s'ajustent à une loi normale, dont la fonction de densité s'écrit :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \dots\dots\dots II-29$$

Avec $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$ dépend de deux paramètres qui sont la moyenne $\bar{x}$ et l'écart-type σ , qui dans notre cas sont estimés par la méthode des moments.

II.5.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-normale

Dans cette loi, on introduit des changements de variable qui consiste à prendre comme variable gaussienne le logarithme ou une fonction linéaire du logarithme de la variable étudiée.

La loi de Galton s'exprime selon la formule suivante :

Paramètres d'ajustement à la loi Log–normale :

$$\overline{\text{Log}P_{\max j}} = \frac{\sum (\log P_{j\max} - \overline{\log P_{j\max}})^2}{N} \dots\dots\dots \text{II-23}$$

$$\text{Log}P_{j\max} = \overline{\log P_{j\max}} + \sigma_{\log} U_{P\%} : \text{L'équation de la droite d'ajustement.}$$

Avec : $U_{P\%}$: variable de Galton pour différentes fréquences.

II.5.3 Test de validité de l'ajustement

Le test d'adéquation (ou d'ajustement) consiste à vérifier la compatibilité des données avec une distribution choisie à priori. Il convient par conséquent de comparer l'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement. Plusieurs tests peuvent être exploités tels que le test d'Akaike, les tests bayesiens. Cependant, l'un des tests le plus employé, est le test du Khi carré (χ^2) :

Soit un échantillon de N valeurs, classées par ordre croissant ou décroissant à étudier, et pour le quel une loi de répartition $F(X)$ a été déterminée :

On divise cet échantillon en un certain nombre de classes K contenant chacune n_i valeurs expérimentales. Le nombre V_i est le nombre théorique de valeurs sur un échantillon de N valeurs affectées à la classe i par la loi de répartition, donnée par la relation suivante :

$$v_i = N \int_{x_{i-1}}^x f(X) dX = N[F(X_i) - F(X_{i+1})] \dots\dots\dots \text{II-30}$$

$f(X)$: étant la densité de probabilité correspondant à la loi théorique. La variable aléatoire χ^2 , dont la répartition a été étudiée par Pearson, est définie par l'expression suivante :

$$\chi^2 = \sum \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} \dots\dots\dots \text{II-31}$$

$$\lambda = K - 1 - P \dots\dots\dots \text{II-32}$$

Avec : P : Nombre de paramètres, dont dépend la loi de répartition (P=2).

On cherche dans la table de Pearson la probabilité de dépassement correspondante au nombre de degré de liberté, définie ci-dessus par λ .

Les résultats du test de χ^2 a été fait par le logiciel Hyfran :

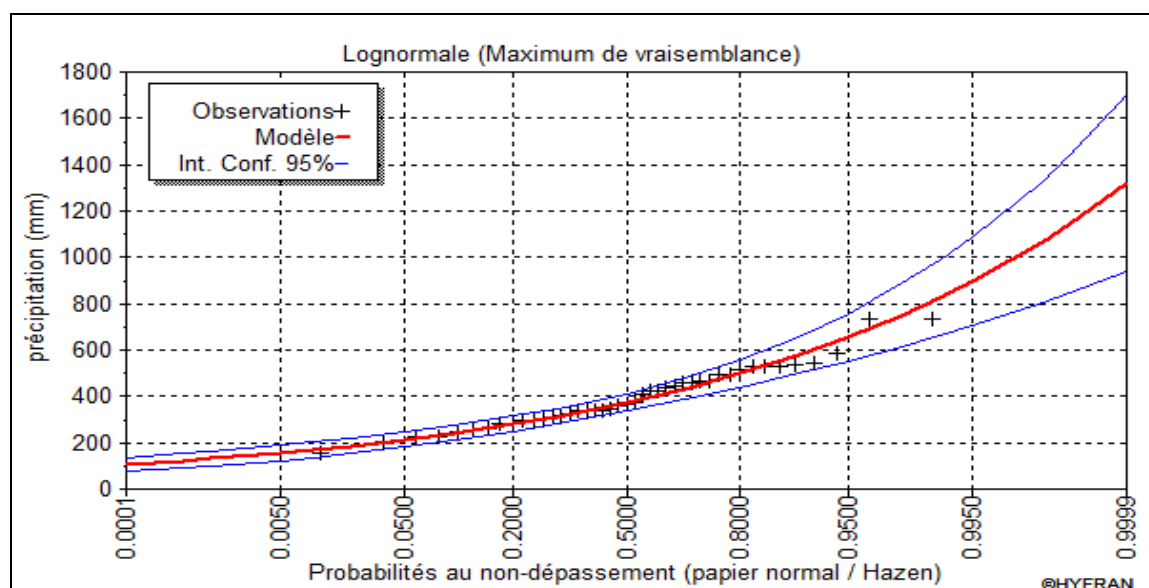


Figure II.8: Ajustement des pluies annuelles par la loi-log normale

Tableau II.17 : Test d'ajustement (χ^2) des pluies annuelles

Loi de distribution	5%	Khi-carré
Normale	X^2 théorique= 9.96	6.6
Log normal	X^2 théorique= 9.96	4.93

A partir du tableau II.5, on voit que la série de pluies annuelles présente un ajustement adéquat avec les deux lois. Cependant, le test de khi-carré, montre un ajustement meilleur avec la loi log-normale. Dans ce cas, cette loi sera exploitée pour l'extrapolation des pluies annuelles pour des fréquences rares, telle que détaillé dans le tableau suivant :

Tableau II.18 : Pluies estimées pour différentes périodes de retour par la loi log-normale

période de retour (ans)	Fréquence	valeur théorique	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000	0.999	1070	134	805-1330
500	0.998	993	117	763-1220
100	0.99	824	82.7	662-986
10	0.9	578	40.5	499-658

II-6 Ajustement des pluies maximales journalières

L'étude des pluies maximales est importante, puisqu'elle intervient dans l'estimation des débits de crue. Dans ce cas une analyse des données observées est primordiale. L'objectif final 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 donnée.

Les caractéristiques de la série des pluies maximales journalières sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.19 Caractéristiques statistiques de la série des pluies utilisée

Données	N (ans)	Moyenne	Σ_x	C_v	C_c
Pluie maximale journalière	43	39.2	16.2	0.41	1.32

(La série des pluies maximales journalières est présentée dans l'**annexe B**).

Pour ce qui est pluies de courte durée, l'exposant climatique pour notre région **b=0,38**, d'après les ingénieurs de l'ANRH (Alger).

II.6.1 Choix de la loi d'ajustement

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

Les lois d'ajustement choisies pour les pluies maximales journalières sont :

- 1)-La loi log-normale : cette loi a déjà été développée précédemment.
- 2)-La loi de Gumbel

II.6.2 Ajustement des pluies maximales à la loi de Gumbel

C'est la loi dite double exponentielle, elle s'applique pour les précipitations maximales journalières afin de déterminer les valeurs fréquentielles.

La fonction de répartition de la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x) = \exp^{-\exp\left(-\frac{x-a}{b}\right)} \quad \text{avec } u \text{ variable de Gumbel; } u = \left(-\frac{x-a}{b}\right)$$

$F(x)$: fréquence au dépassement de la valeur de x . a et b paramètre du modèle de Gumbel.

u : variable réduite de Gumbel

x : précipitation maximale journalière (mm)

Puis que c'est une loi à deux paramètres, cette loi s'ajuste facilement à des ajustements graphiques. Donc on peut écrire (**Laborde, 2000**) : $y = -\ln(-\ln(F(x)))$

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 :

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n}$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations.

-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 » La droite de Gumbel est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha)y + x_0 \dots \dots \dots \text{II-33}$$

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

-Représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier Gumbel

L'Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-normale a été déjà développé précédemment.

II-6.3 Test de validité de l'ajustement : Le test d'adéquation (ou d'ajustement) consiste à vérifier la compatibilité des données avec une distribution choisie a priori. Il convient par conséquent de comparer l'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement. L'un des tests le plus employé, est le test du Khi carré (χ^2).

Les résultats du test de χ^2 a été fait par le logiciel Hyfran :

Tableau II-20 Résultats du test d'adéquation :

Loi de distribution	5%	Khi-carré
Gumbel	7.32	4.51
Log normal	7.32	5.35

A partir du tableau II.5, on voit que la série de pluies annuelles présente un ajustement adéquat avec les deux lois. Cependant, le test de khi-carré, montre un ajustement meilleur avec la loi de **Gumbel**. Dans ce cas, cette loi sera exploitée pour l'extrapolation des pluies maximales journalières pour des fréquences rares et pour l'estimation du débit de projet telle que détaillé dans le tableau suivant :

Tableau II.21 : Estimation des pluies maximales pour différentes périodes de retour (Gumbel)

T(ans)	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
1000	0.999	113	10.6	92.6-134
500	0.998	105	9.59	86.3-124
100	0.99	86.2	7.35	71.8-101
10	0.9	58.5	4.18	50.3-66.7

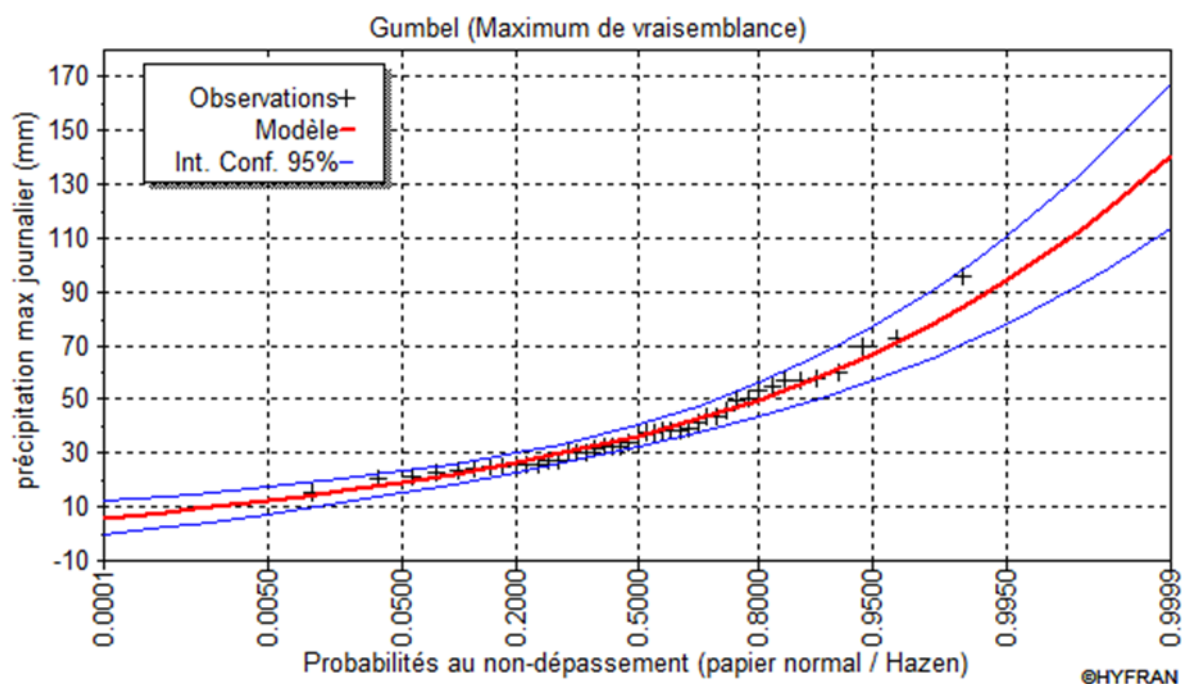


Figure II.9 : Ajustement des pluies maximales à la loi de Gumbel

II.7. Etude des pluies de courtes durées et leurs intensités

Pour des temps inférieurs au temps de concentration, on peut estimer les pluies de courtes durées pour différentes fréquences, par la formule de Body préconisée par l'ANRH:

$$P_{\max, p\%} = P_{\max, j} * \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad \text{II-35}$$

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

t: temps [heure]

b : Exposant climatique, pour notre région il est de 0.38

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

$$I_o = \left(\frac{P_{\max, p\%}}{T} \right) \quad \text{II-36}$$

Tableau II.22 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	1000	500	100	10
Fréquence	0.01	0.2	1	10
$P_{\max, j, p\%}$	113	105	86.2	58.5

Les résultats de calcul des pluies maximales, $p\%$ et I_0 sont donnés dans le tableau II.23:

Tableau II.23 : les pluies de courtes durées et l'intensité de différentes fréquences :

Tr (ans)	10		100		500		1000	
Fréquence	5		2		1		0.2	
$p_{max,p\%}$	58.5		86.2		105		113	
T(h)	I(mm/h)	$P_{max,p\%}$	I(mm/h)	$P_{max,p\%}$	I(mm/h)	$P_{max,p\%}$	I(mm/h)	$P_{max,p\%}$
0.5	26.9	13	39.6	19.8	48.2	24.1	51.9	26.0
1	17.5	17.5	25.8	25.8	31.4	31.4	33.8	33.8
2	11.4	23	16.8	33.5	20.4	40.8	22.0	44.0
3	8.8	27	13.0	39.1	15.9	47.6	17.1	51.3
4	7.4	30	10.9	43.6	13.3	53.1	14.3	57.2
5	6.4	32	9.5	47.5	11.6	57.9	12.5	62.3
6	5.8	35	8.5	50.9	10.3	62.0	11.1	66.7
10	4.2	42	6.2	61.8	7.5	75.3	8.1	81.0
11	4.0	43	5.8	64.1	7.1	78.1	7.6	84.0
12	3.7	45	5.5	66.2	6.7	80.7	7.2	86.8
15	3.3	49	4.8	72.1	5.9	87.8	6.5	98.02
16	3.1	50	4.6	73.9	5.6	90.0	6.1	98.02
24	2.4	59	3.6	86.2	4.4	105.0	4.1	98.02

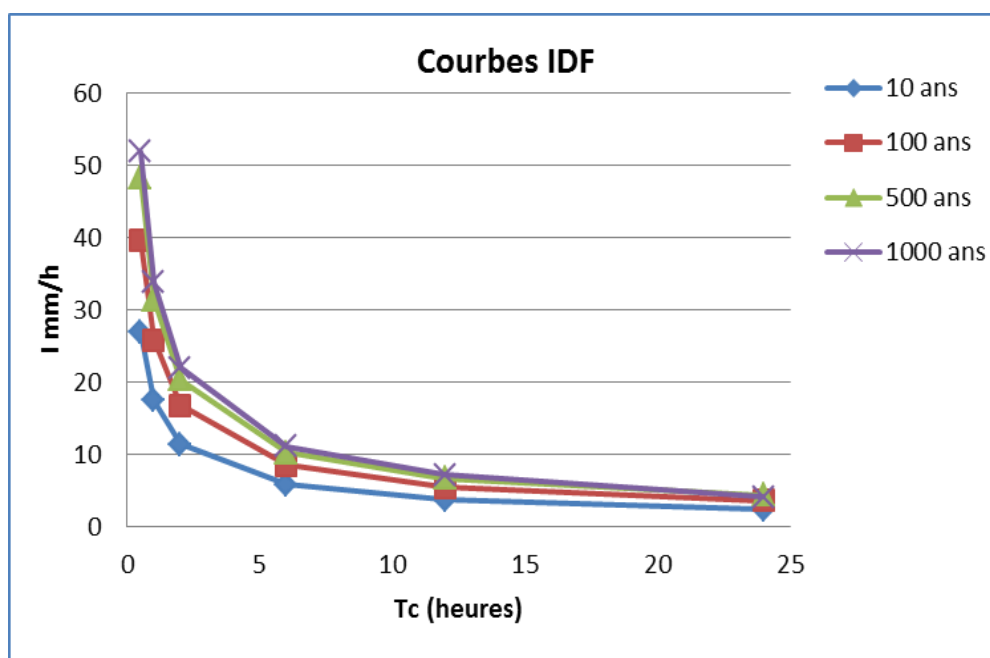


Figure II.10 : Pluies de courtes durées pour différentes fréquences

II.8. Etude des apports

L'étude des apports permet de quantifier les potentialités en eau du bassin, et d'estimer le régime hydrologique en termes d'écoulement, à partir de l'apport moyen interannuel, ce qui permet d'estimer les apports d'un barrage et donc sa capacité.

Cependant, cette analyse est purement statistique. Un relevé de données hydrométriques observées au droit du barrage/retenue ou proche du site doit faire l'objet d'analyses statistiques.

En l'absence d'une station hydrométrique, on doit se référer aux méthodes empiriques ou analogiques.

II-8.1 Méthodes empiriques :

Il existe plusieurs méthodes de quantification des apports au niveau d'un bassin versant :

a- formule de l'ANRH :

$$D = 0.513.P^{2.683}\sqrt{Dr}.S^{0.842} \quad [\text{Hm}^3] \quad \dots\dots\dots \text{II-37}$$

S : surface du bassin versant ; $S=22.21\text{Km}^2$

$\bar{P}$: pluie moyenne annuelle ; $\bar{P}=0.396\text{m}$

Dr : densité de drainage= 3.71

b- Formule de Deri (I) [1]:

$$\bar{A} = 0.915(\bar{P})^{2.684}(S)^{0.842}(\text{Hm}^3) \quad \dots\dots\dots \text{II-38}$$

S : surface du bassin versant ; $S=22.21\text{Km}^2$

P : pluie moyenne annuelle ; $\bar{P}=0.396\text{m}$

c- Formule de Samie[1] :

$$Le = \bar{P}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \quad \dots\dots\dots \text{II-39}$$

S : surface du bassin versant ; $S=22.21\text{Km}^2$

P : pluie moyenne annuelle ; $\bar{P}=0.396\text{m}$

Les résultats de calcul de l'apport sont résumés dans le tableau II.24 :

Tableau II.24 : Estimation des apports liquides par les formules empiriques

Méthode	Le (mm)	M (l/s/km2)	Ap (hm ³)
ANRH	50.5	2.759	1.121
Samie	44.3	2.759	0.984
Deri I	46.7	2.759	1.036

Cependant, ces formules ne permettent qu'une estimation globale et moyenne de l'écoulement. Etant donné que nous disposons d'un échantillon de données pluviométriques important de 43 ans

d'observations, il est judicieux d'estimer les apports mensuels interannuels en se basant sur la relation Pluie-écoulement :

II-8.2 Méthode basée sur la relation Pluie-écoulement[3]

Pour l'estimation de l'écoulement, on recommande l'emploi du modèle rationnel, dont la formulation est la suivante:

$$A_o = C_e P_o S \quad \dots\dots\dots \text{II-40}$$

Où:

A_o : Apport moyen inter-annuel, en m^3

P_o : Pluie moyenne inter-annuelle, en m ; elle est déterminée à partir d'une carte pluviométrique ou par des séries d'observations représentatives.

S : Surface du bassin versant, en m^2 .

C_e : Coefficient d'écoulement.

Dans les calculs, on devra prendre en considération les relations complémentaires suivantes de l'apport moyen:

$$Q_o = \frac{A_o (Hm^3)}{31.54} 10^3 (l/s) \quad M_o = \frac{h}{31.54} (l/s.km^2)$$

$$h = \frac{A_o}{S} 10^3 (mm) \quad C_e = \frac{h}{P_o}$$

Pour l'estimation de C_e , on recommande d'utiliser les relations $C_e = f(P_o)$, représentatives de petits bassins versants de l'Algérie de surfaces variantes entre 20 et 200 km^2 et qui répondent à des courbes enveloppes (PNUD, Projet RAB/80/01, 1987).

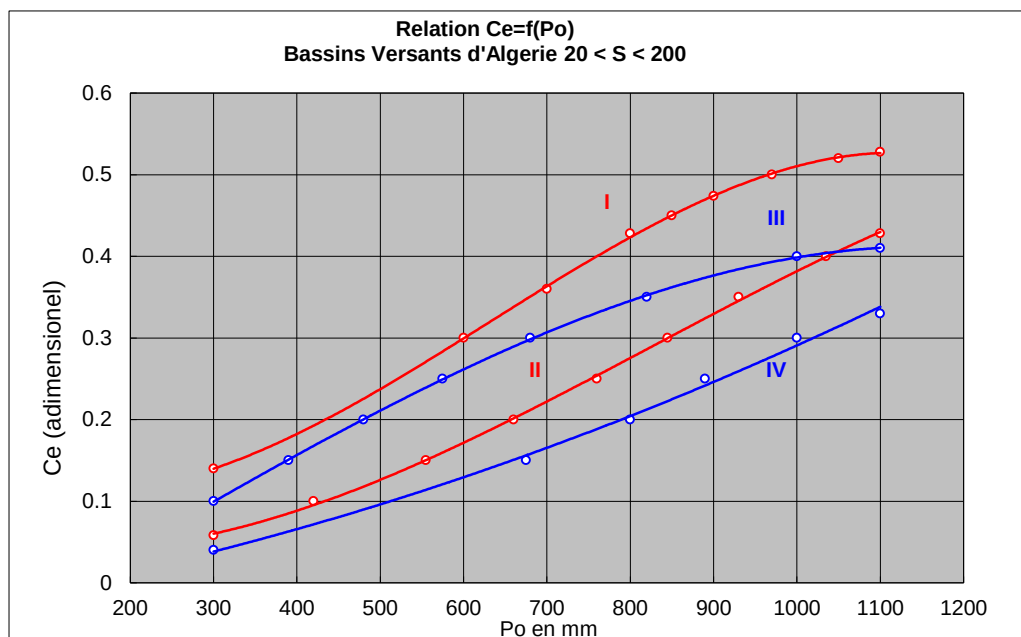


Figure II.10 : Relation- $C_e=f(P_o)$ -Bassins Versants d'Algérie $20 < S < 200$

L'utilisation de ces courbes est donnée par le tableau suivant :

Tableau II.25: Description des courbes pluie-écoulement

Courbe	Domaine d'application
Courbe I:	Cours d'eau permanents et conditions favorables à l'écoulement superficiel (sols imperméables, nus, sans végétation).
Courbe II:	Cours d'eau permanents, mais avec des conditions de favorables à l'écoulement (sols perméables, forêts, etc.).
Courbe III:	Pour des cours d'eau temporaires, dans des conditions semblables aux courbes I et II, respectivement.
Courbe IV:	

Dans notre cas, étant donné que la pluie interannuelle est de 396 mm, le bassin se trouve dans temporaire dans des conditions favorables a l'écoulement III, on prend un coefficient de **0.22**.

Dans ce cas les apports mensuels interannuels sont estimés comme suit :

Tableau II.26: Répartition de l'apport moyen interannuel :

Mois	sep	oct.	nov.	Déc.	jan	fév.	Mars	Avril	mai	juin	Juill.	aout	Année
Ap. (Hm3)	0.18	0.12	0.19	0.22	0.19	0.17	0.23	0.22	0.20	0.09	0.05	0.07	1.93
A(%)	9.4	6.0	10.0	11.5	9.9	8.8	11.8	11.5	10.3	4.8	2.4	3.5	100

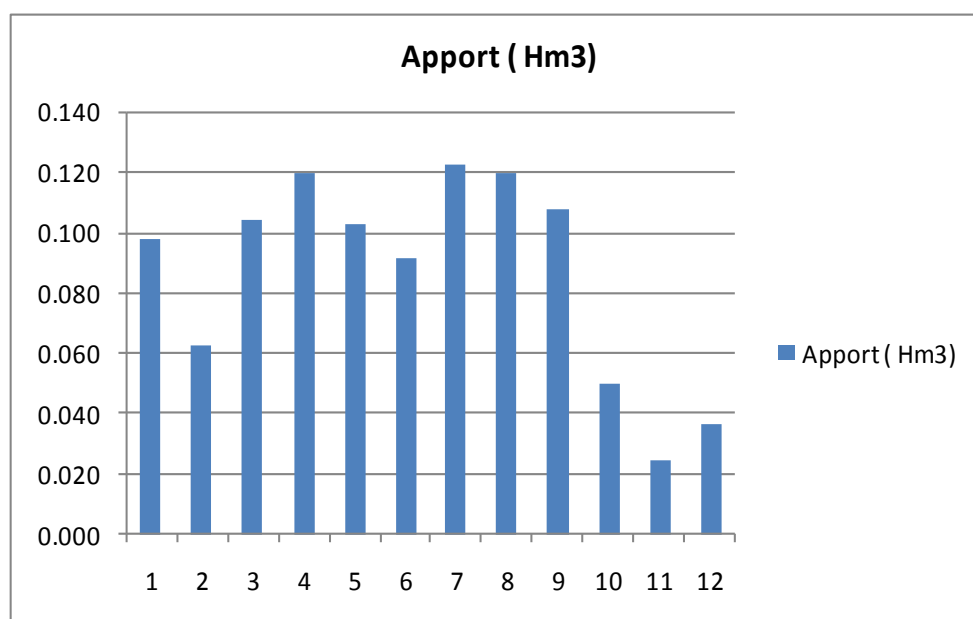


Figure II.11: Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

II.8.3 Variabilité des apports mensuels et interannuels

D'après les données des apports (Voir **annexe II-1**), on remarque que l'oued présente deux périodes d'écoulement distinctes : une période où l'écoulement est abondant qui va du mois de Novembre jusqu'au mois d'Avril, et une autre relativement sèche, en période estivale c'est donc un régime intermittent.

Sur le plan interannuel, on note d'abord un apport moyen de **1.75 Hm³**, avec une variabilité relativement faible, puisque le coefficient de variation des apports annuels est de **0.33**.

II.8.4 Calcul des Apports fréquentiels

Pour l'estimation fréquentielle des apports on utilise soit le modèle logarithmique, soit le modèle de **Pearson III**. Cependant, en Algérie les apports suivent la loi Person III de façon adéquate.

Pour l'estimation des apports liquides mensuels pour le dimensionnement d'un barrage on se base sur la loi Pearson III, qui est comme suit :

$$A_{80\%} = [(C_v \cdot F_{P\%}) + 1] \cdot A_0 \dots\dots\dots \text{II-41}$$

$$\text{Avec : } A_0 = Q_0 \cdot t \dots\dots\dots \text{II-42}$$

Sachant que :

C_v : est le coefficient de variation.

$F_{P\%}$ est la fonction de Rybkine-Foster pour une fréquence donnée tirée de la table

Pour une fréquence de 80% $= -0.85$;

- **Caractéristiques de l'écoulement**

A - Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A_0 / T \dots\dots\dots \text{II-43}$

Avec : A_0 : Apport moyen annuel

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

AN : $Me = 56$ l/s.

B - Module de l'écoulement relatif :

On a: $M_0 = Me/S$ Avec :

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

$M_0 = 2.51$ l/s/km

C - Lambe d'eau écoulee :

Elle est estimée comme suit :

$$L_e = A_0/S \dots\dots\dots \text{II-44}$$

Avec : A_0 : Apport moyen annuel

S : Superficie du bassin (Km^2).

$$L_e = 79.1 \text{ mm}$$

- **Détermination de C_v par les formules empirique**

➤ Formule de Kristky- Menkel

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \dots\dots\dots \text{II-45}$$

Avec : M_0 : module de l'écoulement relatif

$$\text{AN : } C_v = 0.52$$

➤ Formule de Sokolowski

$$C_v = a - 0.063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots \text{II-46}$$

Sachant que: $a = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_0$

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

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

$$\text{AN : } C_v = 0.58$$

➤ Formule Algérienne de N. Padoun

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots \text{II-47}$$

Avec : K : coefficient de réduction, il est compris entre (0.25-1.00)

On prend : $K = 0.8$

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

$$\text{AN : } C_v = 0.60$$

➤ Formule d'Antonov

$$C_v = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots\dots\dots \text{II-48}$$

$$\text{AN : } C_v = 0.49$$

Tableau II-27 : Récapitulatif des coefficients de variation de l'écoulement calculés

Formule	coefficient de variation C_v
Algérienne de N.N. PADOUM	0,60
SOKOLOVSKI	0,57
KRISTEKLY MENKEL	0,52
ANTONOV	0,49
CV_MOYEN	0.55

Le coefficient de variation des apports interannuels est de 0.33 estimé statistiquement par la méthode de l'écoulement.

Pour ce qui est des apports mensuels interannuels, le coefficient de variation moyen pour tous les mois est de 0.55.

On prend $C_v = 0,55$, et d'après le tableau de Rybkine-Foster, on prend :

$$F_{P80\%} = -0,85$$

Donc : $A_{80\%} = 1.04 \text{ Mm}^3$

II.8.5 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 1.04 \text{ Mm}^3$

Tableau II.28 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

Mois	Sep	oct.	nov.	déc.	jan	fév.	mars	avril	mai	juin	juil.	aout	année
Apport %	0.098	0.062	0.104	0.120	0.102	0.092	0.122	0.120	0.107	0.050	0.025	0.037	1.04
Apport 80%(Mm3)	9.40	6.00	10.03	11.51	9.87	8.82	11.77	11.53	10.34	4.79	2.39	3.55	100.00

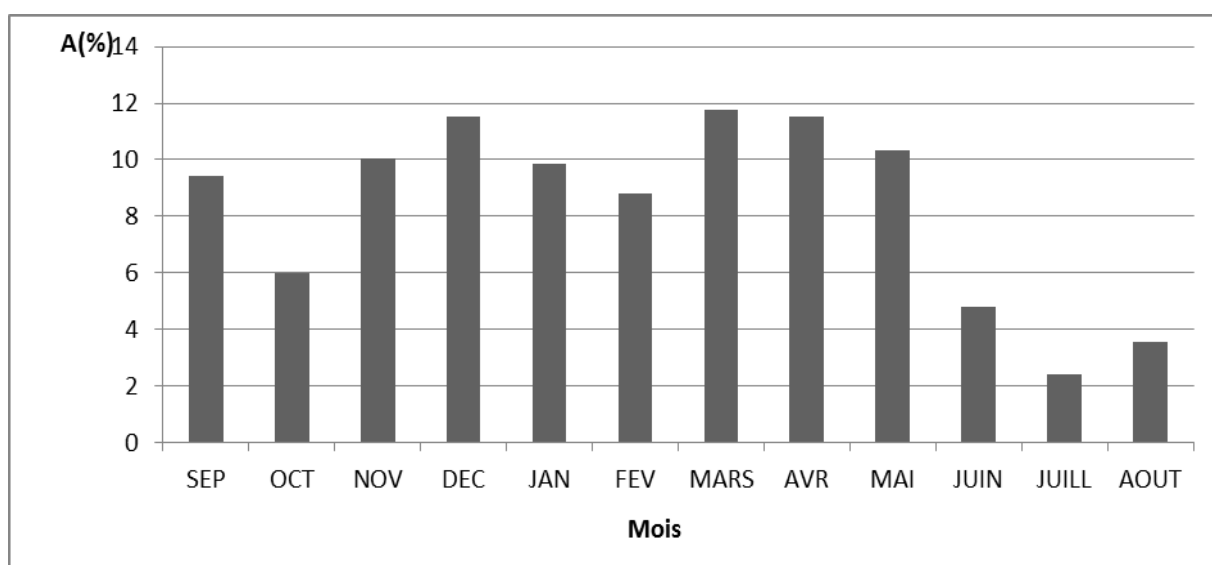


Figure II.12 : Apports mensuels calculés (Fréquence : 80%)

II.9 Transport solide

L'estimation des apports solides est primordiale puisqu'elle intervient dans le dimensionnement des ouvrages hydrotechniques.

Ces apports solides dépendent en premier lieu de l'agressivité climatique (pluies intenses), de l'étendue du relief du bassin, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et des températures. Pour l'estimation de l'érosion, on s'est référé sur les formules empiriques les plus utilisées :

II-9.1 Formule de Fournier [15]

Dans cette formule, le transport solide se calcule comme suit :

$$T_a = 1/36 * \left[\frac{p^2_{\max}}{P_{\text{moy}}} \right]^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.64} \dots\dots\dots \text{II-49}$$

Où : Pmax est la pluie maximale du mois le plus pluvieux, Pmoy est la pluie annuelle moyenne (mm) ;

Ta : Taux d'abrasion en (t/Km² /an)

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux =128mm

PA: Pluie moyenne annuelle= 396 mm h= 45%(Hmax - Hmin) [m];

S: Surface du bassin versant (km²)

AN:

D'où **E_s= 12027.32 t/Km² /an**

II-9-2 Formule de Tixeront (1960):[16]

Elaborée pour les bassins Algériens et tunisiens, elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit.

$$Ts = \alpha \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (\text{II.50})$$

Avec :

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

L₀ : la lame écoulée en (mm).

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, α=201 (faible à moyenne).

Soit :

$$\mathbf{Es=388 \text{ (t/Km}^2\text{/an)}}$$

II-9-3 Méthode Gravellovic

Très appliquée en Algérie, cette équation prend en considération plusieurs paramètres :

$$Ts = 3,141664 * Pa * \left(\left(\frac{Ta}{10} \right)^{0.5} + 0,1 \right) * Z^{3/2} * \frac{P^{0.5} * H_{\text{moy}}}{(L + 10) * 0,2} \dots\dots\dots \text{II-51}$$

Avec :

Ts= Taux de transport solide.

Pa= Précipitation annuelle moyenne (mm).

Ta= Température moyenne du Bv.

Z= d'érodibilité (il varie entre 1.5 pour une érosion élevée, et 0.2 pour une faible érosion), dans notre cas Z=0.45.

P= Périmètre du BV.

L= longueur du thalweg principale (km).

Hmoy= Altitude moyenne du BV.

AN**Es=589.84 (t/Km²/an)**

Les résultats de calcul par les différentes méthodes sont donnés par le tableau **II.29** :

Tableau II.29: Calcul du transport solide (Tonnes/an)

Formules	Tixeront	Fournier	Gravilovic
Débit solide (tonnes/an)	8617.39	267126.78	13089.33

Conclusion : La formule de Fournier surestime le transport solide pour des bassins inférieurs à 50 km², elle ne sera pas prise en compte. On remarque que les deux valeurs obtenues par Tixeront et Gravilovic sont relativement proches, on conclue que le transport solide Q_s est de 10823 T/an.

II.10. Calcul du volume mort

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits, et accumule les sédiments du barrage. Il dépend du délai de service de l'ouvrage. Pour exemple dans le cas d'un barrage on T= 50 ans. Dans le cas de retenues collinaires, le délai de service ne dépasse pas 20 ans.

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

A. Méthode liée à l'érosion spécifique :[16]

Le volume des sédiments pour un délai de service, est donné par la formule suivante (**Touaibia, 2005**):

$$V_m = \frac{E_s * T * S * m}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{II-52}$$

Avec :

T : Durée de vie du barrage (20 ans)

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,5 t/m³)

S : Surface du bassin versant 22.21Km²

E_s : Erosion spécifique en (t/Km²/an)

m : % d'alluvions qui reste dans la cuvette=1

D'où **V_m=144 711 m³**

B. Formule de Tixeront :[16]

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 - 1.1) \frac{Q_s * T}{\gamma_s} \quad (\text{m}^3) \dots\dots\dots \text{II-53}$$

Q_s : Le débit solide (t/an)

δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1.5 \text{ t/m}^3$).

Q_s = T_s*S

S : Superficie du bassin versant.

$$\text{AN : } V_m = 120643 \text{ m}^3$$

C. Méthode liée à l'envasement et au délai de service : [16]

Dans cette méthode le volume mort est estimé selon plusieurs paramètres tels que le délai de service ou le taux de régularisation. Le calcul est détaillé comme suit :

$$V_m = V + \Delta V \dots\dots\dots \text{II-54}$$

ΔV : Quantité des alluvions formant pendant la formation des rives de la retenue ($\Delta V = 0.1V$)

$$V = \frac{S}{\tau} \cdot T ; \dots\dots\dots \text{II-55}$$

Avec :

S : le poids totales des matériaux solides dans la retenue pendant une année en tonne ;

$$S = (1 + \beta - \delta) * (1 + e_1) \bar{R} ; \dots\dots\dots \text{II-56}$$

$\bar{R}$: la quantité des matériaux en suspension ;

$$\bar{R} = \rho_0 Q_0 31,56 \cdot 10^6 \dots\dots\dots \text{II-57}$$

Avec ρ_0 : turbidité moyenne ;

$$\text{AN : } \bar{R} = 3513 \text{ tonnes/an}$$

β : On prend 0.1 pour les rivières de montagne ;

δ : Quantités des matériaux solide passé le barrage sans se déposer dans la retenue tee que :

$$\delta = \varphi(1 - \alpha) \dots\dots\dots \text{II-58}$$

φ : dépend de la constitution des matériaux solide $\varphi = 0.4$;

α : dépend de la régularisation des débits ;

$$\alpha = 1.3 * q_{nette} / Q_0 \dots\dots\dots \text{II-59}$$

Q_0 : Débits moyens interannuels ;

q_{nette} : Consommation utile ;

e_1 : dépend dès les conditions hydrogéologiques de la cuvette ; ($e_1 = 0.15$)

$$\text{AN : } S = 3984 \text{ tonnes}$$

τ : Poids apparent des alluvions déposer dans la retenue tell que :

$$\tau = \frac{A}{100e_1} + CT + B \dots\dots\dots \text{II-60}$$

A, B, C : coefficients qui dépend de la nature de sol (2.25 ; 0.35 ; 0.004)

$$\text{AN : } \tau = 0.58$$

T : délais de service (20 ans)

$$\text{AN : } V = 137.39 \text{ Mm}^3$$

$$\text{AN : } V_m = 151125 \text{ Mm}^3$$

Le calcul pour les trios méthodes est donné dans le tableau suivant :

Tableau II.30: Calcul du volume mort pour la retenue

Méthodes	Erosion spécifique	Tixeront	Liée à l'envasement
Volume morte (m ³)	144711	120643	151125

Conclusion

D'après les résultats trouvés, on opte une valeur du volume mort égale à **0.15 Mm³**, pour un délai de service de **20 ans** d'exploitation, ce qui correspond à une hauteur NVM de 868.7m **NGA**.

II.11.Etude des crues

Les crues constituent un des risques principaux affectant la sécurité des barrages. Le bulletin 99 de la Commission Internationale des Grands barrages (CIGB) montre que plus d'un tiers des accidents graves ayant affecté des barrages sont causés par le passage des crues. La maîtrise du risque crue, constitue donc une préoccupation importante et légitime, à laquelle les ingénieurs et concepteurs de barrage, se doivent d'être sensibles et d'accorder une attention soutenue et continue.

Dans les études hydrologiques des crues, le principal objectif est la détermination de la crue de conception, presque toujours est abordée en termes de probabilité, ce qui permet le calcul pour une certaine période de retour le débit de projet.

Plusieurs méthodes peuvent être exploitées pour estimer les crues :

1-Méthodes statistiques : consiste à faire un ajustement sur les séries de données de débits maxima observés par les lois usuelles (Gumbel, log-normal ou Person III) et d'extrapoler les débits de pour des fréquences données. Cet ajustement requiert l'existence de stations de jaugeage. Dans le cas d'absence de stations ou données insuffisantes cette méthode ne peut être utilisée.

2-Méthodes empiriques : utilisent des paramètres hydrologiques propres aux bassins et aux précipitations. Dans ce cas, on doit comparer plusieurs formules et méthodes avant de conclure sur le débit de projet.

3-Méthodes pseudo-déterministes : il s'agit de méthodes relativement récentes élaborées en fonction de modèles pluie-débit déterministes dont les paramètres sont tirés d'averses observées sur plusieurs événements pluvieux.

4-Méthodes analogiques : ces méthodes qui utilisent les propriétés statistiques observées sur des sites jaugés, qu'on applique sur le site non-jaugée par analogie de quelques paramètres importants tels que le rapport des superficies ou de précipitations.

❖ Méthodes empiriques :

Étant donné qu'aucune station n'est disponible et qui soit proche du site, on se réfère sur les formules empiriques et pseudo-déterministes les plus utilisées.

1-Formule de Franco-Rodier[15]

On recommande d'employer les magnitudes précises de débits à partir des courbes de Franco et de Rodier (Franco et Rodier, 1967) dont l'expression générale a été déduite de l'équation pour les conditions :

À partir des crues maximales observées lors des deux derniers siècles sur 1400 bassins versants répartis dans le monde et ayant des superficies dans la fourchette $10 - 2.10^6 \text{ km}^2$, Francou et Rodier ont établi les courbes enveloppes des petits bassins versants du Nord de l'Algérie, avec des données d'observations de crues rapportées dans 13 stations distribuées dans les régions du Centre, de l'Est et de l'Ouest (**Benfares1992**). La formulation de ce modèle est la suivante :

$$Q/Q_0 = (S/S_0)^{1-k/10} \dots\dots\dots \text{II-61}$$

Avec :

Q : représente le débit de pointe de la crue en m^3/s d'un bassin versant de superficie

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

$Q_0 = 10^6$; $S_0 = 10^8$.

k : est un paramètre régionalisé.

S'agissant de l'enveloppe des crues maximales observées, ces estimations de débit ne sont pas affectées d'une fréquence d'apparition, les auteurs considérant toutefois qu'une bonne partie des crues correspond à une période de retour voisine de 100 ans, les points de données des principales crues observées sont groupées autour de $k = 4$.

Où: $Q_{\max}$: débits maximaux de la crue, en m^3/s , du bassin de surface S, en km^2 .

K : est un exposant (3 – 4)

K=3 : $Q_{\max} = 22 \text{ m}^3/\text{s}$

K=4 : $Q_{\max} = 102 \text{ m}^3/\text{s}$

2-Formule de Mallet –Gauthier :[5]

Le débit de crue est calculé comme suit :

$$Q_{\max, p\%} = 2.K.\log\left(1 + 20P_0\right) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \dots\dots\dots \text{II-62}$$

P : précipitation moyenne interannuelle.=396 mm

S:surface du bassin versant =22.21 km^2

L:longueur du talweg principal (10.23km)

K:constant dépend des caractéristiques du bassin (1÷3) on prend K=3

A : paramètre du bassin =20

T: période de retour en années.

Tableau II.31: débits maximums par Mallet –Gauthier

T (ans)	10	100	500	1000
$Q_{\max}(\text{m}^3/\text{s})$	75.7	109.5	128	135.2

3- La formule de Turazza[8]

Cette formule fait intervenir un paramètre qui dépend de la forme de l'hydrogramme, et qui est fonction de la superficie des bassins versants, le débit de crue est :

$$Q = \frac{C}{3.6} \cdot \frac{P_{Tc}}{T_c} S \dots\dots\dots \text{II-63}$$

Où : Q est le débit de crue (m³/s) ;

P_{tc} : est la pluie correspondant au temps de concentration (mm) ;

C : coefficient de ruissellement pour différentes périodes retour calculé comme suit;

S : Superficie du BV (km²) ;

Tableau II. 32 : débits maximums par Turazza

T (ans)	10	100	500	1000
C RUI	0.6	0.8	0.8	0.8
P j, max	58.5	86.2	105.00	113
P %	22.8	33.5	40.8	44.0
Ptc	11.4	16.8	20.4	22.0
Qmax	42.1	82.7	100.8	108.5

4-Méthode des isochrones :

La méthode dérivée de la méthode rationnelle, elle est basée sur les courbes isochrones qui représentent les courbes d'égal temps de concentration des eaux sur le bassin versant. Ainsi, l'isochrone la plus éloignée de l'exutoire représente le temps mis pour que toute la surface du bassin versant contribue à l'écoulement à l'exutoire après une averse uniforme.

L'isochrone est une ligne, un lieu géométrique de points tels que le temps de parcours d'une goutte d'eau depuis chacun de ces points jusqu'à l'embouchure est le même .

L'isochrone la plus éloignée représente le temps de concentration du bassin, c'est-à-dire que le temps mis pour que toute la surface du bassin contribue à l'écoulement dans l'exutoire après une averse supposée homogène.

• Construction du réseau isochrone

Le tracé du réseau consiste :

- Diviser le réseau d'écoulement en segments de longueurs constantes à partir de l'embouchure jusqu'à la partie amont des plus petits talwegs tributaires ;
- Après numérotation, chacun des points est caractérisé par 3 paramètres :

1. La distance à l'embouchure ;
2. L'élévation relative ;
3. Le temps de parcours de l'eau ; c'est ce paramètre qui apparaît sur la carte topographique du bassin versant

Le temps de parcours de l'eau du point i, jusqu'à l'exutoire est :

$$t = d_i / V_m \dots\dots\dots \text{II-64}$$

Avec :

d_i : distance mesurée suivant le trajet de l'eau ;

V_m : vitesse moyenne de l'eau pouvant être estimée par la formule suggérée par l'institut D'hydrologie bavarois :

$$V_m = 20 \sin^3 \alpha ; \sin \alpha \cong \tan \alpha = \frac{\Delta h}{di} \dots\dots\dots \text{II-65}$$

ΔH_i : Dénivelée entre le point et l'exutoire ;
 α_i : angle de terrain (voir pente moyenne du bassin versant)

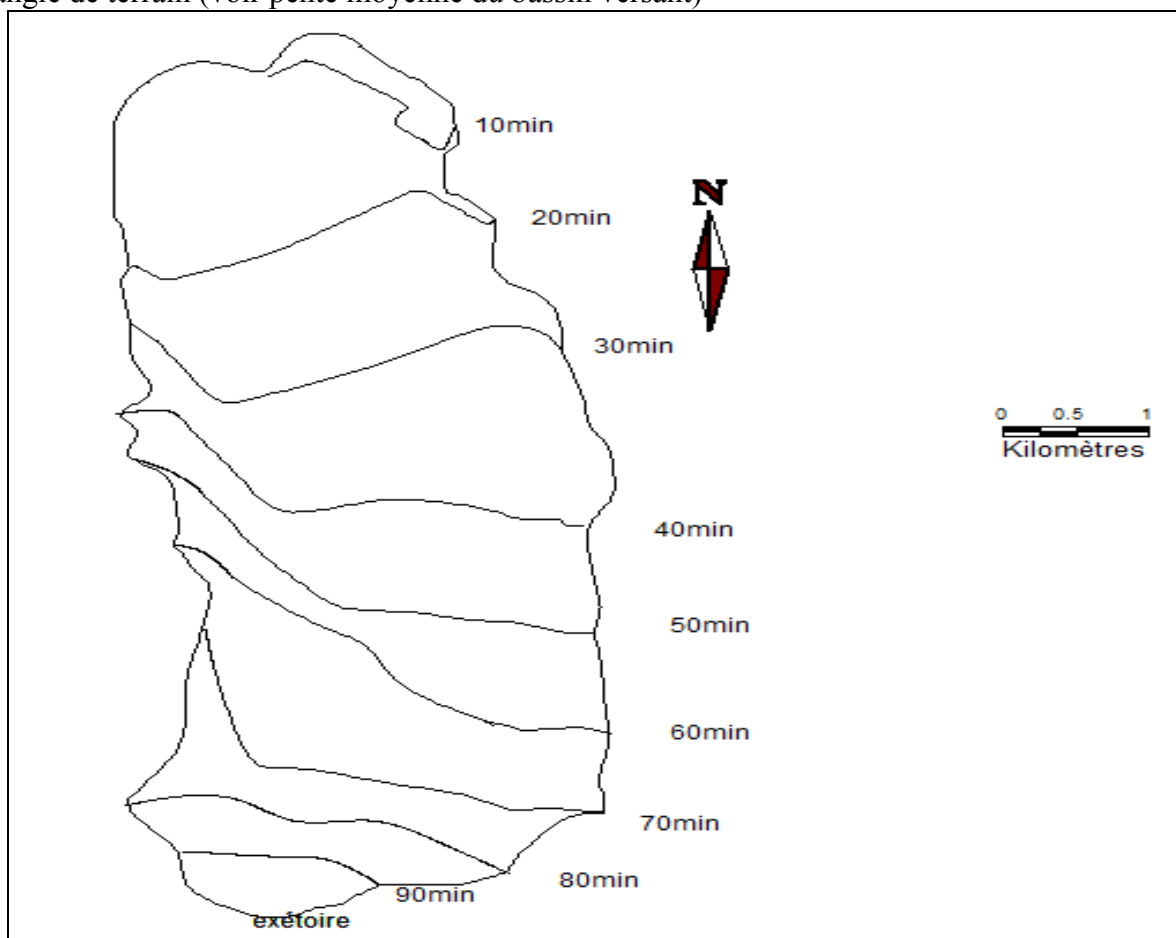


Figure II.13: Répartition des isochrones du bassin versant

Surfaces débitantes : Ce sont les surfaces comprises entre deux courbes isochrones, elles sont tirées à partir du tracé du réseau des isochrones.

Le débit est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max p\%} = (S_{\max} \cdot I_{\text{eff}}) / 3.6 \quad \dots\dots\dots \text{II-66}$$

Avec : S : surface maximum débitante (km^2)

I_{eff} : Intensité efficace (mm/h), tel que : $I_{\text{eff}} = P_{\text{eff}} / T_{\text{eff}}$

Sachant: $P_{\text{net } p\%} = P_{\text{max } p\%} \cdot (t/24)^b \quad \dots\dots\dots \text{II-67}$

$$b = 0.38$$

$$P_{\text{eff}} = P_{\text{net}} - D$$

P_{net} : pluie nette

P_{eff} : pluie efficace

D : le déficit d'écoulement, il est estimé à 20% de la lame écoulée.

La répartition des surfaces débitantes est comme suit :

Nombre de surface	Surfaces Partielles	Surfaces débitantes
1	0.455	0.455
2	3.482	3.94
3	3.352	7.29
4	3.99	11.28
5	2.722	14.00
6	2.145	16.15
7	2.853	19.00
8	1.526	20.53
9	1.059	21.58
10	0.626	22.21

Tableau II-34 : Calcul des débits maximum de crue

Durée (min)	Si (km2)	Pnet (mm)	D (mm)	Peff (mm)	Ieff(mm/h)	Qmax_100 (m3/s)
10	0.46	13.04	2.61	10.43	62.6	7.91
20	3.94	16.97	3.39	13.58	40.7	44.54
30	7.29	19.80	3.96	15.84	31.7	64.14
40	11.28	22.09	4.42	17.67	26.5	83.04
50	14.00	24.04	4.81	19.23	23.1	89.76
60	16.15	25.76	5.15	20.61	20.6	92.44
70	19.00	27.32	5.46	21.86	18.7	98.86
80	20.53	28.74	5.75	22.99	17.2	98.32
90	21.58	30.06	6.01	24.05	16.0	96.11
120	22.21	33.53	6.71	26.82	13.4	82.74

D'après le tableau le débit de période de retour 100 ans maximal est égal à 98.86 m³/s

5. La Méthode SCS[6]

La méthode SCS (USGS, 1975) est appliquée dans les calculs hydrologiques pour obtenir le débit maximal, mais aussi l'hydrogramme de crue, ainsi que les volumes de crues. La méthode SCS s'appuie essentiellement sur un paramètre qu'il faut caler, ce paramètre appelé « Curve Number », est fonction de plusieurs facteurs tels que le couvert végétal, le type de sol, et les conditions antérieures d'humidité du sol.

La méthode SCS est une transformation de la relation pluie-débit, les pluies brutes (pluies totales tombées sur le bassin versant) sont séparées selon trois composantes: ruissellement direct (Q) (ou écoulement de surface), Infiltration instantanée dans les dépressions et pores des sols (F), indice d'interception (Ia). La rétention F est supposée être une fonction des lames de précipitations et des débits, ainsi que de l'infiltration, comme suit :

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} = \frac{(P - 0.2 \cdot S)^2}{P + 0.8 \cdot S} \dots\dots\dots \text{II-68}$$

Où :

P: Lamé d'eau précipitée, mm (précipitation journalière du projet)

Ia: Indice d'interception, mm (Application empirique dans l'équation ; $Ia = 0.2 \times S$).

S: Capacité maximale d'infiltration, mm.

Q: Lamé d'eau ruisselée, mm (considéré comme débit unitaire).

Des applications empiriques antérieures ont été faites pour estimer les valeurs de "S". Ces études ont révélé que "S" est lié au type du sol, couverture végétale, et l'état hydrique du bassin versant. Ils peuvent être résumés par le Curve Number (CN), qui est utilisé pour estimer les valeurs de 'S' comme suit :

$$S = 25.4 \times \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \dots\dots\dots \text{II-69}$$

Le débit de projet Q_p estimé pour une période de retour donnée est calculé comme suit :

$$Q_p = 0.000431 \times 10^{C_0 + C_1 \cdot \log(t_c) + C_2 \cdot (\log(t_c))^2} \times A \times Q \dots\dots\dots \text{II-70}$$

Où,

Q_p : Débit maximal, (m^3/s).

A: superficie du bassin versant (km^2) ;

t_c : Temps de concentration (h) ;

Q : Débit maximal unitaire par unité de surface, ($\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2/\text{mm}$).

Où, C_0 , C_1 et C_2 sont des paramètres, fonction des précipitations dépendant et du climat du pays. Ces paramètres sont déduits des tables utilisées dans **Hydraulic Design N°2 Série N°2 (2002)**. Ils représentent les caractéristiques des pluies antérieures. En Algérie, on utilise les paramètres de type II.

- **Classification du complexe «couverture du sol »**

Le complexe « couverture du sol » de la méthode SCS, présente une classification qui consiste en trois facteurs: type de sols, pratiques culturales (travaux du sol), et les caractéristiques hydrologiques du bassin. Plusieurs différents types de sols sont identifiés dans les tableaux pour calculer les valeurs du Curve Number.

- **Valeurs du Curve Number (CN)**

Les valeurs usuelles du « CN » pour les différents types de sols, pratiques culturales, et conditions hydrologiques sont indiquées pour chaque groupe de sol en se référant au **tableau II.35**.

Le type de zones qui représente les conditions d'humidité antérieures (AMC) doit être sélectionné pour calculer ces paramètres, le choix de type de zones servira à calculer leurs valeurs des paramètres et d'estimer le débit de projet. La zone II a été sélectionnée (humidité moyenne). Elle représente les conditions du sol pendant la saison des pluies en Algérie.

Les valeurs de ces coefficients calculés sont montrées ci-dessous:

Tableau II.35 Valeurs des coefficients C_0 , C_1 et C_2 pour Type-II

Valeur de I_a/P	C_0	C_1	C_2
0.10	2.55323	-0.61512	-0.16403
0.30	2.46532	-0.62257	-0.11657
0.36	2.41896	-0.61594	-0.08820
0.40	2.36409	-0.59857	-0.05621
0.45	2.29238	-0.57005	-0.02281
0.50	2.20282	-0.51599	-0.01259

Source: *Design of Hydraulic Highway, Série N°2, deuxième édition,*

Tableau II-36 : débits maximums par SCS

T (ans)	10	100	500	1000
$Q_{\max}(\text{m}^3/\text{s})$	29.3	70.1	101.3	115.2

Les débits de crue calculés pour différentes méthodes sont résumés comme suit :

Tableau II-37 : Valeurs des débits maximums obtenues pour différentes méthodes

Méthodes	Q10	Q100	Q500	Q1000
FRANCOU RODIER	22	102	255.81	-
MALLET-GAUTHIER	75.7	109.5	128	135.2
TURAZZA	42.1	82.7	100.8	108.5
SCS	29.3	70.1	101.3	115.2
METHODE DES ISOCHRONES	67.1	98.9	120.4	129.6
MOYENNE:DEBIT_PROJET	53.5	90.3	112.6	122.1

Conclusion :

D'après tableau : les valeurs obtenues par Mallet-Gauthier sont très majorées par rapport aux autres méthodes, donc on prend la plus proche à la moyenne des débits obtenus.

II-12 Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovsky :

La Méthode de Sokolovski assimile l'hydrogramme de crues à deux équations paraboliques, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

. Pour la montée de la crue $Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x$ II-71

. Pour la décrue : $Q_d = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^y$ II-72

Avec :

Q_m : débit instantané de la montée (m^3/s) ;

Q_d : débit instantané de la décrue (m^3/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 (m^3/s) ;

x, y : Puissance des courbes ;

$x=2$ pour la montée de la crue.

$Y=3$ pour la décrue.

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

- $t_m = t_c$ (pour les petits bassins versants), avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).
- $t_d = \delta t_m$;

Où δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

($\delta=3$; voir le Tableau N°III-23) ;

$t_d = 3 \cdot 4,32 = 12,96$ heures ;

Tableau II-38 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

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 période de retour sont donnés par la Figure N°II-14.

II-12-1 Choix de la crue projet

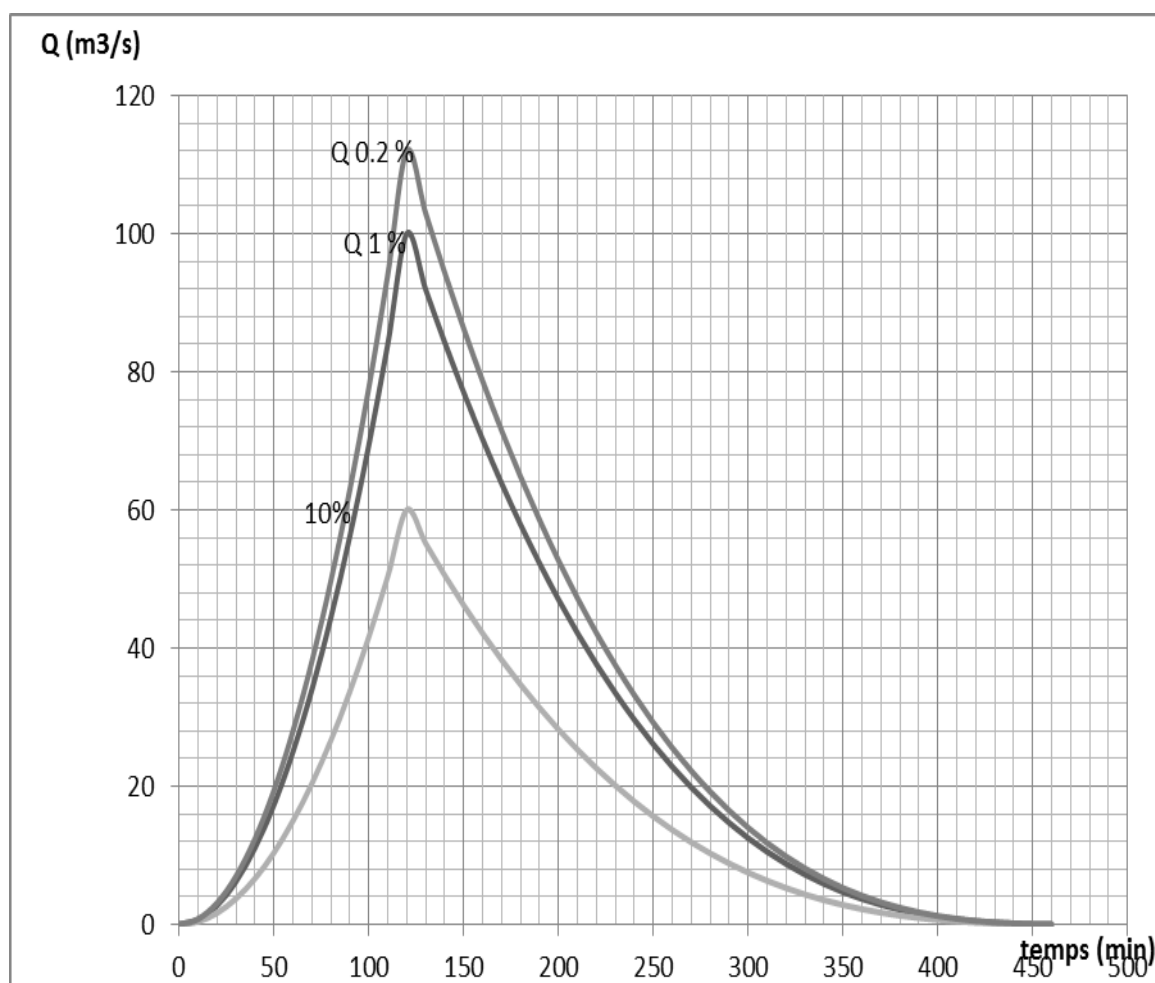
La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer les Plus Hautes Eaux (PHE) et dimensionner l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités de laminage. Souvent, la crue de projet considérée est la crue de débit de pointe maximale. Il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crue. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre 100 ans et 10 000 ans (fréquence 10^{-2} à 10^{-4}). Le choix de la période de retour dépend du degré du risque induit par la rupture du barrage et l'importance des dégâts que peut induire une rupture.

Afin de déterminer la crue projet, nous nous appuyons sur les recommandations du Comité international des Grands Barrages.

Tableau II.39 : Crues de projet recommandées (Bulletin de DECIGB, Evaluation de crue de projet)

Catégorie de dommages	Crue de projet recommandée
Elevés : Perte de vie	1/100000 à 1/10000
Importants : pas de pertes de vies	1/10000 à 1/1000
Faibles : pas de perte de vies dommages légers	1/1000 à 1/100

Pour le cas de notre retenue, qui est dégagée et inhabitée en aval, nous constatons que le risque d'avoir des pertes en vies humaines dans le cas d'une rupture est faible ainsi que pour les dommages matériels, donc nous avons opté pour une crue de projet de probabilité de 1 % ($T = 100$ ans), en prenant une marge de sécurité, le débit de projet est pris égal à $Q_1\% = 100 \text{ m}^3/\text{s}$.

**Figure II-14 :** Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour

II-13 Régularisation de l'écoulement[16] :

La régularisation de l'écoulement au niveau d'un barrage est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la régularisation annuelle (saisonnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année et aussi les pertes d'eau du barrage. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités. Si l'écoulement annuel d'une fréquence donnée est inférieure à la somme de la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif de faire appel à la régularisation interannuelle, c'est à dire pour satisfaire les besoins d'une année quelconque, il faut prendre une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le volume interannuel.

Les calculs de la régularisation sont fondés sur le bilan hydrique de la retenue pour des intervalles de temps mensuels et sous forme de différents scénarios permettant de choisir le volume de la retenue le plus important du point de vue capacité. Les données topographiques, géologiques, climatiques, hydrologiques ainsi que les restitutions de garantie sont les outils de base pour les calculs. Le choix de la garantie de calcul est établi en fonction des écarts relatifs dus aux facteurs intervenants sur le produit final alimenté en eau à partir de la retenue. Pour chaque domaine d'activité on recommande une valeur probable de cette garantie.

Pour procéder à ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base telles que :

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

II-13-1 Courbes caractéristiques de la retenue

Sur le plan topographique, on voit que notre cuvette est comprise entre une côte minimale de 865 m NGA et une côte maximale de 880m NGA.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots \text{II-73}$$

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

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

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

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3)

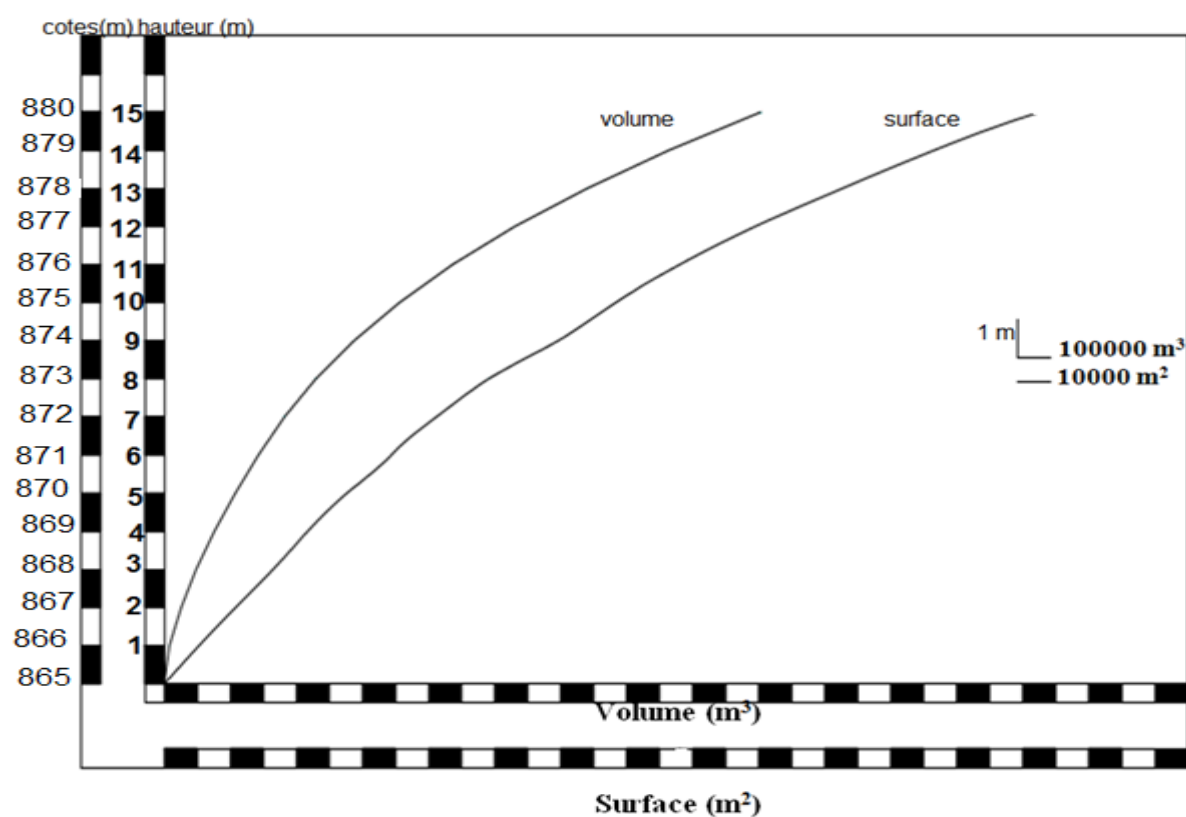
Le Tableau **II.40** donne les caractéristiques topographiques de la retenue :

Courbe capacité-hauteur $H=f(V)$

Courbe surface-hauteur. $H=f(S)$

Tableau N°II-40 : Caractéristiques topographiques de la retenue.

Hauteur [m]	Cotes [mNGA]	ΔH [m]	S [m ²]	ΔV [m ³]	V [m ³]
0	865	0		0	15046
1	866	1	15046	15046	50557
2	867	1	35511	35511	96141
3	868	1	45583	45583	151483
4	869	1	55342	55342	214567
5	870	1	63084	63084	284564
6	871	1	69998	69998	363561
7	872	1	78996	78996	458251
8	873	1	94690	94690	573970
9	874	1	115720	115720	711469
10	875	1	137499	137499	873064
11	876	1	161595	161595	1061369
12	877	1	188305	188305	1279674
13	878	1	218305	218305	1527979
14	879	1	248305	248305	1806284
15	880	1	278305	278305	15046

**Figure II.15 : Caractéristiques topographiques de la retenue**

II-13-2 Détermination de la garantie de la restitution :

Les volumes mobilisés des retenues collinaires sont destinées pour l'irrigation dont la garantie de restitution est généralement prise égale à $P = 80\%$ (4 années sur 5) qui répond à une marge des risques pondérés qui sont liés à un ou plusieurs facteurs influent directement ou indirectement sur le développement optimum de la culture. Dans notre cas la retenue aura comme but la réalisation d'un stock d'eau pour l'irrigation.

II-13-3 Détermination des besoins :

La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d'un secteur utilisateur donné. Dans notre cas, il s'agit des besoins en eau pour l'irrigation. La question posée consiste à déterminer la quantité d'eau mise à la disposition de l'irriguant. Cette quantité doit suffire pour couvrir en même temps les besoins des plantes et aussi pour couvrir les quantités perdues dans la retenue. Connaissant la durée de la saison végétative, la répartition de cette quantité est proportionnelle à l'évapotranspiration, soit aux déficits des écoulements mensuels des mois : avril, mai, juin, juillet et août, durant lesquels on prend les quantités nécessaires de la retenue collinaire pour l'irrigation.

Les besoins mensuels exprimés en m^3 pour une surface irriguée de 150 ha, figurent dans le tableau suivant :

Tableau N°II-41 : Estimation des besoins mensuels pour l'irrigation :

Mois	Jan	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Année
m3/ha	0	0	0	3061	4800	5400	1866	1666	0	0	0	0	16794
Besoins eau Hm3	0	0	0	0.16	0.25	0.28	0.10	0.07	0	0	0	0	0.86

Source : D.H.W Sétif

II-13-4 Calcul du volume utile :

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

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

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant la méthode analytique "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 " V_s " et " V_d ".

-Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

-Détermination du volume à évacuer.

En analysant le bilan Apports-Consommation on voit que la période à bonne hydraulicité (Période excédentaire) est celle correspondant du mois de Septembre-Mars.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le **Tableau N°II-27**

Tableau N°II-42 : Le volume utile de la retenue.

Mois	W80% [Mm3]	U80% [Mm3]	W-U [m3]	V [Mm3]
septembre	0.098	0	97 671.01	700093
Octobre	0.062	0	62 341.77	
Novembre	0.104	0	104 206.27	
Décembre	0.120	0	119 504.67	
Janvier	0.102	0	102 475.10	
Février	0.092	0	91 601.11	
Mars	0.122	0	122 293.20	
Avril	0.120	0.16	- 40 257.15	- 521452
Mai	0.107	0.25	-142 636.34	
Juin	0.050	0.28	- 230 235.90	
Juillet.	0.025	0.10	-75 142.69	
Août	0.037	0.07	-33 180.00	

$$V_s = 700093 \text{ m}^3.$$

$$V_d = 521422 \text{ m}^3.$$

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

$$V_s > V_d \quad \text{D'où : } V_u = V_d \quad \text{Alors : } \quad \mathbf{V_u = 521452 \text{ Mm}^3} .$$

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

$$\text{D'où : } V_{NNR} = \mathbf{671452 \text{ m}^3}$$

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

La régularisation ou la répartition de l'écoulement se fait en appliquant deux consignes : 1^{ère} et 2eme consigne.

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

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

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

-Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Le niveau du volume mort NVM correspond à $V_m = 0.15 \text{ m}^3$ est de 868.7m NGA.

Le volume au niveau normal de la retenue NNR correspond à $V_{NNR} = 671452 \text{ m}^3$.

$$V_{rf} = V_{ri} + (A - U)$$

Avec :

V_{rf} = Volume de remplissage final.

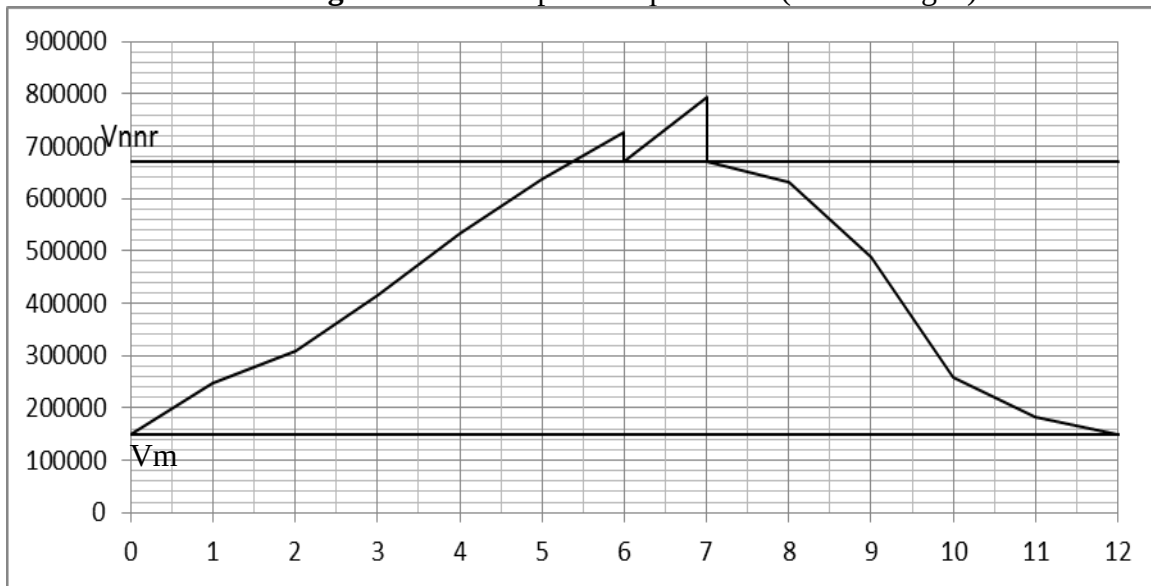
V_{ri} = Volume de remplissage initial.

S = Volume excédentaire à évacuer.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau N° II-43

Tableau II.43 Régularisation de l'écoulement sans pertes (1^{ère} consigne)

Mois	A80%	U80%	A-U(m ³)	1 ^{ère} Consigne			2 ^{ème} Consigne		
				Vri	Vrf	S	Vri	Vrf	S
Septembre	0.098	0	97671	150000	150000		150000	150000	
				247671	247671	0	52329	150000	97671
Octobre	0.062	0	62342	310013	310013	0		150000	62342
							87658		
Novembre	1.104	0	104206	414219	414219	0	131372	150000	18628
Décembre	0.120	0	119505	533724	533724	0	235083	235083	0
Janvier	0.102	0	102475	636199	636199	0	355083	355083	0
Février	0.092	0	91601	727800	671452	56348	457558	457558	0
Mars	0.122	0	122293	793745	671452	122293	549159	549159	0
Avril	0.120	0.16	-40257	631195	631195	0	671452	671452	0
Mai	0.107	0.25	-142636	488559	488559	0	631195	631195	0
Juin	0.05	0.28	-230236	258323	258323	0	488559	488559	0
Juillet	0.025	0.10	-75143	183180	183180	0	258323	258323	0
Août	0.037	0.07	-33180	150000	150000	0	183180	183180	0
Total	1.04	0.86	178641			178641	150000	150000	178641

Figure II.16 : Graphe d'exploitation (1ere consigne)

2eme consigne d'exploitation : il s'agit d'une consigne d'exploitation permettant de faire des évacuations à vide et d'avoir un volume minimum dans la retenue, c'est donc une régularisation effectuée dans les pays souffrant de crues et d'inondation, elle n'est pas adaptée au type de climat de notre région d'étude.

II.13-5 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

Les pertes dans la retenue sont deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

a- Pertes par évaporation :

On a: $V_{\text{ép}} = E_v \cdot S_{\text{moy}}$ II-74

Avec: E_v : Evaporation mensuelle (mm)

S : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen.

S_{moy} : Tirée de la courbe (capacité- hauteur).

b- Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \quad \text{.....II-75}$$

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

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

Tableau II.44 Estimation des pertes par infiltration

Conditions Hydrogéologiques	Hauteur d'infiltration Pendant 1 an (cm).	% du volume moyenne	
		Année	Mois
Sol à faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméabilité moyenne	50 à 100	10 à 20	1,0 à 1,5
Sol à forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

Dans notre cas, on a un sol peu perméable (sol à faible perméabilité) alors on opte pour $\delta=0,5$. Le calcul des pertes est représenté dans le tableau N°II-45 suivant :

Tableau N°II.45 Les volumes des pertes dans la retenue :

Mois	V_{moy} [Mm ³]	S_{moy} [m ²]	Es [mm]	V_{ep} [m ³]	V_{inf} [m ³]	Pertes [m ³]
Septembre	198334	72262	130	9	992	1001
Octobre	277137	79312	95	8	1386	1393
Novembre	358802	85844	65	6	1794	1800
Décembre	468563	97305	52	5	2343	2348
Janvier	576901	108200	47	5	2885	2890
Février	670766	116431	51	6	3354	3360
Mars	774027	123280	84	10	3870	3880
Avril	810986	126959	106	13	4055	4068
Mai	715602	133305	140	19	3578	3597
Juin	525920	105663	206	22	2630	2651
Juillet.	370830	83716	219	18	1854	1872
Août	314788	76449	220	17	1574	1591

D'après le tableau II-45, on a :

$$V'_s = 683196 \text{ m}^3 \quad V'_d = 535870 \text{ m}^3$$

$$\text{D'où : } V'_u = V'_d \quad \text{Alors : } V'_u = 535870 \text{ m}^3$$

$$\text{Le volume de la retenue normale sera : } V'_{\text{NNR}} = 685870 \text{ m}^3$$

Estimation de l'erreur :

$$\text{On a : } \zeta = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad \text{on trouve l'erreur } \zeta > 2\%$$

$$\text{A.N : } \frac{535870 - 521452}{521452} \cdot 100 = 2.76\%$$

Donc on continue à faire des calculs par des approximations jusqu'à trouver l'erreur $< 2\%$

$$\text{On prend le volume utile : } V_u = 543446 \text{ m}^3$$

Tableau II.46: Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Mois	A80%	U80%	A-(U+P) (m ³)	1ère Consigne		
				Vri	Vrf	S
Septembre	0.098	0	96670	150000	150000	
				246670	246670	
Octobre	0.062	0	60949	307618	307618	0
Novembre	1.104	0	102407	410025	410025	0
Décembre	0.120	0	117157	527182	527182	0
Janvier	0.102	0	99586	626767	626767	0
Février	0.092	0	88241	715009	685232	0
Mars	0.122	0	118413	833422	685232	29777
Avril	0.120	0.16	-44326-	789096	685232	148190
Mai	0.107	0.25	-146233	642863	667200	103964
Juin	0.05	0.28	-232887	409976	436964	0
Juillet	0.025	0.10	-77015	332961	361821	0
Août	0.037	0.07	-34771	298190	328641	0
Total	1.04	0.86	148190			281831

II-13-6 Régularisation Interannuelle

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire la consommation durant plusieurs années, en stockant l'eau durant les années humides et la restituer durant les années sèches.

Pour ce type de régularisation, Il existe plusieurs méthodes de calcul, parmi lesquelles:

Méthode de Kristly-Menkel.

Méthode de Pléchkov-Svaidzé.

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

Cette méthode est basée sur les caractéristiques hydrologiques de l'échantillon. Elle consiste à déterminer le déficit hydrique pour un nombre d'années sèches.

Donc il faut disposer d'une série des débits moyens annuels exprimés en coefficient de débit :

$K_i = Q_i/Q_0$ et un coefficient de régularisation « α ».

On a : $V_{u_{int}} = \beta_{plur} W_0$ II-76

Avec :

W_0 : apport moyen interannuel.

β_{plur} : composante pluriannuelle du volume utile.

La composante pluriannuelle est égale :

$$\beta_{\text{Plur}} = \max(D) = \max[(\alpha - K_{p\%}^{(n)}) \cdot n] \dots\dots\dots \text{II-77}$$

Avec : α : coefficient de régularisation.

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

$$K_{p\%}^{(n)} = F_{p\%} C_v^{(n)} + 1 \dots\dots\dots \text{II-78}$$

Avec : C_v : Coefficient de variation

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

$$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}} ; C_s^{(n)} = \frac{C_s}{\sqrt{n}} \dots\dots\dots \text{II-79}$$

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

D'après le tableau de calcul dans l'**Annexe II-2**, on trouve :

$$\beta_{\text{plur}} = 0.082$$

$$V_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur}} * W_0 = 0.082 * 1.76 = 0.144 \text{ Mm}^3$$

$$\text{Donc } V_{\text{plur}} = \mathbf{0.144 \text{ Mm}^3}$$

$$\text{Donc : } V_{u_{\text{int}}} = 0.144 + 0.543 = 0.683 \text{ Mm}^3$$

$$\mathbf{V_{u_{\text{int}}} = 0.683 \text{ Mm}^3}$$

$$V_{\text{NNR}} = V_m + V_{u_{\text{int}}} = 0.15 + 0.683 = 0.833 \text{ Mm}^3$$

$$\mathbf{V_{NNR} = 0.833 \text{ Mm}^3}$$

Donc le volume NNR de notre retenue = 875.8 m NGA.

II.14 Laminage des crues :

Les débits des crues des bassins versants sont en général élevés du fait que les débits spécifiques sont d'autant plus importants que les bassins versants sont plus petits, ceci conduit à un évacuateur de crues surdimensionné et qui coûte cher ; en effet les caractéristiques sont celles qu'engendrent des averses de durée voisines du temps de concentration, les volumes d'eau qu'ils véhiculent restent faibles et pour peu que la surface du plan d'eau supérieur de la réserve soit grande.

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

Le déversement sur la crête d'un tel ouvrage est un phénomène très dangereux qui peut engendrer la rupture du barrage. Dans ce cas, une vérification de la sécurité de l'ouvrage s'impose elle se fait par un laminage de crue.

Définition : On appelle laminage d'une crue la réduction du débit de pointe de son hydrogramme par des moyens naturels ou artificiels. Le laminage naturel a lieu le long du tronçon de rivière. Les forces de frottement du fond du canal et des berges causent une réduction de la pointe de l'hydrogramme.

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

L'étude de laminage de crue va nous permettre de déterminer la côte maximale du plan d'eau, ainsi que le dimensionnement optimum de l'évacuateur de crue en fonction des hauteurs laminées sans affecter la sécurité globale de l'aménagement.

Cette étude peut se faire par calcul sur ordinateur, ou par des méthodes numériques hydrauliques, basées sur la formule de déversoir telles que : Hildenblat, Muskungum, Blackmore, Kotcherine, Step by Step et d'autre méthodes. Dans notre cas, nous avons étudié trois méthodes :

1. Méthode de Kotcherine.
2. Méthode de Hidenblat.
3. Méthode numérique Step by step ou pas à pas.

Et enfin, le laminage permet de déduire les dimensions de l'évacuateur de crue, c'est-à-dire sa largeur ainsi que la lame d'eau qui sera déversée, ces dimensions doivent faire l'objet d'un calcul par optimisation; vue que le coût de l'évacuateur de crue représente environ 50% de celui du barrage.

➤ Principe de calcul :

L'étude de laminage repose sur l'équation différentielle suivante :

$$Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dH \dots\dots\dots \text{II-80}$$

Avec : $Q_c(t)$: débit de crue entrant à l'instant (t) ;
 $q(t)$: débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé) ;
 S : surface du plan d'eau de la cuvette à l'instant (t).

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$(Q-q).dt = S.dH \quad \text{ou} \quad Q-q = S \frac{dH}{dt}$$

Et, $\frac{dH}{dt}$ représente la vitesse de remplissage (ou de montée des eaux) dans la retenue.

II-14-1 Méthode de Kotcherine [16]:

La méthode de Kotcherine est un procédé grapho-analytique, qui se base sur les principes suivants :

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

Le débit d'évacuation est calculé en variant la largeur b de 25m à 70 d'après la formule suivante:

$$Q = mb\sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (II-81)$$

m : coefficient de débit dépend de la forme de déversoir $m=0.49$.

b : largeur du déversoir (en m).

H_0 : charge globale d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots\dots (II-82)$$

H : charge d'eau sur le déversoir.

V_0 : vitesse d'écoulement dans le canal d'approche déterminée d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S} \quad \text{Avec: } S = b.H.$$

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

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \dots\dots\dots (II-83)$$

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

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

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

$$V_{cr} = \frac{1}{2} Q_{\%} T_b \dots\dots\dots (III-84)$$

T_b : temps global de la crue.

Tableau II-47 : Données initiales

Données initiales	
g	9,81 m²/s
alpha	1
Q_{1%}	100 (m³/s)
W_{1%}	0.78(Mm³)
m	0,49
P	1 m

Tableau II-48 : Données de base pour la méthode de Kotcherine

Largeur b [m]	Hauteur [m]	Débit [m ³ /s]	Surface [m ²]	Vitesse [m/s]	V _{forcé} [m ³]
10	0.2	1.9	2.0	1.0	32318.0
15	0.4	8.2	6.0	1.4	68699.0
20	0.6	20.2	12.0	1.7	106360.0
25	0.8	38.8	20.0	1.9	144021.0
30	1	65.1	30.0	2.2	181683.0
35	1.2	99.9	42.0	2.4	219343.0
40	1.4	143.8	56.0	2.6	261566.0

Les résultats de calcul pour le laminage de la crue de projet par la méthode de Kotcherine sont donnés dans les tableaux suivant et la figure N :

Tableau II-49 : Calcul de laminage de crue par la méthode de Kotcherine

Hauteur M	Vitesse m/s	Hauteur totale m	Débit m ³ /s						
			b=10m	b=15m	b=20m	b=25m	b=30m	b=35m	b=40m
0.2	1.0	0.2	2.7	4.0	5.4	6.7	8.0	9.4	10.7
0.4	1.4	0.5	7.6	11.4	15.2	19.0	22.7	26.5	30.3
0.6	1.7	0.7	13.9	20.9	27.9	34.8	41.8	48.8	55.7
0.8	1.9	1.0	21.4	32.2	42.9	53.6	64.3	75.1	85.8
1	2.2	1.2	30.0	45.0	59.9	74.9	89.9	104.9	119.9
1.2	2.4	1.5	39.4	59.1	78.8	98.5	118.2	137.9	157.6
1, 4	2.6	1.7	49.7	74.5	99.3	124.1	149.0	173.8	198.6

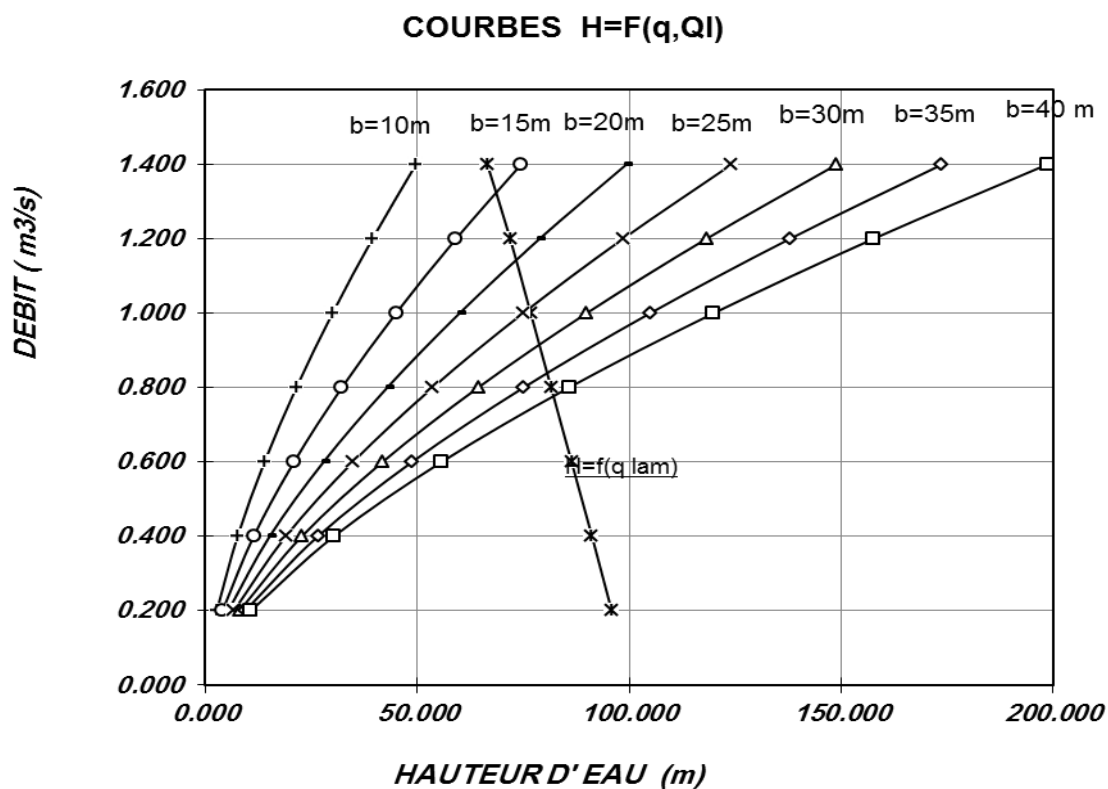


Figure II.17 : Laminage de crue de projet par la méthode de Kotcherine

Tableau II-50 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

Hauteur M	Vf [m ³]	Q [m ³ /s]	Débit m ³ /s						
			b=10m	b=15m	b=20m	b=25m	b=30m	b=35m	b=40m
0.2	32318	1.9	2.7	4.0	5.4	6.7	8.0	9.4	10.7
0.4	68699	8.2	7.6	11.4	15.2	19.0	22.7	26.5	30.3
0.6	106360	20.2	13.9	20.9	27.9	34.8	41.8	48.8	55.7
0.8	144021	38.8	21.4	32.2	42.9	53.6	64.3	75.1	85.8
1	181683	65.1	30.0	45.0	59.9	74.9	89.9	104.9	119.9
1.2	219343	100	39.4	59.1	78.8	98.5	118.2	137.9	157.6
1, 4	261566	143.8	49.7	74.5	99.3	124.1	149.0	173.8	198.6

Tableau II.51 : Résultat Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine

b (m)	15	20	25	30	35	40
q (m ³ /s)	65	70	75	77	80	85
H (m)	1.4	1.15	1.00	0.92	0.85	0.78

II-14-2 Méthode grapho-analytique de Hildenblat[16] :

Dans cette méthode, à partir de l'équation du volume entrant et sortant, et après avoir fixé les largeurs du déversoir, on calcule la courbe des débits déversants, qui sera la base d'extrapolation des volumes et donc des débits laminés ; c'est donc une procédure grapho-analytique.

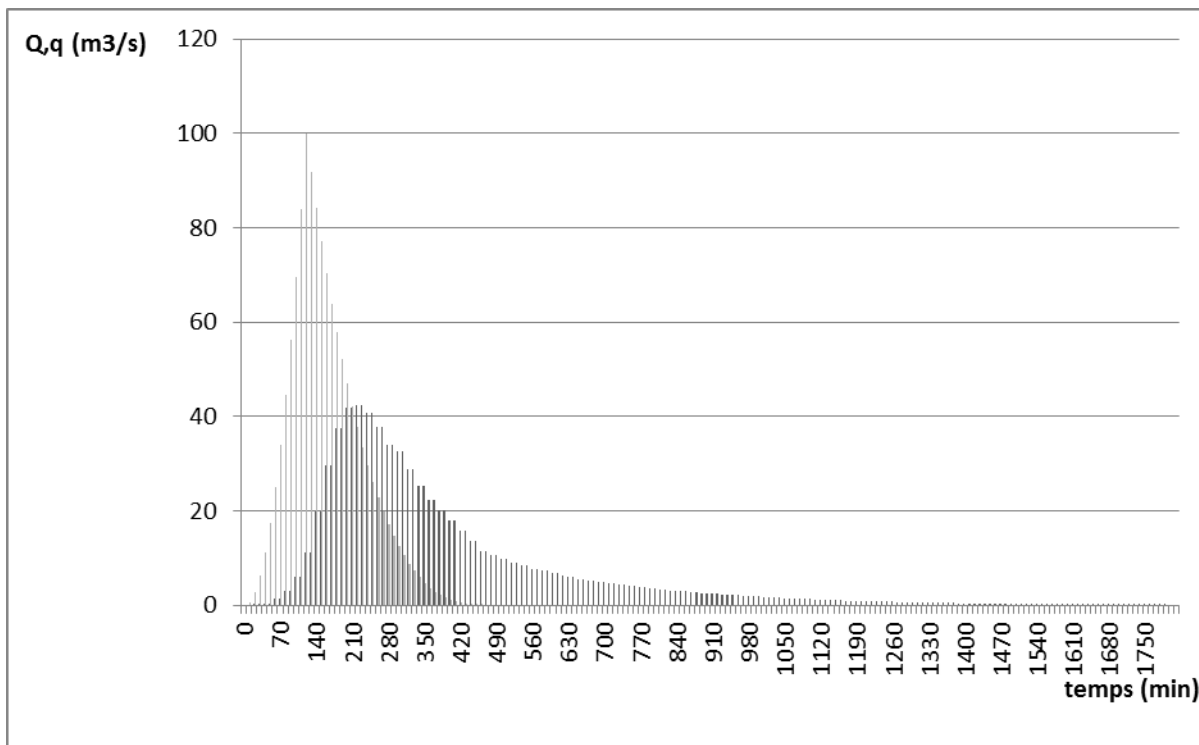
Les résultats de calcul pour le laminage de crue de projet par la méthode de Hildenblat sont donnés sous forme de tableaux (**Annexe 2**) et figures :

Tableau II-52 : Données de base de la méthode Hildenblat

Q (1%)	100		
V c	0.78		
M	0.49		
Vm	0.15	cote NVM	869
Vu	0.68		
Vf	0.156		$Vf = (0.05 \dots 0.2)Vc$
V(NNR)	0.83	cote NNR	875.8
V(NPHE)	0.986	cote NPHE	877.6
qlam	68		$q_{lam} = 0.85.Q_{\%}(1 - Vf/Vc)$

Tableau II.53 Courbe des débits déversants pour b = 25 m

1	2	3	4	5	6
Cotes (m)	Hd (m)	q (m3/s)	1/2 qΔt (m3)	V (Mm³)	V+1/2qΔt (Mm³)
875,8	0	0	0	833000	833000
876	0,2	19	33402	865318	898720
876,4	0,4	29	53023	901699	954722
877	0,6	39	69480	939360	1008840
877,8	0,8	47	84169	977021	1061190
878,8	1	54	97669	1014682	1112351
880	1,2	61	110292	1052343	1162635
881,4	1,4	68	122230	1094566	1216796
883	1,6	74	133610	1138227	1271837
884,8	1,8	80	144524	1181888	1326412
886,8	2	86	155040	1225549	1380589
889	2,2	92	165211	1269210	1434421
891,4	2,4	97	175078	1317434	1492512
894	2,6	103	184675	1367095	1551770

Figure II.18 : laminage de crue par **Hildenblat**

II-14-3. Méthode step by step[16]

C'est une méthode numérique dont la procédure de calcul est que dans un intervalle de temps Δt , le volume entrant doit être égal au volume, majoré de la variation d'eau dans la retenue durant le passage de la crue.

Le principe de calcul du laminage des crues par cette méthode, est basée sur la connaissance de :
L'hydrogramme des crues

La courbe des volumes d'eau dans la retenue

La courbe des débits sortants ou déversants en fonction des côtes.

✓ Les différentes étapes de calcul :

-Fixer le niveau normal de la retenue

-Tracer la courbe $q = f(h_d)$ avec : $q = m \cdot \sqrt{2g} \cdot b \cdot h_d^{1.5}$ (III-85)

a- Déduire les volumes d'eau entrants durant Δt , $V_{\text{entrant}} = \frac{Q_{s1} + Q_{s2}}{2} \cdot \Delta t$.

b- A partir de la courbe de débits déversants, le volume sortant est alors : $V_{\text{sortant}} = \frac{q_{s1} + q_{s2}}{2} \cdot \Delta t$

c- Obtenir le stockage unitaire à chaque pas de temps $V_{\text{stockée}} = V_{\text{entrant}} - V_{\text{sortant}}$

d- Obtenir le stockage total $V_t = \sum_{n=0}^i V_{\text{stockage unitaire}}$

- n : nombre de pas du temps

e- on refait ces étapes jusqu'à aboutir à la côte du niveau normal de la retenue (NNR).

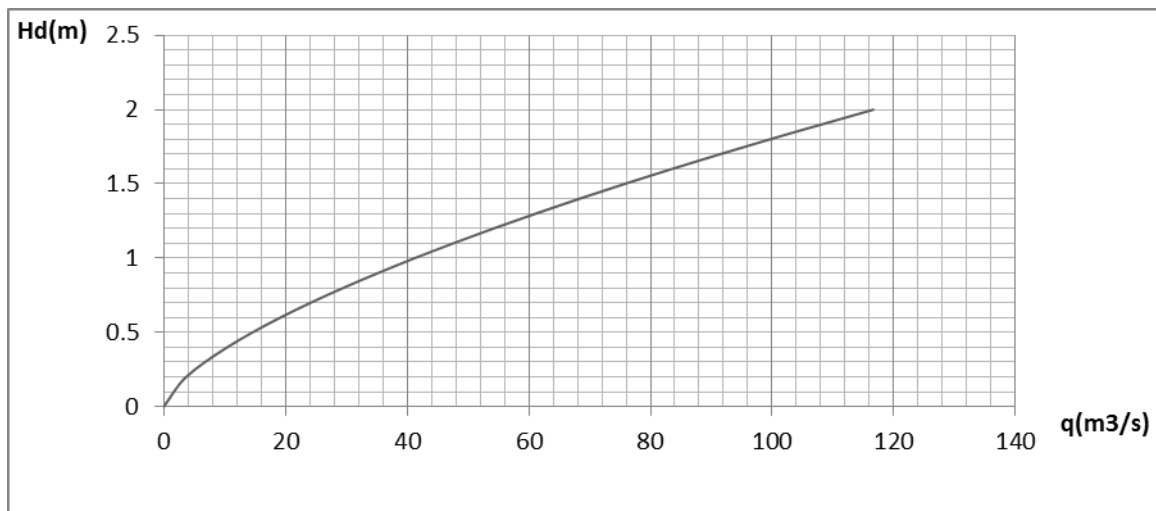


Figure II.19 : Estimation des débits laminés

Les résultats de calcul de cette méthode sont dans donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.54 Résultats de calcul du laminage par la méthode pas à pas

t1	t2	Qe1	Qe2	(Qe1+Qe2)*t/2	qs1	qs2	(qs1+qs2)*t/2	Stockage unitaire	stockage totale
0	10	0.0	0.7	208	0	0.04	12	196	196
10	20	0.7	2.8	1042	0.04	0.1100	45	997	1193
20	30	2.8	6.3	2708	0.11	0.2000	93	2615	3808
30	40	6.3	11.1	5208	0.2	0.3000	150	5058	8867
40	50	11.1	17.4	8542	0.3	0.4600	228	8314	17180
50	60	17.4	25.0	12708	0.46	0.7600	366	12342	29523
60	70	25.0	34.0	17708	0.76	2.5000	978	16730	46253
70	80	34.0	44.4	23542	2.5	5.4000	2370	21172	67425
80	90	44.4	56.3	30208	5.4	10.0400	4632	25576	93001
90	100	56.3	69.4	37708	10.04	15.4600	7650	30058	123059
100	110	69.4	84.0	46042	15.46	23.1200	11574	34468	157527
110	120	84.0	100.0	55208	23.12	32.8800	16800	38408	195935
120	130	###	91.9	57569	32.88	45.6400	23556	34013	229948
130	140	91.9	84.2	52841	45.64	57.3200	30888	21953	251902
140	150	84.2	77.0	48380	57.32	63.7000	36306	12074	263976
150	160	77.0	70.2	44178	63.7	68.3100	79206	-35028	228947
160	170	70.2	63.9	40226	68.31	57.2800	75354	-35128	193819
170	180	63.9	57.9	36517	57.28	45.0000	61368	-24851	168968
180	190	57.9	52.3	33043	45	36.9800	49188	-16145	152823
190	200	52.3	47.1	29797	36.98	31.7500	41238	-11441	141383
200	210	47.1	42.2	26771	31.75	28.4000	36090	-9319	132064
210	220	42.2	37.7	23958	28.4	25.72	32472	-8514	123550
220	230	37.7	33.5	21348	25.72	23.12	29304	-7956	115594
230	240	33.5	29.6	18936	23.12	21.11	26538	-7602	107992
240	250	29.6	26.1	16712	21.11	19.17	24168	-7456	100536
250	260	26.1	22.8	14670	19.17	17.28	21870	-7200	93337
260	270	22.8	19.8	12802	17.28	15.47	19650	-6848	86488
270	280	19.8	17.1	11099	15.47	14.14	17766	-6667	79821
280	290	17.1	14.7	9554	14.14	12.44	15948	-6394	73427
290	300	14.7	12.5	8160	12.44	10.83	13962	-5802	67626
300	310	12.5	10.5	6909	10.83	10.04	12522	-5613	62013
310	320	10.5	8.8	5793	10.04	8.9	11364	-5571	56442
320	330	8.8	7.2	4804	8.9	7.81	10026	-5222	51220
330	340	7.2	5.9	3935	7.81	6.44	8550	-4615	46604
340	350	5.9	4.7	3177	6.44	5.22	6996	-3819	42785
350	360	4.7	3.7	2524	5.22	4.11	5598	-3074	39711
360	370	3.7	2.9	1967	4.11	3.6	4626	-2659	37052
370	380	2.9	2.1	1499	3.6	2.5	3660	-2161	34891
380	390	2.1	1.6	1112	2.5	1.99	2694	-1582	33309
390	400	1.6	1.1	798	1.99	0.7	1614	-816	32493
400	410	1.1	0.7	550	0.7	0.7	840	-290	32202
410	420	0.7	0.5	359	0.7	0.69	834	-475	31728
420	430	0.5	0.3	219	0.69	0.68	822	-603	31125
430	440	0.3	0.1	122	0.68	0.68	816	-694	30431
440	450	0.1	0.1	59	0.68	0.66	804	-745	29685
450	460	0.1	0.0	23	0.66	0.66	792	-769	28916
460		0.0	0.0	5	0.66	0.5	696	-691	28225

D'après les calculs, on déduit que la charge maximale déversante est de **1.4 m**

II-15 Etude d'optimisation :

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

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

II-15-1 Calcul du coût approximatif de la digue [12]:

On calcule en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût.

Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec :} \quad V_i = \frac{W_i + W_{i+1}}{2} L_i \quad \dots\dots\dots(\text{III-86})$$

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

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

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

$$\text{On a : } W_i = \frac{b + B_i}{2} H_i \quad \dots\dots\dots(\text{III-87})$$

B_i : Largeur de base donnée par : **B_i = (m₁ + m₂) H_i + b_{cr}.**

m₁, m₂ : Les fruits des talus.

b_{cr} : Largeur en crête (m).

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

H_b : Hauteur du barrage avec : **H = NNR + R + h_{dév} + t**.

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

II-15-2 Calcul de la revanche [11]

Le calcul de la revanche passe par la connaissance de la hauteur des vagues qui est en fonction du paramètre fetch conditionné par la vitesse du vent.

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

- **Formule de Mallet et Paquant :**

$$R = h + \frac{V^2}{2.g} + S, \quad \dots\dots\dots(\text{III-88})$$

$$\text{Avec :} \quad h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{F} \quad \text{et} \quad V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} . h \quad \dots\dots\dots(\text{III-89})$$

F : fetch en Km, f=0.62km

$\frac{V^2}{2.g}$: Energie cinétique des vagues.

S : marge de sécurité on prend S=0,5m

A.N : h=0.76m ; V=2 m/s ; $\frac{V^2}{2.g}$ =0,2m

D'où : **R=1,46 m**

- **Formule de Stevenson- Gaillard :**

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2.g} \dots\dots\dots(III-90)$$

Avec : $H = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F}$ (F < 18 Km).
 $V = 1,5 + 2H$: Vitesse de propagation des vagues (m/s).

On a : F = 0.62 Km.

A.N : $H = 0.79\text{m}$; $V = 3.08\text{m/s}$; $\frac{V^2}{2.g} = 0,48\text{m}$

La revanche sera donc : **R = 1,07 m.**

- **Formule Simplifiée :**

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \dots\dots\dots(III-91)$$

On a F = 0.62 Km. **Donc : R=1,23m**

NB :

On remarque que la formule de Mallet et Pacquant tien compte de plusieurs paramètres et pour des mesures de sécurité, on prend la valeur de la revanche : **R = 1.5 m.**

II-15-3 Largeur en crête :

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

- **Formule de Knapen :**

$$b_{cr} = 1,65\sqrt{Hb} \dots\dots\dots(III-92)$$

- **Formule de E- F-Preece :**

$$b_{cr} = 1,1\sqrt{H_b} + 1 \dots\dots\dots(III-93)$$

- **Formule Anonyme (simplifiée) :**

$$b_{cr} = 3,6\sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(III-94)$$

Avec : H_b : Hauteur du barrage ; $H_b = \nabla \text{NNR} + h_{\text{dév}} + R + t$.

On admet une valeur de (t = 0.3 m) pour le tassement de la retenue.

Tableau II.55: Calcul de la hauteur de la retenue

b [m]	h [m]	H_b [m]
15	2.11	14.7
17	1.74	14.5
19	1.50	14.4
21	1.33	14.3
23	1.20	14.2
25	1.10	14.1

Tableau II.56 : Calcul de largeur en crête

b	H_d	H_b	Largeur en crête du barrage		
			Formule de KNAPEN	Formule de PREECE	Formule simplifiée
15	2.11	14.7	6	5	6
17	1.74	14.5	6	5	6
19	1.50	14.4	6	5	6
21	1.33	14.3	6	5	6
23	1.20	14.2	6	5	6
25	1.10	14.1	6	5	6

NB:On opte pour une largeur en crête de $B_{cr}=5\text{ m}$ **II-15-4 Calcul du volume de la digue pour différentes largeurs déversantes :**

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

Tableau II. 57 Calcul des largeurs de la digue

Digue N°01 (b=15m) $H_b = 14.7\text{ m}$						
Coupe N°	H_i [m]	B_i [m]	W_i [m ²]	W_{i+1} [m ²]	L_i [m]	V_i [m ³]
1	0	5	0	226	47.1	5320
2	8.2	50.1	226	668	50	22341
3	14.7	85.85	668	507	50	29370
4	12.7	74.85	507	202	50	17715
5	7.7	47.35	202	0	29.27	2950
6	0	5	0			
Total					226,27	77696

Tableau II-58 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes :

B	H_b	V_i [m ³]	couts(DA)
15	14.7	77696	38848007.8
17	14.5	76689	38344637.9
19	14.4	76186	38092953
21	14.3	75683	37841268
23	14.2	75179	37589583.1
25	14.1	74676	37337898.1

Remarque :

Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 500 (DA).

II-15-5 Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :

Pour ce calcul, on tient compte des coûts du seuil déversant et du canal d'approche, vu que le chenal et le bassin de dissipation gardent leur profil pour les différentes largeurs du déversoir.

- Coût du déversoir :

Le déversoir envisagé est du type « Creager ». Ce type de profil s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le déversoir sera construit en béton armé.

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

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H} \right)^n \dots\dots\dots \text{II-95}$$

Avec $K=2,127$ et $n=1,85$

Donc : $Y = 0,47 \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}}$ **Avec :** H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

On trace cette courbe en donnant à chaque fois une valeur à « X » pour déterminer « Y » correspondant.

La charge « H » est définie pour chaque largeur du déversoir.

Le volume du déversoir sera donc: $V_{dev} = S.b$

Avec : S : section transversale du profil ; b : largeur déversante.

Remarque :

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 45000(DA). (Source : D.H.W Guelma)

Tableau II-59 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes :

Profil N°	b (m)	h_{dev} (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (Million de DA)
1	15	2.11	1.33	19.95	897750
2	17	1.74	1.28	21.76	979200
3	19	1.50	1.24	23.56	1060200
4	21	1.33	1.2	25.2	1134000
5	23	1.20	1.16	26.68	1200600
6	25	1.10	1.13	28.25	1271250

- Coût du coursier

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire afin d'assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est de 160 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \dots\dots\dots \text{II-96}$$

L'épaisseur du radier et celle des murs bajoyers est égale à 0,5 mètre.

La largeur du coursier est donnée par :

$$L_{\text{cal}} = Q_{\text{max}}^{0.4} \dots\dots\dots \text{II-97}$$

Tableau II.60 : Coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes

N°	b(m)	H(m)	q (m3/s)	L _{cal}	L(m)	H mur(m)	S(m ²)	V(m ³)	couts(DA)
1	15	2.11	65.0	6.3	6	2.91	6.41	1026	46170000
2	17	1.94	67.0	6.4	6	2.74	6.24	999	44955000
3	19	1.80	69.0	6.4	6	2.60	6.10	977	43965000
4	21	1.69	72.0	6.6	7	2.49	6.49	1038	46710000
5	23	1.59	74.0	6.6	7	2.39	6.39	1022	45990000
6	25	1.50	75.0	6.7	7	2.30	6.30	1009	45405000

Tableau II-61 : Tableau récapitulatif des prix totaux :

Barrage N°	b (m)	Cote crête (m)	Coûts [DA]			
			Digue	Déversoir	Coursier	Global
1	15	882.7	38848007	518700	26678267.7	85915757
2	17	882.5	38344637	565760	25974557.2	84278837
3	19	882.4	38092953	612560	25396627.2	83118153
4	21	882.3	37841268	655200	26991982.4	85685268
5	23	882.2	37589583	693680	26578653.4	84780183
6	25	882.1	37337898	734500	26221208.9	84014148

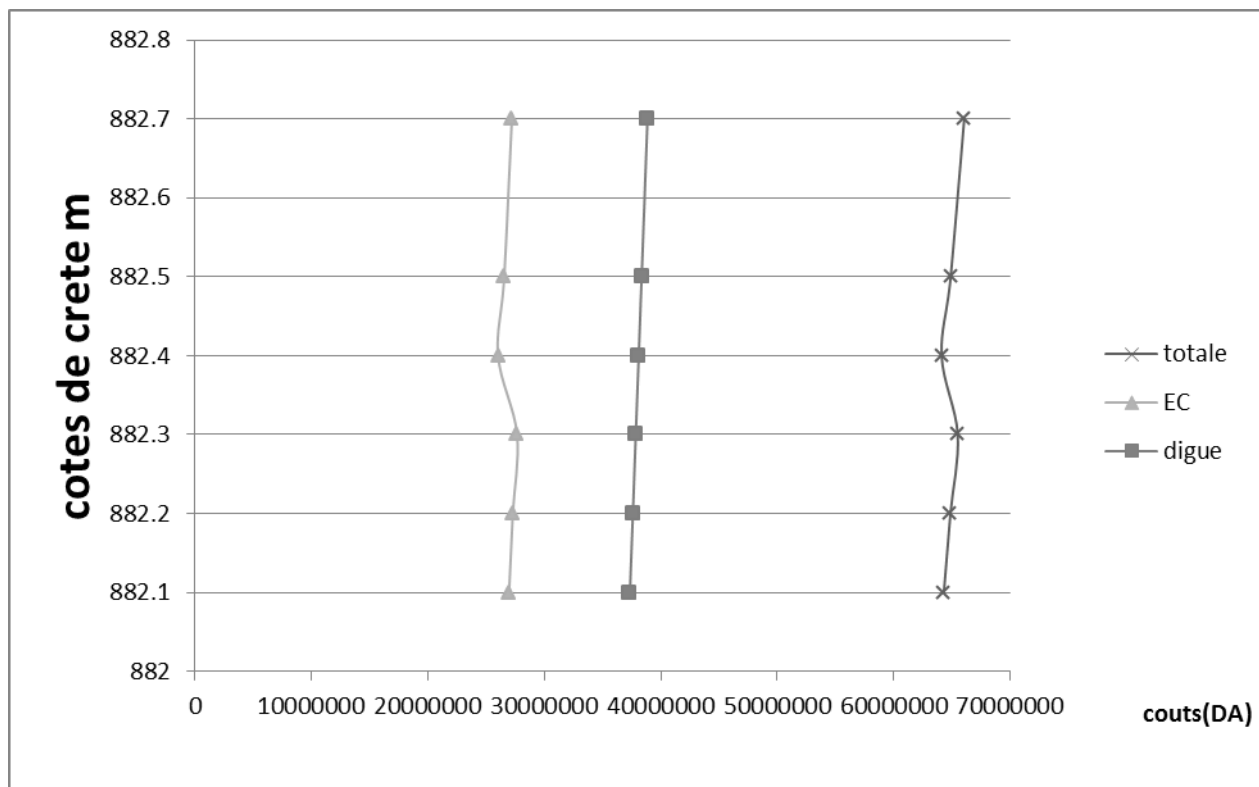


Figure II.20 : Optimisation de la largeur d'évacuateur de crues

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons analysé pratiquement tous les paramètres hydrologiques régissant la réalisation de la retenue collinaire, à savoir les données pluviométriques, les débits, la régularisation de l'écoulement et le laminage de crue effectué par plusieurs méthodes.

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

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur du déversoir optimale « $b=19\text{m}$ » et une cote en crête optimale de la digue égale à 882,4 m.NGA.

Les résultats de l'étude donnant les principales caractéristiques hydrologiques sont donnés par le tableau ci-dessous :

Tableau II-62 : Tableau récapitulatif de l'étude de régularisation et du laminage

Désignation	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm^3	0.15
Volume utile	Mm^3	0.68
Volume au NNR	Mm^3	0.83
Cote du fond	m NGA	865
Cote NVM	m NGA	869
Cote NNR	m NGA	875.8
Cote NPHE	m NGA	877.6
Cote en crête	m NGA	879.4
Largeur en crête	M	5
Largeur du déversoir	M	19

Chapitre III : ETUDE DES VARIANTES

III.1. Généralités

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

Le terme terre (ou remblais) couvre toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que les latérites, des schistes et grès tendres...etc.

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

Les caractéristiques géologiques et géotechniques sont la base fondamentale de cette étude. En effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponibles au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autres.

L'utilisation des digues en terre (ou en remblais) présente certaines avantages et inconvénients :

III.1.a Avantages des digues en terre :

- ✓ Utilisation du sol comme matériau local pour la construction de la digue.
- ✓ Possibilité d'utiliser une gamme variée de la terre de la cuvette ou des rives.
- ✓ Possibilité de construire des digues pratiquement dans toutes les régions géographiques.
- ✓ Possibilité de construire la digue pour large gamme de hauteur des barrages.
- ✓ Tous les procédés de construction sont mécanisés.

III.1b Inconvénients des digues en terre :

- ✓ Présence de l'écoulement souterrain dans le corps de la digue, qui crée les conditions de déformation du corps de la digue.
- ✓ Grandes pertes d'eau en cas d'utilisation des sols perméables.
- ✓ L'ajout des dispositifs contre la filtration.

III.2. Le choix du site du barrage :

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

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

- L'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau ;
- Tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement ;
- L'axe choisi doit avoir la longueur la plus courte possible.

III.3. Le choix du type de barrage

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

- La topographie du site;
- La morphologie de la vallée ;
- Les conditions géologiques et géotechniques ;
- Les matériaux de construction.

En se basant sur ces exigences, on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

III.4 les variantes à choisir :

Sur la base de l'expérience de la construction mondiale hydrotechnique et l'expérience de la construction des barrages en Algérie et compte tenu des conditions géologiques et géotechniques de la fondation permettant d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui donne le choix entre les deux variantes :

- Barrage en terre homogène en argile.
- Barrage en enrochement zonée à noyau d'argile.
- Barrage en enrochement avec masque en béton

❖ **Barrage en terre homogène :** c'est le cas le plus simple à réaliser, du faite de l'abondance des gisements d'argile dont les propriétés « aptitude au compactage » s'avèrent généralement favorables à la confection des remblais étanches et stables. Ceci dit, il faut prévoir un drainage très efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméables ayant des caractéristiques identiques dans tout le corps du barrage.

❖ **Barrage zoné** : Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau qui s'intercale entre deux recharges (amont-aval). Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

❖ **Barrage en enrochement avec masque en béton**

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés, telles que le manque de matériaux convenables, et la difficulté de mise en œuvre ; alors le barrage en enrochement avec masque en béton peut être la solution idéale pour la réalisation de la digue. Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément. Il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique et thermique.

C'est le type de masque le plus ancien et qui est pratiquement abandonné à cause de sa rigidité qui s'accommode très mal avec les déformations du massif support.

En général, il se compose de dalles préfabriquées ou coulées sur site avec des joints de dilatation qui atténuent l'effet des déformations du béton.

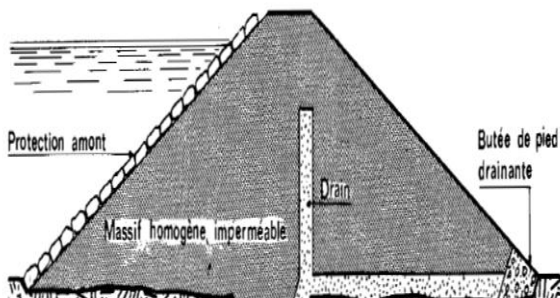


Figure III.01. barrage en terre homogène[12]

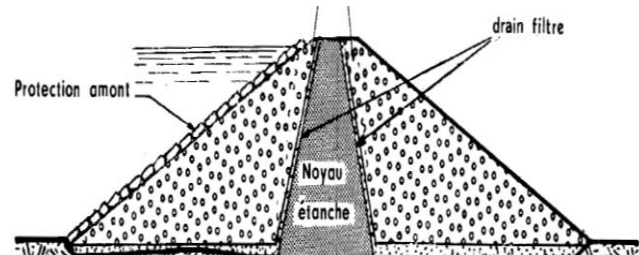


Figure III.02. barrage en terre zoné [12]

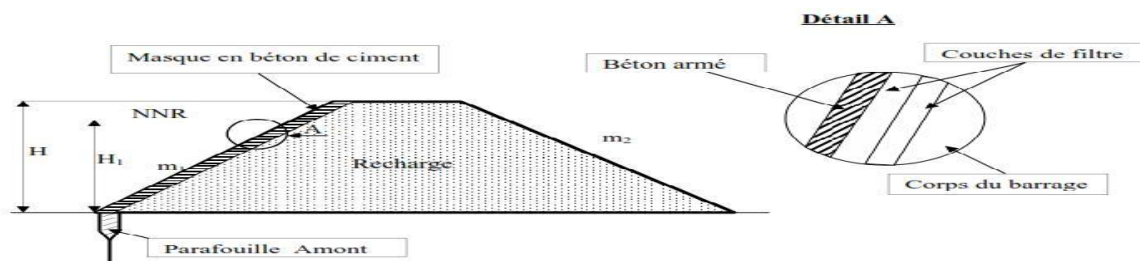


Figure III.03. Barrage en enrochement avec masque en béton[10]

III.5. Objectif de l'étude des variantes

Pour dégager la variante la plus appropriée, on se base sur la comparaison économique des variantes proposées susceptibles d'être projetées sur le site.

III.6. Définition du profil général de la retenue

III.6.1 Hauteur de la retenue

A. Calcul de la revanche

La revanche a été calculée dans l'étude d'optimisation (Chapitre II) : **R = 1,5 m**

B. Calcul des tassements

Sous l'action de la charge appliquée (remblais), il se développe dans le sol des déformations (tassements). Ces dernières seront calculées à partir des résultats oedométriques.

Pour se faire, on admet que la distribution des contraintes apportées par la surcharge est uniforme au sein de la couche supportant le remblai. Cela est dû au fait que la couche sollicitée est de faible épaisseur par rapport à la largeur de la plate forme du remblai.

Le tassement sera calculé à 4m sous la base de remblais. On partage la couche en deux couches de 2m d'épaisseur, tel que le montre la figure III.03 :

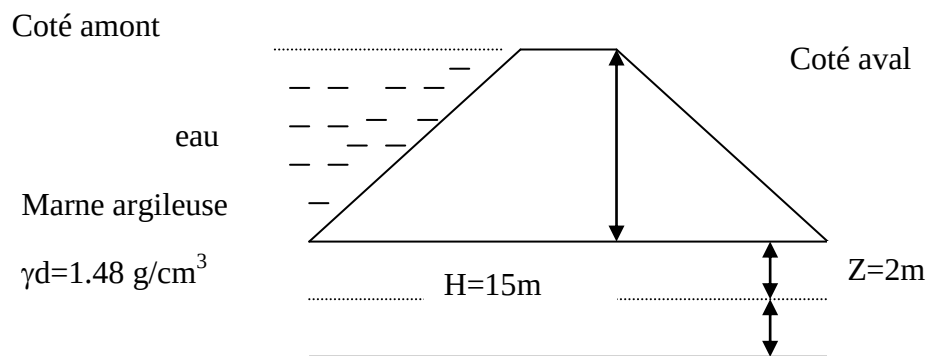


Figure III.3. Schéma descriptif de la digue

Le sol étant sur-consolidé, le tassement de chaque élémentaire sera calculé par la méthode de Terzaghi comme suit :

$$\Delta h = h_0 / (1+e_0) \left(C_{c1} \log (\sigma_c / \sigma_0) + C_{c2} \log (\sigma_0 + \Delta \sigma / \sigma_c) \right) \dots \dots \dots (III.1)$$

Avec :

- Δh : tassement de la couche considérée
- h_0 : épaisseur de couche considérée
- e_0 : indice des vides initial
- $\Delta \sigma$: Augmentation de la contrainte due au remblai
- C_{c1} : coefficient de gonflement
- C_{c2} : coefficient de compressibilité
- σ_c : pression de pré-consolidation

σ_0 : pression verticale des terres au repos

Tableau III.01 : Récapitulatif de l'ensemble des résultats obtenus :

N°couche	H0(m)	σ_c (bar)	σ_0 (bar)	e_0	Cc1	Cc2	$\Delta\sigma$ (bar)	Δh_i (cm)
1	2	1.54	0.104	0.87	0.049	0.299	1.82	8.30
2	2	1.54	0.280	0.87	0.049	0.299	1.82	8.19

$\Sigma\Delta h_i = 16.5 \text{ cm}$ (on prend 0.3 m)

Donc la côte en crête est :

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t \dots \dots \dots (III.2)$$

$$= 875.8 - 865 + 1.8 + 1.5 + 0.3 = 14.4 \text{ m}$$

Nous prenons la hauteur du barrage $H_b = 14.4$.

III.6.2 Largeur en crête

D'après l'étude d'optimisation, nous avons trouvé : $b_c = 5 \text{ m}$

III.6.3 La longueur de la crête

Elle est tirée à partir du plan de l'aménagement, et est égale à : **221.7 m**

III.6.4 Choix des pentes des talus

- Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations, comme montre le tableau ci-après :

Tableau III.02 : valeurs indicatives des fruits de talus.

Hauteur du barrage (m)	Type de barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
10 < H < 20	- Homogène granulométrie étendue	2.5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2.5
	- A zonés	3	2.5

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de barrage. On opte pour :

- Parement amont $m_1 = 3,0$.
- Parement aval $m_2 = 2,5$.

Ce choix de pentes de talus, sera vérifié après avec l'exécution des calculs de stabilité.

III.6.5. Revêtement de la crête et des talus de la digue

A. Le talus aval

Le talus aval est généralement recouvert de terre végétale et engazonné, ce qui lui permet de mieux résister à l'érosion due à la pluie.

B. Le talus amont

Il sera protégé par un parement d'enrochement (en Rip-rap) en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la méthode de « T. V.A. »

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

1) Méthode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority)

Cette méthode est déterminée par la formule suivante :

$$e = C \cdot V^2 \dots \dots \dots (III.3)$$

Où e : est l'épaisseur de l'enrochement en [m];

V : Vitesse de propagation des vagues déterminée par la formule de Gaillard en [m/s]; sachant que $V = 3,08$ m/s

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique γ_p Du matériau d'enrochement.

La valeur de C est donnée par le tableau suivant :

Tableau III.03 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_p

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma_p = 2.50$	$\gamma_p = 2.65$	$\gamma_p = 2.80$
1/12	0.027	0.022	0.020
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1,5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

D'après le tableau $C=0.025$, donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0.24\text{m}$
 Mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à **0,3m**.

2) Deuxième méthode :

Les ingénieurs de l'US Army utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues, tel que détaillé dans le tableau suivant :

Tableau III.04 : Epaisseur de l'enrochement et d_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur des vagues h(m)	Epaisseur e(m)	D_{50} des blocs (m)
0-0,30	0,30	0,20
0,30-0,6	0,40	0,25
0,6-1,2	0,45	0,30
0,2-1,8	0,55	0,40
1,8-2,4	0,70	0,45
2,4-3,0	0,80	0,55

Pour notre cas, $0.6 < H < 1.2 \text{ m}$ $e = 0,45 \text{ m}$. $D_{\min} = 0,30 \text{ m}$

Pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,4 m

Conclusion :

En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue homogène une épaisseur de couche $e = 40 \text{ cm}$ et un diamètre moyen de 30 cm. Donc, une protection du talus amont d'une épaisseur de 40 cm d'enrochement avec 30 cm de filtre (lit de gravier et sable).

III.6.6 Etanchéité du barrage

III.6.6.1. Le noyau

Le noyau en matériaux argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité.

a) Dimensionnement du noyau

- **La hauteur du noyau**

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1$$

Avec : H_b : hauteur du barrage

H_n : hauteur du noyau

$$H_n = 14.4 - 1 = \mathbf{13.4m}$$

- **La largeur en crête du noyau**

La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_{c, n} = \frac{1}{6} H_b = 2.5 \text{ m}$$

- **Les fruits des talus**

Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante:

$$\frac{\Delta H}{b_{\text{noy}}} \leq I_{\text{adm}} \dots \dots \dots (\text{III.4})$$

Avec :

- ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval ; $\Delta H = H_1 - H_2$
- H_2 : Hauteur d'eau à l'aval, $H_2 = 0$.
- H_1 : Hauteur d'eau à l'amont, $H_1 = 10.8 \text{ m}$.
- B_{noy} : Largeur à la base du noyau (m)
- I_{adm} : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Les tableaux III.4 et III.5 nous permettent de déterminer le gradient hydraulique J_{adm}

Tableau III.04: Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs de barrage (m)			
Sols rocheux.	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau III.5, la retenue de notre projet est dans la **classe IV**.

Tableau III.6:Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

D'après le tableau, $J_{adm} = 1,95$

On sait que :

$$b_{noy} > \frac{\Delta H}{I_{adm}} \dots\dots\dots (III.5)$$

$$A.N : b_{noy} > 6m$$

Largeur en base du noyau

$$L_b = 2 \cdot b_{moy} - L_{c,n} \dots\dots\dots (III.6)$$

$$AN : L_b = 2 \cdot 6 - 2.5 = 9.5 \text{ m}$$

Nous pouvons calculer la Largeur à la base du noyau par une deuxième méthode.

La base du noyau aura l'épaisseur donnée par :

$$B_{min} = 6 + C \cdot Hn \dots\dots\dots (III.7)$$

$$B_{max} = (0,8 \div 1,2) Hb \dots\dots\dots (III.8)$$

Avec :

- $0,15 \leq C \leq 0,3$, $C = 0,2$

Nous trouvons

$$B_{min} = 8,68m \text{ et } B_{max} = 16.08 \text{ m.}$$

Nous prenons

$$B = 12 \text{ m}$$

➤ Détermination des fruits des talus

$$L_b = 2 \cdot m \cdot H_n + L_{c,n} \dots\dots\dots (III.9)$$

$$AN : m \approx 0.4$$

- **La côte en crête du noyau**

$$NCN = C_{fond} + H_n = 865 + 13.4 = 878.4 \text{ m NGA}$$

III.6.6.2. Les drains

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

a. Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme)

- **Hauteur:** $H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b$ III-10

Avec :

H_b : Hauteur de la retenue ($H_b = 14.4\text{m}$)

On prend $H_p = 0,15 H_b$, donc on aura : $H_p = 1.7\text{ m}$.

- **Fruit des talus :**

$m_1 = (1 \div 2)$; $m_2 = (1,5 \div 2,5)$

Donc, on prend : $m_1 = 1,25$ $m_2 = 2$

- **Largeur au sommet :**

La largeur (ber) est calculée comme suit :

$ber = (1/3 \div 1/4) H_p$ III-11

On prend $ber = 1/3 H_p$. Ce qui donne: $ber = 0.6\text{ m}$

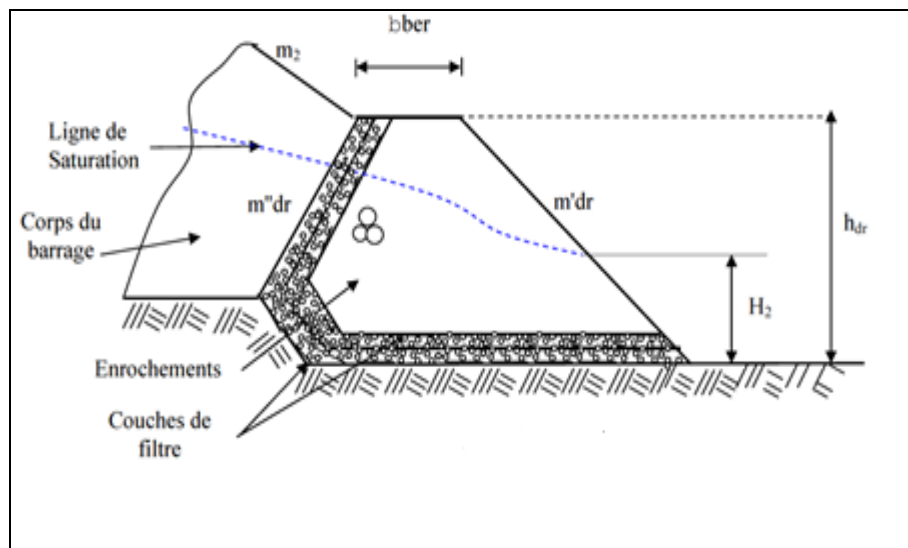


Figure III.4. Coupe d'un prisme de drainage[10]

b. Dimensionnement du drain tapis

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif.

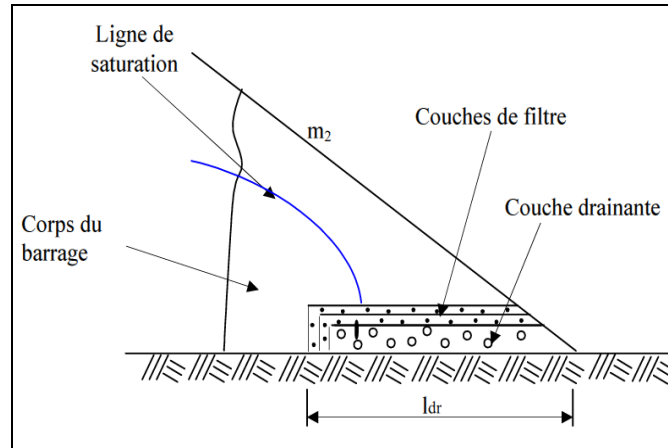


Figure III.5. Coupe d'un tapis de drainage[10]

Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise de la retenue, on trouve environ une valeur de 27m.

On recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e=0.80\text{m}$

c. Dimensionnement du drain vertical

Lorsqu'il y a de grands risques d'anisotropie, la seule solution valable est la projection d'un drainage vertical sous forme de bandes d'enrochements ou de graviers protégées de part et d'autre par des filtres de transition (**Figure III.06**). L'eau d'infiltration est acheminée vers l'aval du barrage par un réseau de tuyaux parallèles ou par un drain tapis filtrant s'il faut drainer la fondation.

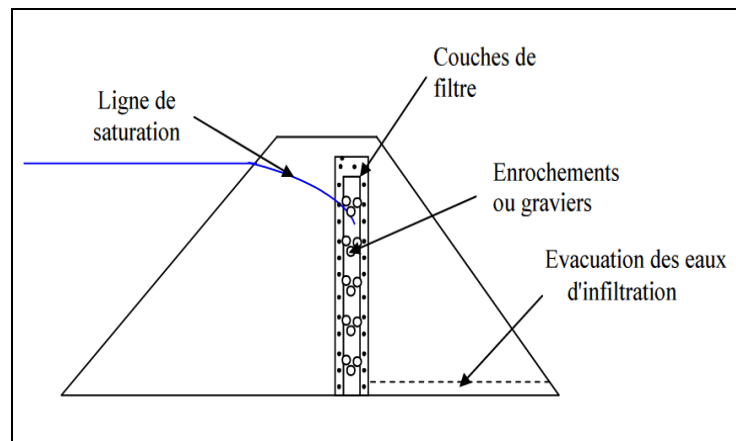


Figure III.6. Schéma d'un drain vertical[10]

La largeur minimale d'un tel drainage est de 1.00 mètres et sa position idéale est à l'aval de l'axe du barrage, sa hauteur doit être supérieure à la hauteur normal de la retenue (NNR).

III.6.6.3. Les Filtres

Un filtre est destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif.

Les filtres sont constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et éléments fines des terres drainées.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établies par BERTRAM (Université de Harvard), basé sur les conditions de TERZAGHI, perfectionnés en suite par les travaux du corps d'ingénieurs de l'année et le bureau de réclamation des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

▪ Critères de conception

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} \leq 4 \div 5 : \text{Condition d'entraînement des particules fines pour le phénomène de renard.}$$

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} > 4 \div 5 : \text{Condition de perméabilité.}$$

$$\frac{D_{30}^{filtre}}{d_{60}^{sol}} < 25 : \text{Condition de parallélisme des courbes granulométriques.}$$

$$\frac{D_{60}^{filtre}}{D_{10}^{filtre}} \leq 20 : \text{Condition d'uniformité du filtre.}$$

La perméabilité du matériau de filtre peut raisonnablement être estimée par l'expression :

$$K = 0.35(D_{15})^2$$

Avec : D_{15} en mm

K : obtenue en cm/s.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- Couches horizontales de sables.....0, 15m
- Couches horizontales de graviers.....0, 30m
- Couches verticales ou inclinées 1,00m

III.7. Calcul du volume des différents matériaux

Pour faire le choix de la variante à retenir, on doit procéder aux calculs des volumes des différentes variantes en ayant les prix unitaires des divers éléments.

La méthode de calcul des volumes a déjà été abordée dans le chapitre II

III.7.1. Barrage homogène en argile avec drain vertical

III.7.1.1. Recharges

Le tableau ci-après donne le volume des recharges nécessaires pour la construction de la

digue homogène en argile.

Tableau III.07 : calcul des volumes des recharges (argile).

Digue de Hb = 14.4 m						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m²]	Wi+1 [m²]	Li [m]	Vi [m³]
1	0.0	5	0	211	43.6	4608
2	7.9	48.5	211	643	50	21351
3	14.4	84.2	643	485	50	28197
4	12.4	73.2	485	188	50	16825
5	7.4	45.7	188	0	28.1	2639
6	0.0	5	0			
Total					221.7	73619

III.7.1.2. Protection rip-rap

Le tableau nous résume le volume du rip-rap utilisé pour la protection des talus

Tableau III.08 : calcul des volumes du rip-rap

Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m²]	Wi+1 [m²]	Li [m]	Vi [m3]
1	0	0	0	32.90	43.6	717
2	7.9	82	32.90	97.41	50	3257
3	14.4	244	97.41	73.96	50	4284
4	12.4	185	73.96	29.34	50	2582
5	7.4	73	29.34	0	28.1	412
6	0	0	0.00			
Total					221.7	11253

III.7.2. Barrage zoné à noyau d'argile

III.7.2.1. Le noyau :

Il est composé par une argile protégée par un filtre des deux cotée. Le tableau suivant nous donne le volume de l'argile nécessaire pour sa réalisation.

Tableau III.09 : Calcul des volumes du noyau.

Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m²]	Wi+1 [m²]	Li [m]	Vi [m3]
1	0.0	2.5	0	45	43.6	980.2
2	6.9	8.0	45	122	50	4178
3	13.4	13.2	122	95	50	5424
4	11.4	11.6	95	40	50	3381
5	6.4	7.6	40	0	28.1	568
6	0.0	2.5	0			
Total					221.7	14530

III.7.2.2. Les recharges :

Elles sont constituées d'alluvions ou d'enrochement. Le tableau suivant montre le volume des recharges.

Tableau III.10: volumes des recharges.

Coupe N°	Hi [m]	Wi [m²]	Wi+1 [m²]	Li [m]	Vi [m3]
1	0.0	0	166	43.6	3627
2	7.9	166	521	50	17176
3	14.4	521	390	50	22772
4	12.4	390	148	50	13450
5	7.4	148	0	28.1	2077
6	0.0	0			
totale				221.7	59101

III.7.2.3. Protection rip-rap

Les volumes de protection Rip-rap sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.11 : Calcul des volumes du rip-rap

Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m²]	Wi+1 [m²]	Li [m]	Vi [m3]
1	0	0	0	32.90	43.6	717
2	7.9	82	32.90	97.41	50	3257
3	14.4	244	97.41	73.96	50	4284
4	12.4	185	73.96	29.34	50	2582
5	7.4	73	29.34	0	28.1	412
6	0	0	0.00			
total					221.7	11253

III.8. Estimation du coût des variantes

Le tableau suivant donne le coût des différentes variantes étudiées.

Tableau III.12 : Les coûts des différentes variantes étudiées.

variant	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unitaire (DA)	Coût (DA)	Coût Totale (DA)
Homogène	Recharge (argile)	73619	600	44171400	73581600
	Enrochement (rip-rap)	11253	1000	11253000	
	Filtres et drains	15131	1200	18157200	
Zoné	Noyau	14530	600	8718000	75859200
	Recharge	59101	600	35460600	
	Enrochement (rip-rap)	11253	1000	11253000	
	Filtres et drains	17023	1200	20427600	
A Masque en béton	Recharge	73619	600	44171400	437066400
	béton	8753	45000	393885000	

III.9 Conclusion :

D'après l'estimation du coût des différentes variantes, on remarque que les deux types de digues, à Noyau d'argile et homogène, sont les plus économiques.

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les différentes variantes et d'autres considérations.

D'après le rapport géologique et géotechnique, ainsi que la disponibilité des matériaux le barrage zoné est le plus faisable du point de vue économique et technique.

IV-1 CALCUL DES FILTRES :

IV-1.1 introduction :

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des particules fines du massif à drainer, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux, sa fonction principale est de retenir ces particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers.

Ces filtres peuvent être situés :

- Entre deux couches du sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;
- Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains;
- A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- Sous et au-delà du pied aval du barrage ;
- Sous les recharges drainantes.

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

De nos jours, on remplace souvent ces filtres granulaires naturels ou concassés par des géotextiles issus de l'industrie du textile et se présentent en rouleaux de longueur variable offrant ainsi l'avantage d'être économique et une facilité de mise en œuvre par rapport aux filtres à base de plusieurs couches de matériaux calibrés.

IV.1.2. Règles générales de dimensionnement des filtres [11]

La référence usuelle en la matière est celle des règles de Terzagui.

Elles s'énoncent comme suit :

Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique.

Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

▪ Critères de conception

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5 : \text{Condition d'entraînement des particules fines pour le phénomène de renard. IV-1}$$

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{15}^{sol}} > 4 \div 5 : \text{Condition de perméabilité} \dots \dots \dots \text{IV-2}$$

$$\frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} < 25 : \text{Condition de parallélisme des courbes granulométriques} \dots \dots \dots \text{IV-3}$$

$$\frac{D_{60}^{filtre}}{D_{10}^{filtre}} \leq 20 : \text{Condition d'uniformité du filtre} \dots \dots \dots \text{IV-4}$$

Ces règles étant établies, nous allons procéder au dimensionnement de ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

- Pour construire le fuseau granulométrique nous allons déterminer le D_{15} , D_{50} et D_{60} du filtre.
 - $D_{15 \text{ filtre}} < 4 \times d_{85 \text{ sol}}$

$$D_{15 \text{ filtre}} < 4 \times 0,11 ; D_{15 \text{ filtre}} < \mathbf{0,44 \text{ mm}}$$

- $D_{15 \text{ filtre}} > 4 \times d_{15 \text{ sol}}$

$$D_{15 \text{ filtre}} > 4 \times 0,00045 ; D_{15 \text{ filtre}} > \mathbf{0,0018 \text{ mm}}$$

- $D_{50 \text{ filtre}} < 25 \times d_{50 \text{ sol}}$

$$D_{50 \text{ filtre}} < 25 \times 0,021 ; D_{50 \text{ filtre}} < \mathbf{0,525 \text{ mm}}$$

- $D_{60 \text{ filtre}} < 20 \times d_{10 \text{ filtre}}$

$$D_{60 \text{ filtre}} < 20 \times 0,040 ; D_{60 \text{ filtre}} < \mathbf{0,8 \text{ mm}}$$

Avec :

- D_{xx} : diamètre caractéristiques des filtres.
- d_{xx} : diamètre caractéristique du noyau.

Le fuseau granulométrique est présenté dans l'annexe IV

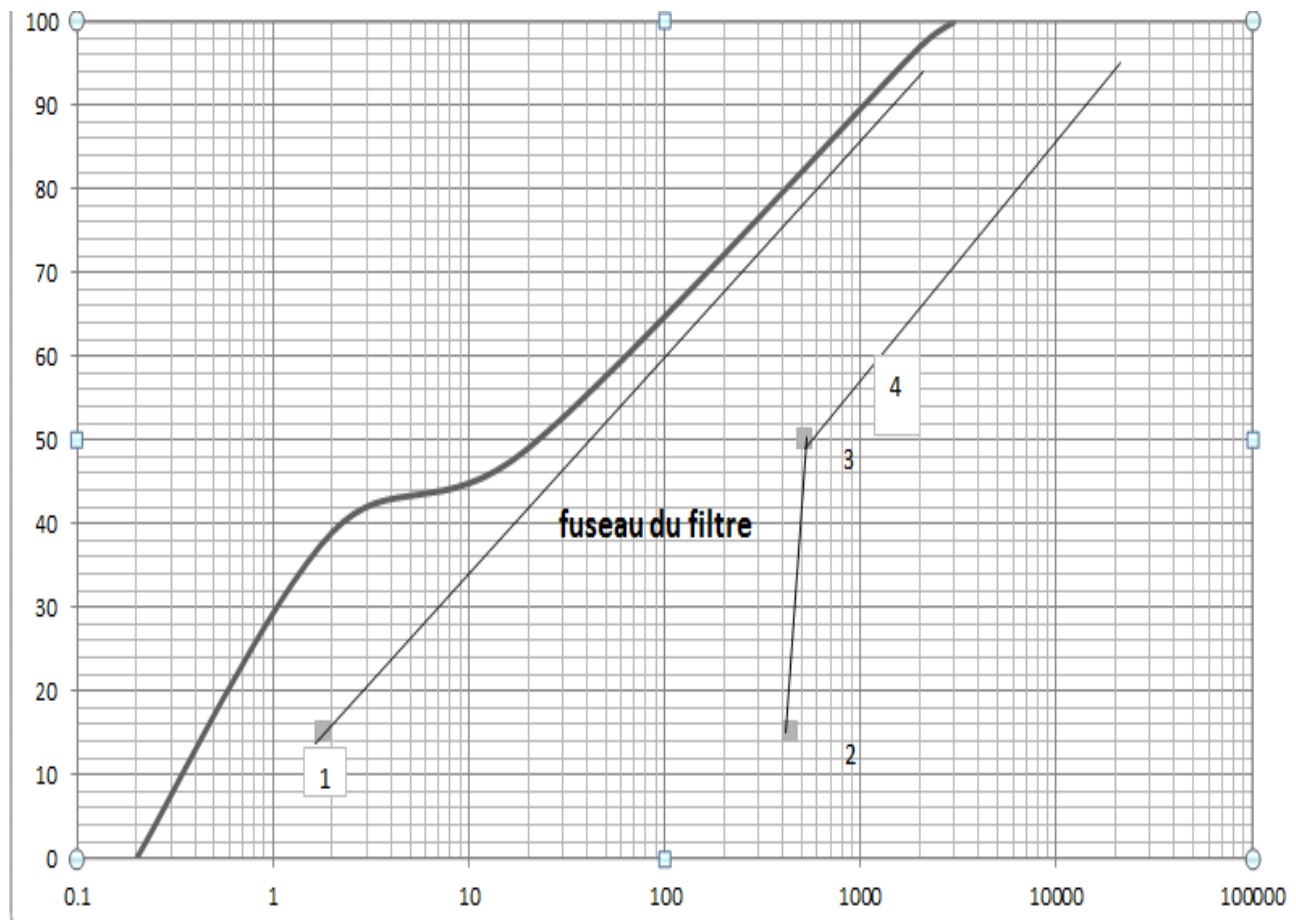


Figure IV-1 fuseau du filtre

Couches horizontales de sables : 0,15 m

- Couches horizontales de graviers : 0,30 m
- Couches verticales ou inclinées : 1,00 m

Notre filtre est constitué du gros sable et sable fin, donc il faut utiliser une épaisseur minimale de 0,15 m pour la couche du filtre horizontale et 1 m pour la couche du filtre inclinée.

-Vérification de la condition d'absence du phénomène de renard[11]

La condition de l'absence du phénomène de renard au massif du sol est vérifiée comme suit :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots \text{IV - 5)}$$

Avec :

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

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \log \eta$;

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

D₅ (mm)	0.05
D₁₇ (mm)	0.1
n₀	0.45
n	0.404

$$A \cdot N \frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \quad \text{donc : } 0,5 > 0,3$$

Il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le filtre.

Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre

$$K_F \geq (2 + \sqrt[6]{\eta}) K_N \dots \dots \dots \text{IV-6}$$

- **K_F** : Coefficient de perméabilité du filtre $4 \cdot 10^{-8}$ m/s.
- **K_N** : Coefficient d'infiltrations du remblai de la digue 10^{-8} m/s.

$$AN : K_F \geq 2 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

IV-2 Etude des infiltrations

IV-2 -1 Positionnement de la ligne de saturation:[11]

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ».

Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

- Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2 \cdot Y_0} \dots \dots \dots \text{(IV.7)}$$

$$\text{En se reportant à la figure on a : } Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots \dots \dots \text{(IV.8)}$$

$$\text{d'où : } Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2} \dots \dots \dots \text{(IV.9)}$$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

Niveau de la retenue normale, $h = 10,8$ m :

$bn' = m1.h$ d'où ; **$bb=27\text{ m}$**

L'emprise de: **$L_b = 84.2\text{ m}$**

$d_d = L_b - 0,7.b$ d'où **$d = 65.3\text{ m}$** .

On aura donc : $Yb_0 = 0.89\text{ m}$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$Yb^2 = 1.78.Xb + 0.79 \quad \dots\dots\dots(IV.22)$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau ci-après :

Tableau IV.01 : Coordonnées de la parabole de KOZENY :

X (m) digue	-0.44	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65
Y(m)digue	0.1	0.9	3.1	4.3	5.2	6.0	6.7	7.4	7.9	8.5	9.0	9.5	9.9	10.4	10.8

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A situé à une distance horizontale du talus : $AB = 0,3 b$.

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny, on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au talus amont en B et tangente à la parabole.

Détermination du point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval :[11]

Cette méthode est celle de Casagrande (Réf – cours infiltration –Mihoubi)) où il a démontré que Δl_2 ne dépend que de la distance focale de la parabole de base de Kozeny et de l'angle du talus aval du barrage ce qui lui a permis de dresser une courbe de variation.

La figure IV-2 donne les valeurs de paramètre a en fonction de l'angle α

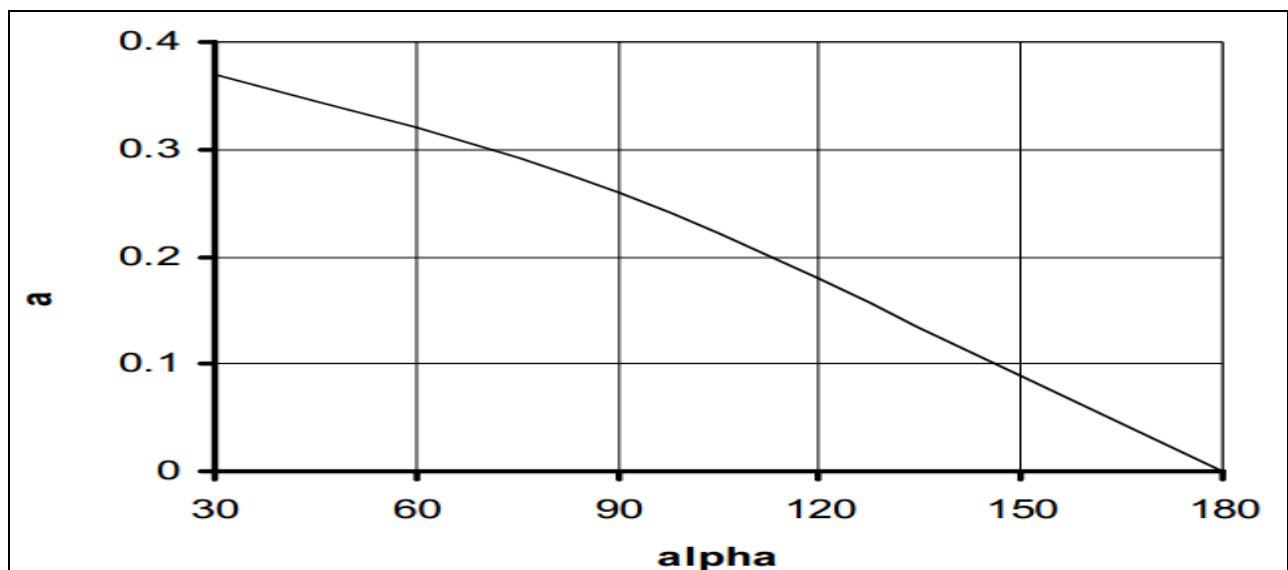
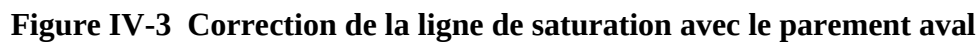


Figure IV-2 courbe de Casagrande pour la détermination du paramètre α ($a = \frac{\Delta l_1}{\Delta l_1 + \Delta l_2}$) ;
d'après Casagrande (1937)



Page 109

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \quad \dots\dots\dots(IV.21)$$

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.

δn : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau IV.9

Tableau IV.8 : Classification des barrages[2]

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	Hb > 100 m	Hb > 50
II	De 50 à 100 m	De 25 à 50 m
III	De 20 à 50 m	De 15 à 25 m
IV	Hb < 20 m	Hb < 15 m

Notre barrage appartient à la classe IV

Tableau IV.9 : Gradient admissible à travers le remblai terreux. [2]

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile	1,5	1,65	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable grossier	0,7	0,8	0,9	1,0
Sable moyen	0,55	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

$$I_{adm}=1,8$$

$$\text{Donc : } \Delta H=10.8 \text{ m ; } \delta n=44.2 \text{ m ; } I = 0,24 \leq I_{adm}$$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

IV-3 Calcul de stabilité [11]:

L'étude d'un projet de digue en terre nécessite la vérification de la stabilité de l'ouvrage aux principaux stades de sa réalisation, et notamment lorsque ses conditions de service sont les plus défavorables, c'est-à-dire lorsque l'eau de la retenue atteint son niveau maximal. L'étude de stabilité correspondante comporte généralement l'étude de l'écoulement permanent à travers la digue et sa fondation et l'étude de stabilité en rupture circulaire du talus aval, cette dernière étant faite à partir des contraintes effectives et prenant en compte les pressions interstitielles obtenues à partir de l'étude d'écoulement.

IV-3-1 Généralités sur la stabilité des barrages (Talus) :

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique de **FELLENIOUS** et la méthode de bishop dite « méthode des tranches », qui est un calcul en rupture circulaire (Méthode conservative).

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1/ Soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et/ou déterminées à priori.

2/ Soit par une série de calculs dit dimensionnement, où l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir au coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

a-1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-2. Glissement en cascade.

a-3. Glissement, puits renard :

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la cote du plan d'eau amont.

- l'instabilité mécanique en fondation.

IV-3-2) Conséquences de l'instabilité des talus :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval et talus amont).

- Fonctionnement normal (talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus du barrage par la méthode grapho-analytique consiste à déterminer le coefficient de stabilité « K », qui est le rapport des moments des efforts de stabilité sur les moments des efforts de basculement (forces motrices), par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau IV.12.

Tableau IV.12 : Coefficient de stabilité admissible des talus

Combinaison des charges et des actions.	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme).	1,2 _ 1,3	1,15 _ 1,2	1,1 _ 1,15	1,05 _ 1,1
Spéciales (avec séisme)	1,05 _ 1,1		1,05	

Notre barrage fait partie de la IV classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,05 - 1,1$
- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$.

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

IV-3-3 Ordre de calcul (Méthode de Fandeer) :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle de 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 14.4\text{m}$).

(K_1 - K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.

Tableau VI.13 : valeurs de K_1 et K_2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
----------------	---	---	---	---	---	---

$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas :

Talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Aval	3	1,0	2,3	14.4	33.12
Amont	2,5	0,875	2,025	12.6	29.16

Le centre des rayons étant le point « B ». L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles.

On trace ensuite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la section « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort de séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- ❖ Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$
- ❖ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$

Avec : α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

IV-3-4 Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a- Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3) \dots \dots \dots (IV.24)$

h_1 , h_2 , h_3 : hauteurs des tranches;

γ_1 : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation;

γ_2 : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation;
 γ_3 : densité de l'assise;
 b : largeur de la tranche.

b- Force de pression interstitielle :

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal dans la retenue (**NNR**).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \quad \dots\dots\dots (IV.25)$$

U : Pression interstitielle;
 dl : Longueur de l'arc délimitant la base de la tranche;
 γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$;
 h : Hauteur de la tranche.

c- Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \quad \dots\dots\dots (IV.26)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d- Forces dues au séisme :

$$T = a \cdot G_n \quad \dots\dots\dots (IV.27)$$

a : Coefficient de séisme.
 G_n : Poids de la tranche.

IV-3-5 Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ Les forces stabilisatrices :

a. Force de frottement :

$$F_1 = N \tan \varphi - U \quad \dots\dots\dots (IV.28)$$

φ : Angle de frottement.
 dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b. Force de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \quad \dots\dots\dots (IV.29)$$

Avec : $dl = \frac{2\pi \cdot R \cdot B_i}{360}$

R : rayon de la courbe de glissement;
 B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement;

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U_{dl}) \tan \phi + c_{dl}] R. \quad \dots\dots\dots (IV.30)$$

➤ **Les forces motrices :**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (N_t), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (VI.31)$$

Remarque:

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

IV-3-6 Calcul du coefficient de sécurité par FELLENIUS pour les différents types de fonctionnement :

Le coefficient «**Ks**» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de la retenue.

c) **Retenue pleine :**

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - p_i) \tan \phi_i + \sum C_i \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots (IV.32)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - p_i) \tan \phi_i + \sum C_i \cdot dl}{(1/R) \sum G_n \cdot a_{n_i} \cdot d_{n_i}} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots (IV.33)$$

K_{ss} : Coefficient de sécurité sans séisme ;

K_{as} : Coefficient de sécurité avec séisme.

b) **Retenue vide (fin de construction) :**

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \tan \phi + \sum C d L}{\sum T_n} \quad \dots\dots\dots (IV.34)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \tan \phi + \sum C d L}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \quad \dots\dots\dots (IV.35)$$

c) **Vidange rapide :**

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{ss} = \frac{\sum N \tan \phi_i + \sum C_i \cdot dl}{\sum T n_i} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots (IV.36)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N \tan \phi_i + \sum C_i \cdot dl}{\sum T n_i + (1/R) \sum G n_i \cdot d n_i} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots (IV.37)$$

Remarque :

Pour la Méthode de BISHOP simplifiée (1954)[11]

Dans cette méthode on considère que :

- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ($V_n - V_{n+1} = 0$).
- Les efforts horizontale inter-tranches sont non nuls ($H_n - H_{n+1} \neq 0$).

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$K = \frac{(\sum (N_n - p_i) \tan \phi + \sum C dL) \frac{1}{1 + \tan \alpha * \tan \phi / K}}{\sum T_n + 1/R \sum a * G_i * d_i} \quad \dots\dots\dots (IV.38)$$

- ❖ Pour déterminer K il faut procéder par itération successive. la premier itération est fait on adoptant comme valeur K_0 le coefficient de sécurité obtenue par la méthode de FELLENIUS.

Tableau IV.14 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité FELLENIOUS		Coefficient de sécurité BISHOP	
		Sans séisme ($K_{ss,adm} = 1,10 \text{ _ } 1,15$)	Avec séisme ($K_{as,adm} = 1,05$)	Sans séisme ($K_{ss,adm} = 1,10 \text{ _ } 1,15$)	Avec séisme ($K_{as,adm} = 1,05$)
Fin de construction	Talus amont				
	R=30.9 m	1.51	1,19	1.37	1.06
	R=29.1m	1,56	1,27	1.42	1.13
	R=24.4 m	1.55	1,24	1.42	1.12
Retenue normale	Talus aval				
	R=28.8 m	1,54	1,18	1.47	1.11
	R=32.2m	1.45	1,22	1.3	1.08
	R=30.94m	1.38	1,16	1.27	1.06
Vidange rapide	Talus amont				
	R=25m	1.73	1,41	1.6	1.29
	R=27 m	1.48	1,22	1.32	1.07
	R=24 m	1.48	1.20	1.33	1.06

Conclusion :

On remarque d'après les résultats obtenus dans le tableau IV.14 que les coefficients de sécurité minimum calculés pour les différents cas de sollicitation sont strictement supérieurs aux coefficients de sécurité admissibles, ceci pour les cas avec séisme ou sans séisme.

Donc, on conclue que la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

CHAPITRE V : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

V.1.Introduction

Pendant d'élaboration d'un projet de barrage, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes qui sont considérablement lié à la sécurité et à l'exploitation des barrages. La conception de ces ouvrages doit tenir compte du type de barrage, sa fondation, la géologie des rives de la vallée, ainsi que la topographie du site et l'occupation du site en aval.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront.

- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de vidage de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.

Chaque catégorie d'ouvrages comporte différentes variantes, présentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrages le plus adéquat en fonction des considérations technico-économiques.

V-2- Les évacuateurs de crues

L'évacuateur de crues doit être en mesure de débiter, sans que le barrage soit submergé, la plus grande crue calculée, survenant lorsque la retenue est à son niveau maximal et sans créer d'érosion en aval risquant d'endommager l'ouvrage.

V-2-1- Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

1. La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. Les difficultés de réalisation.
3. Les exigences topographiques du site.
4. Les exigences géologiques de la fondation.
5. La facilité d'entretien.
6. La facilité de modification.
7. Le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories :

- a. Les évacuateurs à surface libre appelés déversoirs.
- b. Les évacuateurs vannés, ils peuvent être de fond ou de demi fond : par puits noyé.

V-2-2- Différents types des évacuateurs de crues.

Selon leur forme et leur emplacement on distingue :

A – Les évacuateurs de crues de surface ou latéral : Les déversoirs à seuils libre se révèlent la meilleure option en terme de fiabilité, simplicité, sécurité, coûts de construction et maintenance. Ils ne nécessitent aucune intervention humaine pour leur fonctionnement et ne sont donc pas susceptible de tomber en panne en cas de crue, ou bien de s'ouvrir intempestivement en période normale. L'évacuateur de surface est le plus répandu en raison de sa facilité d'implantation et ses avantages hydrauliques, on distingue :

A1- Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal :

L'Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal a un seuil disposé face à la rivière :

l'écoulement ne change pas de direction. Il présente les avantages suivants:

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet, ainsi que la facilité de réalisation.
- Le coût de réalisation est peu élevé.

Cependant, ils ne permettent aucune maîtrise du débit déversé (et donc des variations de débit à l'aval), ils exigent donc une protection telle qu'un dissipateur d'énergie en aval.

A2-Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :

L'évacuateur est à entonnement latéral lorsque le seuil est disposé parallèlement à la rivière : l'écoulement change de direction à 90°. Lorsque le débit de crue est important, le seuil est en principe très long, ce qui conduit en général à choisir ce type d'évacuateur.

L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

B- Les évacuateurs vannés de fond ou de demi fond : Les évacuateurs de crues de demi-fond ou de fond comportent une partie verticale en forme de puits qui se prolonge par une galerie ou une conduite qui passe sous l'ouvrage ou sous l'un de ses appuis et rejoint la vallée au pied du barrage.

Ils fonctionnent en charge normalement sur tout ou partie de leur longueur.

De manière générale, les pertuis de fond comprennent deux vannes : une vanne de garde et une vanne de contrôle du débit.

B1- Evacuateur de crues en puits (tulipe) :

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval. La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice.

Ce type d'ouvrage équipe le plus souvent les grands barrages vu les avantages suivants:

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs présente les inconvénients suivants :

- a) Problème de saturation (débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- b) Problème de vibration.
- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d) Prévoir des protections antivortex (coût et entretien).
- e) Dissipation au pied de la digue.

B2-Evacuateur de crues en siphon :

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages suivants:

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ses inconvénients sont :

- Amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

V-2-3 Choix de la variante :

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles.

Ceci nous conduit à rejeter cette variante en plus des difficultés d'implantation.

L'évacuateur de crue latéral s'adapte rigoureusement à notre site, du faite que les excavations seront réduites.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal peut être envisagé, puisque la largeur déversant n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui si pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique.

V.2.3 Conclusion

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal en rive gauche de la vallée.

V-2-4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crues est constitué d'éléments suivants :

- 1) Un canal d'approche.
- 2) Un déversoir.
- 3) Un chenal.
- 4) Un convergent.
- 5) Un coursier.
- 6) Un bassin de dissipation.
- 7) Un canal de restitution.
- 8) des murs bajoyers

1- Le canal d'approche:

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider pacifiquement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est peu turbulent avec une vitesse faible.

➤ Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V = \frac{Q}{(m(h+p)+b)(h+p)} \dots\dots\dots V-1$$

b: largeur du déversoir (b=19m).

Q: débit évacué (Q=67 m³/s).

P : hauteur de pelle (p = 1m)

H : charge déversante (h = 1.3 m).

m : fruit de talus du canal d'approche, on prend m = 2 pour les canal non revêtus.

On trouve: **V=1.23 m/s.**

➤ **Paramètres du canal** : les paramètres de calculs sont résumés comme suit :

	Section 1
Surface (m²)	54.28
périmètre (m)	29.3
rayon hydraulique (m)	1.9
Coefficient de Chézy(m^{1/2}/s)	44.3
Hauteur d'eau (m)	2.3
Cotes (m)	874.8

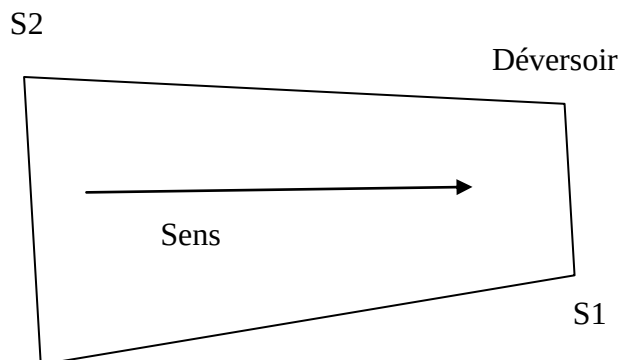


Figure V-1 : schéma descriptif du canal d'approche

-On détermine la section mouillée nécessaire des tronçons du canal non revêtus (section 2-2)

$$S_2 = \frac{Q}{v_2} = \frac{Q}{v_{adm}} \dots\dots\dots V-2$$

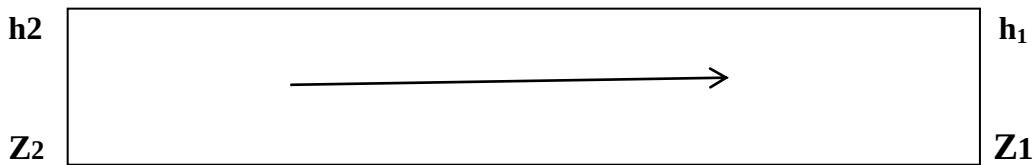
La vitesse admissible pour le tronçon en argile dure est de 1.5 m/s

A N : $S_2 = 44.66 \text{ m}^2$

Puisqu'on a $S_2 < S_1$ donc pas de risque d'érosion.

- Le canal peut ne pas être revêtu sur toute sa longueur, sa largeur et sa profondeur seront fixées durant la réalisation. Donc on prend ($B_2 = 25 \text{ m}$).

➤ La détermination des côtes du cana d'approche :



On applique le théorème de Bernoulli entre (1) et (2)

$$Z_1 + h_1 + \frac{\alpha V_1^2}{2g} = Z_2 + h_2 + \frac{\alpha V_2^2}{2g} + \Delta E \dots\dots\dots V-3$$

$$\Delta E = J \cdot L_{1-2} \quad \text{en prend} \quad J = 0.01$$

$$\text{Donc :} \quad Z_1 + h_1 - Z_2 - h_2 = J \cdot L_{1-2}$$

$$J = \frac{Z_1 - Z_2}{L_{1-2}} + \frac{h_1 - h_2}{L_{1-2}} \dots\dots\dots V-4$$

➤ On détermine h_2 :

$$S_2 = \frac{Q}{V_{adm}} = 44.66 \text{ m}^2$$

Puisqu'on a :

$$S_2 = (b + mh_2) h_2 = (25 + 2h_2) h_2$$

$$2h_1^2 + 25h_1 - 44.66 = 0$$

$$h_2 = 1.56 \text{ m}$$

Le système d'équation peut être résolu comme suit:

$$\checkmark \text{ On a la cote de } Z_2 = \text{cote NNR} = 874.8 \text{ m}$$

$$\checkmark H_1 = 2.3 \text{ m}$$

$$\checkmark H_2 = 1.52 \text{ m}$$

$$\checkmark L_{1-2} = 30 \text{ m}$$

$$\checkmark J = 0.01$$

➤ On détermine Z_1 :

$$\text{On a} \quad J = \frac{Z_1 - Z_2}{L_{1-2}} + \frac{h_1 - h_2}{L_{1-2}} \dots\dots\dots V-5$$

$$Z_1 = L_1 - 2 \left(J - \frac{h_1 - h_2}{L_1 - 2} + \frac{Z_2}{L_1 - 2} \right)$$

A.N :

$$Z_1 = 30 \left(0.01 - \frac{2.3 - 1.52}{30} + \frac{274.8}{30} \right)$$

On trouve $Z_1 = 874.32$

2- Le déversoir :

La capacité d'évacuation est contrôlée par le déversoir situé dans la partie amont de L'évacuateur.

La partie aval (chenal, coursier, etc.) doit être conçue pour évacuer le débit du déversoir sans perturber le régime d'écoulement.

Le débit du déversoir est fonction de la charge sur le seuil et du profil de la crête. Le profil Creager est généralement adopté puisqu'il conduit à une lame déversante qui adhère à la forme de ce profil.

➤ Calcul du profil de déversoir de type Creager :[11]

D'après les coordonnées Standard du Hd = 1 m (ref : élément de dimensionnement de barrage déversoir,

Tableau V-1: Profil de déversoir de type Creager

x	profil_dev	Surface L_ext	surface L_int
0	0.126	1.0803	-0.1638
0.1	0.036	1.0439	-0.0468
0.2	0.007	1.0036	-0.0091
0.3	0	0.962	0
0.4	0.007	0.9126	-0.0091
0.6	0.063	0.806	-0.0819
0.8	0.147	0.6643	-0.1989
1	0.256	0.494	-0.3471
1.2	0.393	0.2847	-0.533
1.4	0.565	0.039	-0.767
1.7	0.873	-0.3965	-1.196
2	1.235	-0.9009	-1.703

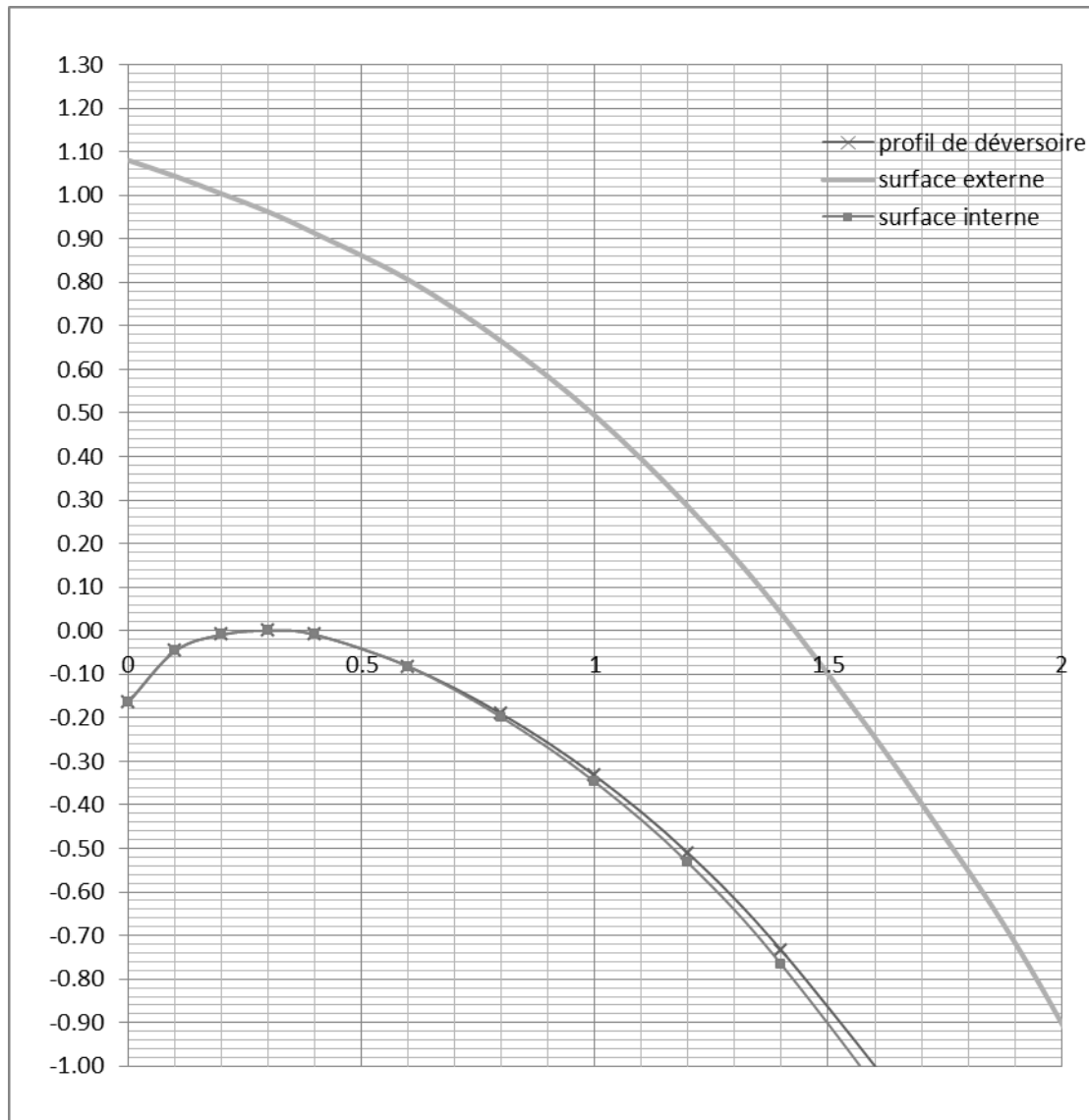


Figure V-2 Profil du déversoir du type Creager

3- Chenal d'écoulement[10]:

Le chenal d'écoulement se situe à l'aval immédiat du déversoir, il doit posséder une pente suffisamment faible ($i_0 < i_c$) pour assurer un écoulement fluvial. La forme rectangulaire est généralement la plus adaptée pour le chenal. L'écoulement dans ce chenal n'est généralement pas uniforme, car le chenal est trop court. Il s'établit un ressaut, juste à l'aval du déversoir, qui conduit à un écoulement fluvial.

Dans notre cas, on prend une pente de **0.1 %**

➤ Calcul de la profondeur critique :

L'écoulement dans le chenal est fluvial du fait que la pente est souvent inférieure à la pente critique.

La phase de passage d'un régime fluvial au régime torrentiel ou vis-versa est appelée régime critique où la surface libre occupe le niveau critique, on considère qu'elle est atteinte au point de changement de section.

On calcule la profondeur critique par la formule suivante:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (V-6)$$

Avec:

q : débit spécifique $q = \frac{Q}{b}$ (m²/s) ;

Q: débit à évacuer (Q=67m³/s).

b: largeur du canal (b=19m).

g: Accélération de pesanteur (g=9,81m²/s).

Après calculs on trouve : **hc=1,08m.**

➤ Calcul de la profondeur normale :

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme) se déduit de la formule de Chézy.

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots (V-7)$$

Avec : S : section du chenal $S=b.h_n$;

I : pente du chenal I=0,10% ;

$$C_n : \text{coefficient de Chézy } C_n = R^{1/6} / n \dots\dots\dots (V-8)$$

$$R : \text{rayon hydraulique } R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b} ; \dots\dots\dots (V-9)$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (b.h_n)^{5/2} . (2.h_n + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (V-10)$$

On aura : **h_n=1.31m.**

➤ Control du ressaut hydraulique [11]:

La détermination de la hauteur contractée est donnée par :

$$h_{ct} = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(E_0 - h_{ct})}} \dots \dots \dots (V-11)$$

Q : débit spécifique : $q = Q/b$;

B : largeur du déversoir (m)

φ : coefficient de vitesse égal à 0.9 pour les déversoirs .

E_0 : énergie spécifique de l'écoulement : $E_0 = p + H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} + d$

D : marge de sécurité (0.5-1) m.

V_0 : vitesse d'approche .

AN : par approximations successives on a trouve :

$h_{ct,1} = 0.6 \text{ m}$.

Avec : $F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h_c}} \dots \dots \dots (V-12)$

AN : $Fr = 1.8$; $h_{ct,2} = 1.26 \text{ m}$

✓ Etant donné que nous avons projeté un déversoir de type Creager donc on a des seuils normal, donc :

- la hauteur h avale = p = 1 m.

-Il faut vérifier la condition $Y_2 < \sigma h \text{ avale}$ pour que l'écoulement soit noyé :

$\sigma = (1 - 1.05)$: on prend $\sigma = 1.05$

et on a $Y_2 = 1.23 \text{ m}$

$Y_2 > \sigma h \text{ aval}$ la condition n'est pas vérifiée donc l'écoulement est dénoyé. Il faut que l'écoulement soit noyé à l'aval du déversoir pour que le régime devienne fluvial.

La solution qu'il faut proposer est de met un lit de profondeur $y = 0.50 \text{ m}$.

$h \text{ aval} = 1.50 \text{ m} > Y_2$: l'écoulement est noyé donc le régime est fluvial.

Conclusion :

Aucun déflecteur n'est nécessaire : il suffit simplement de bétonner le canal sur une longueur de l'ordre de quatre fois y_2 à partir de l'endroit où la profondeur commence à de modifier (c'est dire on augmenter la profondeur avale du chenal de 0.5 m.

4- Transition (convergent) [17]:

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 égale à celle du coursier dans sa partie terminale. 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 dimensionnée de telle sorte que la condition suivante soit vérifiée :

$$\tan(\alpha) < \frac{1}{3F} \dots\dots\dots (V-13).$$

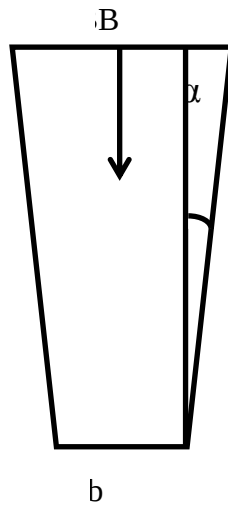


Figure V.3 : Schéma descriptif d'un convergent

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante : (Ref : Manuel de conception des évacuateurs de crues, par Agustín A.G, 2004, page33) :

$$L = 1.6(l_1 - l_2) \dots\dots\dots (V-14)$$

Avec :

l_1 : Largeur au plafond du bief amont en m.

l_2 : Largeur au plafond de la section de contrôle en m c'est la largeur du coursier au même temps.

La largeur finale du convergent se calcule par la formule suivante : (ref : Manuel de conception des évacuateurs de crues, par Agustín A.G, 2004,page33.)

$$l_2 = 0.07 \sqrt{\frac{Q^2}{gP^3}} \dots\dots\dots (V-15)$$

Où :

$$P = \left(h + \frac{Q^2}{18.46 b^2 h^2} \right) - H \dots\dots\dots (V-16)$$

Avec :

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

g : Accélération de la gravité (m/s^2).

AN :

$$P = 1.31 + \frac{67^2}{18.46 \times 31^2 \times 1.31^2} - 1.3 = 0.4 \text{ m}$$

$$l_2 = 0.07 \sqrt{\frac{189^2}{9.81 \times 0.4^3}} = 5.86 \approx 6 \text{ m}$$

$$L = 1.6 (19 - 6) = 20.8 \text{ m (on prend 25 m)}$$

$$tg(\alpha) = \frac{(l_1 - l_2)/2}{L} = 0.26 \dots\dots\dots (V-17)$$

Le nombre de Froude est donné par la relation suivante :

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} \dots\dots\dots (II-18)$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement en m/s.

g : l'accélération de la pesanteur = 9.81 m/s^2 .

h : Le tirant d'eau en m.

Application numérique :

$$V = \frac{Q}{l_1 \times h} = \frac{67}{19 \times 1.31} = 2.69 \text{ m/s} \dots\dots\dots (V-19)$$

$$F = \frac{2.69}{\sqrt{9.81 \times 1.31}} = 0.75$$

$$\frac{1}{3 \times F} = \frac{1}{3 \times 0.75} = 0.44$$

D'où : $tg(\alpha) = 0.26 < \frac{1}{3F} = 0.44 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

-Calcul de 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 est égal 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

$$h = h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \times \left(\frac{67}{6}\right)^2} = 2.33 \text{ m} \dots\dots\dots (V-20)$$

La vitesse à la sortie du convergent :

$$V = \frac{Q}{l_2 \times h} = \frac{67}{6 \times 2.33} = 4.78 \text{ m/s} \dots\dots\dots (V-21)$$

5- Le coursier :

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

Tableau V-2 : Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau.

Débits (m ³ /s)	Hc (m)	Largeur (m)	Longueur (m)	Pente (%)	Cote de fond (m)	Strickler m ^{1/3} /s
67	2.33	6 m	100 m	6.35	874.35	74.63

Les calculs de la ligne d'eau ont été vérifiés par le logiciel " **Canal 21** " les résultats sont présentés dans (**Tableau V-3 ; Figure V-4**).

6- Le dissipateur d'énergie[12] :

L'énergie créée à la fin du coursier qui est due aux grandes vitesses de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Cet ouvrage permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les restituer à l'oued. La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (**USBR**) "The bureau Of Réclamation» :

- ❖ $1,0 \leq Fr \leq 1,7$: Ressaut ondulé.
- ❖ $1,7 < Fr \leq 2,5$: Ressaut faible avec de petites oscillations en surface.

- ❖ $2,5 < Fr \leq 4,5$: Ressaut oscillant.
- ❖ $4,5 < Fr \leq 9$: Ressaut stable (Stationnaire).
- ❖ $Fr > 9$: Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

- **-Pour notre cas :**

$Fr = 3.74$ donc $2.5 \leq Fr \leq 4.5$

Il y'aura formation d'un ressaut oscillant. Donc on doit projeter un bassin de dissipation type I.

Tableau V-3 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

x (m)	Zf (m)	Y (m)	V (m/s)	J (m)	Hs (m)	Froude	régime
0	874.4	2.32	4.793	0.0028	3.501	1.002	torrentiel
4	874.1	1.822	6.129	0.0056	3.737	1.45	torrentiel
8	873.8	1.661	6.723	0.0073	3.965	1.665	torrentiel
12	873.6	1.554	7.187	0.0088	4.186	1.841	torrentiel
16	873.3	1.473	7.581	0.0103	4.402	1.994	torrentiel
20	873.1	1.409	7.928	0.0117	4.612	2.133	torrentiel
24	872.8	1.355	8.24	0.0131	4.816	2.26	torrentiel
28	872.6	1.31	8.526	0.0145	5.015	2.379	torrentiel
32	872.3	1.27	8.789	0.0159	5.208	2.49	torrentiel
36	872.1	1.236	9.034	0.0172	5.396	2.594	torrentiel
40	871.8	1.206	9.263	0.0185	5.578	2.693	torrentiel
44	871.6	1.178	9.477	0.0198	5.756	2.787	torrentiel
48	871.3	1.154	9.678	0.0211	5.928	2.877	torrentiel
52	871.0	1.132	9.868	0.0223	6.095	2.962	torrentiel
56	870.8	1.111	10.048	0.0236	6.257	3.043	torrentiel
60	870.5	1.093	10.218	0.0248	6.414	3.121	torrentiel
64	870.3	1.076	10.38	0.026	6.567	3.195	torrentiel
68	870.0	1.06	10.533	0.0271	6.715	3.266	torrentiel
72	869.8	1.046	10.679	0.0283	6.858	3.334	torrentiel
76	869.5	1.032	10.818	0.0294	6.997	3.399	torrentiel
80	869.3	1.02	10.95	0.0305	7.131	3.462	torrentiel
84	869.0	1.008	11.076	0.0315	7.261	3.522	torrentiel
88	868.8	0.997	11.197	0.0326	7.387	3.58	torrentiel
92	868.5	0.987	11.311	0.0336	7.509	3.635	torrentiel
96	868.3	0.978	11.421	0.0346	7.626	3.688	torrentiel
100	868.0	0.969	11.526	0.0355	7.74	3.739	torrentiel

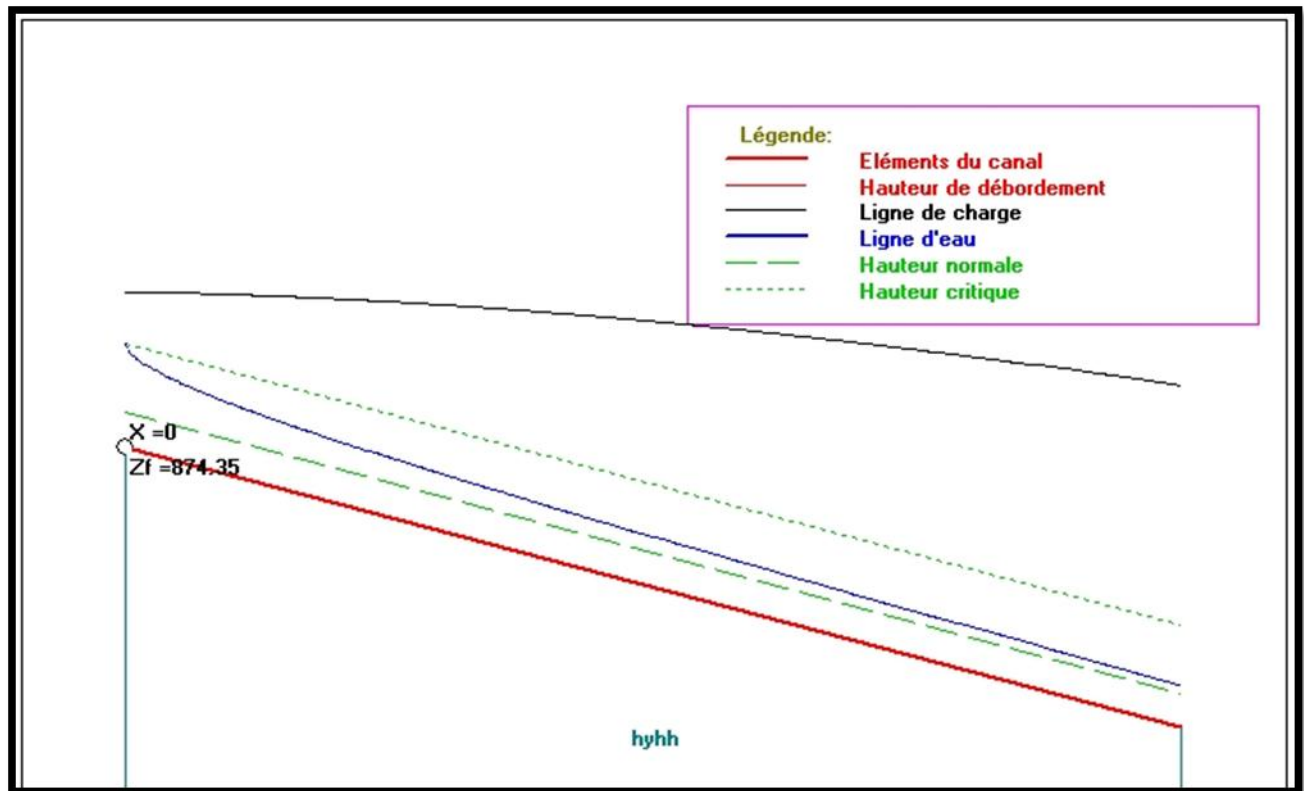


Figure V-4 Caractéristiques de l'écoulement dans le coursier (calculées par Canal 21)

➤ **Détermination des caractéristiques du bassin :**

D'après les données, nous avons : $Fr = 3.74$ et $y_1 = 0.97 \text{ m}$ et d'après la formule d'impulsion :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1+8Fr^2} - 1) = 4.81 \dots \dots \dots (V-22)$$

Avec :

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

Donc : $Y_2 = 4.66 \text{ m}$.

➤ **Longueur du bassin :**

D'après l'abaque des ANNEXES V : $\frac{L}{Y_2} = 5.6$

Donc : $L = 26.88 \text{ m}$. On prend : $L = 27 \text{ m}$.

➤ **Dimensionnements des blocs de chute :**

La hauteur de bloc de chute est calculée comme suit : $2Y_1 = 1.94 \text{ m}$

Largeur de bloc de chute : **0.8 m.**

Espacement : **2 m.**

Hauteur du seuil terminal : 1.2 m.

Le schéma du dissipateur d'énergie type I est présenté dans la figure V-5 :

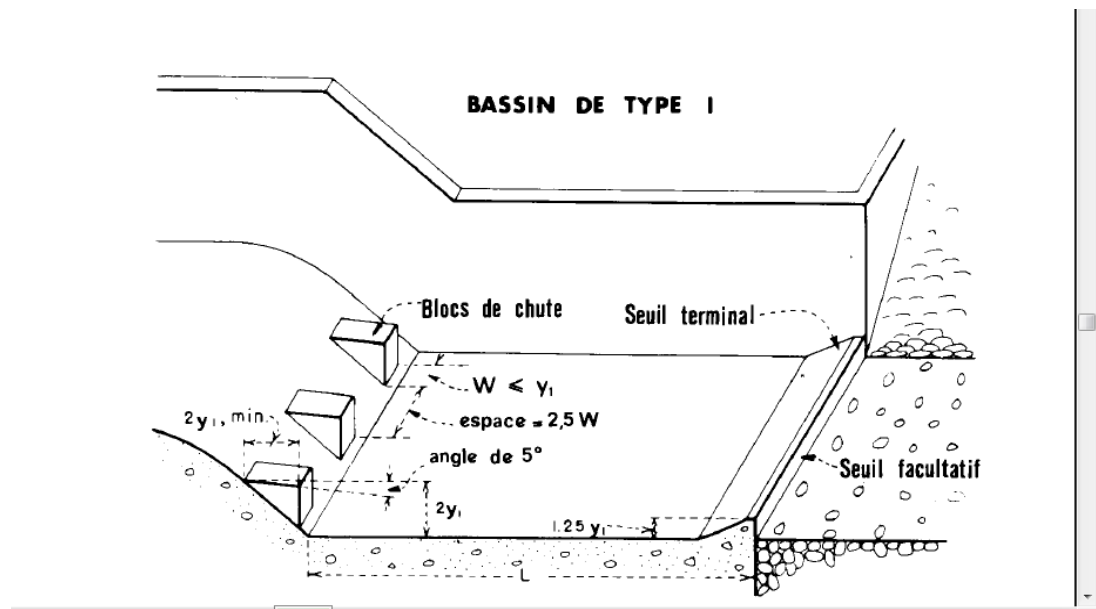


Figure V-5 Bassin de dissipation type I_USBR[12]

7- **Canal de restitution :**

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers l'oued après la dissipation de son énergie ; sa forme est trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1, la une pente du canal

$I_c = 0,3 \%$, il sera réalisé en enrochement.

➤ **La hauteur critique :**

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \dots\dots\dots (V-23)$$

Avec: $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}}$ et : $\sigma = \frac{K \cdot m}{b}$ [m = 1].

Donc : $K = \sqrt[3]{\frac{67^2}{g \cdot 6^2}} = 2.33$ et $\sigma = \frac{2.33 \cdot 1}{6} = 0,388$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0,388}{3} + 0,105 \cdot 0,388^2 \right) \cdot 2,33 = 2,01 \text{ m}$$

➤ **Pente critique :**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots (V-24)$$

$$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} \quad \text{donc :} \quad S_{cr} = 16,1 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad \text{donc :} \quad P_{cr} = 8,84 \text{ m}$$

$$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} \quad \text{donc :} \quad R_{cr} = 1,82 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \quad \text{donc :} \quad C_{cr} = 83,08$$

$$I_{cr} = \frac{67^2}{16,1^2 \cdot 83,08^2 \cdot 1,82} \cdot 100\% = 0,1\%$$

➤ **La profondeur normale**

D'après la formule de Manning nous avons le débit :

$$Q = S C \sqrt{R I} \dots\dots\dots (V-25)$$

$$\frac{m Q}{\sqrt{I}} = (h^2 + 13h)^{5/3} / (13 + \sqrt{2} h)^{2/3} \dots\dots\dots (V-26)$$

Après approximation successive on trouve que $H_n = 2,3 \text{ m}$

- **Calage du radier de canal de restitution[12] :**

D'après la courbe de tarage (**Figure V-6**) on trouve que $h_{aval} = 0,8 \text{ m}$.

$$S = \frac{Q}{0,95 \cdot V_a} = 17,6 \text{ m}^2$$

$$S = m h_{av}^2 + b \cdot h_{av} \quad \text{donc } B = 21 \text{ m} > \text{la sortie de coursier}$$

Il faut que le canal soit revêtu, de type prismatique avec une largeur $b = (b_1 + b_2)/2$

-Donc la largeur du canal est de **13 m**

Pour la réalisation, nous avons la cote de l'eau à la fin du canal soit supérieure celle de l'oued :

$$(Z_{oued} = 865,8 < Z_{canal} = 868 \text{ m}).$$

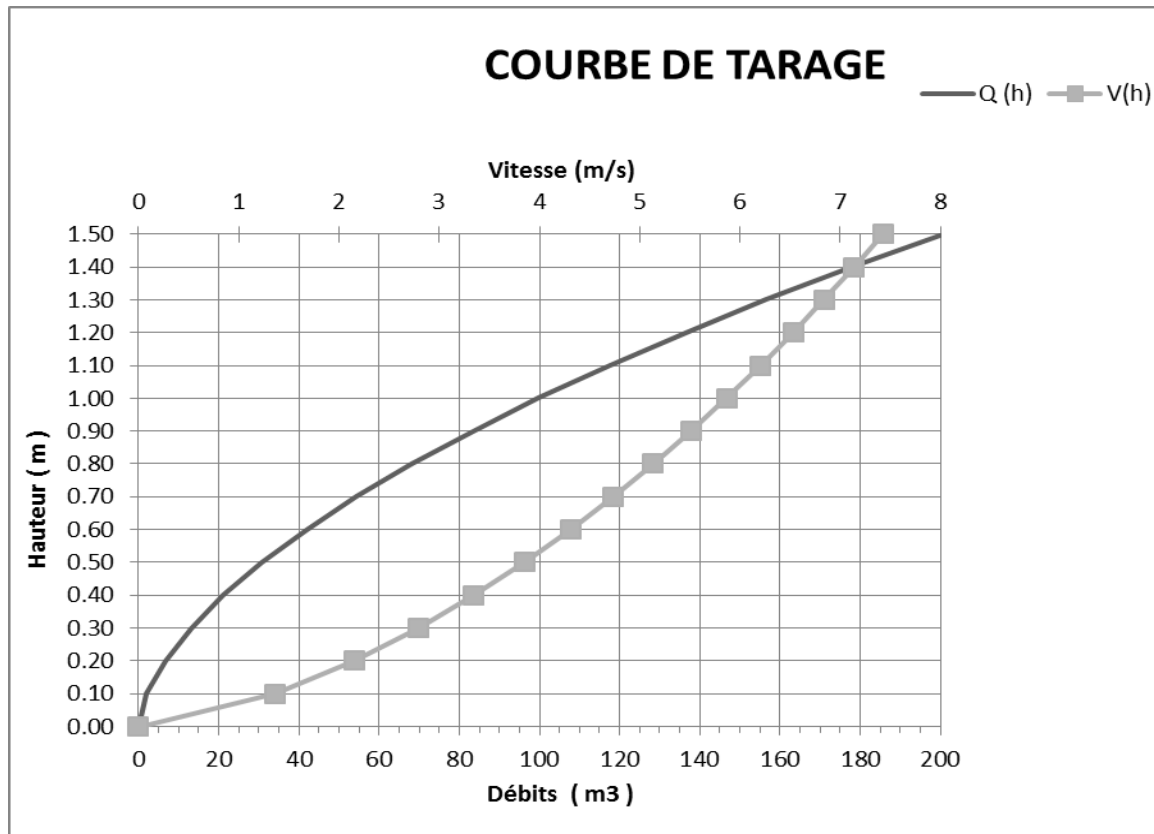


Figure V-6 Courbe de tarrage

8- Hauteur des murs bajoyers :

- Hauteur de mur de canal d'amenée : (en pierre)

$H_{\text{canal d'amenée}}$ = hauteur d'eau + élévation du à la courbure du canal

La entrée en prend 1.8 m en milieu de 2 m al la fin de 2.5

- Hauteur des murs à l'entrée du déversoir :

On a :

$$h_m = h_e + r \dots \dots \dots V-27$$

h_m : Hauteur des murs bajoyers en [m].

h_e : Lamme d'eau sur le déversoir [m].

r : Revanche de sécurité (m) donnée par $[r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}]$.

A.N:

$$V = Q/S = 4.01 \text{ m/s}$$

donc :

$$r = 0.83 \text{ m.}$$

$$h_m = 2.3 + 0.83 \approx 3.2 \text{ m}$$

- **Hauteur des murs du chenal :**

$$h = h + r = 2.33 + 0.9 \approx 3.4 \text{ m}$$

avec :

$$r = 0.6 + 0.05 V_n (H_n^{1/3}) \dots\dots\dots V-28$$

- **Hauteur des murs au début du coursier :**

$$H_m = h_e + r = 2.33 + 0.91 \approx 3.4 \text{ m} \quad \text{avec :}$$

$$r = 0.6 + 0.05 V_c (H_c^{1/3}) \dots\dots\dots V-29$$

- **Hauteur des murs a la fin du coursier :**

$$H_m = h_e + r = 0.97 + 1.17 \approx 2.2 \text{ m}$$

Avec :

$$r = 0.6 + 0.05 V_f (H_f^{1/3}) \dots\dots\dots V-30$$

- **hauteur de bassin de dissipation :**

$$h_m = h_e + r = 4.66 + 1.62 = 6.3 \text{ m avec :}$$

AN :

$$r = (V_1 + Y_2) 0.1 = (11.5 + 4.66) 0.1 = 1.62 \text{ m}$$

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.5m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

V-2-5 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

- **Vagues roulantes[17] :**

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

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12) \text{ et } Fr^2 < 40$$

✓ **b** : largeur du coursier.

✓ **Fr** : Nombre de Froude.

✓ **h** : profondeur d'eau minimale dans le coursier.

$$b/h = 6/0.97 = 6.2 \quad \text{et} \quad Fr^2 = (3,7)^2 = 13,69$$

Les deux conditions sont vérifiées donc pas d'apparition de vagues roulantes

V-3 Dimensionnement de la prise d'eau

Après analyse de la capacité de la retenue et des conditions hydrauliques, nous avons choisi la variante **avec une seule conduite** Prise de fond-Vidange adaptée au type de retenue étudiée dans ce chapitre.

La variante avec deux conduites prises et vidange de fond a été écartée.

Le diamètre de la conduite de la prise d'eau est en fonction de la demande en eau durant la consommation de pointe.

Etant donné l'usage à but agricole de la retenue (irrigation des terres), la consommation maximale est observée durant le mois de juin : $V_{\max} = 280000 \text{ m}^3$.

Donc : $Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$ avec : T : temps de prise (T=30 jours à raison de 22 heures de fonctionnement par jour), D'où : $Q_{\max} = 0,117 \text{ m}^3/\text{s}$.

-Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre[17]

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \dots\dots\dots \text{V-31}$$

- **μ** : coefficient de débit, **$\mu=0,3$**
- **S** : section de la conduite en m^2
- **H** : charge d'eau minimale **H=6,8m**

On trouve : $S = 0.034 \text{ m}^2$;

-Le diamètre de la prise d'eau sera égal à

Donc **D=201 mm**.

Nous prenons : **D = 300 mm**

Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \dots\dots\dots V-32$$

$\sum \xi_s$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\sum \xi_s = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D} \text{ avec } \lambda = 0,029.$$

$$AN : \sum \xi = 22,23m.$$

$\mu=0,21$.Donc : $S=0,086 \text{ m}^2$. On trouve : **D 331**, on prend un diamètre **D=400 mm**.

- Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

$$\text{On a: } V=Q/S \qquad \qquad \qquad \mathbf{V=1.66 \text{ m/s.}}$$

Sur le plan agronomique la retenue est dimensionnée pour une consommation agricole, c'est-à-dire l'irrigation de terres situées en aval. Dans ce cas, les dimensions de la vidange de fond doit satisfaire les exigences des spéculations agricoles :

Nous avons le débit spécifique = 1 l/s/ha, pour une superficie de 150 ha

le débit caractéristique est de :

$$Q_c = 1 \times 150 \text{ ha} = 150 \text{ l/s/ha} \quad (Q_c = 0.150 \text{ m}^3/\text{s})$$

- ✓ La conduite de fond d'un diamètre de **400 mm** peut donc satisfaire les besoins des spéculations agricoles.

- Calcul du temps de vidange :

Pour le calcul du temps de vidange nous avons utiliser les formules suivantes :

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \dots\dots\dots (V-33) \qquad \text{et } dv = Q dt \dots\dots\dots (V-34)$$

Avec : H : La charge d'eau (m)

S : Section de la conduite.

dv : Le volume d'eau évacué.

dt : Variation du temps.

Tableau V-4 :calcul temps de vidange

Longueur de la Conduite (m) = 84.24						n 0.013
Côte Aval= 864.85						
						0.013
λ	Φ	Σζ	g	π	S	μ
0.03	0.4	0.95	9.81	3.14	0.1256	0.35
Niveau d'eau dans la retenue	Volume correspondant	Volume évacué Vi	Hauteur d'eau	Debit évacué	Debit moyen Qmoy	Temps de vidange
m NGA	m³	m³	m	m³/s	m³/s	s
875.8	833000.0000		10.95	0.65		
875	711469.0624	121530.94	10.15	0.63	0.64	189875.37
874	573970.4086	137498.65	9.15	0.60	0.61	224652.17
873	458250.7724	115719.64	8.15	0.56	0.58	199714.94
872	363560.8559	94689.92	7.15	0.53	0.54	173794.18
871	284564.4260	78996.43	6.15	0.49	0.51	155537.15
870	214566.6426	69997.78	5.15	0.45	0.47	149560.33
869	151483.1227	63083.52	4.15	0.40	0.42	148644.82
868	96140.8648	55342.26	3.15	0.35	0.38	147321.57
867	50557.4958	45583.37	2.15	0.29	0.32	142715.90
866	15046.2497	35511.25	1.15	0.21	0.25	141944.93
865	0.0000	15046.25	0.15	0.08	0.14	104599.81

$$\Sigma t(s) = 1164118 s$$

$$\Sigma t(j) = 13 j$$

- Donc on aura un temps de vidange pour un diamètre de 400 mm de 13 Jours

Conclusion :

Les ouvrages annexes d'un barrage sont d'une importance capitale puisqu'ils sont liés à la sécurité et à l'exploitation de l'ouvrage. Dans ce cas, on doit éviter tout sous-dimensionnement de chaque ouvrage.

Dans ce chapitre, et après avoir analysé la topographie du site, nous avons opté pour un évacuateur de crues latéral à entonnement frontal qui présente des avantages importants.

Pour le dimensionnement de cet évacuateur, la vitesse d'approche est de 1.27 m/s. Pour ce qui est du déversoir, il a été dimensionné selon un profil de type Craeger pour mieux anticiper les chutes et éviter l'érosion régressive.

L'évacuateur de crues se termine par un bassin d'amortissement à ressaut de type I, et de longueur égale à 27m avec des blocs de chute.

Etant donné la capacité de la retenue (inférieure à un million m³), la vidange de fond (confondue avec la prise de fond) a été dimensionnée pour un diamètre de 400 mm, ceci pour évacuer un débit de pointe observé durant le mois de Juin.

CHAPITRE VI : ORGANISATION DE CHANTIER

VI. Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble de dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions d'un projet ou d'un travail quelconque.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

Cette organisation consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter.

Organiser un chantier revient donc à prendre toutes les mesures possibles pour que la réalisation du projet se fassent:

- En conformité avec les plans établis;
- De bonne qualité;
- Aux moindres délais;
- Aux moindres coûts;
- Sans accidents humains.

VI.1. Installation de chantier

1. Installations destinées au personnel

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

2. Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange, ce qui facilite le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits à l'abri d'une forte humidité (baraquements, hangars...).

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.

4. Installations pour la préfabrication

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

VI.2. Ordre d'exécution des travaux

- Installation du chantier;
- Implantation des axes des différents ouvrages;
- Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dit et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues;

VI.3. Successions des opérations du chantier

a- Travaux préparatoires

- Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction;
- Décapage de l'emprise de la digue et des installations du chantier;
- Préparation des zones d'emprunt;
- Déboisement et défrichage de la cuvette.

b- Exécution de l'ouvrage

- Remblaiement de la clé d'encrage et des fondations jusqu'au terrain naturel;
- Mise en place de la conduite de prise d'eau
- Approvisionnement des matériaux filtrants;
- Exécution du remblai de la retenue;
- Génie civil des ouvrages de prise
- Génie civil de l'évacuateur de crues;
- Mise en place de revêtement des talus;
- Mise en place des équipements hydromécaniques;
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de la crête de la digue et de route d'accès....

I. VI.4. Besoins mécaniques des principaux travaux

Nous prévoyons une route d'accès à tous les ouvrages pendant la construction, les engins utilisés sont:

- Pour l'exécution des déblais et des remblais nous utilisons des **bulldozers**;
- Pour l'extraction des alluvions nous utilisons **des pelles retro**;
- Pour le transport des terres nous utilisons des **camions à benne**;
- Pour les travaux de finition (régalage et compactage) nous utilisons des niveleuses et des **compacteurs à pneus**.

1. Travaux de terrassement

Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès (bulldozers, pelles retro, camions à benne, niveleuses, compacteurs à pneus...)

2. Excavation de la fouille :

L'excavation de la fouille (à ciel ouvert) se fait à l'aide de bulldozers et des pelles; la succession des travaux est comme suite:

- Creusage et déplacement des terres en utilisant un bulldozer;
- Chargement des terres dans des camions à benne à l'aide d'une pelle chargeuse ou en utilisant des chargeurs;
- Le transport des terres se fait à l'aide des camions à benne qui permettent aussi leur déchargement.

3. Exécution de la digue**a- Décapage de la couche végétale**

- Pour le creusage et le déplacement des terres nous utilisons des bulldozers;
- Des chargeurs sont utilisés pour le chargement des terres;
- Le transport des terres est assuré par des camions à bennes.

b- Exécution de la fouille du noyau

- Les terrains meubles seront excavés à l'aide des pelles;
- Les terrains rocheux à l'aide d'explosifs.

c- Exécution du noyau de la digue

- 1- Déchargement: se fait à l'aide des camions à bennes;
- 2- Régalage : se fait à l'aide de niveleuses;
- 3- Humectage : à l'aide des camions citernes;
- 4- Compactage : s'effectue en utilisant des compacteurs à pied de mouton jusqu'à atteindre la densité optimale.

4. Exécution de l'évacuateur de crues

Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, lors de sa mise en place et surtout au cours de la vibration. Les coffrages doivent être également suffisamment bien ajustés entre eux afin d'éviter les pertes de mortiers. Les fixations de coffrage intérieur au béton doivent être conçues de façon à ce que le démontage des coffrages puisse être effectué sans destruction du béton.

5. Rendement des différents engins

a) Engin de prélèvement

L'engin utilisé est la "chargeuse-pelleteuse", munie d'une pelle rétro et d'un chargeur. Nous pourrions utiliser aussi l'excavateur; son rendement est estimé à:

$$R_{ex} = g.n. \frac{K_r.K_u}{K_a},$$

n: nombre de cycles de l'excavateur = 3600/T;

T: durée d'un cycle= f (distance et volume de la carrière);

g: capacité du godet= (2,15 ÷ 2,5)m³;

K_r: coefficient de remplissage du godet= (0,8 ÷ 0,9);

K_u: coefficient d'utilisation = (0,7 ÷ 0,9);

K_a: coefficient d'ameublissement du sol = (1,14 ÷ 1,25).

b) Engin de transport

L'engin le plus souvent utilisé est le camion à benne. Son rendement est estimé à:

$$R_b = 60.Q. \frac{K_i.K_u}{T},$$

Q: capacité du camion benne = (5 ÷ 7)m³;

K_i: coefficient d'uniformité de présentation du camion
de charge K_i=0,9;

K_u: coefficient d'utilisation = 0,85;

T : durée du cycle de travail = f(chargement, transport,
Déchargement, retour à vide).

Le nombre de camions à benne qui doit être utilisé se déduit de la manière suivante:

$$n = \frac{R_{ex}}{R_b}$$

c) Engin de nivellement

L'engin qui est utilisé souvent est la niveleuse.

Son rendement est estimé à:

$$R_n = q \cdot n \cdot K_u \cdot K_p$$

D' ou :

Q : volume du sol devant la lame de niveleuse;

n : nombre de cycle pour une opération complète;

K_u : coefficient d'utilisation;

K_p : coefficient de perte du sol.

d) Engin de compactage

Les engins de compactage sont diversifiés et interviennent suivant la nature du sol à compacter et la profondeur. Leur rendement est évalué suivant cette formule:

$$R = K \cdot \frac{V \cdot L \cdot H}{N},$$

K: coefficient d'efficience;

V: vitesse du compacteur;

L: largeur traitée;

H: épaisseur de la couche;

N: nombre de passes.

VI.5 Planification :

VI.5.1 Définition :

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, 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.5.2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.
-

VI.5.2.1 Méthodes basées sur le réseau :

VI.5.2.1.1 Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

➤ Réseau à flèches :

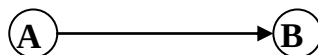
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

➤ Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération **(B)** ne peut commencer que si l'opération **(A)** est complètement achevée.

VI.5.2.1.2 Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

❖ *Etablissement d'une liste des tâches :*

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

❖ *détermination des tâches antérieures :*

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- ❖ **Construction des graphes partiels :**
- ❖ **Regroupement des graphes partiels :**
- ❖ **Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage :**
- ❖ **Construction du réseau.**

VI.5.2.1.3 Différentes méthodes basées sur le réseau :

VI.5.2.1.3.1 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- 1^{ère} phase :** l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;
- 2^{ème} phase :** analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;
- 3^{ème} phase :** adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VI.5.2.1.3.2 Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic):

C'est-à-dire une 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.

VI.5.2.1.3.3 Methode P.D.M (PROCEDURE DIAGRAM METHOD):

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) 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.5.2.2 Méthodes basées sur le graphique :

VI.5.2.2.1 Méthode linéaire (ligne of balance technico):

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

VI.5.2.2.2 Methode à barre :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail).

VI.5.2.3 les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VI.5.2.3.1 la collecte d'informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VI.5.2.3.2 la décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VI.5.2.3.3 relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VI.5.2.3.4 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.5.3 les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;
DCPP : date de commencement au plus tard ;
DFP : date de finition au plus tôt ;
DFPP : date de finition au plus tard ;
MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

VI.5.3.1) Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}$$

VI.5.3.2 Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;

Dimensions du projet.

- En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité de travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VI.5.4 Les plannings :

Il existe trois types de plan de travail :

VI.5.4.1 Plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent   leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VI.5.4.2 Plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VI.5.4.3 Plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VI.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 suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne connaissance 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 asservi par du personnel qualifié;
- Le 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.7 SYMBOLES DES DIFFÉRENTES OPÉRATIONS :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.01 : symboles des opérations

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier;	A	1
Phase 02 : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	B	1
Phase 03 : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;	C	2
Phase 04 : préparation des zones d'emprunt ;	D	2
Phase 05 : déboisement de la cuvette ;	E	3
Phase 06 : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1
Phase 07 : approvisionnement du filtre	G	2
Phase 08 : mise en place un système de drainage	H	1
Phase 09 : remblai compacté	I	4
Phase 10 : excavations de l'évacuateur de crues	J	1
Phase 11 : génie civil de l'évacuateur de crues	K	3
Phase 12 : revêtements de talus	L	3
Phase 13 : équipements hydraulique	M	2
Phase 14 : travaux des finitions	N	3

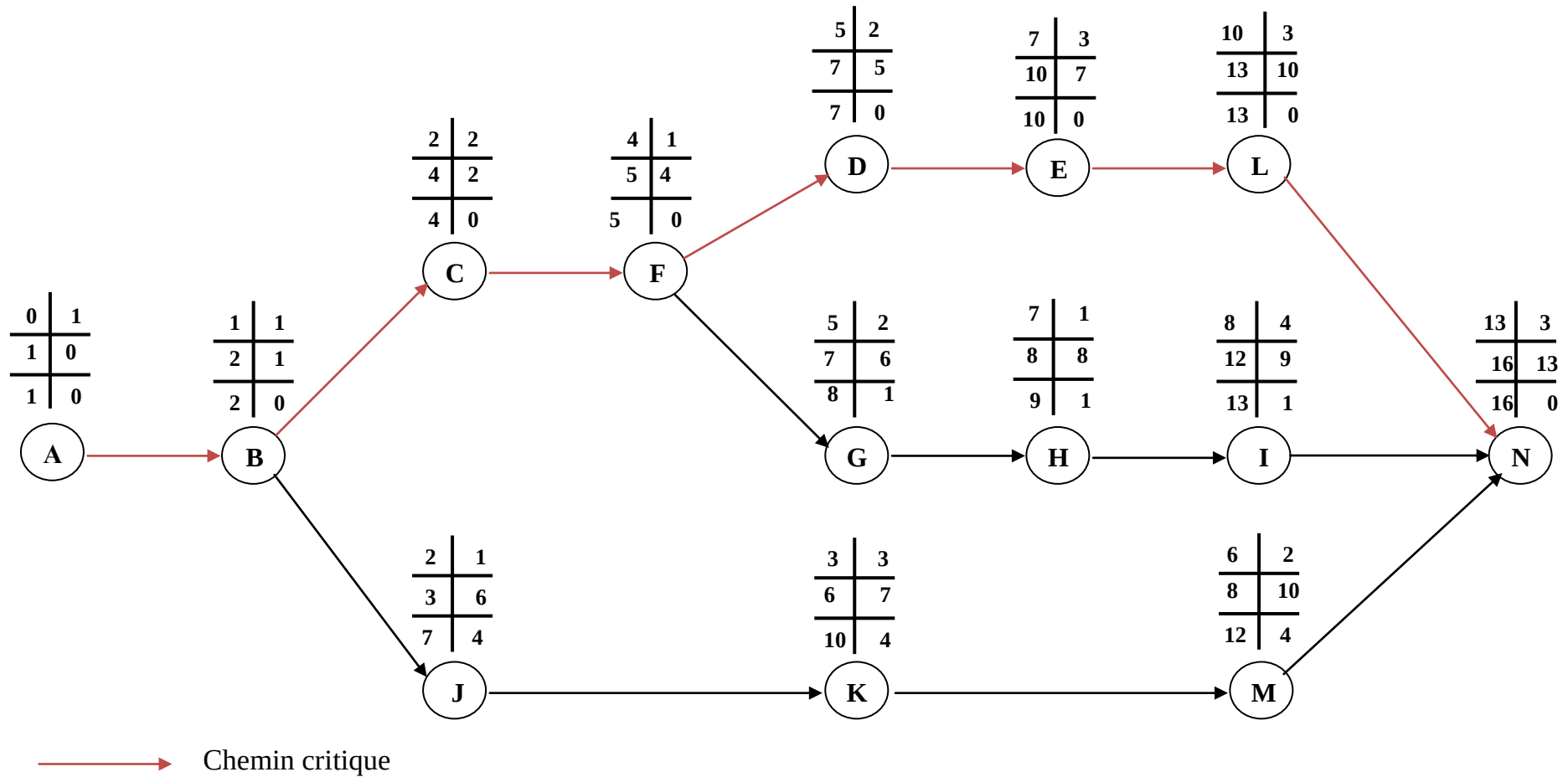


Figure VI.01 : Réseau à nœuds

VI.8 Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

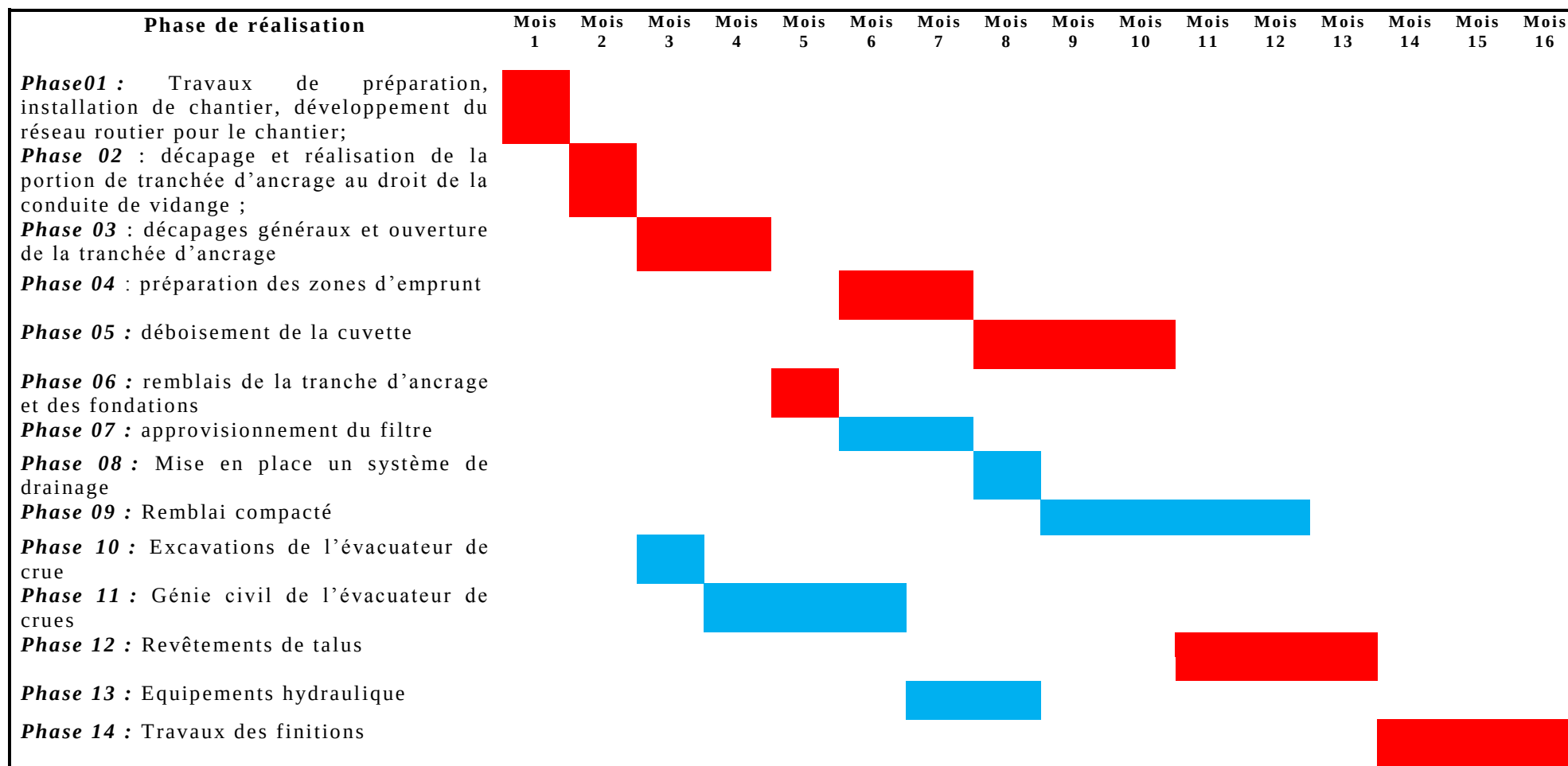
Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.02 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	2	2	4	2	4	0
D	2	5	7	5	7	0
E	3	7	10	7	10	0
F	1	4	5	4	5	0
G	2	5	7	6	8	2
H	1	7	8	8	9	1
I	4	8	12	9	13	4
J	1	2	3	7	8	1
K	3	3	6	8	11	3
L	3	10	13	10	13	3
M	2	5	7	11	13	2
N	3	13	16	13	16	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire est égal à 16 mois.

Tableau N VI.03 : programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire



Chemin critique

Conclusion:

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Ceci est normalement pris en charge lors de l'étude de l'organisation d'un chantier

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre du mémoire de fin d'études, nous avons essayé d'étudier l'ensemble des aspects qui concernent le dimensionnement de la digue du de la retenue collinaire d'El Berdia, dans la wilaya de Sétif.

L'ensemble des éléments qui ont été étudiés ont concerné les données de la morphologie du site, la topographie, la géologie, l'hydrologie et la mécanique des sols, cela a conduit à établir une étude comparative et rationnelle des variantes, pour dégager la plus adéquate tout en vérifiant sa stabilité.

Durant les différents chapitres du mémoire, nous avons essayé de traiter et d'étudier en détail les principales caractéristiques de la digue.

Ce travail a permis de tirer les conclusions suivantes :

- Du point de vue géologique et géotechnique, le site proposé s'est avéré favorable à l'implantation d'une retenue, sans risque majeur sur les fondations ou l'ancrage de la digue.
- Le choix d'un barrage type «barrage en enrochement avec un noyau d'argile »
On constate que les zones d'emprunt prospectées ont des propriétés adéquates à la réalisation de la retenue, de plus les volumes sont relativement importants, bien au-delà des besoins nécessaires pour la réalisation du corps de la digue.
- Les ouvrages annexes ont été bien étudiés et dimensionnés selon plusieurs méthodes, le calcul de stabilité a été vérifié selon différentes formules.
- La retenue peut assurer la pérennité de l'alimentation en eau pour l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres.

Enfin, on peut dire que cette étude nous a permis d'aborder différents volets qui concernent l'étude de la digue et l'exécution d'un barrage/retenue, tout en se basant sur les théories le long de notre cursus universitaire.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Bermad A. 2004.** Élaboration d'un modèle de prévision basé sur l'analyse en composante principales. Thèse doctorat, ENP. Alger.[1]
- **Bernardo A. R. ; SANTOS. L (2004).** Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger. [2]
- Bobée B., F. Ashkar (1991),** The gamma family and derived distributions applied in hydrology. Water Resources Publications. [3]
- Durand, J.M., Royet P, Meriaux P (1999).** Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale. CEMAGREF, 415 [4]
- El jabi et al., 1987.** Hydrologie fondamentale, Presses Polytechnique de Montréal; Édition : 2 eme (1 janvier 1987). [5]
- Hydraulic Design Series No. 2,** Second Edition Highway Hydrology, National Highway Institute, Publication No. FHWA-NHI-02-001 Octobre 2002. [6]
- Laborde J. 2009,** Eléments d'hydrologie de surface. Ecole polytechnique de l'université Sophia Antipolis, Nice France. [7]
- Lamas, 1993 Lamas J.** Hydrologie générale. Principes et applications. 2e édition. Montréal : Gaeton Morin, 1993. [8]
- **Maalel, K. et Hafsia, Z (2012).**Ouvrages hydrauliques, Polycopié du cours, Département de Génie Civil de l'ENIT. Tunisie. [10]
- Mihoubi M.K, (2014).**Ouvrages Hydrotechniques, Polycopie de cours, ENSH, Blida. [11]
- **Ministère de l'agriculture,** 1998. technique des barrages en aménagement rural, [12]
- Musy A. & Higy C. (1998) .** Hydrologie appliquée, HGA, Bucarest, 368 p [13]
- Remeneiras, 1963 L'hydrologie de l'ingénieur. Edition Eyrolles, 345 p. [14]
- M. Roche, 1963** Hydrologie de surface. Gauthier-Villars ORSTOM, Paris, 1963 [15]
- Touaibia,** 2005 . Dimensionnement des retenues collinaires. Ed ENSH. [16]
- Willi H . Hager et Anton J Schleiss ,2009 .** Constructions Hydrauliques . Ecoulement stationnaires , Volume 15 . [17]

ANNEXES

ANNEXE I

Tableau N° II.1 : Coefficients d'accélération du séisme.

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance.
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

ANNEXE II

Station Pluviométrique : BIR KASDLI _CODE : **150707**

X : 709.5
Y : 318.4
Z : 980

1967	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mar	avri	mai	juin	juil	aout	annue
PJ max (mm)	57.3	1.6	40.5	52.7	11.5	5.3	13.7	17.6	6.6	4	16	17.7	57.3
Totaux (mm)	105.	2.7	114.	103.	45.1	22.1	46.2	24.1	10.4	18.	17	22.7	531.5
1968													
PJ max (mm)	8.5	0	9.4	27.6	16	7.8	15.8	20.9	3.8	4.4	3.7	17.1	27.6
Totaux (mm)	10.1	0	37.2	74.4	46.8	25	61	39.2	5.7	10.	7.3	23.2	340
1969													
PJ max (mm)	13.1	0	40.6	0	10.1	8.3	53	21	19.9	20.	21	13.4	53
Totaux (mm)	54.9	0	114.	0	36.9	18.6	305	57	53.7	30.	41	21.7	734
1970													
PJ max (mm)	25.6	8.3	0	10.2	11.4	5.8	11.5	14.8	32.8	7.8	13	0.9	32.8
Totaux (mm)	30.8	22.	0	37.6	43.6	11.7	54.8	45.7	57	8.4	24	0.9	336.2
1971													
PJ max (mm)	2.8	2.2	37	23.8	38	7.6	26.8	7.4	23.4	17.	1.3	0	38
Totaux (mm)	7.4	7.3	77.5	42.4	109.9	31.4	51.1	52.9	51.8	25.	1.5	0	458.8
1972													
PJ max (mm)	16.3	14.	4.8	18.6	19.8	16.8	19.3	13.4	1.1	54.	0.4	1.4	54.6
Totaux (mm)	30.9	40.	7.4	58.8	38.6	66.1	74.6	34.4	1.6	83.	0.4	3.5	440.8
1973													
PJ max (mm)	50.3	3.1	2.1	19.1	1.1	16.4	33.1	18.6	28.7	24.	0.5	2.3	50.3
Totaux (mm)	57	5.7	3.1	36.4	2.3	58.5	114	60.5	30.3	38	0.5	4.5	410.9
1974													
PJ max (mm)	10.5	30	5.2	2.9	4.5	34.3	12.2	3.4	14.9	9.2	0.4	5.9	34.3
Totaux (mm)	16.5	50.	13	7.3	8.4	67.5	40.2	8.7	41.1	17.	0.4	9.2	281.1
1975													
PJ max (mm)	18.5	2.7	15.4	9.4	7.7	19	11.4	28.3	41.5	21	16	13.3	41.5
Totaux (mm)	50.9	3.1	47.2	36.8	12.8	60.3	50.8	122	128.	25.	35	13.3	586.4
1976													
PJ max (mm)	23.6	11.	13.9	10.5	21.4	1.9	4.3	13.4	20.8	12.	0	0	23.6
Totaux (mm)	32.9	37.	34.9	45.9	40.1	1.9	9.8	35.3	35.6	22.	0	0	296.2
1977													
PJ max (mm)	0	6.5	39.3	3.8	17.2	4.4	8.2	33.8	12.8	9.8	0	3.2	39.3
Totaux (mm)	0	14.	78.2	6.4	41.9	18.7	22.1	67.7	35	9.8	0	5.6	299.7
1978													
PJ max (mm)	3.8	9	8.2	2.7	8.8	30	7.2	26.3	4.6	-	-	-999	30
Totaux (mm)	5.3	32.	26.9	4.5	35.1	55.3	32.5	70	13.9	19	9.5	14	318.71
1979													
PJ max (mm)	21.3	4.3	7.6	2.1	17.2	8.1	25.9	16.5	17.1	1.5	0	0.9	25.9
Totaux (mm)	69	20.	19.2	5.9	32.8	20.8	59.9	37.8	53	1.5	0	1.4	321.4
1980													
PJ max (mm)	2.6	6.5	13.5	26	4.8	13	18.6	11.6	9.6	7.1	2.3	5.4	26
Totaux (mm)	2.6	11.	49.3	84.9	12.8	32.5	39.6	31.2	18.9	11.	3.1	10.6	308.6

	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mar	avri	mai	juin	juil	aout	annue
1981													
PJ max (mm)	24.1	12.	4.5	22.6	28.5	10.5	38.4	57.5	21	10.	0	5.9	57.5
Totaux (mm)	45.7	23	4.5	59.8	112.1	33	61.5	98.8	73.4	10.	0	5.9	528.2
1982													
PJ max (mm)	12	18	10.4	24	0	8.5	12.8	21.2	9.2	0.7	2.6	15.5	24
Totaux (mm)	38.9	50.	54.8	100.	0	18.6	24.2	33.7	23.3	0.7	5	23	372.9
1983													
PJ max (mm)	0	7.9	5.2	10.5	26.6	31.8	8.8	11.7	15	5.5	0	4.2	31.8
Totaux (mm)	0	13.	24.8	15.7	83.5	111.	30.3	46	24.5	10.	0	5.4	365.8
1984													
PJ max (mm)	2.6	20	4.8	17.4	11.8	8.5	38.5	11.6	18	7.4	0	0	38.5
Totaux (mm)	2.6	61.	15.9	96.7	57.3	24.1	113	23.6	41.6	7.4	0	0	443.6
1985													
PJ max (mm)	7.8	14.	7.5	12.5	6.5	9.2	37.5	20.5	10.5	13.	0	7.2	37.5
Totaux (mm)	26.5	39.	10.6	35	31.2	30.8	91.1	22.7	16.5	27.	0	10.9	342
1986													
PJ max (mm)	36	4.4	22	95.5	8	14.8	26.4	9	35	7	11	4	95.5
Totaux (mm)	57	21.	57.6	146.	28.3	58.7	33.9	13.5	44.3	9.5	21	4	495
1987													
PJ max (mm)	0	15	9.5	7	1	3.7	6	3	9.7	7	0	1.5	15
Totaux (mm)	0	15	43.3	19.3	1.5	7.8	17	7.6	32.1	12.	0	1.5	157.8
1988													
PJ max (mm)	8.4	0	7	10.2	-999	2.8	5	21.5	2.5	8	7.5	4	
Totaux (mm)	16.7	0	18.8	18.3	15.90	4.6	8.2	61.9	4.5	30.	12	10	201.21
1989													
PJ max (mm)	-999	25.	3.1	2.5	11.3	1.5	7.6	27.2	25.8	8.5	9.5	72.4	72.4
Totaux (mm)	37.1	26.	11.2	11.8	30.6	1.5	19.5	42.4	59.9	13.	10	77.3	341.89
1990													
PJ max (mm)	2.9	0.9	13.1	13.5	2.8	13.2	-999	9.9	24.9	4.2	1.3	4	24.9
Totaux (mm)	9.2	2.3	67.1	62	5	51.4	35.1	34.4	68.7	7.3	1.3	14	357.76
1991													
PJ max (mm)	13.4	26.	12.4	6.7	-999	25.7	10.7	13.6	30.4	37.	50	0	49.8
Totaux (mm)	48.2	67	20.4	14.3	33.00	29	44.6	50.3	86.9	42	94	0	530.1
1992													
PJ max (mm)	8.9	10.	12.9	30	-999	11.7	11.4	8.5	15.5	5.9	0	2.5	30
Totaux (mm)	20	22	23.9	87.4	12.34	26.5	29.1	9	44.1	7.4	0	3.9	285.64
1993													
PJ max (mm)	19.6	1.7	25.9	12.2	9.6	12.4	10.3	12.2	1.9	0	2.9	0	25.9
Totaux (mm)	34.9	2.8	59.2	28.3	15.9	32.2	13.1	31	1.9	0	3.4	0	222.7
1994													
PJ max (mm)	69.9	34.	4.2	5.5	20.6	10.5	14.9	19.8	1.9	8.3	1.9	0.4	69.9
Totaux (mm)	102	66.	4.6	15.4	77.5	33.8	54.7	32.5	3.5	30.	3.8	0.8	425.7
1995													
PJ max (mm)	13.3	6.2	8.2	7.9	16.8	30.4	25.7	29.6	34.5	59.	4.1	18.8	59.8
Totaux (mm)	50.2	12.	16.6	12.4	49.3	97.3	53.5	63.4	59.6	103	6.2	22.4	546.1
1996													
PJ max (mm)	6.7	1.8	4.5	4.6	12.8	7.3	1.2	15.8	24.9	6.7	5.6	8.9	24.9
Totaux (mm)	13.8	4.1	12.5	24.9	38.1	11.8	1.7	53.2	28	12.	6.2	19.4	225.9
1997													
PJ max (mm)	13.4	6.9	14.1	6.8	2.3	10.4	1.4	14.8	20.9	1.4	0	8.4	20.9

	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mar	avri	mai	juin	juil	aout	annue
Totaux (mm)	29	28.	67.1	20.6	10.4	36.5	4.2	40.3	89.6	2.1	0	16.3	344.3
1998													
PJ max (mm)	27.6	3.9	11.3	6.7	19.7	16.6	9.9	6.3	2.1	0.7	0	3.8	27.6
Totaux (mm)	78.8	6.8	51.9	20.1	75.2	33.6	20.2	7.7	2.3	0.7	0	9.1	306.4
1999													
PJ max (mm)	10.5	4.3	12.1	33.8	0.4	0	9.5	5.4	43.8	17.	0	3.5	43.8
Totaux (mm)	40.2	9.2	15.4	60	0.6	0	15.9	12.8	83.1	17.	0	3.5	258.2
2000													
PJ max (mm)	4.7	9.6	5.9	16.9	11.8	8.4	5.4	30.6	8.8	0	0	0.3	30.6
Totaux (mm)	11	23.	12.9	61.9	63.1	21.5	7.2	33.8	12.4	0	0	0.3	247.4
2001													
PJ max (mm)	20.8	4.6	7.9	2.8	4.9	22.8	2.5	4.3	5.8	0.4	9.8	13.6	22.8
Totaux (mm)	65.7	8.2	32.6	8.7	13.9	27.3	5.2	11.2	8.5	0.4	31	40.3	253
2002													
PJ max (mm)	0.4	7.8	37.9	18.8	27.8	24.8	16.9	34.9	14.8	15.	1.7	38.8	38.8
Totaux (mm)	0.4	25.	152.	76	137.7	49.8	36.7	121	34.5	35.	4	58.6	732.5
2003													
PJ max (mm)	6	19.	13	22.8	7.9	8.4	16.2	14.8	36.5	26.	4.6	4.9	36.5
Totaux (mm)	18.4	78	25.8	107.	18.9	12.3	50.5	74	101.	27	5.5	14.7	534
2004													
PJ max (mm)	17.8	17.	43.7	35.8	15.8	12.5	2.8	23.8	0.7	5.9	6.9	3.8	43.7
Totaux (mm)	62.9	34.	67.6	117.	43.7	59.3	4.4	70.4	1.1	16.	6.9	7	492.6
2005													
PJ max (mm)	11.8	12.	27.7	12.4	16.4	18.3	6.8	38.9	56.8	2.9	2.3	0	56.8
Totaux (mm)	35	31.	87.3	41.2	44.9	35.8	13.3	45.5	80.2	3.5	5.4	0	423.3
2006													
PJ max (mm)	32.7	1.9	14.4	13	10.9	14.8	18.2	18.8	14.8	23.	3	7	32.7
Totaux (mm)	88.6	2.8	15.3	53	12.8	31.7	94	66.8	34.1	46.	9.5	14	469.26
2007													
PJ max (mm)	33.8	23.	6.8	3.8	4.2	20.3	24.7	14.8	45.7	1.8	13	14.8	45.7
Totaux (mm)	94.5	42.	20	10.8	4.4	41.2	58.4	25.6	89.6	4.3	34	36.9	461.9
2008													
PJ max (mm)	14.6	14.	22.3	15	27.3	11.9	14.8	38.6	5.5	5.8	1.1	30.2	38.6
Totaux (mm)	32	35.	46.8	51.5	111.1	37	44.3	95.9	11.4	6.7	1.6	39.3	513.3
2009													
PJ max (mm)	12.6	10.	16.4	8.8	14.2	12.8	23.7	12.4	32.7	3.5	2.9	11.8	32.7
Totaux (mm)	66.1	18.	42.8	35.1	42.6	50.8	56.3	44.9	60	5.7	7.7	33.8	464.2

ANNEXE II-1 les apport mensuel calculé.

Annee	SEP	OCT	NO	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU	annl
1967	0.469	0.012	0.50	0.459	0.200	0.098	0.205	0.107	0.046	0.083	0.073	0.101	2.34
1968	0.045	0.000	0.16	0.330	0.208	0.111	0.271	0.174	0.025	0.045	0.032	0.103	1.51
1969	0.244	0.000	0.50	0.000	0.164	0.083	1.353	0.253	0.239	0.137	0.184	0.096	3.26
1970	0.137	0.098	0.00	0.167	0.194	0.052	0.243	0.203	0.253	0.037	0.105	0.004	1.49
1971	0.033	0.032	0.34	0.188	0.488	0.139	0.227	0.235	0.230	0.114	0.007	0.000	2.03
1972	0.137	0.181	0.03	0.261	0.171	0.294	0.331	0.153	0.007	0.372	0.002	0.016	1.95
1973	0.253	0.025	0.01	0.162	0.010	0.260	0.507	0.269	0.135	0.169	0.002	0.020	1.82
1974	0.073	0.226	0.05	0.032	0.037	0.300	0.179	0.039	0.183	0.080	0.002	0.041	1.24
1975	0.226	0.014	0.21	0.163	0.057	0.268	0.226	0.543	0.573	0.112	0.155	0.059	2.60
1976	0.146	0.166	0.15	0.204	0.178	0.008	0.044	0.157	0.158	0.100	0.000	0.000	1.31
1977	0.000	0.064	0.34	0.028	0.186	0.083	0.098	0.301	0.155	0.044	0.000	0.025	1.33
1978	0.024	0.146	0.11	0.020	0.156	0.246	0.144	0.311	0.062	0.084	0.042	0.062	1.41
1979	0.306	0.089	0.08	0.026	0.146	0.092	0.266	0.168	0.235	0.007	0.000	0.006	1.42
1980	0.012	0.050	0.21	0.377	0.057	0.144	0.176	0.139	0.084	0.053	0.014	0.047	1.37
1981	0.203	0.102	0.02	0.266	0.498	0.147	0.273	0.439	0.326	0.047	0.000	0.026	2.34
1982	0.173	0.223	0.24	0.446	0.000	0.083	0.107	0.150	0.103	0.003	0.022	0.102	1.65
1983	0.000	0.062	0.11	0.070	0.371	0.496	0.135	0.204	0.109	0.045	0.000	0.024	1.62
1984	0.012	0.273	0.07	0.430	0.255	0.107	0.502	0.105	0.185	0.033	0.000	0.000	1.97
1985	0.118	0.175	0.04	0.155	0.139	0.137	0.405	0.101	0.073	0.121	0.000	0.048	1.51
1986	0.253	0.094	0.25	0.650	0.126	0.261	0.151	0.060	0.197	0.042	0.092	0.018	2.19
1987	0.000	0.067	0.19	0.086	0.007	0.035	0.076	0.034	0.143	0.056	0.000	0.007	0.70
1988	0.074	0.000	0.08	0.081	0.071	0.020	0.036	0.275	0.020	0.136	0.052	0.044	0.89
1989	0.165	0.117	0.05	0.052	0.136	0.007	0.087	0.188	0.266	0.061	0.046	0.343	1.51
1990	0.041	0.010	0.29	0.275	0.022	0.228	0.156	0.153	0.305	0.032	0.006	0.062	1.58
1991	0.214	0.298	0.09	0.064	0.147	0.129	0.198	0.223	0.386	0.187	0.419	0.000	2.35
1992	0.089	0.098	0.10	0.388	0.055	0.118	0.129	0.040	0.196	0.033	0.000	0.017	1.26
1993	0.155	0.012	0.26	0.126	0.071	0.143	0.058	0.138	0.008	0.000	0.015	0.000	0.98
1994	0.453	0.296	0.02	0.068	0.344	0.150	0.243	0.144	0.016	0.135	0.017	0.004	1.89
1995	0.223	0.056	0.07	0.055	0.219	0.432	0.238	0.282	0.265	0.455	0.028	0.100	2.42
1996	0.061	0.018	0.05	0.111	0.169	0.052	0.008	0.236	0.124	0.054	0.028	0.086	1.00
1997	0.129	0.125	0.29	0.092	0.046	0.162	0.019	0.179	0.398	0.009	0.000	0.072	1.52
1998	0.350	0.030	0.23	0.089	0.334	0.149	0.090	0.034	0.010	0.003	0.000	0.040	1.36
1999	0.179	0.041	0.06	0.267	0.003	0.000	0.071	0.057	0.369	0.078	0.000	0.016	1.14
2000	0.049	0.103	0.05	0.275	0.280	0.096	0.032	0.150	0.055	0.000	0.000	0.001	1.09
2001	0.292	0.036	0.14	0.039	0.062	0.121	0.023	0.050	0.038	0.002	0.138	0.179	1.12
2002	0.002	0.112	0.67	0.338	0.612	0.221	0.163	0.537	0.153	0.159	0.018	0.260	3.25
2003	0.082	0.346	0.11	0.477	0.084	0.055	0.224	0.329	0.451	0.120	0.024	0.065	2.37
2004	0.279	0.154	0.30	0.523	0.194	0.263	0.020	0.313	0.005	0.075	0.031	0.031	2.18
2005	0.155	0.139	0.38	0.183	0.199	0.159	0.059	0.202	0.356	0.016	0.024	0.000	1.88
2006	0.394	0.012	0.06	0.235	0.057	0.141	0.418	0.297	0.151	0.207	0.042	0.062	2.08
2007	0.420	0.190	0.08	0.048	0.020	0.183	0.259	0.114	0.398	0.019	0.149	0.164	2.05

Annee	SEP	OCT	NO	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU	annl
2008	0.142	0.159	0.20	0.229	0.494	0.164	0.197	0.426	0.051	0.030	0.007	0.175	2.28
2009	0.294	0.082	0.19	0.156	0.189	0.226	0.250	0.199	0.267	0.025	0.034	0.150	2.06
%	94.63	61.68	100.	115.7	99.29	88.75	118.4	116.0	104.0	48.21	24.08	35.67	
Moyen	0.165	0.108	0.17	0.202	0.173	0.155	0.207	0.203	0.182	0.084	0.042	0.062	1.75
e. type	0.13	0.09	0.15	0.16	0.15	0.11	0.22	0.12	0.14	0.09	0.08	0.07	0.58
cv	0.79	0.83	0.85	0.79	0.85	0.68	1.05	0.62	0.77	1.09	1.80	1.18	0.33

ANNEXE II-2

Calcul du volume inter-annuel

n années	Rac(n)	Cv(n)	Cs(n)	F80(%)	K80%_0.8	Z80%_0.8	F90(%)	K90%_0.8	Z90%
1	1.000	0.331	0.663	-0.850	0.718	0.082	-1.19	0.606	0.194
2	1.414	0.234	0.469	-0.850	0.801	-0.002	-1.22	0.714	0.172
3	1.732	0.191	0.383	-0.850	0.837	-0.112	-1.23	0.765	0.106
4	2.000	0.166	0.331	-0.850	0.859	-0.237	-1.24	0.795	0.022
5	2.236	0.148	0.296	-0.850	0.874	-0.370	-1.24	0.816	-0.081
6	2.449	0.135	0.271	-0.850	0.885	-0.510	-1.24	0.832	-0.193
7	2.646	0.125	0.251	-0.850	0.894	-0.655	-1.24	0.845	-0.313
8	2.828	0.117	0.234	-0.850	0.900	-0.803	-1.25	0.854	-0.428
9	3.000	0.110	0.221	-0.850	0.906	-0.955	-1.26	0.861	-0.547
10	3.162	0.105	0.210	-0.850	0.911	-1.109	-1.26	0.868	-0.680
11	3.317	0.100	0.200	-0.850	0.915	-1.266	-1.26	0.874	-0.815
12	3.464	0.096	0.191	-0.850	0.919	-1.424	-1.26	0.879	-0.954
13	3.606	0.092	0.184	-0.850	0.922	-1.584	-1.26	0.884	-1.094
14	3.742	0.089	0.177	-0.850	0.925	-1.746	-1.26	0.888	-1.238
15	3.873	0.086	0.171	-0.850	0.927	-1.909	-1.26	0.892	-1.383

ANNEXE IV calcul stabilité

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R= 29.1m)

																		Moment motrice	
Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	Ceq	φeq	sin a	cos a	w	N	T	c.l	Tg(φeq)	N.Tg(φeq)	Bishop ss	Bishop as
-3	0.98	0	0.68	0	1.65	1.5	1.53	0.3	25.3	-0.3	0.95	1.00	0.95	-0.30	0.31	0.47	0.45	0.85	0.87
-2	2.9	0	1.58	0	1.65	1.5	1.53	0.3	25.3	-0.2	0.98	6.87	6.73	-1.37	0.89	0.47	3.18	4.37	4.45
-1	2.9	0	3.18	0	1.65	1.5	1.53	0.3	25.3	-0.1	0.99	13.83	13.76	-1.38	0.87	0.47	6.51	7.64	7.70
0	2.9	0	4.48	0	1.65	1.5	1.53	0.3	25.3	0	1.00	19.49	19.49	0.00	0.87	0.47	9.21	10.08	10.08
1	2.9	0	5.63	0	1.65	1.5	1.53	0.3	25.3	0.1	0.99	24.49	24.37	2.45	0.87	0.47	11.52	11.99	11.90
2	2.9	0	6.22	0	1.65	1.5	1.53	0.3	25.3	0.2	0.98	27.06	26.51	5.41	0.89	0.47	12.53	12.56	12.37
3	2.9	0	6.63	0	1.65	1.5	1.53	0.3	25.3	0.3	0.95	28.84	27.51	8.65	0.91	0.47	13.00	12.59	12.31
4	2.9	0	6.71	0	1.65	1.5	1.53	0.3	25.3	0.4	0.92	29.19	26.75	11.68	0.95	0.47	12.65	11.86	11.51
5	2.9	0	6.41	0	1.65	1.5	1.53	0.3	25.3	0.5	0.87	27.88	24.15	13.94	1.00	0.47	11.41	10.41	10.02
6	2.9	0	5.67	0	1.65	1.5	1.53	0.3	25.3	0.6	0.80	24.66	19.73	14.80	1.09	0.47	9.33	8.32	7.94
7	2.9	0	4.35	0	1.65	1.5	1.53	0.3	25.3	0.7	0.71	18.92	13.51	13.25	1.22	0.47	6.39	5.72	5.41
8	0.42	0	2.23	0	1.65	1.5	1.53	0.3	25.3	0.8	0.60	1.40	0.84	1.12	0.21	0.47	0.40	0.42	0.39
												223.65		68.24	10.08		96.58	96.81	94.96

	FELLENIOUS	BISHOP
Fs=	1.56	1.41
Fs séisme=	1.27	1.14

ANNEXE IV calcul stabilité

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R= 30.9m)

Moment motrice

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	Ceq	φeq	sin a	cos a	w	N	T	c.l	Tg(φeq)	N.Tg(φeq)	Bishop ss	Bishop as
-3	3	0	1.42	0.42	1.65	1.5	1.53	0.35	25.9	-0.3	0.954	8.32	7.93	-2.50	1.11	0.49	3.86	5.59	5.81
-2	3	0	2.68	1.17	1.65	1.5	1.53	0.37	26.1	-0.2	0.98	17.4	17.08	-3.49	1.13	0.49	8.37	10.26	10.51
-1	3	0	3.88	1.61	1.65	1.5	1.53	0.37	26.1	-0.1	0.995	24.8	24.73	-2.48	1.11	0.49	12.11	13.71	13.87
0	3	0	5.08	1.61	1.65	1.5	1.53	0.36	25.9	0	1	30.2	30.25	0.00	1.07	0.49	14.72	15.79	15.79
1	3	0	6.28	1.61	1.65	1.5	1.53	0.35	25.9	0.1	0.995	35.6	35.47	3.56	1.05	0.48	17.19	17.61	17.42
2	3	0	7.48	1.17	1.65	1.5	1.53	0.33	25.7	0.2	0.98	39	38.24	7.81	1.01	0.48	18.38	18.09	17.73
3	3	0	8.68	0.42	1.65	1.5	1.53	0.31	25.4	0.3	0.954	41	39.10	12.30	0.98	0.48	18.59	17.64	17.13
4	3	0	9.21	0	1.65	1.5	1.53	0.3	25.3	0.4	0.917	41.4	37.98	16.58	0.98	0.47	17.96	16.46	15.83
5	3	0	8.95	0	1.65	1.5	1.53	0.3	25.3	0.5	0.866	40.3	34.88	20.14	1.04	0.47	16.49	14.62	13.91
6	3	0	8.25	0	1.65	1.5	1.53	0.3	25.3	0.6	0.8	37.1	29.70	22.28	1.13	0.47	14.04	12.05	11.34
7	3	0	6.99	0	1.65	1.5	1.53	0.3	25.3	0.7	0.714	31.5	22.46	22.02	1.26	0.47	10.62	8.88	8.24
8	3	2.3	2.5	0	1.65	1.5	1.53	0.39	25.2	0.8	0.6	22.4	13.43	17.91	1.97	0.47	6.31	5.68	5.19
												369		114.12	13.83		158.62	156.36	152.76

	FELLENIOUS	BISHOP
Fs=	1.5111	1.37
Fs séisme=	1.1854	1.06

ANNEXE IV calcul stabilité

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R= 24.4m)

Moment motrice

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	Ceq	φeq	sin a	cos a	w	N	T	c.l	Tg(φeq)	N.Tg(φeq)	Bishop ss	Bishop ss
-4	2.4	0	0.7	0.55	1.65	1.5	1.53	0.404	26.52	-0.40	0.92	4.43	4.06	-1.77	1.06	0.50	2.03	3.64	3.83
-3	2.4	0	1.6	1.03	1.65	1.5	1.53	0.389	26.35	-0.30	0.95	9.65	9.21	-2.90	0.98	0.50	4.56	6.22	6.43
-2	2.4	0	2.6	2.04	1.65	1.5	1.53	0.401	26.49	-0.20	0.98	16.81	16.48	-3.36	0.98	0.50	8.21	9.90	10.11
-1	2.4	0	3.6	2.4	1.65	1.5	1.53	0.393	26.39	-0.10	0.99	21.59	21.48	-2.16	0.95	0.50	10.66	12.03	12.15
0	2.4	0	4.5	2.52	1.65	1.5	1.53	0.382	26.27	0.00	1.00	25.49	25.49	0.00	0.92	0.49	12.58	13.50	13.50
1	2.4	0	5.5	2.4	1.65	1.5	1.53	0.37	26.12	0.10	0.99	28.50	28.36	2.85	0.89	0.49	13.91	14.31	14.18
2	2.4	0	6.4	2.04	1.65	1.5	1.53	0.355	25.95	0.20	0.98	30.64	30.02	6.13	0.87	0.49	14.61	14.47	14.22
3	2.4	0	7.4	1.43	1.65	1.5	1.53	0.337	25.74	0.30	0.95	31.85	30.39	9.56	0.85	0.48	14.65	14.00	13.65
4	2.4	0	8.4	0.55	1.65	1.5	1.53	0.314	25.47	0.40	0.92	32.08	29.40	12.83	0.82	0.48	14.00	12.93	12.50
5	2.4	0	8.7	0	1.65	1.5	1.53	0.3	25.30	0.50	0.87	31.25	27.06	15.62	0.83	0.47	12.79	11.43	10.95
6	2.4	0	8.1	0	1.65	1.5	1.53	0.3	25.30	0.60	0.80	29.12	23.30	17.47	0.90	0.47	11.01	9.53	9.05
7	2.4	0	7.1	0	1.65	1.5	1.53	0.3	25.30	0.70	0.71	25.38	18.12	17.77	1.01	0.47	8.57	7.22	6.77
8	2.4	0	5.4	0	1.65	1.5	1.53	0.3	25.30	0.80	0.60	19.33	11.60	15.47	1.20	0.47	5.48	4.63	4.28
9	2.4	0	2.6	0	1.65	1.5	1.53	0.3	25.30	0.90	0.44	9.43	4.11	8.49	1.65	0.47	1.94	2.13	1.92
												315.57		96.00	13.91		135.01	135.94	133.54

	FELLENIOUS	BISHOP
Fs=	1.55	1.42
Fs séisme=	1.25	1.12

ANNEXE IV calcul stabilité

Stabilité pour le cas vidange rapide talus amont (R= 25m)

Moment motrice

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	Ceq	φeq	sin a	cos a	w	N	T	c.l	Tg(φeq)	N.Tg(φeq)	Bishop ss	Bishop as
-4	0.38	0	0.8	0	1.5	0.8	1.53	0.3	25.3	-0.4	0.92	0.23	0.21	-0.09	0.12	0.47	0.10	0.26	0.27
-3	2.5	0	2.4	0	1.5	0.8	1.53	0.3	25.3	-0.3	0.95	4.80	4.58	-1.44	0.79	0.47	2.16	3.25	3.33
-2	2.5	0	2.6	0	1.5	0.8	1.53	0.3	25.3	-0.2	0.98	5.18	5.08	-1.04	0.77	0.47	2.40	3.37	3.42
-1	2.5	0	3.8	0	1.5	0.8	1.53	0.3	25.3	-0.1	0.99	7.56	7.52	-0.76	0.75	0.47	3.56	4.44	4.47
0	2.5	0	4.9	0	1.5	0.8	1.53	0.3	25.3	0	1.00	9.80	9.80	0.00	0.75	0.47	4.63	5.38	5.38
1	2.5	0	5.8	0	1.5	0.8	1.53	0.3	25.3	0.1	0.99	11.56	11.50	1.16	0.75	0.47	5.44	6.01	5.97
2	2.5	0	6.4	0	1.5	0.8	1.53	0.3	25.3	0.2	0.98	12.80	12.54	2.56	0.77	0.47	5.93	6.31	6.23
3	2.5	0	6.8	0	1.5	0.8	1.53	0.3	25.3	0.3	0.95	13.50	12.88	4.05	0.79	0.47	6.09	6.29	6.16
4	2.5	0	6.8	0	1.5	0.8	1.53	0.3	25.3	0.4	0.92	13.64	12.50	5.46	0.82	0.47	5.91	5.96	5.80
5	2.5	0	6.6	0	1.5	0.8	1.53	0.3	25.3	0.5	0.87	13.10	11.34	6.55	0.87	0.47	5.36	5.32	5.14
6	2.5	1.51	4.4	0	1.5	0.8	1.53	0.3	25.223	0.6	0.80	14.44	11.55	8.67	0.94	0.47	5.44	5.23	5.01
7	2.5	2.78	2	0	1.5	0.8	1.53	0.3	25.124	0.7	0.71	14.37	10.26	10.06	1.05	0.47	4.81	4.55	4.32
												121		35.17	9.16		51.83	56.38	55.51

	FELLENIOUS	BISHOP
Fs=	1.73	1.60
Fs séisme=	1.42	1.29

ANNEXE IV calcul stabilité

Stabilité pour le cas vidange rapide talus amont (R= 26.55m)

Moment motrice

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	Ceq	φeq	sin a	cos a	w	N	T	c.l	Tg(φeq)	N.Tg(φeq)	Bishop ss	Bishop as
-4	1.3	0	0.75	0	1.5	0.8	1.65	0.25	25	-0.4	0.92	0.78	0.71	-0.31	0.35	0.47	0.33	0.81	0.85
-3	2.6	0	2.4	0	1.5	0.8	1.65	0.25	25	-0.3	0.95	4.99	4.76	-1.50	0.68	0.47	2.22	3.26	3.36
-2	2.6	0	4.17	0	1.5	0.8	1.65	0.25	25	-0.2	0.98	8.67	8.50	-1.73	0.66	0.47	3.96	4.99	5.08
-1	2.6	0	5.47	0	1.5	0.8	1.65	0.25	25	-0.1	0.99	11.38	11.32	-1.14	0.65	0.47	5.28	6.15	6.20
0	2.6	0	6.51	0	1.5	0.8	1.65	0.25	25	0	1.00	13.54	13.54	0.00	0.65	0.47	6.31	6.96	6.96
1	2.6	0	7.29	0	1.5	0.8	1.65	0.25	25	0.1	0.99	15.16	15.09	1.52	0.65	0.47	7.04	7.42	7.37
2	2.6	0	7.81	0	1.5	0.8	1.65	0.25	25	0.2	0.98	16.24	15.92	3.25	0.66	0.47	7.42	7.54	7.42
3	2.6	0	8.05	0	1.5	0.8	1.65	0.25	25	0.3	0.95	16.74	15.97	5.02	0.68	0.47	7.45	7.32	7.15
4	2.6	0	7.98	0	1.5	0.8	1.65	0.25	25	0.4	0.92	16.60	15.21	6.64	0.71	0.47	7.09	6.76	6.56
5	2.6	2	5.56	0	1.5	0.8	1.65	0.25	25.08	0.5	0.87	19.36	16.77	9.68	0.75	0.47	7.85	7.14	6.87
6	2.6	3.38	3.33	0	1.5	0.8	1.65	0.25	25.15	0.6	0.80	20.11	16.09	12.07	0.81	0.47	7.55	6.60	6.29
7	2.6	5.2	1.97	0	1.5	0.8	1.65	0.25	25.22	0.7	0.71	24.38	17.41	17.06	0.91	0.47	8.20	6.75	6.36
8	1	2	0	1	1.5	0.8	1.65	0.33	26.2	0.8	0.60	4.65	2.79	3.72	0.56	0.49	1.37	1.29	1.20
												172.62		54.28	8.74		72.08	73.00	71.67

	FELLENIOUS	BISHOP
Fs=	1.49	1.34
Fs séisme=	1.22	1.08

ANNEXE IV calcul stabilité
Stabilité pour le cas vidange rapide talus amont (R= 30.35m)

Moment motrice

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	Ceq	φeq	sin a	cos a	w	N	T	c.l	Tg(φeq)	N.Tg(φeq)	Bishop ss	Bishop as
-3	2	0	1	0.6	1.5	0.8	1.53	0.34	25.11	-0.30	0.95	3.44	3.28	-1.03	0.72	0.47	1.54	2.54	2.62
-2	3	0	1.07	1.04	1.5	0.8	1.53	0.37	25.15	-0.20	0.98	7.34	7.19	-1.47	1.14	0.47	3.38	4.88	4.97
-1	3	0	3.16	1.37	1.5	0.8	1.53	0.33	25.09	-0.10	0.99	13.87	13.80	-1.39	0.98	0.47	6.46	7.72	7.79
0	3	0	4.36	1.37	1.5	0.8	1.53	0.31	25.07	0.00	1.00	16.75	16.75	0.00	0.93	0.47	7.84	8.77	8.77
1	3	0	5.56	1.07	1.5	0.8	1.53	0.29	25.05	0.10	0.99	18.26	18.16	1.83	0.88	0.47	8.49	9.04	8.97
2	3	0	6.76	0.3	1.5	0.8	1.53	0.26	25.01	0.20	0.98	17.60	17.25	3.52	0.80	0.47	8.05	8.24	8.12
3	3	0	7.49	0	1.5	0.8	1.53	0.25	25.00	0.30	0.95	17.98	17.15	5.39	0.79	0.47	8.00	7.90	7.72
4	3	0	7.4	0	1.5	0.8	1.53	0.25	25.00	0.40	0.92	17.76	16.28	7.10	0.82	0.47	7.59	7.28	7.05
5	3	0	6.89	0	1.5	0.8	1.53	0.25	25.00	0.50	0.87	16.54	14.32	8.27	0.87	0.47	6.68	6.26	6.02
6	3	0.37	5.5	0	1.5	0.8	1.53	0.25	25.02	0.60	0.80	14.87	11.89	8.92	0.94	0.47	5.55	5.12	4.88
7	3	1.77	3.33	0	1.5	0.8	1.53	0.25	25.10	0.70	0.71	15.96	11.40	11.17	1.05	0.47	5.34	4.73	4.46
8	3	3.2	1.42	0	1.5	0.8	1.53	0.25	25.21	0.80	0.60	17.81	10.68	14.25	1.25	0.47	5.03	4.25	3.94
9	0.6	1.42	0	0	1.5	0.8	1.53	0.25	25.30	0.90	0.44	1.28	0.56	1.15	0.34	0.47	0.26	0.35	0.32
												179.43		57.71	11.50		74.19	77.07	75.61

	FELLENIOUS	BISHOP
Fs=	1.48	1.34
Fs séisme=	1.20	1.06

ANNEXE IV calcul stabilité

Stabilité pour le cas fonctionnement normal talus aval (R= 28.8 m)

Moment motrice																				
Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	Ceq	φeq	sin a	cos a	w	u	N	T	c.l	Tg(φeq)	N.Tg(φeq)	Bishop ss	Bishop as
-5	1.5	0	1.45	0	1.5	1.8	1.53	0.14	15.7	-0.5	0.87	3.92	2.18	3.39	-1.96	0.24	0.28	0.34	0.66	0.68
-4	3	0.4	2.29	1.04	1.5	1.8	1.53	0.252	19.3	-0.4	0.92	18.71	6.87	17.15	-7.49	0.83	0.35	3.60	4.94	5.13
-3	3	0.6	3.67	1.88	1.5	1.8	1.53	0.261	19.5	-0.3	0.95	31.06	11.01	29.63	-9.32	0.82	0.35	6.60	8.03	8.25
-2	3	0.8	4.36	2.42	1.5	1.8	1.53	0.267	19.8	-0.2	0.98	38.34	13.08	37.57	-7.67	0.82	0.36	8.80	10.12	10.29
-1	3	1.1	5.03	2.69	1.5	1.8	1.53	0.264	19.8	-0.1	0.99	44.28	15.09	44.06	-4.43	0.79	0.36	10.41	11.49	11.58
0	3	1.3	5.36	2.45	1.5	1.8	1.53	0.253	19.6	0	1.00	46.08	16.08	46.08	0.00	0.76	0.36	10.69	11.45	11.45
1	3	1.6	6.25	1.91	1.5	1.8	1.53	0.228	19.1	0.1	0.99	49.72	18.75	49.47	4.97	0.69	0.35	10.64	11.07	10.98
2	3	1.9	6.81	1.09	1.5	1.8	1.53	0.201	18.6	0.2	0.98	50.28	20.43	49.27	10.06	0.62	0.34	9.68	9.84	9.70
3	3	2.3	7.25	0.5	1.5	1.8	1.53	0.183	18.3	0.3	0.95	51.62	21.75	49.24	15.48	0.57	0.33	9.08	9.02	8.83
4	3	2.7	6.15	0	1.5	1.8	1.53	0.173	18.5	0.4	0.92	45.23	18.45	41.45	18.09	0.57	0.33	7.70	7.52	7.31
5	3	3.2	3.53	0	1.5	1.8	1.53	0.192	20.1	0.5	0.87	33.42	10.59	28.94	16.71	0.67	0.37	6.72	6.46	6.20
6	3	3.8	1.2	0	1.5	1.8	1.53	0.223	22.8	0.6	0.80	23.45	3.60	18.76	14.07	0.84	0.42	6.36	5.93	5.61
7	3	4.4	0	0	1.5	1.8	1.53	0.25	25	0.7	0.71	19.80	0.00	14.14	13.86	1.05	0.47	6.59	5.83	5.41
8	1.5	5	0	0	1.5	1.8	1.53	0.25	25	0.8	0.60	11.25	0.00	6.75	9.00	0.63	0.47	3.15	2.65	2.42
												467.1	154.3		71.38	9.88		100.36	104.99	103.85

	FELLENIOUS	BISHOP
Fs=	1.54	1.47
Fs séisme=	1.18	1.11

ANNEXE IV calcul stabilité

Stabilité pour le cas fonctionnement normal talus aval (R= 32.2 m)

Moment motrice

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	Ceq	φeq	sin a	cos a	w	u	N	T	c.l	Tg(φeq)	N.Tg(φeq)	Bishop ss	Bishop as
-2	3.2	1	0.6	0	1.5	1.8	1.53	0.21	21.51	-0.2	0.98	8.26	1.92	8.09	-1.65	0.68	0.39	2.43	3.32	3.36
-1	3.2	1.16	1.5	0	1.5	1.8	1.53	0.19	19.76	-0.1	0.99	14.21	4.8	14.14	-1.42	0.60	0.36	3.35	4.07	4.09
0	3.2	1.47	1.8	0	1.5	1.8	1.53	0.19	19.88	0	1.00	17.42	5.76	17.42	0.00	0.61	0.36	4.22	4.82	4.82
1	3.2	1.82	2.36	0	1.5	1.8	1.53	0.19	19.75	0.1	0.99	22.33	7.552	22.22	2.23	0.60	0.36	5.27	5.71	5.68
2	3.2	2.23	2.5	0	1.5	1.8	1.53	0.19	20.08	0.2	0.98	25.10	8	24.60	5.02	0.63	0.37	6.07	6.33	6.26
3	3.2	2.74	1.2	0	1.5	1.8	1.53	0.22	22.17	0.3	0.95	20.06	3.84	19.14	6.02	0.73	0.41	6.23	6.34	6.22
4	3.2	3.31	0	0	1.5	1.8	1.53	0.25	25	0.4	0.92	15.89	0	14.56	6.36	0.87	0.47	6.79	6.63	6.45
5	3.2	3.58	0	0	1.5	1.8	1.53	0.25	25	0.5	0.87	17.18	0	14.88	8.59	0.92	0.47	6.94	6.51	6.29
6	3.2	3.34	0	0	1.5	1.8	1.53	0.25	25	0.6	0.80	16.03	0	12.83	9.62	1.00	0.47	5.98	5.50	5.27
7	3.2	1.49	0	0	1.5	1.8	1.53	0.25	25	0.7	0.71	7.15	0	5.11	5.01	1.12	0.47	2.38	2.59	2.46
8	1.5	0.2	0	0	1.5	1.8	1.53	0.25	25	0.8	0.60	0.45	0	0.27	0.36	0.63	0.47	0.13	0.51	0.48
												164.09	31.87		40.13	8.39		49.79	52.33	51.40

	FELLENIOUS	BISHOP
Fs=	1.45	1.30
Fs séisme=	1.22	1.08

ANNEXE IV calcul stabilité

Stabilité pour le cas fonctionnement normal talus aval (R= 30.94 m)

Moment motrice

Nt	b	h1	h2	h3	g1	g2	g3	Ceq	φeq	sin a	cos a	w	u	N	T	c.l	Tg(φeq)	N.Tg(φeq)	Bishop ss	Bishop as
-3	3	1	0.5	0	1.5	1.8	1.53	0.21	21.9	-0.3	0.95	7.2	1.5	6.87	-2.16	0.67	0.40	2.16	3.14	3.21
-2	3	1.16	1.6	0	1.5	1.8	1.53	0.19	19.61	-0.2	0.98	13.86	4.8	13.58	-2.77	0.57	0.36	3.13	3.92	3.97
-1	3	1.47	2	0	1.5	1.8	1.53	0.19	19.64	-0.1	0.99	17.415	6	17.33	-1.74	0.56	0.36	4.04	4.74	4.77
0	3	1.82	2.9	0	1.5	1.8	1.53	0.18	19.29	0	1.00	23.85	8.7	23.85	0.00	0.55	0.35	5.30	5.85	5.85
1	3	2.23	3.2	0	1.5	1.8	1.53	0.19	19.52	0.1	0.99	27.315	9.6	27.18	2.73	0.56	0.35	6.23	6.60	6.57
2	3	2.74	4	0	1.5	1.8	1.53	0.18	19.48	0.2	0.98	33.93	12	33.24	6.79	0.57	0.35	7.52	7.65	7.57
3	3	3.31	3.2	0	1.5	1.8	1.53	0.20	20.43	0.3	0.95	32.175	9.6	30.69	9.65	0.62	0.37	7.86	7.76	7.63
4	3	3.98	2.3	0	1.5	1.8	1.53	0.21	21.59	0.4	0.92	30.33	6.9	27.80	12.13	0.69	0.40	8.27	7.89	7.70
5	3	3.34	2.1	0	1.5	1.8	1.53	0.21	21.41	0.5	0.87	26.37	6.3	22.84	13.19	0.72	0.39	6.48	6.11	5.94
6	3	1.49	0	0	1.5	1.8	1.53	0.25	25	0.6	0.80	6.705	0	5.36	4.02	0.94	0.47	2.50	2.70	2.59
7	3	1	0	0	1.5	1.8	1.53	0.25	25	0.7	0.71	4.5	0	3.21	3.15	1.05	0.47	1.50	1.87	1.78
8	3	0.5	0	0	1.5	1.8	1.53	0.25	25	0.8	0.60	2.25	0	1.35	1.80	1.25	0.47	0.63	1.26	1.18
												225.9	65.4		46.79	8.73		55.62	59.49	58.75

	FELLENIOUS	BISHOP
Fs=	1.38	1.27
Fs séisme=	1.16	1.06

ANNEXE V

Bassin de type I

