

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 DE FAISABILITE D'UN BARRAGE SUR OUED TROUCH
BERRICH W.SOUK AHRAS**

PRESENTE PAR :

M^r .HAMDI ABOUBAKEUR SEDDIK

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
M.D.BENSALAH	MAA	Examineur
A.ADDOU	MAA	Examinatrice
I.ZAIBAK	MAB	Examineur
B.BENLAOUKLI	MCA	Promoteur

Session - 2015



Dédicace

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents, qui m'ont soutenue
durant toutes ces années de formation.*

A toute la famille HAMDI.

A toute la famille MERIEM.

*A toute les meilleures personnes qui m'aiment et qui m'aident
dans ma vie, sans oublier ses familles.*

A tout mes amies et toute ma famille de l'E.N.S.H.

*Et a toute la promotion 2014/2015 de
l'hydraulique*

A.HAMDI

Remerciement

- Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apportés un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement ma famille.
- Toute ma gratitude pour mon promoteur M^{er} BENLAOUKLI et M^{er} MOKRANE (Ingénieure à DRE W.TEBESSA) pour ses judicieux conseils ainsi que ses disponibilités tout au long de l'élaboration de ce travail.
- Mes remerciement pour mon frère et mon camarade M^{er} ZOGHLAMI HICHEM qui a m'aidé vraiment et a essayé pour me simplifier toutes les obstacles trouvées tout au long de l'élaboration de mon mémoire.
- Mon respect s'adresse aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.
- Je tiens à présenter par occasion tout mon respect à tous les enseignants qui ont contribués à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.
- Je n'oublie pas non plus tous mes amis qui m'aiment et les membres de ma famille qui m'ont toujours encouragé pour atteindre mes objectifs.

A .Hamdi

ن الرحيم

:

تدخل هذه الدراسة في إطار الحفاظ على المياه السطحية في الجزائر عامة وولاية سوق أهراس
قابلية إنجاز سد مائي على واد بولاية سوق أهراس. قمنا في هذا العمل بدراسة

الدراسة المعمقة لمختلف الجوانب (جيولوجية، هيدرولوجية وطبوغرافية)، مكنتنا من اختبار النموذج المناسب لإنجاز هذا الهيكل
ودراسة ثباته، أما فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح عميق ودقيق يضم مختلف أطواره.

Résumé :

La présente étude s'inscrit dans le cadre de la conservation des eaux superficielles en Algérie
précisément à Souk Ahras.

L'étude que nous avons menée dans ce mémoire est consacrée à l'implantation d'un barrage sur
Oued TROUCH. L'étude approfondie des différentes phases (géologique, hydrologique et
topographique) nous a permis de choisir la variante la plus adéquate à l'implantation de cet ouvrage et
de vérifier sa stabilité. Pour la réalisation, nous avons élaboré une note explicative approfondie
contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract:

The present study belongs to the general topic of the superficial water resources conservation
in Algeria, precisely in the Wilaya of Souk Ahras.

The study that we have carried out in this memory is devoted to the establishment of a dam on
TROUCH. The choice of the most adequate alternative to the dam insertion and its stability
verification were made after a deep study of the various phases (geological, hydrological and
topographic). For the realization we prepared an explanatory note containing the various stages of
calculation.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	2
----------------------------	---

Chapitre I : Géologie et Géotechnique

I.1 -Géologie.....	5
I.1.1 – GENERALITE SUR LA REGION ETUDIEE.....	5
I.1.1.1–Situation géographique et topographique du site.....	5
I.1.1.2– Séismicité.....	6
I.1.1.3-Morphologie du terrain levé.....	7
I.1.2 – APERÇU DE RECONNAISSANCE.....	8
I.1.2.1 Reconnaissance du terrain.....	8
I.1.2.2 Géologie régionale et stratigraphie.....	8
I.1.2.3 Géologie du site.....	20
I.1.3 –LES RESULTATS DE LA RECONNAISSANCE SUR LE TERRAIN.....	24
I.1.3.1 - Levés géologiques.....	24
I.1.3.2 - Sondages.....	24
I.2 - Géotechnique.....	27
I.2.1 – SOL DE FONDATION.....	27
I-2.1.1 travaux de reconnaissance du terrain.....	27
I-2.1.2 - essais en laboratoire.....	27
I-2.1.3 Essais physiques.....	27
I-2.1.4-Essais mécaniques.....	28
I.2.2- RESULTATS ET INTERPRETATION.....	28
I-2.3- VERIFICATION DE L'ETAT DE CONSOLIDATION DE LA FONDATION.....	29
I-2.4-CAPACITE PORTANTE.....	31
I-2.4.1- Contrainte développée par l'ouvrage.....	31
I-2.4.2-Contrainte admissible du sol “ Q_{ad} ”.....	32
I-2.5-CALCUL DES TASSEMENTS.....	34
I.2.6- ZONE D'EMPREINT DES MATERIAUX.....	34
I-2.6.1-Les résultats et les interprétations.....	35
I-2.6.2 Proctor normal.....	35
I-2.6.3 -Perméabilité.....	36
I-2.6.4- Essai de cisaillement au triaxial.....	36
I.2.7-MATERIAUX DE RECHARGES.....	38
I-2.8- ENROCHEMENTS.....	38
I.2.9-STABILITE DES VERSANTS.....	38
I.2.10-CARACTERISTIQUES DE LA CUVETTE.....	39
I.2.10.1-Perméabilité de la cuvette.....	39
I.2.10.2-Stabilité des versants de la cuvette.....	39
Conclusion.....	40

Chapitre II : Etude hydrologique

II-Introduction	42
II.1-Bassin versant	43
II.1.1 CARACTERISTIQUE GEOGRAPHIQUES DU BASSIN VERSANT	43
II.1.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BASSIN VERSANT.....	43
II.1.2.1 La surface du bassin versant et le périmètre.....	43
II.1.2.2 Longueur du thalweg principal.....	44
II.1.2.3 largeur du bassin versant	44
II.1.2.4 Altitude du bassin versant.....	44
II.1.2.5 Pente moyenne de l'Oued	44
II. 1.3 CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUES DU BASSIN VERSANT	45
II .1.3.1 Indice de compacité.....	45
II.1.3.2 Coefficient d'allongement	46
II.1.3.3 -Dimension du rectangle équivalent	47
II.1.4 HYPOMETRIE DU BASSIN VERSANT	48
II.1.4.1- Les Relief	48
II.1.4.2 Les indices hydrologiques	51
II.1.5 CARACTERISTIQUES HYDROGRAPHIQUES DU BASSIN VERSANT	54
II.1. 5.1- Densité de drainage.....	54
II.1. 5.2- Densité du thalweg élémentaire.....	55
II.1. 5.3- Coefficient de torrencialité.....	55
II.1. 5.4- Temps de concentration.....	56
II.1. 5.5- Vitesse de ruissellement.....	59
II.2- Caractéristiques climatologiques	60
II.2.1 TEMPERATURES.....	61
II.2.2 EVAPORATION	62
II.2.3 L'HUMIDITE	63
II.2.4 PLUVIOMETRIE.	63
II.2.4.1 Stations et données disponibles	63
II.2.4.2 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin	64
II.2.4.3 Précipitations maximales journalières.....	64
II.3 Choix de la loi d'ajustement.....	65
II.3.1 AJUSTEMENT DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE A LA LOI DE GUMBEL.....	67
II.3.2 AJUSTEMENT DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE A LA LOI DE GALTON (LOG-NORMAL)	67

II.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	70
II.5 Etudes des apports	72
II.5.1 CARACTERISTIQUES DE L'ÉCOULEMENT.....	77
II.5.1.1- Apports moyens annuels A_0	77
II.5.1.2- Module de l'écoulement	77
II.5.1.3- Module de l'écoulement relatif	80
II.5.1.4- Lamé d'eau écoulée	81
II.5.1.5- Coefficient de l'écoulement.....	81
II.5.1.6- Coefficient de variation.....	81
II.5.2- IRREGULARITE DES APPORTS	81
II.5.2.1- Les apports fréquents.....	83
II.5.2.2- Répartition mensuelle de l'apport 80 %.....	83
II.5.2.3- Les apports solides.....	84
II.6 Etude des crues	85
II.6.1 METHODE EMPIRIQUES	87
II.6.2- PLUIES DE COURTE DUREE.....	88
II.6.3- HYDROGRAMME DE CRUE	90
II.6.4- CHOIX DES CRUES	91
II.6.4.1- Choix de la crue de projet.....	95
II.6.4.2 Choix de la crue de chantier	98
II.6.4.3 Calcul du volume de la crue.....	100
II.7- Régularisation	101
II.8 Laminage des crues.....	101
II.8 .1- LES COURBES TOPOGRAPHIQUES	103
II.8 .2 LA METHODE DE HILDENBLAT	105
Conclusion.....	113

Chapitre III : Etude des variantes et dimensionnement de la variante choisie

III-Introduction	115
III.1 Choix du site du barrage	115
III.1.1 SITUATION ET CHOIX DE L'AXE D'IMPLANTATION	116
III.1. 2 LES FACTEURS QUI LIMITENT NOTRE CHOIX DU SITE.....	116
III.2 Choix du type du barrage	117
III.2.1 LA TOPOGRAPHIE DU SITE.....	117
III.2.2 LA MORPHOLOGIE DE LA VALLEE	118
III.2.3 LES CONDITIONS GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES.....	118
III.2.4 LES MATERIAUX DE CONSTRUCTION.....	118
III.2.5 CONDITIONS GEOTECHNIQUES ET MATERIAUX DE CONSTRUCTION POUR LA REALISATION DU BARRAGE ...	119
III.3-Variantes à choisir	120
III.4-Définition du profil général du barrage	121
III.4.1 BARRAGE EN TERRE HOMOGENE	121
III.4.1.1-Pentes des talus.....	122
III.4.1.2-Drainage de la digue.....	125
III.4.2-BARRAGE DEVERSOIR EN BETON ORDINAIRE.....	131
III.4.2.1 Tassement.....	132
III.4.2.2-Dimensionnement et calcul hydraulique du chacun des éléments de l'évacuationr des crues.....	132
III.4.2.3- Estimation du cout total des matériaux de construction	151
Conclusion.....	152

Chapitre IV : Calcul des infiltrations et génie civil

IV- INTRODUCTION.....	154
IV.1- Méthodes de calcul.....	155
IV.2- Les hypothèse du calcul.....	155
IV.3- METHODE DU CONTOUR LINEAIRE « METHODE DE BLIGH ».....	156
IV.3.1- DEFINITION.....	156
IV.3.2- CALCUL DES SOUS PRESSIONS ET LES EPAISSEURS DU RADIER.....	157
IV.3.2.1- Calcul du gradient hydraulique moyen.....	159
IV.3.2.2- Calcul de la vitesse moyenne.....	159
IV.3.2.3- Calcul du débit d'infiltration.....	160
IV.4- Calcul des déformations des fondations sous l'effet de l'écoulement souterrain.....	161
IV.4.1. CALCUL D'APRES L'EROSION INTERNE.....	161
IV.4.2- LE SOULEVEMENT HYDRAULIQUE.....	162
IV.4.3- EXFOLIATION.....	163
IV.4.4- AFFOUILLEMENT DE CONTACT.....	163
Conclusion.....	164
IV.5- Calcul de la stabilité.....	165
IV.5.1- CALCUL LES FORCES QUI SURGISSENT AUTOUR DU DEVERSOIR.....	165
IV.5.1.1- Poids du déversoir.....	165
IV.5.1.2- Force hydrostatique amont.....	166
IV.5.1.3- Force hydrostatique aval.....	166
IV.5.1.4- Force des sous pressions.....	166
IV.5.1.5- Force de poussé de sol en amont.....	167
IV.5.2- ETUDE DE LA STABILITE.....	168
IV.5.2.1- Stabilité au renversement.....	168
IV.5.2.2- Stabilité au glissement.....	168
IV.5.2.2- Stabilité au poinçonnement.....	169
IV.6- Ferrailage des éléments.....	170
IV.6.1- FERRAILLAGE DU RIDEAU (BASSIN DE DISSIPATION ET CANAL DE FUIE).....	170
IV.6.2- Ferrailage des murs de déversoir.....	176
Conclusion.....	180

Chapitre V : Organisation du chantier

V. Introduction	182
V.1. Organisation technique de préparation.....	182
V.2. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	182
V.2.1-INSTALLATIONS DESTINEES AU PERSONNEL.....	183
V.2.2-INSTALLATIONS DESTINEES AU STOCKAGE DES MATERIAUX	183
V.2.3-INSTALLATIONS DESTINEES A LA REPARATION DES ENGINs	183
V.2.4-INSTALLATION DESTINEE POUR LA PREFABRICATION	183
V.3-Travaux de réalisation	183
V.3.1-TRAVAUX DE TERRASSEMENTS	183
V.3.2-TRAVAUX D'EXCAVATIONS.....	184
V.3.3-TRAVAUX SECONDAIRES.....	184
V.4- Les moyens de chantier.....	184
V.4.1-LES MOYENS HUMAINS.....	185
V.4.2-LES ENGINs DE TERRASSEMENT	185
V.4.3-LE MATERIEL DE BETONNAGE.....	187
V.4.4- LE MATERIEL SPECIFIQUE	187
V.5-Planification	187
V.5.1.DEFINITION	187
V.5.2.TECHNIQUES DE LA PLANIFICATION	188
V.5.2.1-Méthodes basées sur le réseau.....	188
V.5.2.2-Méthode (Critical Path Methode) C.P.M	189
V.6. Les plannings :	191
V.6.1-PLAN DU TRAVAIL AU PLUS TOT	191
V.6.2-PLAN DE TRAVAIL AU PLUS TARD (PTPP)	191
V.6.3-PLAN DE TRAVAIL INTERMEDIAIRE	191
V.7-Délai de construction et programme des travaux	191
V.8-Programme des travaux du barrage déversoir de TROUCH.....	192
V.9.Etude de la planification du barrage de TROUCH.....	193
V.10.Calcul du devis estimatif	196
Conclusion	197

Chapitre VI : Protection de sécurité au travail

VI. Introduction	199
VI.1. Organisation de la prévention des accidents du travail	199
VI.2. Causes des accidents de travail	200
VI.3. Conditions dangereuses dans le chantier	201
VI.4. Actions dangereuses	202
VI.5. Mesures préventives	202
VI.6. Principales fonctions du service de sécurité	202
Conclusion	204

Conclusion

Conclusion générale.....	206
---------------------------------	------------

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I- 1 Coupes lithologiques des sondages	25
Tableau I- 2 Coupes lithologiques des puits	26
Tableau I- 3 Résultats des essais sur les échantillons des sondages	29
Tableau I- 4 Profondeur-Angle de frottement-Cohésion	36
Tableau I- 5 Résultats à inclure dans les différents calculs hydrotechniques	37
Tableau II- 1 Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	49
Tableau II- 2 Tableau récapitulatif des résultats précédents.....	51
Tableau II- 3 Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	51
Tableau II- 4 Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	54
Tableau II- 5 Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration.....	58
Tableau II- 6 Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant	60
Tableau II- 7 Répartition mensuelle des températures.....	61
Tableau II- 8 Répartition mensuelle de l'évaporation.....	62
Tableau II- 9 Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude	64
Tableau II- 10 Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles.....	64
Tableau II- 11 Pluies maximales journalières prise de la station 070707	66
Tableau II- 12 Pluies annuelles prise de la station 070707	66
Tableau II- 13 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	69
Tableau II- 14 Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon.....	70
Tableau II- 15 Résultat de l'ajustement a la loi de GALTON.	71
Tableau II- 16 Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon.....	72
Tableau II- 17 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence	73
Tableau II- 18 Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences	74
Tableau II- 19 Récapitulatif de l'Apport moyenne interannuelle.....	80
Tableau II- 20 Caractéristiques de l'écoulement.....	83
Tableau II- 21 Apports fréquentiels	84
Tableau II- 22 Moyennes mensuelles des apports de fréquence 80%	84
Tableau II- 23 Récapitulatif des résultats des apports solides et volumes morts	87
Tableau II- 24 valeur de α en fonction de la fréquence	89
Tableau II- 25 valeur de C en fonction de la fréquence	90
Tableau II- 26 débits maximaux de crue	90
Tableau II- 27 Pluies de courte durée	91
Tableau II- 28 Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour	92
Tableau II- 29 Crue de projet recommandée	96
Tableau II- 30 Choix de la crue de projet.....	97
Tableau II- 31 Surface-Hauteur/Capacité-Hauteur	103
Tableau II- 32 Volumes et débits déversant.	107
Tableau II- 33 Calcul Laminage de la crue par la méthode de HILDENBLAT.....	108

Tableau III- 1 Calcul de la hauteur du barrage de chaque variante.....	122
Tableau III- 2 Valeurs indicatives des pentes des talus.	122
Tableau III- 3 Valeur de C.....	123
Tableau III- 4 Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.	124
Tableau III- 5 Calcul des dimensions du drain prisme	129
Tableau III- 6 Récapitulation des résultats de calcul de la revanche	129
Tableau III- 7 Récapitulation des résultats de calcul du C_{crete} ,NPHE et b_{cr}	131
Tableau III- 8 Calcul de la vitesse au niveau du canal d'approche	133
Tableau III- 9 Calcul du volume du radier du canal d'approche	134
Tableau III- 10 Calcul du volume des murs bajoyers du canal d'approche	134
Tableau III- 11 Dimensions du déversoir	134
Tableau III- 12 Récapitulation des coordonnées du profil du déversoir	137
Tableau III- 13 La valeur du jet et nombre du Froude	144
Tableau III- 14 Classification des ressauts	145
Tableau III- 15 La hauteur du mur du bassin de la dissipation.....	144
Tableau III- 16 Le volume du béton total dans le bassin de dissipation	144
Tableau III- 17 La valeur de la hauteur critique dans le canal de fuite	146
Tableau III- 18 La valeur de la pente critique dans le canal de fuite	146
Tableau III- 19 La hauteur normale dans le canal de fuite.....	147
Tableau III- 20 Calcul de la vitesse dans le canal de fuite	147
Tableau III- 21 La hauteur de mur dans le canal de fuite	148
Tableau III- 22 Le volume du béton total dans le canal de fuite	150
Tableau III- 23 Le cout total des matériaux utilisés dans la construction barrage	151
TableauIV- 1 Calcul des épaisseurs et des sous pression corrigé	158
Tableau IV- 2 Calcul des différents paramètres hydrauliques de l'infiltration.....	160
Tableau IV.03 : Ferrailage des murs bajoyers (2.5m) pour (h)	174
Tableau IV.04 : Ferrailage des murs bajoyers (2.5m) pour (h/2).....	174
Tableau IV.05 : Ferrailage des murs du déversoir (2m) pour (h).....	177
Tableau IV.06 : Ferrailage des murs du déversoir (2m) pour (h/2).....	177
Tableau V- 1 Les différentes opérations effectuées au niveau du projet.....	193
Tableau V- 2 Symbolisation des opérations.....	194
Tableau V- 3 Cout du déversoir.....	196

LISTE DES FIGURES

Figure I- 1 Localisation du site du barrage Trough	Erreur ! Signet non défini.
Figure I- 2 Zones séismiques en Algérie	Erreur ! Signet non défini.
Figure I- 3 Localisation du l'axe du seuil du barrage Trough.....	Erreur ! Signet non défini.
.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure I- 4 Différentes formations des terrains sédimentaires.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure I- 5 Coupe géologique selon l'axe du l'ouvrage	Erreur ! Signet non défini.
Figure II- 1 Limite du Bassin Versant à l'échelle 1/50.000	45
Figure II- 2 Courbe hypsométrique du bassin versant du oued TROUGH.....	49
Figure II- 3 Réseau hydrographique du bassin versant	56
Figure II- 4 Histogramme de la répartition mensuelle des températures.....	62
Figure II- 5 Histogramme de la répartition mensuelle des évaporations.	63
Figure II- 6 Répartition mensuelle des précipitations	65
Figure II- 7 Représentation graphique de la loi du Gumbel.....	69
Figure II-8 Représentation graphique de la loi du Galton.....	71
Figure II- 9 Courbe Précipitation - Durée – Fréquence	75
Figure II- 10 Courbes Intensité - Durée – Fréquence	76
Figure II- 11 Répartition mensuelle des apports de fréquence 80%.....	85
Figure II- 12 Représentation des Hydrogrammes des crues pour différente période	95
Figure II- 13 Hydrogramme synthétique des crues pour une fréquence de 0.1%.....	98
Figure II- 14 Hydrogramme synthétique Pour une période de retour de 20 ans.....	100
Figure II- 15 Particularités de la construction des barrages.....	101
Figure II- 16 Courbe Surface-Hauteur	104
Figure II- 17 Courbe Capacité-Hauteur	104
Figure II- 18 Représentation des différents volumes	105
Figure II- 19 Courbe des débits déversants	108
Figure II- 20 Hydrogramme des débits entrants et sortants.....	112
Figure III- 1 Choix du type du barrage	117
Figure III- 2 Site du barrage	118
Figure III- 3 Représentation des différents dimensions du déversoir (b=243.12m)	137
Figure III- 4 Profil du déversoir	138
Figure III- 5 Forme du déversoir et le rayon de raccordement	140
Figure III- 6 Forme du déversoir	144
Figure III- 7 Ligne d'eau au niveau du canal de fuite	151
Figure IV- 1 L'épure de sous pressions sous le radier.....	159
Figure. IV. 2: Présentation des forces agissantes sur le déversoir.....	165
Figure IV. 3 : Diagramme des contraintes.....	174
Figure IV. 4 : Représentation des moments appliqués sur les murs (h) et (h/2).....	174
Figure V- 6 Diagramme de GANT	193
Figure V- 7 Réseau a flèche.....	195
Figure VI- 1 Organigramme de la prévention.....	200

Liste des planches

Planche01 : Plan de situation de l'aménagement du barrage sur oued TROUCH BERRICH W.Souk Ahras.

Planche02 : Coupe géologique du terrain d'oued TROUCH BERRICH W.Souk Ahras.

Planche03 : Coupe transversale du déversoir du barrage sur oued TROUCH BERRICH W.Souk Ahras.

Planche04 : Vue en plan du déversoir du barrage sur oued TROUCH BERRICH W.Souk Ahras.

Planche05 : Coupe en travers du dissipateur du barrage déversoir sur oued TROUCH W.Souk Ahras.

Planche 06 : Ferailage des murs bajoyers $h=2.5m$ et $h=2m$

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est devenue ces dernières années un sujet de préoccupation à l'échelle planétaire. Cette ressource indispensable et irremplaçable est particulièrement mal répartie. Un constat s'impose d'emblée : 4,3% de la population mondiale ne dispose que de 0,67 % des ressources en eau douce renouvelable, donc chaque pays devrait décider quelles sont les incitations à introduire pour utiliser l'eau de manière plus efficace.

Le développement de notre pays suppose la maîtrise des ressources en eau, parmi lesquelles les eaux de surface qui ont une importance vitale pour toute entreprise agricole ou pastorale. Depuis la dernière décennie, l'édification des barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau. Pour la réalisation d'un barrage, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte sur la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

A cause de la sévère sécheresse, qui sévit à Souk Ahras, les terres classées comme cultivables ne cessent de se réduire et leur fertilité de baisser en raison du manque d'eau, de l'érosion, de la disparition du couvert végétal et de la pression démographique. Les nappes phréatiques risquent d'être épuisées d'ici quelques années à cause du pompage excessif. Pour remédier à ces problèmes de grande envergure, des grands projets tels que la construction du barrage déversoir de TROUCH ont été mis de l'avant. C'est dans ce cadre que nous mènerons cette étude sur l'oued du même nom.

Pour mener à bien notre travail j'ai étudié les différentes étapes pour réaliser ce barrage passant du dimensionnement, ferrailage et la stabilité.

D'autre par une analyse détaillée des données pluviométriques en vue de déterminer toutes les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception du notre barrage, A cause des raisons morphologique du sol, géologique, hydrologique et aussi économique notre barrage c'est un barrage déversoir, puis j'ai calculé les infiltrations qui provoquent notre barrage, la

vérification de la stabilité et le ferrailage des différents éléments ; En fin le calcul du devis estimatif de la digue.

I.1 -Géologie

Les premiers travaux pour la réalisation de cette étude sont concernés les levés géologiques du site au 1/500eme, et de la cuvette au 1/1000eme. De même, ont été collectés les données géologiques nécessaires et les informations indispensables pour l'établissement du programme des travaux de reconnaissance géologique.

Tous les résultats des travaux du sondage, des fouilles ainsi que des essais géotechniques au laboratoire obtenus seront analysés et interprétés pour objectif d'établir et de déterminer les possibilités de construction d'une retenue d'eau.

I.1.1 – Généralité sur la région étudiée

I.1.1.1–Situation géographique et topographique du site

- ✓ Comme il est indiqué sur la carte d'état-major de Jean Rigal (Berriche) N°123-B7-C29 à l'échelle de 1/50000eme. Le site se situe sur Oued Trouch dans la commune Trouch dans la wilaya de Souk Ahras, Daira de Ain Beida, Commune de Berrich, Le site de l'ouvrage projeté se trouve à environ 3,5 km de distance par rapport Bir Bouhouch.

- ✓ Ses coordonnées au système LAMBERT sont :
 - ✓ X=928.900km
 - ✓ Y=309.500km
 - ✓ Z=790.00m NGA

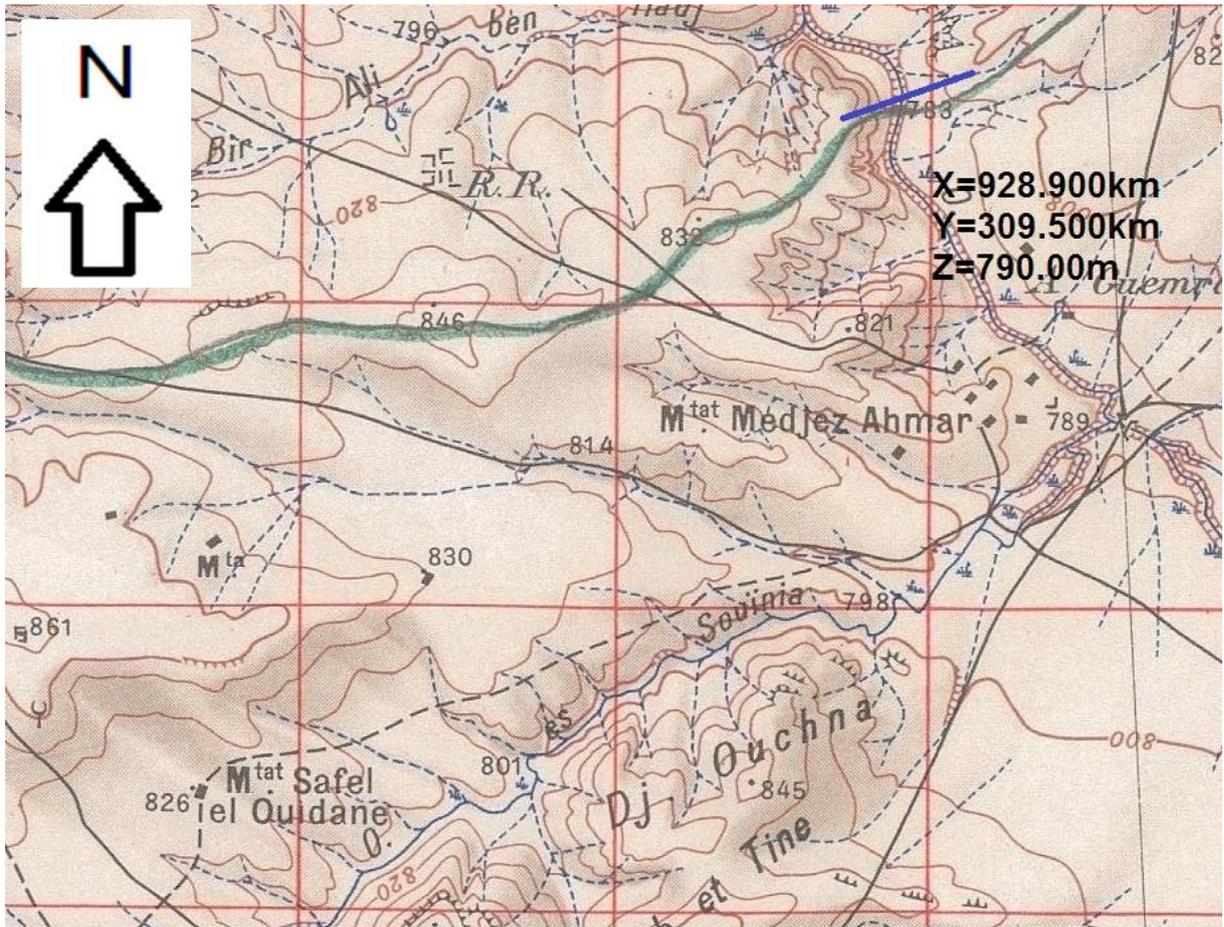


Figure I.01 : Localisation du site du barrage Trough (1/50000 eme)

Remarque

Le lit d'oued est allongé nord - est avec un écoulement vers l'Est.

I.1.1.2– Séismicité

- ✓ Basées sur une étude sismologique expérimentale historique et géologique, Le site de TROUCH se situe dans la deuxième zone sismique qui correspond à une région relativement de moyenne sismicité, dont l'intensité de degré (VIII), et la magnitude = (5,5 à 5,8).
- ✓ Le site du barrage se situe dans la zone II^{eme} degré des intensités maxima ressenties sur l'échelle macrosismique internationale. Et sur l'échelle Mercalli modifié.
- ✓ Le degré II correspond à des degrés peu importants pour des constructions ordinaires et des dégâts négligeables dans les bâtiments bien conçus et bien construits.

- ✓ Différentes méthodes sont utilisées et la valeur à adopter est 0.12 g pour les effets d'accélération sismique horizontale dans la région étudiée.

Connaissant le groupe d'usage auquel appartient notre ouvrage (groupe 1B)

On peut aisément déduire le coefficient d'accélération sismique α dont il faut tenir compte dans les calculs relatifs à l'ouvrage. Selon le règlement parasismique algérien de 1988 le coefficient d'accélération sismique est : $\alpha = 0.12g$

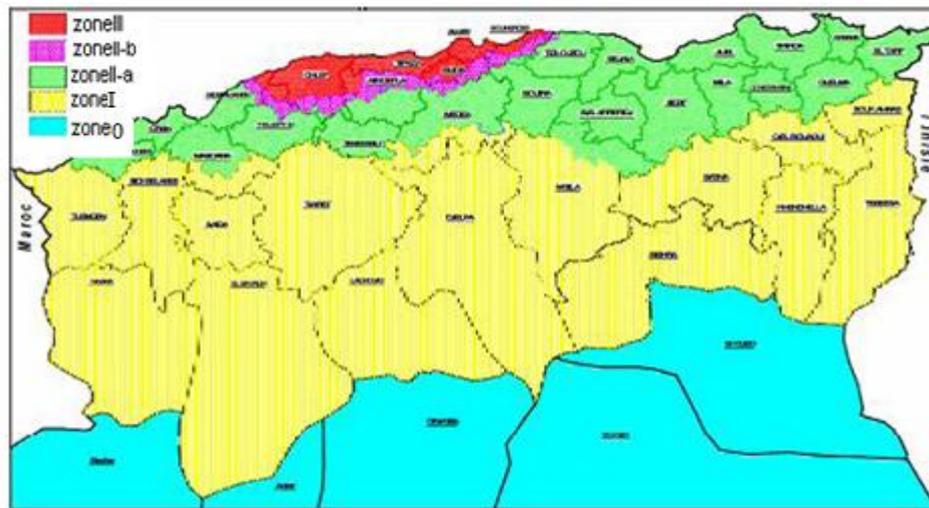


Figure I.02 : Zones sismiques en Algérie (RPA 1988)

I.1.1.3-Morphologie du terrain levé

- ✓ La vallée de l'oued Trouch présente une forme relativement large et étendue.
- ✓ La pente des versants est relativement moyennement forte en rive droite ainsi qu'en rive gauche.
- ✓ La végétation n'est pas abondante que ce soit dans la vallée ou sur les versants d'où une érosion plus ou moins relative des berges de l'oued lors des crues.
- ✓ L'oued a creusé son lit dans la roche mère, qui est en majeure partie des argiles limoneuses brunâtres à noirâtres.
- ✓ La formation des alluvions essentiellement des limons sableux graveleux du quaternaires est relativement importante sachant que le lit mineur de l'oued est large.
- ✓ Les terrains en dehors de la vallée sont jusqu'à une certaine mesure abrupte et recouverts des formations à dominance argileuse.

I.1.2 – Aperçu de reconnaissance

I.1 .2.1 Reconnaissance du terrain

La reconnaissance de la zone du site et de la cuvette a été effectuée en (02) deux campagnes :

- ✓ La première par la réalisation des 05 puits de 3.00 m, pour la reconnaissance géologique et la recherche des matériaux de construction.

- ✓ La deuxième par la réalisation de deux sondages sur l'axe du barrage d'une profondeur de 10.0m, pénétrant suffisamment dans la couche ayant une matrice argileuse pour la reconnaissance géologique.

I.1 .2.2 Géologie régionale et stratigraphie

I.1 .2.2.1 Introduction

- ✓ La plupart des informations proviennent des cartes géologiques et de la notice explicative de la région.
- ✓ La faisabilité d'un barrage est basée sur la nature géologique de son axe et de sa cuvette.
- ✓ Ce site doit être géologiquement acceptable c'est-à-dire qu'il doit assurer une bonne assise du remblai et pouvoir fournir les matériaux nécessaire pour sa construction.
- ✓ La feuille de Berrich est située au pied des reliefs les plus méridionaux du tell constantinois.
- ✓ Géologiquement, nous sommes déjà dans les hauts plains constantinois. Au point de vue géologique, le bord nord de la feuille est déjà le siège d'une tectonique tangentielle caractéristique de la chaîne alpine d'Algérie orientale.
- ✓ La partie méridionale, vide ou presque d'affleurements voit se développer le fossé de Terraguelt.

- ✓ Les reliefs sont rares et cantonnés comme il se doit dans les formations autochtones.
 - Au nord il s'agit des hauteurs du Djebel Tiguilaline (1016 m).
 - A l'est se développe le Djebel Terrage (115m).
- ✓ Le reste de la feuille est essentiellement un relief en creux du à l'action des oueds qui entaillent les vieilles surfaces quaternaires dont l'émergent a grand peine le Chouf Dabba au centre de la feuille, la Koudiat El Bagrat un peu plus au sud, le Nza Omar et la Koudiat Hadjar Souda à la limite sud de la feuille.
- ✓ L'hydrographe manifeste l'appartenance à la frange tellienne .un seul petit chott se développe dans l'angle nord-est de la feuille, sa surface ne dépasse pas 1Km².
- ✓ Tout le reste des eaux de surface se dirige vers l'oued Cherf qui plus au nord, rejoint la Seybouse.
- ✓ Le climat est toujours continental avec des influences méditerranéennes déjà adoucissantes.
- ✓ Les températures hivernales minimales se situent entre (– 6 ° à – 5°) les plus élevées en été autour de (43° à 44°).
- ✓ La quantité annuelle de précipitations varie de 600 mm à 700 mm par an pour les hauteurs du nord de la feuille et diminue à 400 mm au sud, l'étiage est sévère et les précipitations sont brutales.
- ✓ La végétation naturelle est steppique. Seul les limons sont cultivés et produisent des céréales.
- ✓ Pour les géologues, la partie nord de la feuille correspond à des unités allochtones, difficiles à déceler si l'on n'intègre pas celle-ci dans un domaine plus vaste. Le sud est le domaine autochtone aux structures lourdes et simples malgré leur fracturation.

I.1 .2.2.2-Stratigraphie

Voici les différentes formations peu ou pas tectonisées qui se trouvent dans la région

- **Quaternaire**

- ✓ **(A) Alluvions actuelles ou récentes**

Les alluvions actuelles ou récentes sont localisées le long des oueds septentrionaux (oued Settara, oued Cherf, oued Hamimine) et le long de l'oued et Trough qui draine le fossé de Terraguelt, ce sont des limons, sables et des graviers gris.

- ✓ **(Q) terres arables, formations de pente, alluvions anciennes et quaternaire indéterminé**

Les terres arables sont installées sur des placages limoneux et supportent un sol brun peu ou pas calcaire l'intérêt économique de ces formations est grand puisqu'elles déterminent les seules surfaces où la culture des céréales offre un rendement intéressant. Ces placages limoneux se retrouvent dans les zones à faible pente sur les glaciers anciens et les alluvions anciennes avec lesquelles ils se raccordent insensiblement.

- ✓ **(Q_c) villafranchien croutes calcaire**

L'aspect le plus fréquemment réalisé est celui de croutes massives blanches. Ces formations, perchées par rapport aux surfaces précédentes sont très faciles à repérer. Entaillées et probablement karstifiées (ou dissoutes) elles forment soit des petites masses, soit des surfaces tarudées de dépressions de formes variées. Ces traces représentent habituellement le villafranchien.

- ✓ **(Qt) : glacis polygéniques nappant sur le relief**

Il s'agit des débris bien calibrés possédant un aspect des croûtes calcaires rosâtres feuilletées, organisées en pentes douces.

- **Mio-pliocène**

- ✓ **MP continental : argiles, conglomérats, grès et calcaires lacustres.**

Ces formations sont développées au nord de la carte , de Bir Bou Haouche à l'oued Hamimine c'est-à-dire à l'extrémité septentrionale du fossé du Mio-Plio- quaternaire de Terraguelt, il s'agit d'argiles jaunes ou ocres , des conglomérats oranges mal cimentés , des grès calcareux jaunâtres et de calcaires lacustres blancs ou rosés.

Ce sont les faciès habituel du mio-pliocène continental tels qu'on les rencontres près de Sedrata ou de M'daourouch. Ces formations ne sont pas datées ici.

- ✓ **m_p : Miopliocène continental : Argiles, conglomérats, grès et calcaires lacustres.**

- ✓ **Ensemble allochtone écaillé à faciès de type Sellaoua**

Sous cette appellation nous regroupons les klippes de l'Oued Settara et de Bir Bouhouch,

Les écaillés de l'Oued Cherf et de Djebel Hammimet.

- ✓ **m : Miocène marin transgressif**

Il n'affleure que sur le versant sud du Djebel Hammimet, ce sont des grès calcareux à débris de *Balames* et de *Pecten*.

- ✓ **C3-4 : Cénomaniens et Santonien marneux**

Ces terrains n'existent que dans la klippe de Bir Bouhouch, il s'agit des marnes grises ou gris bleu filonés de calcite qu'ont livré une microfaune à *Globotrancana Cachensis*.

L'épaisseur de cette formation est de 100 m à 120m.

✓ C2 : Turonien

Marno-calcaire noirs en plaquettes à la base, marnes et *bio micrites* à Globotrancana Helvética au sommet.

Cette formation constitue la klippe de Bir bou Bouhouch et l'échelle de Djebel Hamimet, à la base une série de 50 m à 60 m de marno-calcaires blancs en plaquettes à cassure noire, au-dessus, une barre de 25 m à 30 m de *bio micrites* claires en petits bancs de marnes grises.

✓ C1: Cénomaniens

Marneux à petites intercalations marno-calcaires à *Rotalipores*, 150 m à 170 m de marnes grises à petites intercalations marno-calcaires.

✓ N7-C1 : Vraconien et Cénomaniens basal (Marneux et marno-calcaires à *Rotalipores*)

Ce sont des marnes grises à petites intercalations de calcaires marneux très froissés.

✓ N6 : Albien argilo-marneux sombre à rares bancs de quartzites

Ce sont des marnes et des argiles grises ou brunes. Cette formation est facile à repérer du fait de la présence d'intercalations de bancs ou de boules, quartzites à grains fins de teinte vert sombre ou vert olive.

✓ t : Trias

Les Trias sont présents à la base de la klippe de Bir Bouhaouch et en recouvrement anormal sur le Maestrichien du Djebel Tiguilaline, en général il se présente sous forme de plusieurs klippes isolées (Bir bou Haouch et Oued Settara).

La klippe de Bir bou Haouch ne montre que son bord nord où le Trias, reposant sur le Miocène gréseux, constitue la semelle d'un lambeau des unités méridionales des Sellaoua.

C'est un ensemble broyé d'argiles vari colores et de gypses, certains blocs de dolomies cargneulisées atteignant des fortes tailles de 300 m à 400 m notamment au Djebel Tiguilaline.

- **Formations autochtones Nord Aurésiennes**

- ✓ **M_h : Miocène marin transgressif : Conglomérats, argiles et grès calcaireux.**

- ✓ *Huîtres*

Le Miocène marin forme une série d'affleurements discontinus depuis le Bled Ouled Dahmane, sur le bord ouest de la feuille jusqu'au Djebel Bou Rekez dans l'angle Nord Est de celle-ci. Au dessus des minces niveaux conglomératiques de base, généralement rouges ou rubéfiés se développent des calcaires gréseux roux ou bruns riches en débris d'huîtres, des marnes et plus haut des grès en bancs alternant avec des couches argileuses brunes d'âge Burdigalien supérieur (comme sur la feuille de Sedrata).

- ✓ **C6b : Maestrichien Supérieur : Calcaires crayeux à *Inocérames***

Les principaux reliefs de la feuille de Berriche sont installés sur des calcaires crayeux beiges à cassures blanchâtres fortement karstifiés en bancs décimétriques ou métriques à petites intercalations des calcaires granuleux à nodules de silex. Ces terrains formant Djebel Terraguelt et Tiguilaline. La série n'excède pas 95 m à 100 m d'épaisseur.

- ✓ **C6a : Maestrichien inférieur à dominante marneuse**

Ces couches tendres mettent en relief la corniche précédente. Ce sont des marnes beiges à petits bancs de calcaires à incérâmes, ou peu noduleux. La microfaune est la même que celles des faciès analogues de la feuille de Ain Beida.

La base de cette formation remonte au Djebel Terraguelt quelques niveaux conglomératiques intraformationnels. Ailleurs il est possible de dater la limite Campanien -Mæstrichtien avec des microfaunes à Globotrancana Calcarata. La série n'excède pas une trentaine de mètres.

✓ **C5 : Campanien marneux et marno-calcaires**

Les petits affleurements du nord de la feuille montrent des marnes et des marnocalcaires à incérâmes pélagiques.

Au Djebel Terraguelt, le Campanien est légèrement gréseux mais contient toujours des microfaunes pélagiques avec Globotrancana Stuartiformis.

✓ **C4 : Santonien : Marnes grises et petits niveaux de calcaires noduleux**

Autour du Djebel Terraguelt, le Santonien forme les talus marneux sur lesquels sont installés les glaciers polygéniques.

Il s'agit de 150 m à 200 m de marnes grises ou beiges à petites intercalations marno-calcaires à incohérentes.

✓ **C3-4H : Coniacien et Santonien marneux, gris ou gris bleu à plaquettes de calcite**

Un affleurement au pied du Djebel Terraguelt, très riche en plaquettes de calcite et à petites intercalations marno-calcaires contient une microfaune Coniacienne à Globotrancana Coronata.

Le sommet de la série (30 m visible) où apparaît *Globotrancana Concavata* peut déjà appartenir au Santonien.

✓ **C2H : Turonien : calcaires marneux en plaquettes à la base, marnes et micrites**

La partie supérieure au pied du Turonien est formée d'alternances de marnes et de micrites à *Globotrancana Helvetica*.

A l'Argoub Goussa ces couches présentent une série marneuse. La base de la série est constituée de calcaire marneux en plaquette à patine blanche et cassure noir.

Les empreintes d'ammonites ne sont pas rares.

✓ **C1c : Cénomaniens supérieur marneux à Rotalipores**

Ce sont des marnes grises à grands Rotalipores, ces affleurements se trouvent en bordure du fossé de Terraguelt.

✓ **C1b : Vraconien et Cénomaniens**

Cette formation est assez semblable à la base du Sénonien et lardée de filonnets de calcite.

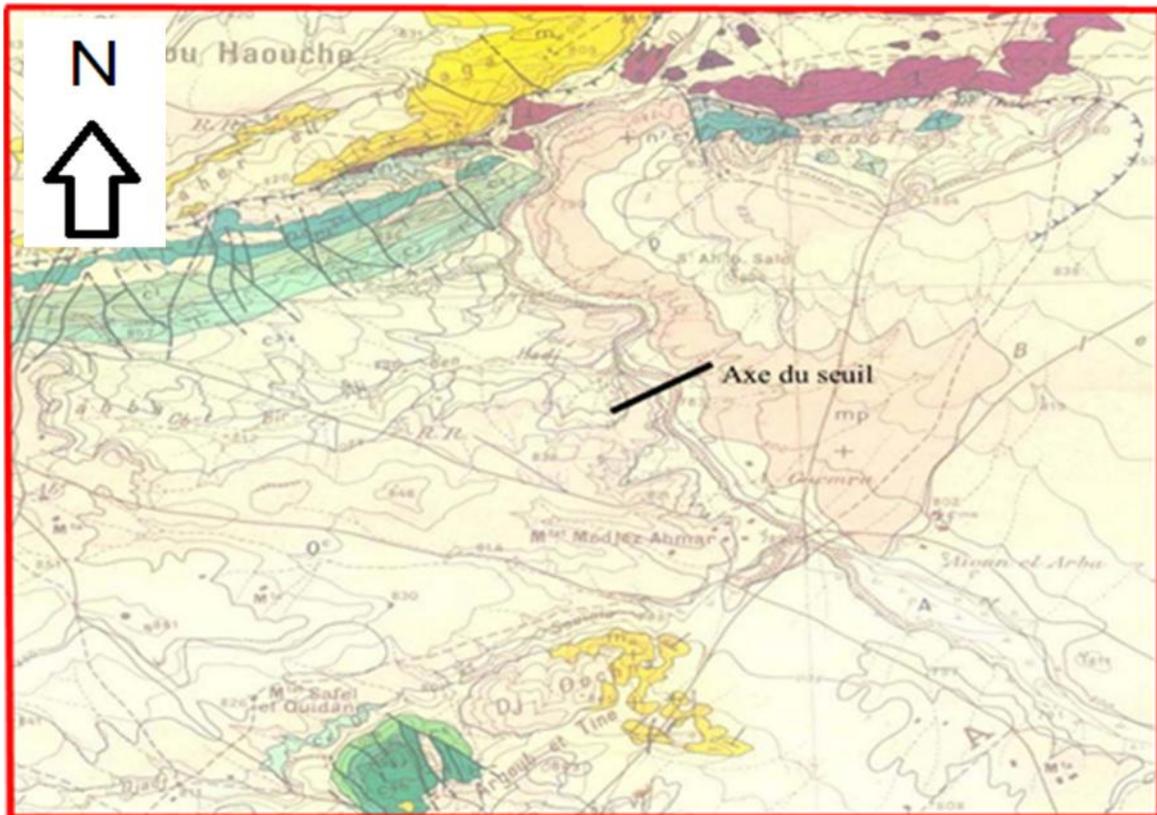


Figure I.03 : Localisation de l'axe du seuil du barrage Trough

Extrait de la carte géologique de Bir Bouhouch «Jean Rigal »-Feuille n°123 (1/50000)

TERRAINS SÉDIMENTAIRES

FORMATIONS PEU OU PAS TECTONISÉES

Quaternaire

- | | |
|----------------|---|
| A | Alluvions actuelles ou récentes. |
| Q | Terres arables, formations de pente, alluvions anciennes et Quaternaire indéterminé |
| Q ^b | Glacis polygéniques nappant les reliefs. |
| Q ^c | Villafranchien (?) : croûtes calcaires. |

Mio-Pliocène

- | | |
|----|--|
| mp | Mio-Pliocène continental : argiles, conglomérats, grès et calcaires lacustres. |
|----|--|

ENSEMBLE ALLOCHTONE ÉCAILLÉ À FACIÈS DE TYPE SELLAOUA

Klippes de l'Oued Settara et de Bir bou Haouche, Fcailles de l'Oued Cherf et du Djebel Hammimat.

- | | |
|---|--|
| m | Miocène marin transgressif |
| c3-4 | Coniacien et Santonien marneux. |
| c2 | Turonien : marno-calcaires noirs en plaquettes à la base, marnes et biomérites à <i>Globotruncana helvetica</i> au sommet. |
| c1 | Cénomaniens marneux à petites intercalations marno-calcaires à <i>Rotalipores</i> . |
| n2-c1 | Vraconien et Cénomaniens basal marneux et marno-calcaires à <i>Rotalipores</i> et Hedbergelles. |
| n3 | Albien argilo-marneux sombre à rares bancs de grès quartzite. |
|  | Trias :
t - faciès argilo-gypseux varicolore
dt - principaux glaçons calcaro-dolomitiques
gt - masses grésopélitiques rouges |

Figure I.04 : Différentes formations des terrains sédimentaires

I .1.2.2.3 Paléographie et Tectonique

- ✓ La feuille de Berrich possède une bordure septentrionale où s'empilent des unités allochtones dont les séries appartiennent aux faciès de la zone des Sellaoua.
- ✓ De haut en bas et du nord au sud il est possible de distinguer :
 - La klippe de l'oued Settara.
 - L'écaille de l'oued cherf et la klippe de Bir Bou Haouche
 - L'écaille du djebel Hammimat
 - Le soubassement de ces unités est constitué par les formations autochtones nord-aurésiennes.

1/La klippe de l'oued settara

- ✓ Se développe sur les feuilles voisines d'Ain Babouche et de Sedrata, elle comprend des terrains marneux marno-calcaires allant de l'albien franc au cénomanien et qui reposent au nord et au sud sur miocène.
- ✓ C'est l'existence d'un contact à sa base qui permet de comprendre pourquoi le miocène de l'ouest Settara plonge vers le nord c'est à dire sous l'Albien de la rive gauche de l'oued.

2/L'écaille de l'oued cherf

- ✓ Est hypothétique mais correspond probablement à la prolongation du chevauchement de Sedrata.
- ✓ On peut lui rattacher le trias flottant du djebel Tiguilaline et la spectaculaire klippe de Bir Bou Haouche.
- ✓ Son contact de base est clairement visible le long de l'oued et Trouch à l'Aine el Haloua.

3/L'écaille du djebel Hammimat

- ✓ Ne montre pas son contact de base méridional masqué par les recouvrements quaternaires , c'est un paquets froissés en plis verticaux de rayon hectométrique avec des phénomènes de schistosité qui se manifestent un peu plus a l'ouest surtout au niveau des anciennes mines .
- ✓ L'argument le plus claire pour son allochtonie est la façon dont l'axe de l'anticlinal déversé du sidi Rerhis a Oum Bouaghi s'enfonce en tunnel dans sa direction.
- ✓ Or les deux séries sont fort différents. Cette dernières structure possède une barre calcaire gargasienne très épaisse (plus de 250 m) le Djebel Hammimat ne montre à ce niveau qu'une dizaine de mètres au maximum de carbonates.
- ✓ L'existence d'un contacte plat a la base des formations du Djebel Hammimat rend bien compte de la réapparition de l'autochtone la ou passe le prolongement de l'axe du sidi Rerhis.

4/L'autochtone nord-aurésien

- ✓ Est ployé en vaste et lourde structure synclinale et anticlinales de Bir Bou Haouche possède la direction atlasique habituelle au nord 40 ° est.
- ✓ L'ensemble de ces formations est regroupées par une tectonique cassante plio-quaternaire qui a engendré le fossé de Terraguelt orienté (N-N/W-S-S/E).
- ✓ Au point de vue paléogéographique on peut donc opposer un domaine septentrional ou les facies sont marneux au Crétacé inferieur, a un domaine méridional masqué par le recouvrement quaternaire.
- ✓ C'est un paquet tantes masses carbonatées. La série du Djebel Hamimet fournit un précieux élément intermédiaire pour cette reconstitution.
- ✓ Les tectoniques superposées qui ont affecté ce secteur n'ont fait qu'accentuer ces oppositions.
- ✓ La zone septentrionale des Sellaoua a été le siège d'une importante tectonique tangentielle.
- ✓ L'avant pays aux séries épaisses est resté lourdement plissé.

- ✓ La tectonique plio-quadernaire y a découpé le fossé de Terraguelt.

5/Régime des eaux

- ✓ La partie méridionale autochtones tout comme la région voisine de Ain El Beida et peu favorable à l'accumulation de l'eau seul le fossé de Terraguelt peut constituer une structure favorable mais aucune reconnaissance moderne n'a encore été effectuée.
- ✓ La partie septentrionale de la feuille possède une petite source chaude, l'Ain Melah près du confluent de l'oued Cherf et de l'oued Hammimine.
- ✓ La présence en profondeur de calcaires maestrichtiens et surtout des grés miocènes constitue également une possibilité à ne pas négliger car ces derniers constituent un excellent aquifère potentiel.

I.1 .2.3 Géologie du site

I.1 .2.3.1-Géologie du bassin versant et sa cuvette

- ✓ Le bassin versant du barrage sur Oued Trouch appartient à la nappe numidienne caractérisée par des formations géologiques tendres d'âge priabonien très exposées au phénomène d'érosion.
- ✓ Ces formations constituées d'argiles brunes à jaunes faiblement marneuses dans les dépressions et des grés durs fracturés et disloqués souvent en blocs au niveau des zones à relief élevé.
- ✓ Le fond de thalwegs du bassin versant de la présente retenue collinaire est comblé par des dépôts détritiques généralement grossiers constitués de graviers, galets et blocs de forme arrondie et de nature siliceuse, Au dessus desquels se sont déposées des particules ou sédiments plus fins composés essentiellement de limons et des argiles.
- ✓ Ce sont des alluvions récentes et actuelles d'âge quadernaire comblant les lits des oueds sous forme de terrasses.
- ✓ L'ouvrage sera implanté dans une section de l'oued où la vallée est assez ouverte et dont le lit majeur est large de l'ordre de 200 m environ, il a été observé des alluvions

grossières (galets et graviers) recouvrant des limons sableux alternant avec des limons graveleux.

- ✓ La rive droite est constituée par des conglomérats à matrice argileuse surmontant des grés fragmentés et des bancs de poudingues.
- ✓ Sur la rive gauche, nous avons constaté une couche colluviale constituée par des fragments gréseux dans une matrice limono-graveleuse.
- ✓ Les colluvions recouvrent une croûte calcaire dure, fragmentée et altérée par endroits.

I.1.2.3.2-Hydrogéologie du bassin versant et sa cuvette

1/Perméabilité

- ✓ Les alluvions de hautes et moyennes terrasses marquées par une sédimentation plus fine d'argiles limoneuses sont imperméables.
- ✓ Les alluvions des basses terrasses comblant le fond du thalweg constituées de matériaux pulvérulents : blocs, cailloux, graviers et sables, sont perméables et constituent une zone à perte d'eau par infiltration au dessous du corps de la digue (phénomène de Renard).
- ✓ Les formations tendres marneuses et argileuses constituant la totalité de la surface de la cuvette de ce site sont pratiquement imperméables.

2/Etanchéité

2-a/Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue

- ✓ L'étanchéité de l'assiette du barrage sur Oued Trouch est pratiquement garantie par les argiles des moi-pliocène continentaux imperméables.
- ✓ La reconnaissance du terrain qui est marquée par la réalisation de nombreuses fouilles et de deux sondages carottés, afin de déterminer la structure géologique du sol et sous-sol de fondation dans cette zone.
- ✓ Sur les deux rives, affleure le substratum argileux à rares blocs calcaireux.

- ✓ Au fond de la vallée, les puits montrent la présence des argiles brunâtres à noires limoneuses au-dessous desquelles se trouvent des sédiments détritiques plus grossiers composés de sable, graviers et cailloux (terrasses alluviales), de forme arrondie et de nature siliceuse (SIO₂).
- ✓ Ces dépôts alluvionnaires comblent le substratum argileux au niveau du thalweg du barrage de Trouch.
- ✓ Ces matériaux proviennent de la décomposition physico-chimique des roches mères constituées de grès et marnes charriés par les cours d'eau qui les déposent en aval.

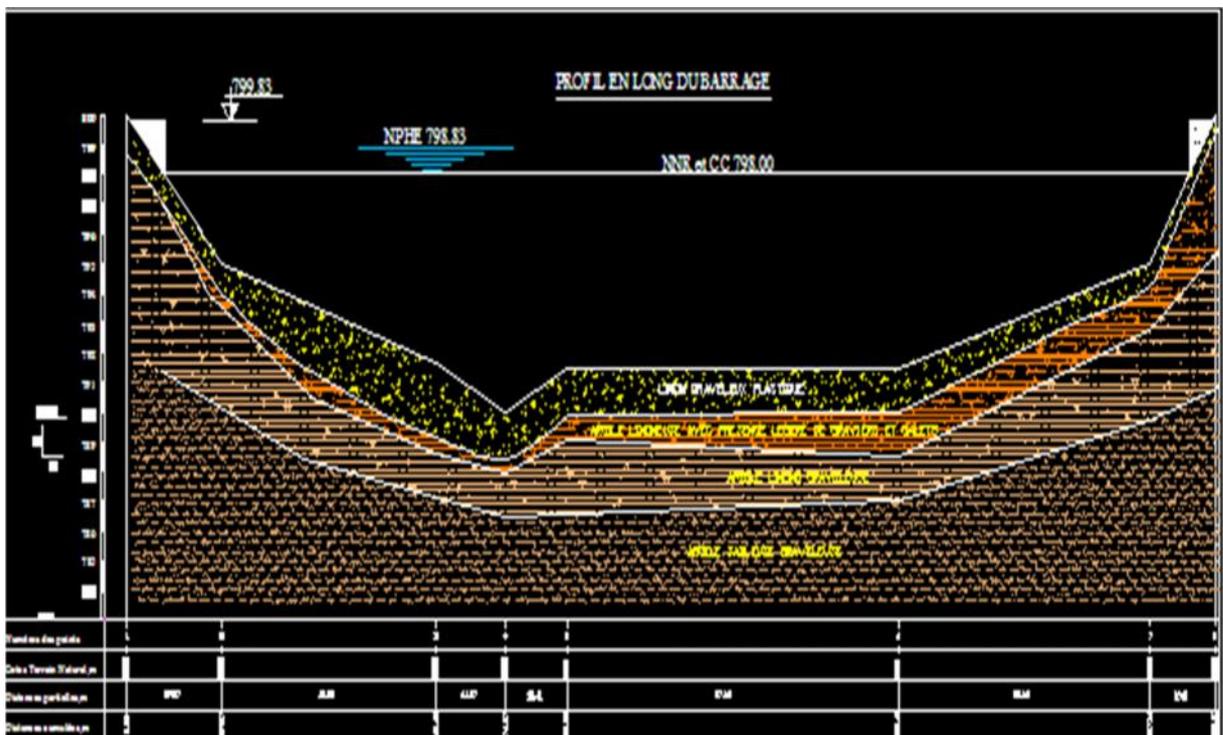


Figure I.5 : Coupe géologique selon l'axe du l'ouvrage (1/3000 ème)

2-b/Analyse hydrogéologique de la zone d'emprise**2-b-1/Perméabilité**

- ✓ Les argiles du moi pliocène constituant le Bed Rock, sont imperméables et leur perméabilité est de l'ordre de 10^{-8} cm/s.
- ✓ Les argiles limoneuses du fond de la vallée sont peu perméables à imperméables; leur perméabilité varie de (10^{-5} cm/s à 10^{-6} cm/s).
- ✓ Les éléments détritiques formés de cailloux, graviers, sables et blocs de silice ayant une forme bien arrondie comblant le fond de la vallée du barrage sont perméables.
- ✓ Leur perméabilité est de 10^{-3} cm/s

2-b-2/Etanchéité

- ✓ Elle est complètement assurée par le substratum argileux du moi pliocène continental.
- **Agrégat naturel pour béton (graviers et sables)**

Les agrégats naturels pour le béton ainsi que les matériaux pour filtre n'existent pas droit du site.

- **Agrégats artificiels pour béton et filtres**

Ils peuvent être confectionnés par la station de concassage la plus proche.

- **Matériaux fins**

Les fouilles à la pelle mécanique ont permis de mettre en évidence après un décapage de la terre végétale de 0,30m et avec l'exploitation moyenne de 3.0 m une réserve assez suffisante pour édifier la digue soit environ 150000 m^3 .

Les puits p₁, p₂, p₃, p₄ contiennent des argiles légèrement limoneuses avec la présence d'un faible pourcentage de sable et des graviers noirâtres à brunâtres, ce qui peut entraîner

directement au choix d'un remblai homogène avec un drain cheminée, ou zoné a recharges amont et aval en matériaux peu perméables.

Les matériaux rencontrés autour de l'axe de l'ouvrage sont des argiles brunâtres a noirâtres jusqu'à 3.0 m de profondeur en moyenne, pouvant être utilisées pour la construction du remblai.

I.1.3 –Les résultats de la reconnaissance sur le terrain

I.1.3.1 - Levés géologiques

- ✓ Des levés géologiques au 1/1000eme de la cuvette, et 1/500eme du site du barrage ont été réalisés.
- ✓ Ils représentent la composition de la structure lithologique en surface, de la stabilité de l'érodabilité et l'estimation de l'étanchéité de la cuvette de la retenue par l'intermédiaire des fouilles visibles et de la nature du sol.
- ✓ Les données obtenues ont servi tant a l'élaboration du programme de reconnaissance, à l'établissement de l'étude et a l'interprétation des relations géologiques, lithologiques, tectoniques et géotechniques.

I.1.3.2 - Sondages

Au niveau de l'axe de l'ouvrage, sont réalisés 02 sondages dont la profondeur est de 10.0m. Les deux sondages ont été implantés en rives, un en rive droite, l'autre en rive gauche.

L'examen géologique des échantillons a donné lieu aux impressions suivantes :

Sondage N°1

- ✓ Le sondage N° 1 a été réalisé aux coordonnées (X=360994 m, Y=3984338 m, Z=791.60 m).
- ✓ On peut constater la présence de la nappe d'eau à 5.0 m de profondeur. de (0.0 m à 1,50 m),

- ✓ Nous avons une couche de limon graveleux calcareux de (1,50 m à 3.00 m)
- ✓ Nous sommes en présence d'une couche d'argile limoneuse graveleuse à lentilles de galets. de (3.00 m à 4.50 m)
- ✓ Nous avons des argiles graveleuses humides. de (4.50 m à 10.00 m)
- ✓ Nous sommes en présence de graves calcaires dans une matrice argilo-sableuse.

Sondage N°2

- ✓ Le sondage N° 2 a été réalisé aux coordonnées (X=360918 m, Y=3984309 m, Z=792.40 m).
- ✓ On peut constater la présence de la nappe d'eau (0.0 m à 2,50 m).
- ✓ Nous constatons une couche de limons graveleux plastiques. de (2,50m à 3.00m)
- ✓ Nous sommes en présence d'une couche d'argile limoneuse a passées de galets. de (3.00 m à 4.50 m).
- ✓ Nous avons une argile limono-graveleuse a passées de sable limoneux a coquilles et galets. de (4.50 m à 10.00 m).
- ✓ Nous sommes en présence d'une formation d'argile sablo graveleuse a passées d'encroutements calcaires fragmentés.

Tableau I.01 : Coupes lithologiques des sondages

<i>Profondeur(m)</i>	<i>Sondage1</i>	<i>Sondage2</i>	<i>Profondeur(m)</i>
0-1.5	<i>limons graveleux calcareux</i>	<i>limons graveleux plastiques</i>	0-2.5
1.5-3	<i>argile limoneuse graveleuse a lentilles de galets</i>	<i>argile limoneuse a passées de galets</i>	2.5-3
3-4.5	<i>argiles graveleuses humides</i>	<i>argile limono-graveleuse a passées de sable limoneux</i>	3-4.5
4.5-10	<i>graves calcaires dans une matrice argilo-sableuse</i>	<i>argile sablo graveleuse a passées d'encroutements calcaires.</i>	4.5-10

Source : Le bureau d'études Bouaoud Farouk - Setif

Commentaire

- ✓ On constate donc qu'on a affaire à une assise constituée par des argiles limoneuse à brunâtre imperméables.
- ✓ Une campagne de 05 puits notés P₁ à P₅ de 3,00 mètres de profondeur ont été exécutés a proximité du site et de l'oued Trouch plus précisément en rives droite et gauche dans la cuvette, dans l'optique d'une recherche de matériaux adéquats pour la construction du remblai.
- ✓ Ces puits ont permis de définir la lithologie des sols rencontrés et de les soumettre à des analyses et essais au laboratoire.
- ✓ Les résultats nous renseignent sur les caractéristiques physiques et mécaniques quant à leur utilisation en tant que matériaux de construction dans la réalisation du barrage.
- ✓ Tous les puits ont mis en évidence des argiles limoneuses imperméables à l'échelle d'un barrage.

Tableau I.02 : Coupes lithologiques des puits

<i>Puits N°1</i>	<i>0,00m – 0,30 m: Terre végétale à racines végétales</i> <i>0,30m – 2.50 m: Argiles limoneuse</i>
<i>Puits N°2</i>	<i>0,00m – 0,30 m: Terre végétale avec des débris limoneux</i> <i>0,30m – 3.0 m: Argiles limoneuses légèrement graveleuses</i>
<i>Puits N°3</i>	<i>0,00m - 0,10 m: Terre végétale.</i> <i>0,10m – 3.0 m: Argiles limoneuses brunâtres</i>
<i>Puits N°4</i>	<i>0,00m – 0,20 m: Terre végétale avec cailloux.</i> <i>0,20m – 2.50 m: Argiles limoneuses légèrement sableuses</i>
<i>Puits N°5</i>	<i>0,00m – 0,10 m: Terre végétale</i> <i>0,10m– 3.00 m: Argiles limoneuses brunâtres</i>

Source : Le bureau d'études Bouaoud Farouk - Setif

I.2 - Géotechnique

Les terrains au site du barrage sont composés essentiellement d'argiles limoneuses brunâtres à noirâtres relativement peu plastiques. Les alluvions d'oued sont représentées par des limons graveleux. Le terrain est pratiquement dénudé donc sans végétation que ce soit sur l'axe du site ou dans la cuvette.

I.2.1 – Sol de fondation

I-2.1.1 travaux de reconnaissance du terrain

- ✓ Il a été prévu et réalisé à l'emplacement du barrage 02 (deux) sondages avec récupération d'échantillons intacts et remaniés.
- ✓ Des échantillons ont été soumis à des essais physiques et mécaniques au laboratoire pour l'obtention de principales caractéristiques géotechniques au droit du site du barrage.
- ✓ De même, des fouilles ont été réalisées dans l'emprise de la cuvette, près de l'axe du remblai avec prélèvement d'échantillons remaniés pour la recherche des matériaux de construction.
- ✓ Les échantillons prélevés lors des travaux des puits ont fait l'objet d'une classification macroscopique.
- ✓ Ce n'est qu'après les essais effectués au laboratoire que la classification sera plus précise d'après la classification *Unified Soil Classification System* (USCS).

I-2.1.2 - essais en laboratoire

- ✓ Il a été réalisé des essais physiques et mécaniques sur des échantillons extraits des sondages et des fouilles.
- ✓ Les échantillons prélevés des deux sondages à différentes profondeurs ont été soumis aux essais suivants :

I-2-1.3 Essais physiques

- Teneur en eau naturelle W_n

- Densité apparente γ_d
- Densité humide γ_h
- Degré de saturation S_r
- Granulométrie
- Limites d'Atterberg

I-2-1.4-Essais mécaniques

- **Cisaillement a la boîte de Casa grande UU**
 - Cohésion C_u (bar)
 - Angle de frottement interne ϕ
- **Compressibilité à l'odomètre**
 - Pression de consolidation P_c (bar)
 - Coefficient de compressibilité C_c
 - Coefficient de gonflement C_g
 - Perméabilité K (cm/s)
- **Analyses chimiques teneur en matière organique**
 - Teneur en insolubles (traces)
 - Teneur en carbonate (CaCO_3)
 - Teneur en gypse ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) (traces)
 - Agressivité

I.2.2- résultats et interprétation

- ✓ Ces essais constituent une partie importante de l'étude géologique puisqu'il consiste à analyser le sol de fondation qui supportera la digue.
- ✓ Les travaux de laboratoire ont été exécutés sur des échantillons des sondages N°1, et N°2.

Les résultats des essais sur les échantillons de sondages sont:

Tableau I.03 : Les résultats des essais sur les échantillons des sondages

Sondages de fondation	Sondage 1	Sondage 2
Coordonnées	(360994m-3984338m-791.6m)	(360918m3984309m-792.4m)
Profondeur (m)	2.50/3.00	2.50/3.00
W _n %	20,8	21,3
d (T/m ³)	1,650	1,683
h (T/m ³)	1,993	2,041
sat (T/m ³)	2.032	2,053
W%	38,2%	37%
S %	89,6	96,7
W _L %	53	48
I _P %	29	25
I _c %	1,11	1,07
C (kg/cm ²)	0,33	0,81
°	16.5	11
P _c (kg/cm ²)	1,37	2,09
C _c	0,148	0,014
C _g	0,047	0,039
K (cm/s)	1,14.10 ⁻⁷	1,51.10 ⁻⁷
Ø<80µ %	54	68

I-2.3- Vérification de l'état de consolidation de la fondation

- ✓ L'essai oedométrique permet d'étudier le tassement d'un sol sous une charge considérée.
- ✓ Si la pression de consolidation P_C est égale à la pression effective due au poids des terres actuelles

$$\sigma'_0 = \sum \gamma_h \cdot H \dots\dots\dots (I.01)$$

H : Profondeur a laquelle l'échantillon a été prélevé

σ'_0 : La composante verticale de la contrainte due au poids propre du sol.

On dit que le sol est normalement consolidé :

- Si $P_C > \sigma'_0$, on dit que le sol est sur - consolidé
- Si $P_C < \sigma'_0$, on dit que le sol est sous consolidé.

- ✓ Nous allons calculer la composante verticale de la contrainte due au poids propre du sol σ'_0 . Nous devons tout d'abord calculer la densité apparente du sol :

$$\gamma_d = \gamma_h / (1 + W) \dots\dots\dots (I.02)$$

γ_d : densité sèche

γ_h : densité apparente

W : teneur en eau

Donc on a :

$$\gamma_h = \gamma_d (1 + w) \dots\dots\dots (I.03)$$

- ✓ La vérification est effectuée premièrement au niveau du sondage S₁ :
- H = 3,00 m

$$\gamma_h = 1,65 \cdot (1 + 0,208) = 1,99 \text{ T/m}^3$$

$$\sigma'_0 = 1,99 \cdot 10^3 \cdot 3,0 \cdot 10^{-4} = 0,597 \text{ bars}$$

$$P_C = 1,37 \text{ bars.}$$

Nous avons donc : $P_C > \sigma'_0$, car $1,37 > 0,597$ donc le sol considéré est sur consolidé.

- ✓ La vérification est effectuée ensuite au niveau du sondage S₂ :

- $H = 3.00 \text{ m}$

$$\gamma_h = 1,68. (1 + 0,213) = 2,04 \text{ T/m}^3$$

$$\sigma'_0 = 2,04. 10^3 . 3,0. 10^{-4} = 0.611 \text{ bars}$$

$$P_C = 2,09 \text{ bars.}$$

Nous avons donc : $P_C > \sigma'_0$, car $2,09 > 0,611$ donc le sol considéré est sur consolidé.

- ✓ Les essais oedométriques montrent également que pour un $C_c=0,1$, nous sommes en présence d'argiles modérément sensibles normalement consolidées car :

$$0.13 < C_c < 0,26.$$

- ✓ Le coefficient de gonflement inférieur à 0.05 indique que nous sommes en présence d'une argile moyennement gonflante.
- ✓ Pour une bonne consolidation du site il est nécessaire d'effectuer un compactage artificiel juste après le décapage de la couche de terre végétale, et l'excavation de la para fouille.
- ✓ Il faut éviter une sur consolidation qui peut être provoquée soit par une cimentation des grains soit par une succion élevée de l'eau interstitielle.
- ✓ Aussi, il est impératif de vérifier la capacité portante de l'assiette de l'ouvrage.

I-2.4-Capacité portante \uparrow_A

I-2.4.1- Contrainte développée par l'ouvrage

Caractéristiques du remblai en argile limoneuse :

Les résultats du l'essai Proctor sont :

$$\gamma_{\max}=1,8$$

$$W_{\text{op}}=0,2$$

$$\gamma_h = \gamma_d (1 + W_n) \dots \dots \dots (I.04)$$

$$\gamma_h = 1,8 (1 + 0,2) = 2,16 \text{ T/m}^3$$

Avec

γ_d = densité apparente

W_n = teneur en eau naturelle

γ_s = densité humide

- ✓ Les dimensions approximatives du barrage en béton :

Largeur $B = 10\text{m}$

Longueur $L = 200 \text{ m}$

Hauteur $H = 8,0 \text{ m}$

$$q_b = \gamma_b \times H \dots\dots\dots (I.05)$$

$$q_b = 2,4 \times 8 = 19,2 \text{ t/m}^3 = 1,92 \text{ bars}$$

- ✓ Les dimensions approximatives du barrage en remblai :

Largeur $B = 83\text{m}$

Longueur $L = 200 \text{ m}$

Hauteur $H = 14,0 \text{ m}$

$$q = \gamma_h \times H \dots\dots\dots (I.06)$$

$$q = 2,16 \times 14 = 30,24 \text{ t/m}^3 = 3,03 \text{ bars}$$

I-2.4.2-Contrainte admissible du sol “ Q_{ad} ”

- ✓ La contrainte admissible sera estimée selon la relation de Terzaghi s’exprimant comme suit :

$$Q_{ad} = \gamma_h \cdot D + \frac{(1 - 0,2 B/L) \gamma_h B/2 N_\gamma + \gamma_h \cdot D (N_q - 1) + (1 + 0,2 B/L) C N_c}{F} \dots\dots (I.07)$$

Avec

F

F - coefficient de sécurité (F= 2)

γ_h - densité humide ($\gamma_h = \gamma_d (1+W_n)$)

B et L - largeur et longueur de la plate-forme du barrage.

D - profondeur d'ancrage du barrage.

φ - angle de frottement interne.

C - cohésion du sol.

N_c, N_q, N_γ - facteurs de portance dépend de l'angle de frottement interne

Caractéristiques de la retenue pour le calcul :

$$\gamma_h = 2.0 \text{ t/m}^3$$

$$\varphi = 13^\circ$$

$$C = 0.5 \text{ bars}$$

$$N_c = 10.2$$

$$N_q = 3.4$$

$$N_\gamma = 1.2$$

$$D = 3.5 \text{ m}$$

$$AN : Q_{ad} = 6.55 \text{ bars}$$

- ✓ La pression maximale développée par l'ouvrage (3.03 bars) est inférieure à la contrainte admissible par le sol (6,55 bars), donc le risque du tassement est évité.

I-2.5-Calcul des tassements

- ✓ Nous calculons les tassements induits par la base de l'ouvrage ancrée à une profondeur de 2,5 m.
- ✓ L'amplitude des tassements est telle que :

$$\Delta H = (\Delta e \cdot H) / (1 + e_0) \dots \dots \dots (I.08)$$

Avec

e_0 : indice des vides initial = 0,503

e_f : indice des vides final = 0,489

ΔH : La différence de la hauteur.

$$\Delta e = e_0 - e_f = 0,014 \dots \dots \dots (I.09)$$

H : Hauteur de la colonne de sol compressible = 5,0 m.

AN :

$\Delta H = 0,07\text{m}$

- ✓ Pour une colonne compressible de 5.0 m, nous aurons des tassements de l'ordre de 4 cm. Ces tassements sont admissibles.

I.2.6- Zone d'empreint des matériaux

- ✓ Dans le cadre des investigations, 05 puits ont été réalisés dans la cuvette, et près de l'axe.
- ✓ Les échantillons remaniés des puits ont été soumis aux essais suivants :

- Analyse granulométrique
- Densité apparente (ρ_d)
- Densité humide (ρ_h)
- Saturation

- Limites d'Atterberg
- Teneur en eau naturelle (W_n)
- Essai Proctor
- Perméabilité à l'oedomètre
- Triaxial

I-2.6.1-Les résultats et les interprétations

- ✓ Les différentes investigations réalisées dans la cuvette ont permis de délimiter la zone des matériaux fins pouvant servir à la construction du barrage.
- ✓ Tous les puits renferment des argiles limoneuses légèrement sableuses avec des débris de graviers.
- ✓ Donc la zone d'emprunt est localisée à l'intérieur de la cuvette et aux alentours de celle-ci.

I-2.6.2 Proctor normal

- ✓ C'est l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à accroître la densité en place d'un sol.
- ✓ Cette action augmente la compacité du sol, donc resserre la texture du matériau, réduit les possibilités de déformation du terrain et améliore sa capacité portante.
- ✓ L'allure des courbes de compactage varie avec la nature du sol. Très aplaties pour un sable, elles présentent un maximum très marqué pour une argile plastique.
- ✓ Lorsque la courbe est aplatie, le compactage est peu influencé par la teneur en eau. Les matériaux de ce genre constituent les meilleurs remblais.
- ✓ Pour des remblais de qualité, il est désirable que la densité sèche en place soit comprise entre la densité sèche du Proctor normal et celle du Proctor modifié. Pour des remblais courants, on peut se contenter de 95% de l'optimum normal.
- ✓ Lorsqu'on est obligé d'utiliser des matériaux ayant une plasticité relativement importante, il est donc nécessaire que la teneur en eau soit suffisamment faible.
- ✓ Les résultats des essais Proctor sont :
Teneur en eau optimale : $W_{opt} = 20\%$

Densité sèche optimale : $\gamma_{\max} = 1,80 \text{ t/m}^3$

I-2.6.3 –Perméabilité du sol consolidé non drainé CU (Essai Lugeon)

- ✓ Le coefficient de perméabilité été défini sur les éprouvettes des échantillons qui ont été soumises aux essais précédents :
La perméabilité : $K = 1 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}$
- ✓ Cette valeur est très douteuse, car pour les sols de cette nature le coefficient de perméabilité est sensiblement inférieur, il est de l'ordre de: $K = 1 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$.
- ✓ Aussi, il est préférable de considérer la première valeur dans le dimensionnement de l'ouvrage.
- ✓ Si les résultats ne s'avéreraient pas satisfaisants, il faut alors considérer un autre type de remblai; soit a noyau étanche, soit à géomembrane.

I-2.6.4- Essai de cisaillement au triaxial

- ✓ Le but des essais de cisaillement est de mesurer la résistance au cisaillement sous contrainte normale et d'en déduire la valeur de la cohésion C et l'angle du frottement interne φ qui représentent les caractéristiques mécaniques du milieu.

Tableau I.04 : Profondeur-Angle du frottement-Cohésion

Profondeur, m	Angle de frottement interne (degrés)	Cohésion Cu (bars)
2.0	13	0,5

Tableau I.05 : Les résultats à inclure dans les différents calculs hydrotechniques

Wn %	20.0
d, t/m³	1.65
h, t/m³	1.95
S %	70.0
d=2mm	95%
d=80μ	87%
K, m/s	1.10⁻⁸
C, bars	0.5
°	13
Pc , bars	1.00
Cc	0.14
Cg	0.04
max t/m³	1.80
W_{op} %	20

I.2.7-Matériaux de recharges

- ✓ Généralement nous trouvons les matériaux grossiers pour les recharges amont et aval de la digue (appelés plus communément Tout - Venant) dans le lit d'oued.
- ✓ Nous constatons que ces alluvions sont pratiquement absentes.
- ✓ Ces alluvions sont représentées par des limons sableux a graveleux de faible épaisseur, jugée insuffisante pour la réalisation de la recharge amont et avale de la digue.

I-2.8- Enrochements

- ✓ La quantité des roches sous forme des blocs n'est pas disponible dans l'oued Trouch ni dans la cuvette et à sa proximité. Néanmoins elle peut être confectionnée à partir des carrières.
- ✓ Quelques essais ont été réalisés sur la roche se trouvant en abondance dans la région.
- ✓ Les résultats de ces essais sont :
 - Essai Los Angeles : 20%
 - Résistance à la compression R_c : 280 bars
 - Densité apparent $d = 2.52T/m^3$
- ✓ A partir de ces résultats on peut affirmer que cette roche peut être utilisée dans la protection des talus, ainsi que dans le drain du pied.

I.2.9-Stabilité des versants

- ✓ D'un point de vue géomorphologique, a l'endroit ou l'ouvrage est prévu, le verrou à une forme presque trapézoïdale avec les versants droit et gauche relativement plats. La pente est peu abrupte des deux cotés.
- ✓ Les rives droite et gauche constituées des argiles limoneuses, ne posent pratiquement aucun problème du point de vue stabilité.
- ✓ Ces rives peuvent supporter un barrage en béton, en terre homogène ou zoné sachant que le poids de l'ouvrage sur les rives ne sera pas aussi important que dans l'oued.
- ✓ Il est recommandé de décaper la couche superficielle sur une épaisseur de 30 cm (terre végétale). Le décapage concernera l'emprise du remblai.

I.2.10-Caractéristiques de la cuvette

I.2.10.1-Perméabilité de la cuvette

- ✓ La cuvette de l'oued Trouch, peu large et relativement longue dans l'ensemble ne représente pas une probabilité de fuite vers les bassins voisins ou sous la cuvette sachant que le matériau de recouvrement est constitué principalement d'argiles.
- ✓ De même, il n'existe pas des failles, le long de l'oued Trouch qui pourraient présenter un moyen de vidange de la cuvette en observant la carte géologique de Berriche n°123 au 1/50.000 eme.

I.2.10.2-Stabilité des versants de la cuvette

- ✓ D'après le levé topographique au 1/1000eme ainsi que la reconnaissance sur le terrain, on a pu observer que le long de l'oued,
- ✓ En amont du site, le cours d'eau a créé quelques affouillements à la base des talus, ces affouillements se situent en plein méandre là où la force de l'oued est maximale lors des crues.
- ✓ Néanmoins ces masses de terre ne peuvent constituer un danger sachant que le volume déplacé sera faible par rapport à la retenue du barrage.
- ✓ La quantité significative des terres provient du bassin versant.

Conclusion

- ✓ Le barrage a projeter sera de type soit en béton, soit en terre homogène avec drain vertical associé a un drain tapis en tenant compte de toutes les caractéristiques du sol de fondation, des matériaux de construction existant au voisinage du site et de l'aspect économique.
- ✓ Au niveau de l'oued, la roche mère qui est représentée par des argiles limoneuses affleurant à certains endroits à même le sol. Une clé d'étanchéité de 2,50 m est amplement suffisante.
- ✓ Les échantillons les plus appropriés qui ont montré les meilleures caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques pourront être utilisés en tant que matériau fin pour la confection du remblai.
- ✓ La zone délimitée constituera la zone de prélèvement (d'emprunt) elle concerne tous les puits P₁, a P₅.
- ✓ Le volume approximatif des matériaux fins est supérieur 180000 m³ pour une épaisseur moyenne de 2.50 mètres.
- ✓ Le volume du remblai n'excédera pas 100000 m³. Le coefficient de sécurité pour la disponibilité de matériaux sera près de 3,0.
- ✓ Un décapage de 30 cm doit être prévu sur toute l'emprise de la digue.
- ✓ Un compactage soigneux de l'emprise décapée doit être réalisé pour réduire la sous consolidation de la fondation.
- ✓ La rive droite est favorable pour l'implantation de l'évacuateur de crues, dans le cas ou la variante barrage en matériaux locaux est retenue.
- ✓ Avant d'utiliser les matériaux de construction, il est impératif d'entreprendre un décapage d'au moins 30 cm pour éliminer la partie altérée.
- ✓ La nappe d'eau alluviale a été atteinte lors des prélèvements d'échantillons à 5,0m de profondeur.

En conclusion, on peut affirmer qu'il n'existe pas de problèmes majeurs pouvant entraver la construction du barrage sur Oued Trouch

II-Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et à 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.

Nous procédons à l'étude hydrologique du bassin versant de l'Oued Trouch pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation de la retenue, comme le volume mort, le volume utile, le débit laminé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues....etc.

L'étude hydrologique est donc, une étape très indispensable importante dans le processus de détermination de la faisabilité d'une retenue collinaire. C'est pourquoi, les paramètres hydrologiques, sont déterminants, car ils sont traités comme tâches initiales à effectuer lors de cette étape du travail.

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

Celle-ci à pour but de déterminer les caractéristiques hydrologiques essentielles nécessaires à l'étude hydrotechnique prochaine de l'aménagement d'un barrage déversoir de prise destiné à l'irrigation des aires de palmeraies environnantes du l'oued de TROUCH.

Les caractéristiques essentielles suscitées sont en l'occurrence

- Les caractéristiques physiques et hydrographiques.
- Les caractéristiques climatologiques

- Les précipitations.
- Les apports liquides
- Les crues et leurs caractéristiques.
- Les Apports solides

II.1-Bassin versant

II.1.1 Caractéristique géographiques du bassin versant

Les travaux effectués sur les cartes d'état Major de Berriche, et de Ain Beida à l'échelle 1/50000 ème respectivement feuilles N°123 et N°149, ont permis de délimiter le Bassin versant du l'Oued TROUCH, et de déterminer les caractéristiques hydromorphométriques fondamentales dans le bassin.

Le site d'oued Trouch au droit de l'exutoire se situe à 12.0 km a vol d'oiseau au Nord-est de la ville de Berrich, et a 23.0 km environ au nord de la ville de Ain Beida.

Ses coordonnées au système LAMBERT sont :

$$X = 928.900 \text{ Km.}$$

$$Y = 309. 500 \text{ Km}$$

$$Z = 790 \text{ m NGA}$$

II.1.2 Caractéristiques géométriques du bassin versant

II.1.2.1 La surface du bassin versant et le périmètre

La surface du bassin versant a été obtenue par planimétrie de la surface horizontale du territoire délimité, avec précision. La ligne du partage des eaux étant la limite extrême du bassin.

Le travail a été effectué sur une carte topographique au 1/50.000 ème. Nous avons déduit que le bassin versant occupe une superficie de $S = 385 \text{ km}^2$. avec un périmètre de $P=91\text{km}$

A l'aide du curvimètre nous avons mesuré ce qui suit :

II.1.2.2 Longueur du thalweg principal

La longueur du thalweg principal à pour valeur **L=21km**

II.1.2.3 largeur du bassin versant

La largeur du thalweg à une valeur **B=19km**

II.1.2.4 Altitude du bassin versant

Les Altitudes extrêmes du bassin versant sont :

- Altitude maximale **1250 m.**
- Altitude minimale **780 m.**

II.1.2.5 Pente moyenne de l'Oued

La pente moyenne de l'Oued est calculée sur la base de la relation suivante :

$$I_0 = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots (II.01)$$

On aura donc : **I₀=2.24%**

Remarque

Le degré du boisement du bassin versant de l'Oued Trough est presque nul, la végétation y est presque absente, et l'activité céréalière est prédominante, ça est d'après la visite effectuée sur place.

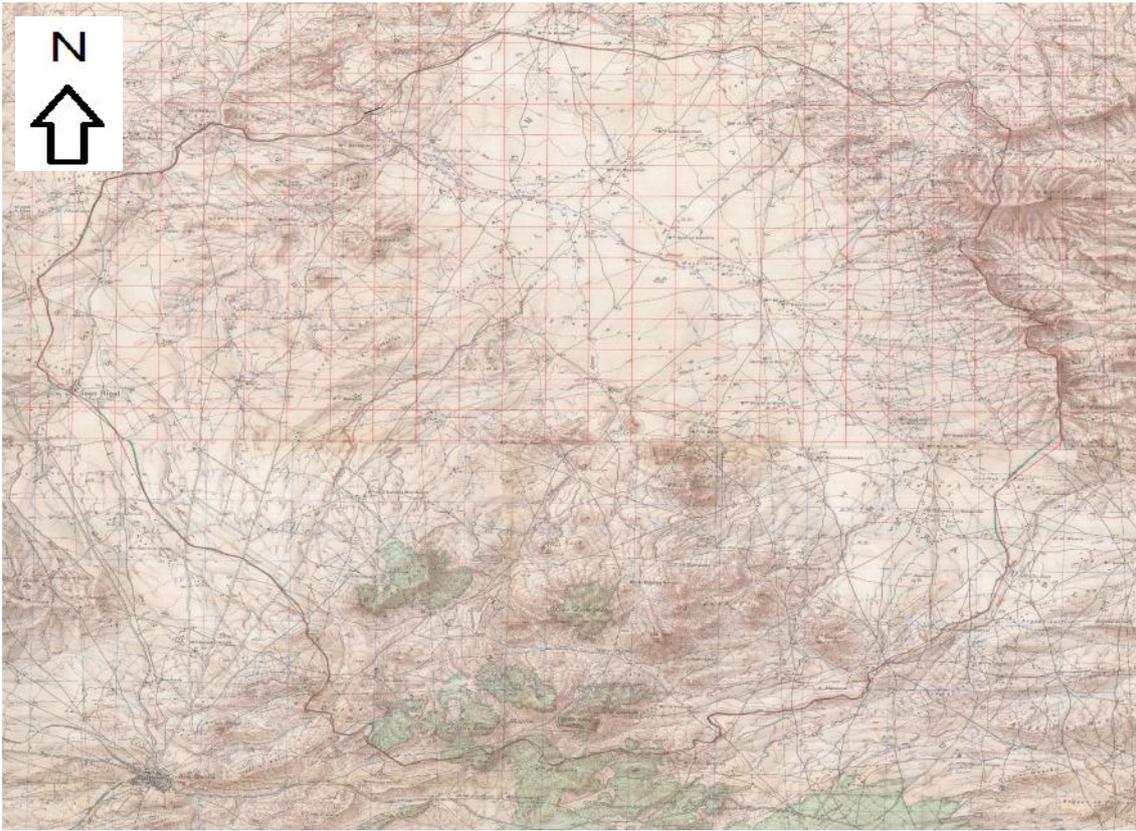


Figure II-01 : Limite du Bassin Versant à l'échelle 1/50.000

II. 1.3 Caractéristiques morphologiques du bassin versant

II .1.3.1 Indice de compacité

L'indice de compacité K_c d'un bassin versant est défini comme étant le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que celle du bassin versant et qui sert à déterminer la forme du bassin versant.

Il dépend de la surface du bassin et de son périmètre. Nous avons :

$$K_c = \frac{P}{P_c} \dots\dots\dots (II.02)$$

D'où :

$$P_c = 2\sqrt{S}; S = fR_c^2.$$

$$R_c = \sqrt{\frac{S}{f}} \text{ Donc : } K_c = \frac{P}{2f \sqrt{\frac{S}{P}}} = \frac{0,28 \cdot P}{\sqrt{S}} = \frac{0,28 \cdot 91}{\sqrt{385}} = 1,3$$

Avec

K_c : Indice de compacité (sans dimension);

S : Surface du bassin versant [Km^2];

P : Périmètre du bassin versant [Km];

P_c : Périmètre du cercle [Km].

✓ D'après la formule de K_c on distingue trois cas :

$K_c = 1$: Lorsque le bassin est parfaitement circulaire

$K_c = 1,128$ Lorsque le bassin est ramassé

$K_c > 1,128$ Lorsque le bassin est relativement allongé.

Dans notre cas nous avons : Comme : **$K_c = 1,3$**

Nous pouvons conclure que la forme de notre bassin est allongée.

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

II.1.3.2 Coefficient d'allongement

Est obtenu par la formule suivante :

$$K_p = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (II.03)$$

Avec

L : La longueur du talweg principal;

S : La superficie du bassin versant.

Nous aurons, donc : $K_p = \frac{21^2}{385} = 1.15$

Plus K_p est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration (le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus loin en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire) est grand et plus la crue est moins violente.

II.1.3.3 Dimension du rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est une transformation purement géométrique par laquelle on assimile un bassin versant à un rectangle ayant le même périmètre et la même superficie.

Ce paramètre permet de comparer les bassins, entre eux, du point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits cotés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

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

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

$$Kc=0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (II.05)$$

De (II.04) et (II.05) les grandeurs Lr et lr sont données par les formules suivantes :

$$L = \frac{Kc\sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (II.06)$$

$$l = \frac{S}{L} \dots\dots\dots (II.07)$$

Avec

Lr : Longueur du rectangle équivalent [Km]

lr : Largeur du rectangle équivalent [Km]

Donc :

Lr = 34.34 Km

lr =11.18Km

Conclusion

D'après l'indice de compacité et le dimensionnement du rectangle équivalent, nous pouvons conclure que notre bassin est allongé.

II.1.4 Hypsométrie du bassin versant

II.1.4.1 Reliefs

II.1.4.1.1-Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude.

Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. La détermination de notre courbe hypsométrique a été réalisée.

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

La courbe a été identifiée à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes, après planimétrie des surfaces partielles à partir de la carte à l'échelle (1/50.000 NJ-31-V-7 Est).

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci – après:

Tableau II-01 : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Elévation	Elévation moyenne	Surface entre courbe		Surface cumulées		Hi.Si
		Si(Km ²)	Si(%)	Si(Km ²)	Si(%)	m.Km ²
780-800	790	4	1,04	385	100	3160
800-850	825	112.9	29,32	381	92	93142,5
850-900	875	118.5	30,78	268,1	69,64	103687,5
900-950	925	75.8	19,69	149,6	38,86	70115
950-1000	975	34	8,83	73,8	19,17	33150
1000-1050	1025	18,1	4,70	39,8	10,34	18552,5
1050-1100	1075	9.7	2,52	21,7	5,64	10427,5
1100-1150	1125	7.5	1,95	12	3,12	8437,5
1150-1200	1175	4	1,04	4,5	1,17	4700
1200-1250	1225	0,5	0,13	0,5	0,13	612,5

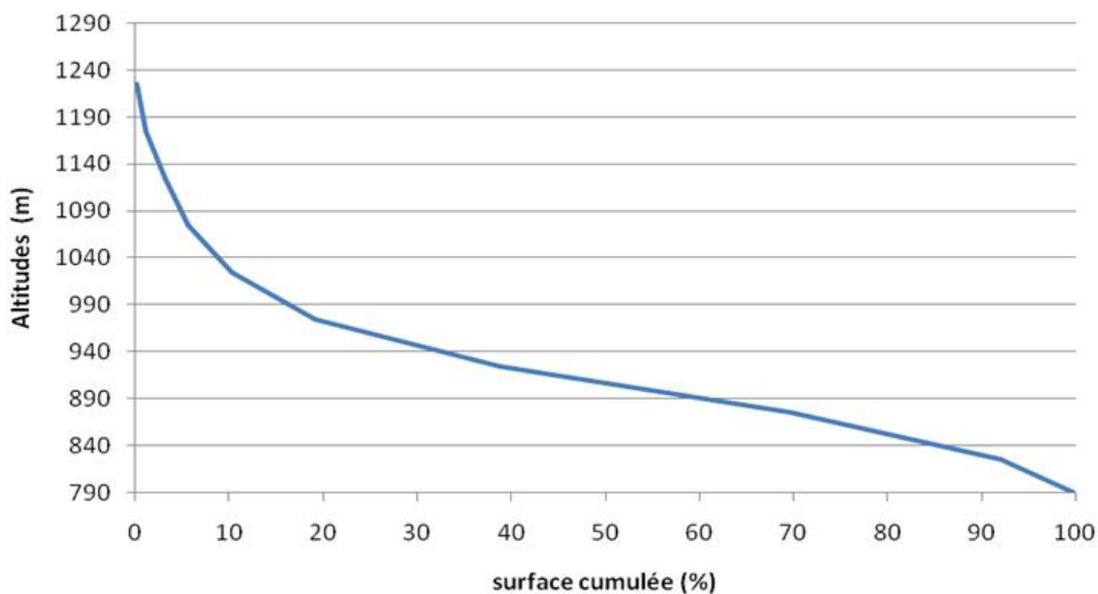


Figure II-02 : Courbe hypsométrique du bassin versant de l'oued TROUCH

D'après le graphe, nous pouvons attirer H5% et H95%

$$H5\% = 1090\text{m NGA}$$

$$H95\% = 815\text{m NGA}$$

II.1.4.1.2-Altitude moyenne du Bassin Versant

Celle-ci est obtenue à l'aide de deux procédés

Le premier est graphique

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondant à la surface 50%.

Donc, l'altitude médiane.

$$\mathbf{H50\% = 915m.}$$

Le second est analytique

Il se présente comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \sum \left(\frac{S_i \times H_i}{S} \right) \dots \dots \dots \text{(II.08)}$$

Avec

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

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives ($\mathbf{n-1}$) et (\mathbf{n}) en (m)

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

Dans ce cas, on opte pour une altitude moyenne :

$$\mathbf{H_{\text{moy}}=900m.}$$

Remarque

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

Le tableau suivant récapitule les altitudes déterminées

Tableau II-02 : Tableau récapitulatif des résultats précédents

Altitudes	Valeur (m.NGA)
Hmoyenne	900
Hmédiane	915
H95%	815
H5%	1090
Hmax	1250
Hmin	780

II.1.4.2 Indices hydrologiques

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

II.1.4.2.1-Indice de la pente globale

Il est calculé à partir de la relation suivante :

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r} \dots\dots\dots (II.09)$$

Donc, nous aurons : $I_g = 1.31\%$

Tableau II-3: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

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

$i_g = 0.0131$ Donc le relief est modéré

II.1.4.2.2-Indice de la roche

Cet indice de Roche se calcule à partir de l'indice de pente global i_g soit :

$$i_g = 0.8 \cdot i_p^2 \dots\dots\dots (II.10)$$

$$i_p = 1.28\%$$

II.1.4.2.3-Indice de pente moyenne I_m

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_m = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (II.11)$$

Avec : $\Delta H = H_{\max} - H_{\min} = 1250 - 780 = 470\text{m}$

Donc : $I_m = 1.37\%$

II.1.4.2.4-Indice de pente moyenne réelle $I_{\text{moyreelle}}$

$$I_{\text{moyreelle}} = 0.8 I_{\text{moy}} \dots\dots\dots (II.12)$$

$$I_{\text{moyreelle}} = 1.1\%$$

II.1.4.2.5-Pente moyenne du bassin versant I_m

Il est obtenu par la formule suivante :

$$i_m = D \cdot L / S \dots\dots\dots (II.13)$$

Où :

i_m : pente moyenne [%]

L : longueur totale des courbes de niveau [km]

D : équidistance entre deux courbes de niveau [m]=5m

S : surface du bassin versant [km²].

Cette méthode de calcul donne des bons résultats dans le cas d'un relief modéré et pour des courbes du niveau simples et uniformément espacées. Dans les autres cas, il convient de styliser les courbes du niveau pour que leur longueur totale ait un sens réel vis-à-vis de la pente.

Le calcul de la pente moyenne tout comme celui de leur exposition (orientation des pentes) peut-être assez facilement automatisée en se basant sur des données numériques représentant la topographie des bassins versants (Modèle Numérique d'Altitude).

Donc :

$$i_m = 0.36\%$$

Conclusion

Nous pouvons dire que l'indice de pente moyenne est faible. On assiste, donc, à un écoulement faible.

II.1.4.2.6-Densité spécifique

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes. D'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M, appliquée à tous les bassins versant de déférentes surfaces. Elle est calculée à partir de la formule suivante :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots (II.14)$$

Avec

I_g : Pente globale [m / Km].

S : Surface totale du bassin versant [Km²].

AN :

$$D_s = 13.1 * \sqrt{385} = 257.04m$$

$$D_s = 257m$$

Tableau II-04: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

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

Conclusion

Le relief de notre bassin versant est assez modéré.

II.1.5 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

- Réseau hydrographique

La restitution 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 classifications, la plus courante est la classification de SCHUM. Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) »

II.1. 5.1- Densité de drainage

La densité de drainage est définie pour un bassin versant donné de superficie S, comme la longueur totale des cours d'eau de tous les ordres sur la surface drainée.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n l_i}{S} \dots\dots\dots (II.15)$$

Avec

L_{xi} : Longueur totale des cours d'eau d'ordre i [Km].

n : L'ordre le plus élevé dans la classification.

S : Surface du bassin versant

AN:

$$D_d = \frac{375}{385} = 0.97 \text{ Km/Km}^2.$$

II.1. 5.2- Densité du thalweg élémentaire

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (II.16)$$

Avec

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=250$

S : Superficie du bassin versant.

AN :

$$F_1 = \frac{250}{385} = 0.65 \text{ thalweg/Km}^2$$

II.1. 5.3- Coefficient de torrentialité

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (II.17)$$

AN:

$$C_t = 0.63 \text{ Km}^{-3}$$

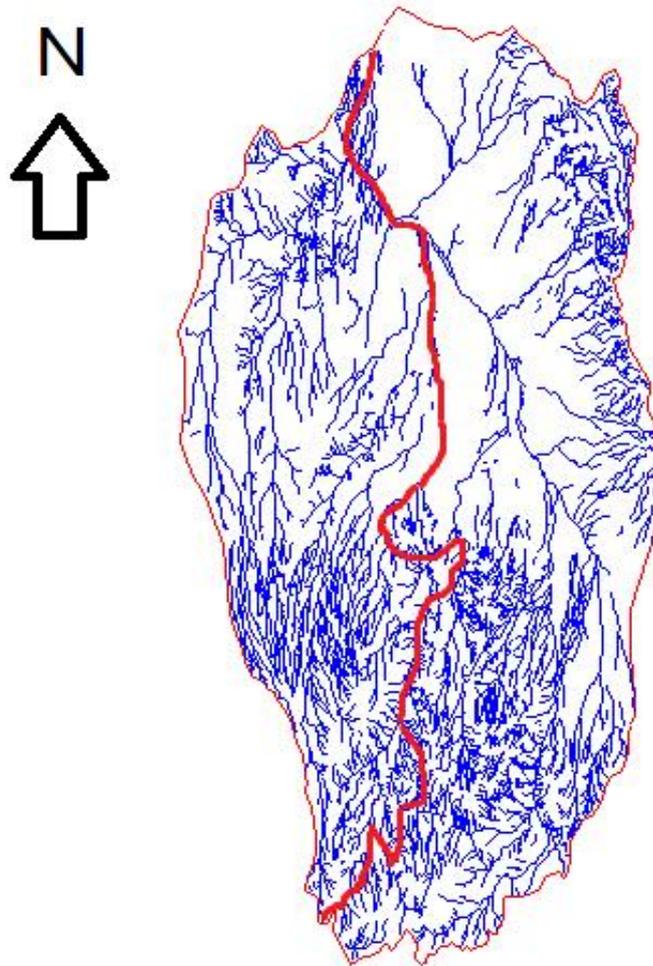


Figure II-03 : Réseau hydrographique du bassin versant (1/6000000)

II.1. 5.4- Temps de concentration

- **Définition**

Le temps de concentration est le temps qui sépare la fin de la pluie efficace de la fin du ruissellement direct.

C'est le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire.

C'est une caractéristique importante de tout bassin versant.

- **Calcul du temps de concentration**

L'estimation du temps de concentration est obtenue grâce à des formules empiriques, et par l'étude des données de pluie - débit concomitantes lorsqu'elles sont disponibles.

➤ **Formule de TURRAZA**

$$T_c = 0,108 * \frac{\sqrt[3]{S \times L}}{\sqrt{I}} \dots\dots\dots (II.18)$$

Avec

T_c : Temps de concentration en (h).

S : Surface du bassin versant en (Km²).

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

I_m : Pente moyenne du cours d'eau en (%).

D'où : T_c = 1,443h.

➤ **Formule de SCS : (Soil Conservation Service)**

$$T_c = \left(0,87 \times \frac{L^3}{H} \right)^{0,387} \dots\dots\dots (II.19)$$

Avec

L : Longueur du thalweg principal (Km);

H : Différence entre altitude max. et altitude min.

H = 1250-780 = 470 m.

AN:

$$T_c = \left(0,87 \times \frac{21^3}{470} \right)^{0,387} = 3h$$

D'où: T_c = 3h

➤ **Formule de GIANDOTTI**

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1,5 \cdot L}{0,8 \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (II.20)$$

Avec

S : Surface du bassin versant en (Km²)

L : Longueur du thalweg principal (Km).

Hmoy- Hmin =900-780 =120m.

AN:

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{385} + 1,5 \cdot 21}{0,8 \sqrt{120}} = 12,538 \text{h}$$

D'où : Tc = 12.54h

➤ **Formule de VENTURA**

$$T_c = 0,1272 \cdot \frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{I_m}} \dots\dots\dots (II.21)$$

Avec

Im : Pente moyenne du cours d'eau;

S : Surface du bassin versant.

D'où : Tc = 0,62h

Voici un tableau qui récapitule toute les valeurs obtenues :

Tableau II-05 : Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration

Formule utilisée	Tc : temps de concentration trouvé (heurs)
Formule de TURRAZA	1,44
Formule de SCS	3
Formule de GIANDOTTI	12.54
Formule de VENTURA	0 ,62

Conclusion

Sur la base de tous ces résultats, il a été procédé finalement à l'adoption définitive de la valeur: $T_c=12.54$ heures (GIANDOTTI) comme valeur du temps de concentration dans le bassin versant.

Donc, on prend $T_c=12.54h$.

II.1. 5.5- Vitesse de ruissellement

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration.

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (II.22)$$

Avec

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

T_c : Temps de concentration en (h).

AN:

$$V_r = \frac{21}{12.54} = 1.67 \text{ km/h} = 0.46 \text{ m/s}$$

Conclusion

Avec une vitesse d'écoulement de 0.46 m/s, une densité de drainage de 0.97 Km/Km² et une pente de plus de 2.24%, on peut conclure que les pointes des crues seront pas assez importantes.

Tableau III-06 : Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		<i>S</i>	km ²	385
Périmètre		<i>P</i>	km	91
Longueur du thalweg principal		<i>L</i>	km	21
Indice de compacité		<i>KC</i>	/	1,3
Coefficient d'allongement		<i>KP</i>	/	1.15
Rectangle équivalent	longueur	<i>Lr</i>	km	34.34
	largeur	<i>lr</i>	Km	11.18
Altitudes	maximale	<i>Hmax</i>	m	1250
	moyenne	<i>Hmoy</i>	m	900
	médiane	<i>Hmed</i>	m	915
	minimale	<i>Hmin</i>	m	780
Indice de pente globale		<i>Ig</i>	m/Km	1.31
Indice de pente moyenne		<i>Im</i>	m/Km	2.24
DENSITE SPECIFIQUE		<i>Ds</i>	m	257
Densité de drainage		<i>Dd</i>	Km/Km ²	0.97
Coefficient de torrentialité		<i>Ct</i>	Km ⁻³	0.63
Temps de concentration		<i>Tc</i>	h	12.54
Vitesse de ruissellement		<i>Vr</i>	Km/h	1.67

II.2-Caractéristiques climatologiques

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

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

Les précipitations avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité,

la température, le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration.

II.2.1 Températures

Le bassin versant de la retenue collinaire projetée, ne dispose d'aucune donnée hydro climatologique observée. Mais pour les besoins de l'étude, nous avons utilisé la station pluviométrique ayant le code 070707 de Ain Beida. Se trouvant la plus proche de la zone d'étude et possédant une période d'observation de 50 années y compris les années lacunaires semble largement représentative relativement à sa durée et à sa composante pluviométrique.

Tableau II-07 : Répartition mensuelle des températures

Mois	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Moyenne année
T. mensuel (°C)	24°	16°	10°	6°	5°	5°	9°	12°	16°	23°	26°	27°	14.9°

Source A.N.R.H

On remarque que la température maximale est enregistrée au mois d'Août (27°) et la température minimale au mois de janvier et février (4°). La température annuelle moyenne est de 14.9°

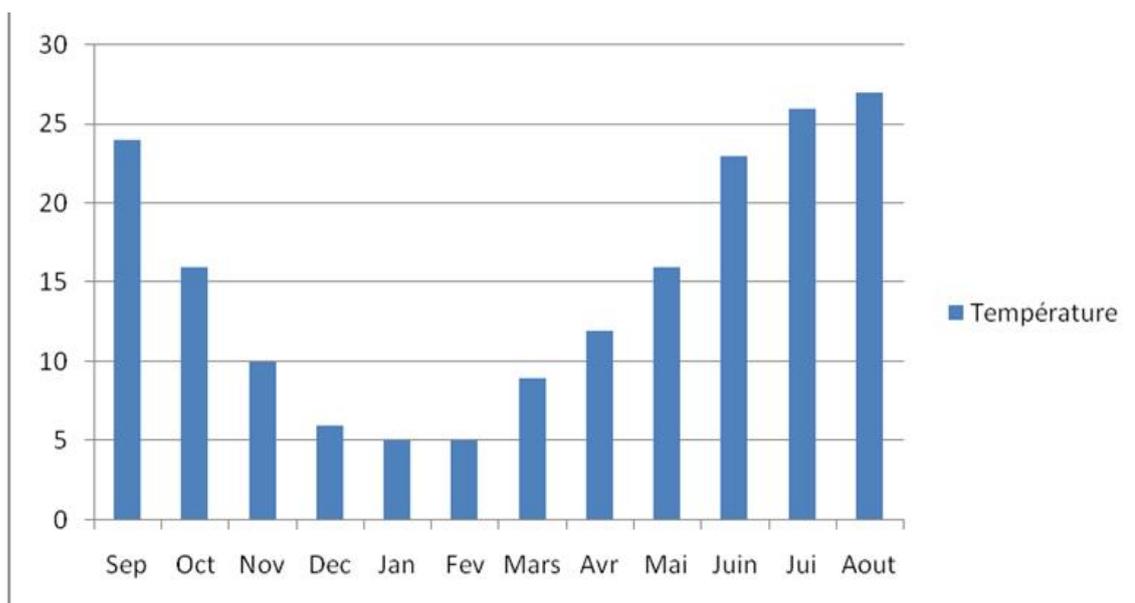


Figure II-04 : Histogramme de la répartition mensuelle des températures

II.2.2 Evaporation

Tableau II-08 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Total année
Evaporation (mm)	122	80	46	28	26	40	64	100	133	172	221	198	1230

Source A.N.R.H

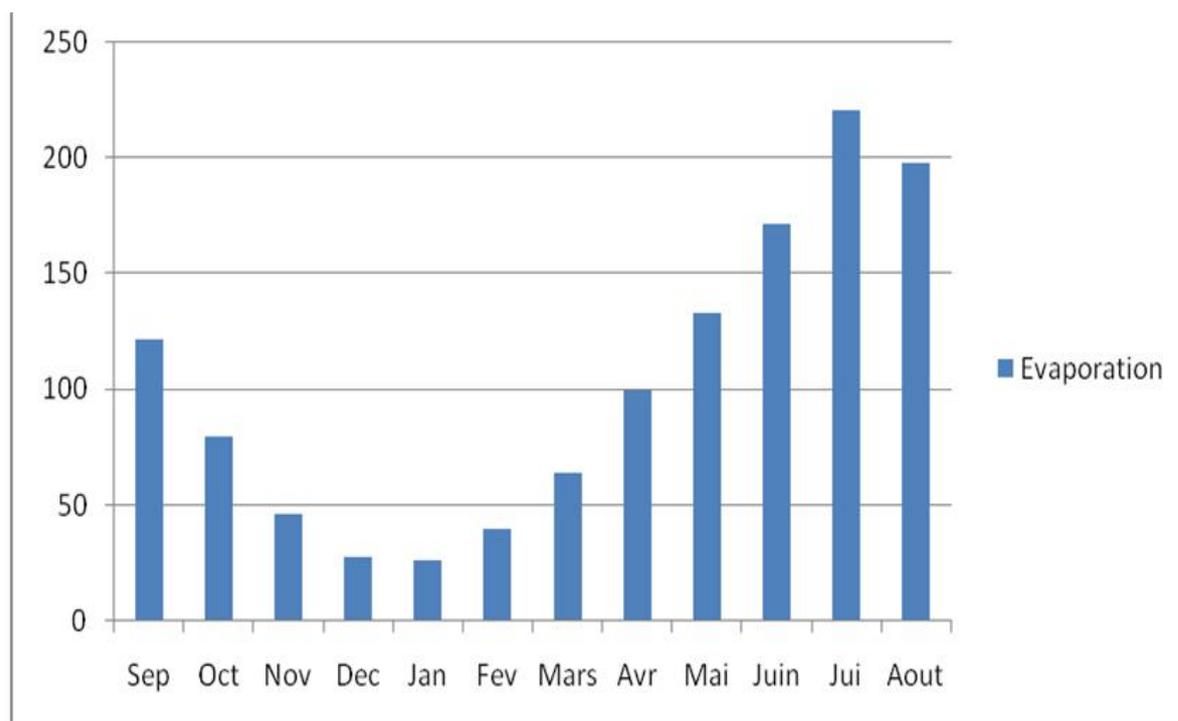


Figure II-05 : Histogramme de la répartition mensuelle des évaporations.

II.2.3 L'humidité

La commune de BERRICH est considérée comme une zone semi-aride, qui est caractérisé par un climat sec et chaud, il est cependant constater des pourcentages d'humidité moins importants, mais une légère augmentation est remarquable ces dernières années.

II.2.4 Pluviométrie

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données des précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station la plus proche de la zone d'étude.

II.2.4.1 Stations et données disponibles

Nous disposons des données d'observations directes disponibles au niveau du bassin versant du TROUCH. Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II-09 : Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude

Station	Code station	P°, mm	P _j , mm	Exp clim,b	Cv	T obs, ans
Sedrata	140101	406	40	0.30	0.35	50
Ksar Sbahi	140104	580	49	0.35	0.38	14
Ain Beida	070707	395	34.54	0.30	0.36	79

Source : A.N.R.H

La station d'Ain Beida est la plus proche du site avec une période d'observation soit 79ans.

II.2.4.2 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin

Tableau II-10 : Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles

Mois	Pluie mensuelle moyenne (mm)	Pluie mensuelle moyenne (%)
SEPTEMBRE	19,118	4,84
OCTOBRE	40,369	10,22
NOVEMBRE	55,537	14,06
DECEMBRE	59,566	15,08
JANVIER	53,957	13,66
FEVRIER	47,242	11,96
MARS	42,423	10,74
AVRIL	38,394	9,72
MAI	27,3735	6,93
JUIN	6,0435	1,53
JUILLET	1,5405	0,39
AOUT	3,4365	0,87
Module interannuel	395	100

Source ANRH

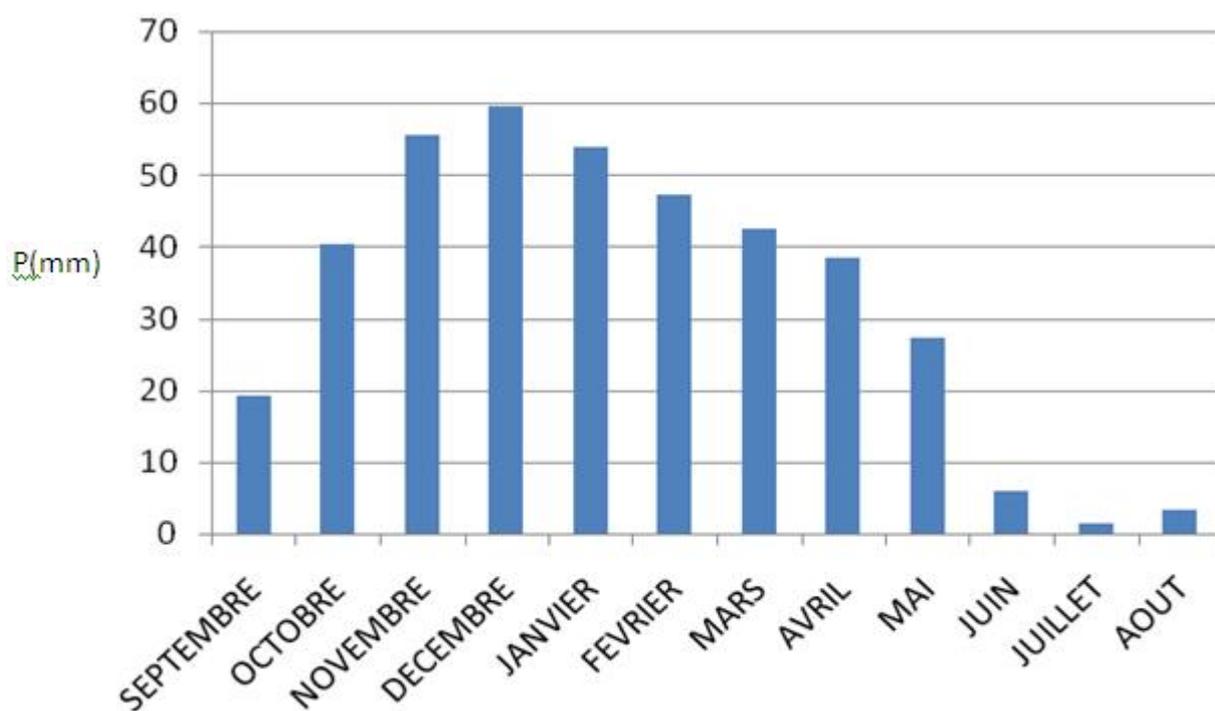


Figure II-06 : Répartition mensuelle des précipitations

II.2.4.3 Précipitations maximales journalières

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique 070707 à été choisie comme étant la plus représentative des maxima journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude.

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

Pour cela, il serait nécessaire de passer par les étapes suivantes :

1. Classer la série des précipitations par ordre croissant.
2. Calculer la fréquence expérimentale.
3. Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données.
4. Ajuster graphiquement la loi choisie.
5. Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Tableau II-11 : Pluies maximales journalières prise de la station 070707

Année	P _{jmax}								
1910	24	1926	27	1945	38	1964	24	1985	25
1911	44	1927	31	1946	25,3	1965	47	1986	28,2
1912	28,1	1928	41,6	1947	44	1967	45,5	1988	40
1913	34	1929	50,7	1948	33,4	1968	22	1989	41
1914	31,4	1930	18,54	1949	29,4	1969	35	1990	30,4
1915	24,4	1931	13	1950	29,8	1970	25,6	1993	38,3
1916	38,3	1932	29	1951	23,6	1971	36,5	1994	31,1
1917	24	1933	38	1952	18,5	1972	25	1996	31,5
1918	41	1935	37	1955	29	1973	25	1997	33,7
1919	50	1936	28,3	1956	29,1	1974	48,1	1998	25,3
1920	27,5	1937	19,5	1957	25	1975	28,1	1999	27,6
1921	28	1940	28,5	1958	57	1976	37,1	2000	44,2
1922	24,5	1941	22,5	1959	33,5	1978	51,2	2001	44,2
1923	17	1942	35,5	1960	15	1980	52	2002	31,5
1924	23,5	1943	60	1961	26	1983	104	2003	48,7
1925	33,5	1944	26,5	1963	56	1984	59,2		

Source ANRH

Tableau II-12 : Pluies annuelles prise de la station 070707

Année	P _{ann}								
1910	326,2	1926	448,4	1945	368,9	1964	334,5	1985	268,2
1911	198,6	1927	436,5	1946	294,7	1965	324,3	1986	374,6
1912	551,4	1928	450,9	1947	512,7	1967	398,6	1988	343,1
1913	391,9	1929	399,4	1948	474,2	1968	260,4	1989	419,8
1914	581,6	1930	351,6	1949	389,2	1969	505,2	1990	450,4
1915	490,2	1931	267,6	1950	353,0	1970	303,8	1993	250,5
1916	402,8	1932	450,1	1951	458,9	1971	428,8	1994	384,6
1917	760,9	1933	379,1	1952	375,4	1972	589,2	1996	218,2
1918	453,6	1935	481,3	1955	299,3	1973	236,7	1997	492,8
1919	377,7	1936	327,4	1956	314,3	1974	360,8	1998	416,6
1920	540,1	1937	288,0	1957	320,7	1975	391,9	1999	337,0
1921	490,5	1940	350,2	1958	449,2	1976	430,7	2000	349,5
1922	493,3	1941	335,7	1959	278,2	1978	383,8	2001	375,7
1923	273,7	1942	473,1	1960	160,5	1980	457,1	2002	540,4
1924	368,0	1943	416,1	1961	265,5	1983	387,6	2003	645,3
1925	502,3	1944	330,3	1963	372,2	1984	469,3		

Source ANRH

II.3 Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de :

- La loi de probabilité.
- La taille de l'échantillon.
- Certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- 1-la loi de GALTON (log-normale).
- 2-la loi de GUMBEL.

II.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN » disponible au centre de calcul de l'E.N.S.H de Blida.

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

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{x-X_0}{r}}} \dots\dots\dots (II.23)$$

GUMEBL s'écrit:

$$F(X) = e^{-e^{-y}}$$

Tel que : $y = \frac{X - X_0}{r}$

Et on peut écrire : $y = -\ln(-\ln(F(X)))$.

Avec

1/ : La pente de la droite de GUMBEL

Y : Variable réduite de GUMBEL

x : Précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : Paramètre de position (mode)

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

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

$$F(X) = \frac{m-0,5}{n} \dots\dots\dots (II.24)$$

Avec

m : Rang de précipitation.

n : Nombre d'observations (79).

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

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

- calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »
- représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL.

➤ Calcul des paramètres d'ajustement de la loi de GUMBEL

- La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$\bullet \quad x = (1/\alpha) y + x_0 \dots\dots\dots (II.25)$$

Avec

- (1 / α) : La pente de la droite de GUMBEL
- Les résultats d'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau suivant :

Quantiles

- $q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement)
- $T = 1 / (1-q)$

Tableau II-13 : Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	X_t en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	113	15.3	83.0 – 143
2000	0.9995	97.9	12.7	73.1 – 123
1000	0.9990	91.5	11.6	68.8 – 114
200	0.9950	76.4	8.96	58.8 - 93.9
100	0.9900	69.9	7.84	54.5 - 85.3
50	0.9800	63.3	6.73	50.1 - 76.5
20	0.9500	54.6	5.27	44.3 - 65.0
10	0.9000	47.9	4.17	39.7 - 56.1
5	0.8000	40.9	3.09	34.8 - 46.9

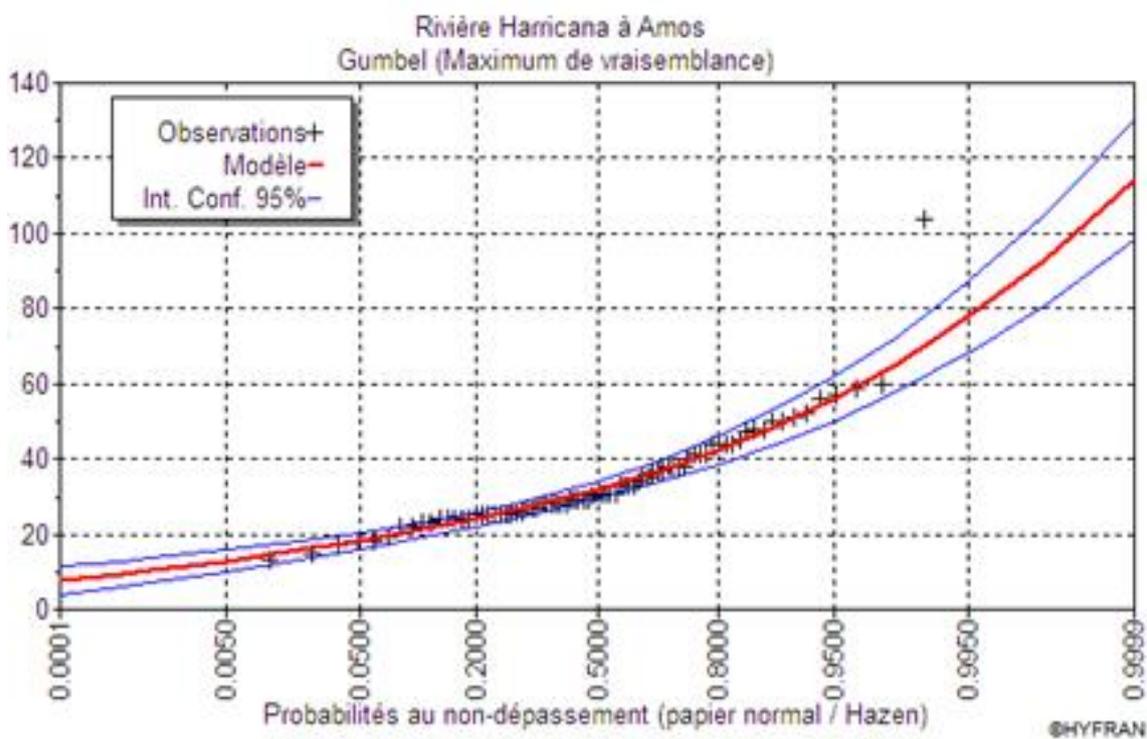


Figure II-07: Représentation graphique de la loi du Gumbel

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

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	13.0
Maximum	Aucun	104
Moyenne	33.8	33.9
Ecart-type	12.0	13.3
Médiane	31.8	31.0
Coefficient de variation (Cv)	0.354	0.392
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	2.14
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	10.8

II.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normal)

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de GUMBEL, seul la représentation graphique change où elle est faite sur papier GUMBEL, comme le montre la (figure II-08).

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

$$F (X) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (II.26)$$

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

L'équation de la droite de Galton est la suivante : $\text{Log } x (p \%) = \overline{\text{Log } x} + \text{Log } u (p \%)$.

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{433} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots\dots\dots (II.27)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log-Normal « GALTON » sont résumés dans le tableau II.15

Quantiles

$q = F(X)$ (probabilité au non dépassement).

$T = 1 / (1-q)$ Log normale (Maximum de vraisemblance).

Tableau II-15 : Résultat de l'ajustement a la loi de GALTON.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Xt en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	117	12.9	142 – 91.2
2000.0	0.9995	100	10.0	120 – 80.7
1000.0	0.9990	93.6	8.87	111 – 76.2
200.0	0.9950	78.2	6.41	90.8 - 65.7
100.0	0.9900	71.7	5.44	82.4 - 61.0
25.0	0.9600	58.7	3.68	65.9 - 51.5
50.0	0.9800	65.2	4.53	74.1 - 56.3
20.0	0.9500	56.5	3.41	63.2 - 49.8
10.0	0.9000	49.8	2.64	55.0 - 44.6
5.0	0.8000	42.7	1.95	46.6 - 38.9
1.2500	0.2000	23.8	1.09	25.9 - 21.6

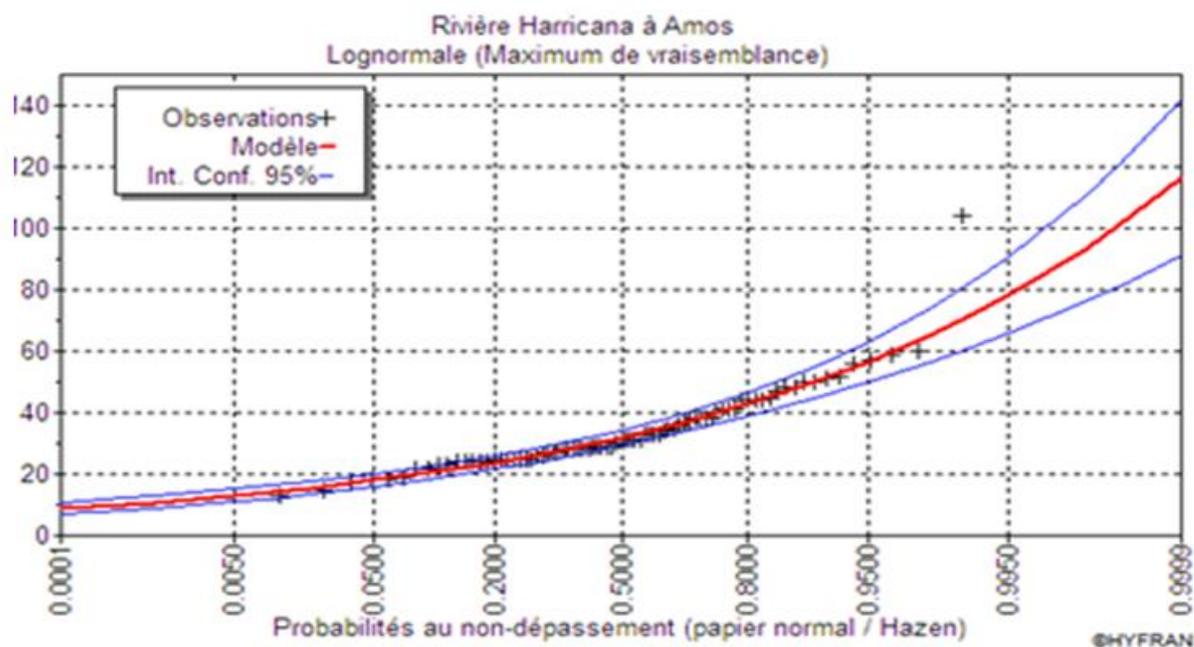


Figure II-08 : Représentation graphique de l'ajustement a la loi de Galton

Tableau II-16 : Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	13.0
Maximum	Aucun	104
Moyenne	33.9	33.9
Ecart-type	12.2	13.3
Médiane	31.9	31.0
Coefficient de variation (Cv)	0.36	0.392
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.13	2.14
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.33	10.8

Conclusion

D'après les deux schémas, nous pouvons conclure que la pluie maximale journalière suit la loi de GALTON (droite de Henery), car la plupart des points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches que la droite de GUMBEL.

II.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

$$P_{cr} = P_j \cdot \max \times \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots \dots \dots (II.28)$$

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

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

T: Temps en heures.

b : Exposant climatique (donnée) $b = 0,3$

$$I_0 = \left(\frac{P_{\max}}{24} \right) \times \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} \dots \dots \dots (II.29)$$

I_0 : Pluie de courte durée (mm/h)

Tableau II-17: Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	10000	2000	1000	200	100	50	20	10	5
Fréquence	0,01	0,05	0.1	0.5	1	2	5	10	20
Pmaxj p(%)	117	100	93.6	78.2	71.7	65.2	56.5	49.8	42.7

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau II-18 : Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences

T(h)	0,01%		0,1%		1%		2%		5%		10%		20%	
	Pmax t (mm)	I0(mm/h)	Pmax t (mm)	I0 (mm/h)										
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5	36,63	73,26	29,30	58,60	22,45	44,89	20,41	40,82	17,69	35,38	15,59	31,18	13,37	26,74
1	45,09	45,09	36,08	36,08	27,63	27,63	25,13	25,13	21,78	21,78	19,19	19,19	16,46	16,46
1,6	51,92	32,45	41,54	25,96	31,82	19,89	28,93	18,08	25,07	15,67	22,10	13,81	18,95	11,84
2	55,52	27,76	44,41	22,21	34,02	17,01	30,94	15,47	26,81	13,40	23,63	11,82	20,26	10,13
3	62,70	20,90	50,16	16,72	38,42	12,81	34,94	11,65	30,28	10,09	26,69	8,90	22,88	7,63
4	68,35	17,09	54,68	13,67	41,89	10,47	38,09	9,52	33,01	8,25	29,09	7,27	24,94	6,24
5	73,08	14,62	58,47	11,69	44,79	8,96	40,73	8,15	35,29	7,06	31,11	6,22	26,67	5,33
6	77,19	12,87	61,75	10,29	47,30	7,88	43,02	7,17	37,28	6,21	32,86	5,48	28,17	4,70
7	80,84	11,55	64,68	9,24	49,54	7,08	45,05	6,44	39,04	5,58	34,41	4,92	29,50	4,21
8	84,15	10,52	67,32	8,41	51,57	6,45	46,89	5,86	40,64	5,08	35,82	4,48	30,71	3,84
9	87,18	9,69	69,74	7,75	53,42	5,94	48,58	5,40	42,10	4,68	37,11	4,12	31,82	3,54
10	89,98	9,00	71,98	7,20	55,14	5,51	50,14	5,01	43,45	4,34	38,30	3,83	32,84	3,28
11	92,58	8,42	74,07	6,73	56,74	5,16	51,59	4,69	44,71	4,06	39,41	3,58	33,79	3,07
12	95,03	7,92	76,03	6,34	58,24	4,85	52,96	4,41	45,89	3,82	40,45	3,37	34,68	2,89
13	97,34	7,49	77,87	5,99	59,65	4,59	54,25	4,17	47,01	3,62	41,43	3,19	35,53	2,73
14	99,53	7,11	79,63	5,69	60,99	4,36	55,47	3,96	48,06	3,43	42,36	3,03	36,32	2,59
15	101,61	6,77	81,29	5,42	62,27	4,15	56,63	3,78	49,07	3,27	43,25	2,88	37,08	2,47
16	103,60	6,47	82,88	5,18	63,49	3,97	57,73	3,61	50,03	3,13	44,10	2,76	37,81	2,36
17	105,50	6,21	84,40	4,96	64,65	3,80	58,79	3,46	50,95	3,00	44,91	2,64	38,50	2,26
18	107,33	5,96	85,86	4,77	65,77	3,65	59,81	3,32	51,83	2,88	45,68	2,54	39,17	2,18
19	109,08	5,74	87,26	4,59	66,85	3,52	60,79	3,20	52,68	2,77	46,43	2,44	39,81	2,10
20	110,77	5,54	88,62	4,43	67,88	3,39	61,73	3,09	53,49	2,67	47,15	2,36	40,43	2,02
21	112,41	5,35	89,92	4,28	68,88	3,28	62,64	2,98	54,28	2,58	47,84	2,28	41,02	1,95
22	113,99	5,18	91,19	4,14	69,85	3,18	63,52	2,89	55,04	2,50	48,52	2,21	41,60	1,89
23	115,52	5,02	92,41	4,02	70,79	3,08	64,37	2,80	55,78	2,43	49,17	2,14	42,16	1,83
ENSH2015	117,00	4,88	93,60	3,90	71,70	2,99	65,20	2,72	56,50	2,35	49,80	2,08	42,70	1,78

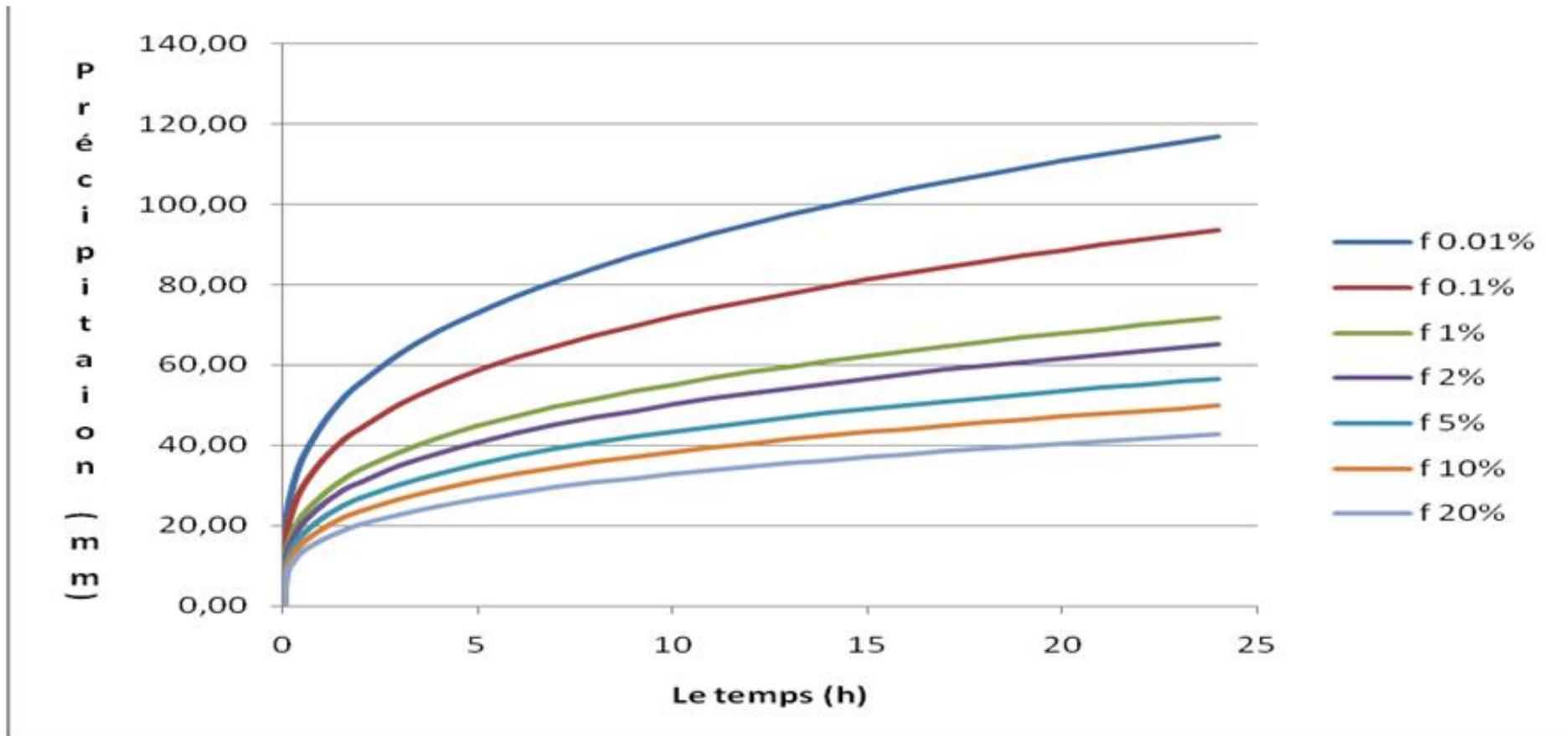


Figure II-09: Les courbe Précipitation - Durée – Fréquence

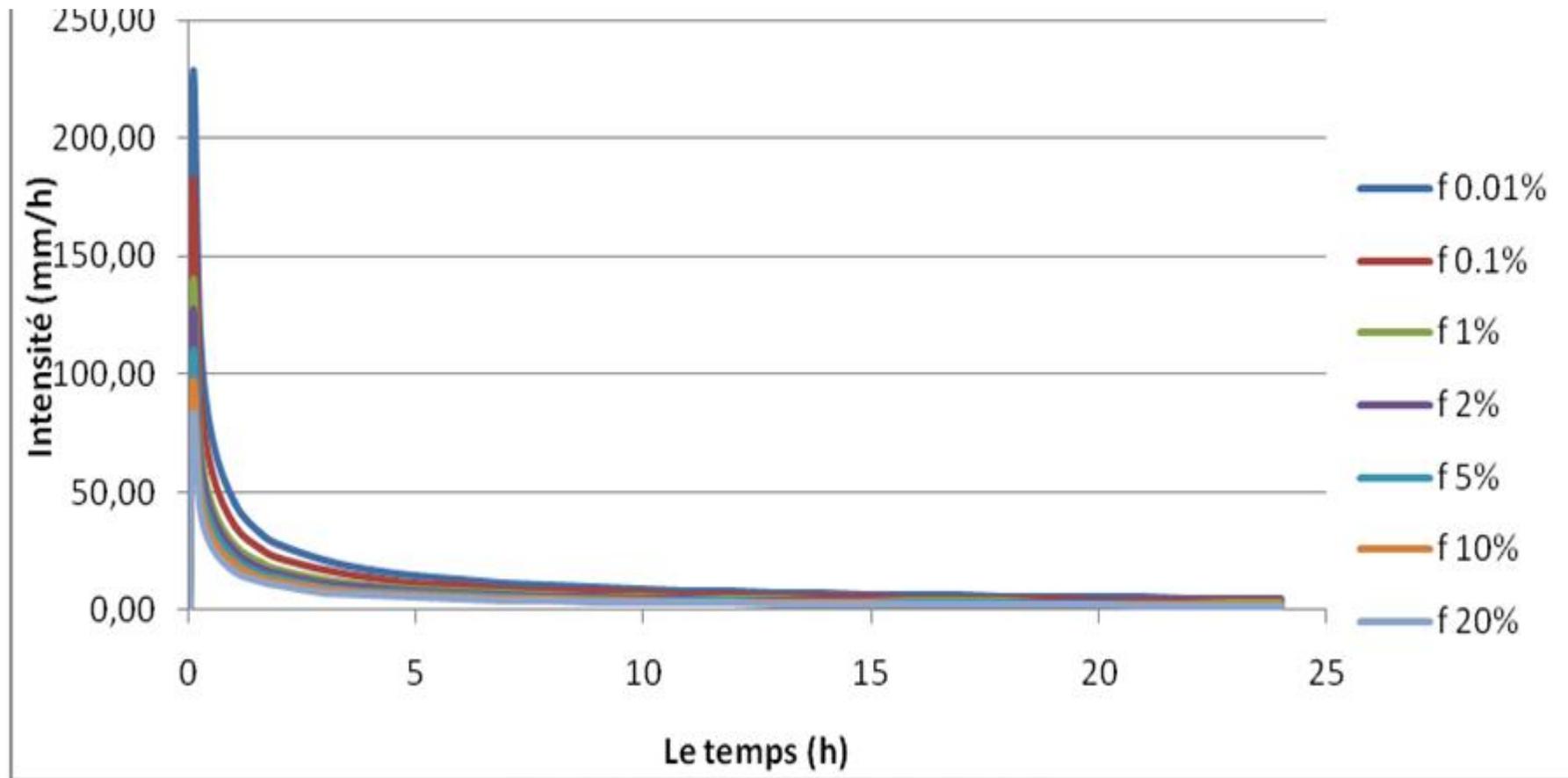


Figure II-10: Les courbes Intensité - Durée - Fréquence

II.5 Etudes des apports

L'estimation de l'apport moyen annuel du bassin versant de la retenue est calculée grâce à deux approches

- a) Les formules empiriques.
- b) La série d'observations de la station hydrométrique.

La détermination des apports est orientée de préférence vers les observations hydrométriques, lorsqu'elles existent sur le bassin versant propre du site à étudier, ou par analogie avec un bassin voisin. A défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basées sur la pluviométrie peuvent être utilisés.

Ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

II.5.1 Caractéristiques de l'écoulement

II.5.1.1- Apports moyens annuels A_0

- **Formule de SAMIE**

$$A_0 = L_e \cdot S \dots\dots\dots (II.30)$$

$$L_e = \bar{P}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (II.31)$$

Avec

- \bar{P} : Précipitation moyenne (m)
- S : Surface du bassin versant (Km²)
- L_e : lame d'eau écoulée (mm)
-

- **Formule de DERIE II**

$$A_0 = 0.513 \cdot \bar{P}^{2.683} \cdot D_d^{0.5} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (II.32)$$

Avec

- D_d : Densité de drainage (Km/Km²)
- \bar{P} : Précipitation moyenne (m)

- S : Surface du bassin versant (Km²)

• **Formule de l'ARNH :**

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (II.33)$$

Avec

- \bar{P} : Précipitation moyenne (m)
- S : Surface du bassin versant (Km²)

• **Formule de MEDINGER**

$$A_0 = L_e \cdot S$$

$$L_e = 1.024 \times (\bar{P} - 0.26)^2 \dots\dots\dots (II.34)$$

Avec

- L_e : lame d'eau écoulée (mm)
- S : Surface du bassin versant (Km²)
- \bar{P} : Précipitation moyenne (mm)

• **Formule de CHAUMONT**

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante:

$$c_e = 0.6 \left(1 - 10^{-0.36 \times \bar{p}^2} \right) \dots\dots\dots (II.35)$$

Ou : $L_e = P \cdot C_e \dots\dots\dots (II.36)$

$$A_0 = L_e \cdot S$$

Avec

- L_e : La lame écoulée
- S : Surface du bassin versant (Km²)
- \bar{P} : Précipitation moyenne (m)

• Formule de TURC

Cette formule établie à partir des observations faites sur 254 bassins versants situés sous tous les climats du globe, donne le déficit d'écoulement D.

$$D = \frac{P}{\left(0,9 + \left(\frac{P}{L}\right)^2\right)^{1/2}} \dots\dots\dots (II.37)$$

P et D en mm

Et avec

$$L = 300 + 25 T_o + 0,05 T_o^3 \dots\dots\dots (II.38)$$

Avec T_o définie comme la température moyenne.

$$L_e = P - D \dots\dots\dots (II.39)$$

• **Formule d’URGIPROVODKMOZ**

$$M_o = (p/340)^{2.24} \dots \dots \dots (II.40)$$

P en mm

Tableau II.19 : Récapitulatif de l'Apport moyenne interannuelle.

Formule Empirique	L’apport moyen annuel (Hm³)
F. SAMIE	15
F. DERIE II	6.25
F. de l’ARNH	11.36
F.MEDINGER	12.77
F.TURC	7.8
F. CHAUMONT	11.07
F.URGIPROVODKMOZ	16.99

Sur la base de tous ces résultats, nous avons jugé d’écarter les valeurs, de Turc, Chaumont, Medinger, et de Derie qui sont plus ou moins faibles. La valeur plus ou moins proche de la réalité est celle d’UGUIPROVODKHOZ, aussi la valeur retenue est

$A_o = 16.99 \text{hm}^3$, c’est-à-dire un débit spécifique

$M_o = 1.4 \text{ l/s /km}^2$ ou une lame d’eau écoulée $L_e = 44.12 \text{ mm}$.

II.5.1.2-Module de l’écoulement

$$M_e = A_o/T \dots \dots \dots (II.41)$$

A_o : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes $T = 31.536 \times 10^6 \text{ s}$.

D’où : $M_e = 538.75 \text{ l/s}$.

II.5.1.3-Module de l'écoulement relatif

$$M_0 = M_e/S \dots\dots\dots (II.42)$$

Avec

M_0 : Module de l'écoulement (l/s).

S : Surface de bassin versant (Km²).

D'où: $M_0 = 1.4 \text{ l/s/Km}^2$.

II.5.1.4-Lame d'eau écoulée

Elle est donnée par la formule suivante :

$$L_e = A_0/S \dots\dots\dots (II.43)$$

AN :

$$L_e = 44.12 \text{ mm}$$

II.5.1.5-Coefficient de l'écoulement

$$C_e = L_e/P_0 \dots\dots\dots (II.44)$$

AN :

$$C_e = 0.11$$

II.5.1.6-Coefficient de variation

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation C_v , estimé dans notre cas, à l'absence des informations hydrométriques, par des formules empiriques :

- **Formule de SOKOLOVSKY :**

Elle est donné par :

$$C_v = a + 0.063 \times \text{Log}_{10}(S + 1) \dots\dots\dots (II.45)$$

Avec

$$a = 0.78 - 0.29 \times \text{Log}_{10}(M_0) \dots\dots\dots (II.46)$$

- M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

- S : Superficie du bassin [Km²]

▪ **Formule de KRISTEKLY MENKEL :**

Elle est donné par :

$$Cv = 0.83 / (S^{0.06} + M_0^{0.27}) \dots\dots\dots (II.47)$$

Avec

M₀ : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

▪ **Formule d'ANTONOV**

$$Cv = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots\dots\dots (II.48)$$

Avec

S : Superficie du bassin [Km²]

▪ **Formule Algérienne de N.N PADOUM:**

Cette formule donne des bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établi à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algérie du nord elle s'écrit comme suit :

$$Cv = 0.93 \times K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots (II.49)$$

Avec

- K : coefficient de réduction K= (0.25-1.00) on prend K=0.55
- M : module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

▪ **Formule URGIPROVODKMOZ:**

Cette formule a été établie sur la base des données de l'apport de 21 bassins de petits Oueds de l'Algérie du Nord.

$$Cv = \frac{0,70}{Mo^{0,125}} \dots\dots\dots (II.50)$$

Où :

Mo : Débit ou module spécifique en l/s/km²

Tableau II.20 : Caractéristiques de l'écoulement

Caractéristiques		Valeurs	
Module de l'écoulement M_0 (l/s)		538.75	
Module spécifique M_0 (l/s/km ²)		1.4	
Lame d'eau écoulée moyenne Le (mm)		44.12	
Coefficient de l'écoulement C_e		0.11	
Coefficient de variation C_v	F. SOKOLOVSKY	0.9	$C_v = 0.67$
	F.ANTOV	0.35	
	F. KRISTEKLY- MENKEL	0.33	
	F.URGIPROVODKMOk	0.67	
	F. Algérienne de N.N PADOUM	0.47	

Conclusion

La valeur $C_v = 0,47$ obtenue par la formule de N.N PADOUM est finalement adoptée. Au site de l'Oued TROUCH

II.5.2-Irrégularité des apports

II.5.2.1- Les apports fréquentiels

Donc la distribution des apports fréquentiels sera régie par l'équation :

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(CV^2 + 1)}} \dots\dots\dots (II.51)$$

Avec

- $A\%$: Apport de fréquence donnée.
- μ : Variable réduite de Gauss.
- A_0 : Apport moyen annuel (Hm).
- C_v : Coefficient de variation.

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant :

Tableau II.21: Apports fréquentiels

Période de retour T (ans)	5/4	5	10	25	50	100	1000
Fréquence (%)	80	20	10	4	2	1	0.1
Le variable Gauss "μ"	-0.8279	0,7213	1.3033	2.0328	2.5656	3.0984	4.8934
Apport (Mm³)	10.62	21.22	27.52	38.13	48.38	61.38	136.86

II.5.2.2- Répartition mensuelle de l'apport 80 %

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80 % suit la même répartition mensuelle des précipitations, ce qui nous donne :

Tableau II.22: Moyennes mensuelles des apports de fréquence 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Août	Som
A(Hm³)	1,422	1,572	1,417	1,641	1,723	1,468	1,702	1,638	1,784	1,274	0,377	0,970	16.99
A 80%(Hm³)	0,859	0,949	0,856	0,991	1,040	0,886	1,028	0,989	1,077	0,77	0,228	0,586	10.62

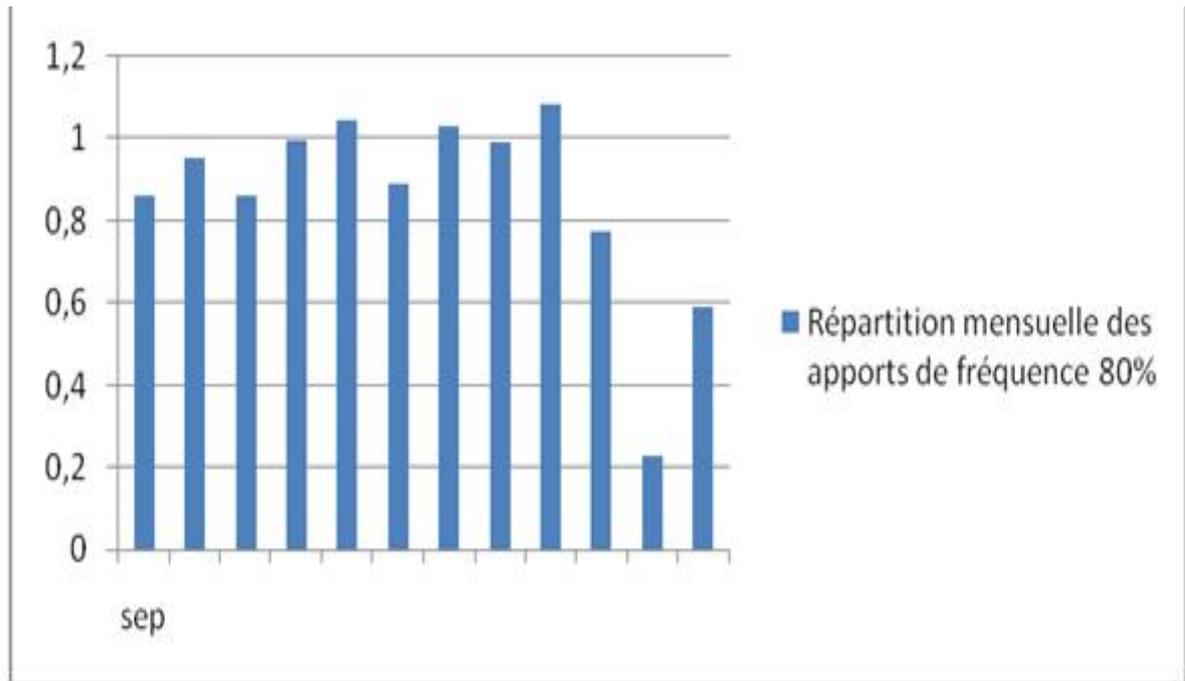


Figure II.11: Répartition mensuelle des apports de fréquence 80%

II.5.2.3- Les apports solides

L'évaluation de l'envasement est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement de l'ouvrage soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie.

Pour cela on doit calculer les apports solides durant une année de service du barrage et par défaut de manque de données sur les débits solides sur Oued Trough nous opterons pour un calcul empirique en utilisant les formules suivantes :

▪ **Formule de TIXERONT**

Celle ci a été établie sur la base de corrélations faites entre l'apport moyen liquide annuel et la perméabilité grâce à des données d'observations sur des oueds algériens et tunisiens.

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s \cdot T}{\sigma_s} \dots\dots\dots (II.52)$$

Tel que : $Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S \dots\dots\dots (II.53)$

Avec

Q_s : Débit solide en [tonne/an].

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

T : temps d'exploitation

: Caractéristique de perméabilité. On prend $\alpha = 350$ (perméabilité moyenne)

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en t / km² / An.

Où :

Elle est exprimée par :

$$E_s = r \cdot L_e^{0,15} \dots\dots\dots (II.54)$$

Où :

E_s : Apport solide moyen annuel en suspension en t / Km² / An

L_e : Lamé d'eau écoulée en mm

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du Bassin versant

$\alpha = 350$

Pour une Lamé d'eau écoulée de 44.12 mm, on obtient une valeur de 618 t/km² /An pour les transports solides en suspension.

$$A_s = E_s \cdot S \dots\dots\dots (II.55)$$

S: Superficie du Bassin versant en km²

$$A_s = 237806.71 \text{ tonnes / An.}$$

Le volume des solides est égal a:

$$V_s = A_s / \gamma_s \dots\dots\dots (II.56)$$

$$\gamma_s = 1.6 \text{ t/m}^3$$

$$V_s = 148629.19 \text{ m}^3 / \text{An}$$

▪ **Formule de SOGREAH**

$$E_s = r \cdot R^{0.15} \dots\dots\dots (II.57)$$

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du Bassin versant $\alpha = 350$

R : Pluie moyenne interannuelle ou module interannuel (mm)

$$E_s = 858.14 \text{ T/Km}^2/\text{An}$$

$$A_s = E_s \cdot S = 330383.49 \text{ tonnes / An.}$$

$$V_s = A_s / 1.6 = 206489.68 \text{ m}^3/\text{An}$$

Tableau II.23: Récapitulatif des résultats des apports solides et volumes morts

Formule	Apport solide (m ³ /ans)	Volume mort (m ³)
TIXERONT	148629.19	7431459.5
SOGREAH	206489.68	10324484

Nous remarquons sur la base des tous ces résultats que la valeur fournie par la formule de SOGREAH est surestimée, elle ne peut donc être représentative.

Les valeurs finalement optées sont, pour les transports solides sont celles obtenues par la formule de Tixeront, une valeur de :

$E_s = 618 \text{ t/Km}^2/\text{An}$, soit un taux de 237806.71 t/An , et un volume spécifique ou taux d'abrasion de $148629.19 \text{ m}^3/\text{An}$.

II.6 Etude des crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes.

Leur étude a pour but de déterminer les Hydrogrammes des crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maximums probables correspondants.

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

Les paramètres définissant une crue sont :

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

L'évaluation de débit de pointe probable de la crue est primordiale dans une étude de genre, ce qui n'oblige de bien l'estimer, sur la base de ce dernier on a décidé d'évaluer le débit de la crue par les trois méthodes suivantes :

- ✓ La méthode empiriques..... [01].
- ✓ La méthode synthétique ou bien méthode des isochrones..... [02].
- ✓ Une simulation à l'aide du Logiciel HEC-HMS..... [03].

II.6.1 Méthode empiriques

- **Estimation du débit maximum**

a. Formule de Mallet – Gauthier

Dans leur étude sur les problèmes de l'eau en Algérie, ils ont établi une formule exprimant le débit maximum de crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient K caractéristiques géographique et climatique du bassin versant.

$$Q_{max p\%} = 2.K \times \log(1 + 20.P) \times \frac{S}{\sqrt{L}} \times \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \dots\dots\dots(\text{II.58})$$

Avec

K : constante dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1-3, on prend (K=2)

P : Précipitation moyenne annuelle en m

S : Surface du bassin versant en Km²

L : Longueur du talweg principale en Km

T : Période de retour

b. Formule de Sokolovsky

$$Q_{max\ p\%} = \frac{0.28 \times (P_{tc} - H_0) \times \alpha \times S}{T_c} \times f \dots\dots\dots (II.59)$$

Avec

S : superficie du bassin versant.

P_{tc}: pluies de courte durée.

H₀: la perte d'eau initiale. Au nord d'Algérie H= 7mm.

T_c : temps de concentration.

α : coefficient de ruissellement du bassin versant.

f: coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

Tableau II.24 : Valeur de *α* en fonction de la fréquence

Fréquence (%)	10	2	1	0.5	0.1
	0.61	0.62	0.63	0.64	0.65

f: Coefficient de forme de la crue : $f = \left[\frac{12}{4+3\gamma} \right] \dots\dots\dots (II.60)$

Tel que :

Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2.5$

On prend : $\gamma = 2$ D'où : $f = 1.2$

c. Formule de Turraza

$$Q_{max\ p\%} = \frac{C \times I_{tc} \times S}{3.6} \dots\dots\dots (II.61)$$

Avec

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

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

Tableau II.25 : Valeur de C en fonction de la fréquence

Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.1
C	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.80

d. Formule de Giandotti

$$Q_{max\ p\%} = \frac{170 \times S \times (H_{moy} - H_{min})^{1/2}}{4 \times S^{1/2} + 1.5L} \times P_{tc} \dots\dots\dots (II.62)$$

Avec

S : superficie du bassin versant (Km²).

L : longueur du talweg principal (Km).

H_{moy}, *H_{min}*: altitudes moyennes et minimales (en m).

P_{tc}: pluies de courte durée.

Les résultats de calcul du débit max sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.26: Débits maximaux de crue

Formule		Mallet – Gauthier	Sokolovsky	Giandotti	Turraza	La moyenne
f (%)	T (ans)	Q _{max p%} (m3/s)				
10	10	495,761579	213,873073	267,189514	192,255429	292,269899
5	20	606,91738	250,610841	303,136698	237,950312	349,653808
2	50	728,269406	298,445567	349,814384	297,472986	418,500586
1	100	808,050426	338,02741	384,688517	352,292807	470,76479
0.1	1000	1029,61713	469,619341	502,187521	525,596442	631,755109

Sur la base de ces résultats, primitivement les valeurs adoptées sont celle de **Giandotti**: car elle est la plus proche à la moyenne.

II.6.2-Pluies de courte durée

A partir des pluies journalières maximales on a calculé les pluies de courte durée de même fréquence à partir de la formule suivante :

$$P_{ct} = P_{j \max} \left[\frac{T_c}{24} \right]^b \dots\dots\dots (II.63)$$

Où :

P_{tc} : pluie de courte durée de fréquence donnée (mm).

$P_{j \max}$: pluie max. journalière de même fréquence (mm).

T_c : temps de concentration (heure).

b : coefficient climatique tel que $b=0,77$.

Les résultats de calcul de pluie de courte durée sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.27: Pluies de courte durée

T (ans)	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	10	5	2	1	0.1
P_{ct} (mm)	19.20	22.84	28.32	32.26	47.47

II.6.3-Hydrogramme de crue

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

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

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

a. Pour la montée :

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots (II.64)$$

b. Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (II.65)$$

Avec

 t_m, t_d : temps de montée et de décrue.

m, n : puissances des paraboles pour les bassins de petites gabarits m=3 et n=2.

Temps de base: $t_b = t_m + t_d \dots\dots\dots (II.66)$ Tel que : $t_m = t_c = 12.54 \text{ h}$ $t_d = 3 * t_m = 37.62 \text{ h}$ $t_b = t_m + t_d = 50.16 \text{ h}$

Les résultats de calcul des débits de la crue ainsi que l'hydrogramme de crue par la méthode empirique pour les différentes périodes de retour sont illustrés dans le tableau II-28 et la fig. II-12

Tableau II.28: Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour

temps (h)	temps (h)	Q maxi 10% (m ³ /s)	Q maxi 5% (m ³ /s)	Q maxi 2% (m ³ /s)	Q maxi 1% (m ³ /s)	Q maxi 0.1% (m ³ /s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,50	0,50	0,42	0,48	0,56	0,61	0,80
1,00	1,00	1,70	1,93	2,22	2,45	3,19
1,50	1,50	3,82	4,34	5,01	5,50	7,19
2,00	2,00	6,80	7,71	8,90	9,79	12,77
2,50	2,50	10,62	12,05	13,90	15,29	19,96
3,00	3,00	15,29	17,35	20,02	22,02	28,74
3,50	3,50	20,81	23,61	27,25	29,97	39,12
4,00	4,00	27,19	30,84	35,59	39,14	51,10
4,50	4,50	34,41	39,04	45,05	49,54	64,67
5,00	5,00	42,48	48,19	55,61	61,16	79,84
5,50	5,50	51,40	58,31	67,29	74,00	96,60
6,00	6,00	61,17	69,40	80,08	88,07	114,97
6,50	6,50	71,79	81,45	93,99	103,36	134,93
7,00	7,00	83,26	94,46	109,00	119,87	156,48
7,50	7,50	95,58	108,44	125,13	137,61	179,64
8,00	8,00	108,74	123,38	142,37	156,57	204,39
8,50	8,50	122,76	139,28	160,72	176,75	230,73
9,00	9,00	137,63	156,15	180,19	198,15	258,68
9,50	9,50	153,35	173,98	200,76	220,78	288,22

10,00	10,00	169,91	192,77	222,45	244,63	319,35
10,50	10,50	187,33	212,53	245,25	269,71	352,09
11,00	11,00	205,59	233,26	269,17	296,01	386,42
11,50	11,50	224,71	254,94	294,19	323,53	422,35
12,00	12,00	244,67	277,59	320,33	352,27	459,87
12,54	0,00	267,19	303,14	349,81	384,69	502,19
13,00	0,50	256,68	291,21	336,05	369,55	482,43
13,50	1,00	246,44	279,60	322,65	354,82	463,20
14,00	1,50	236,49	268,31	309,61	340,48	444,48
14,50	2,00	226,80	257,32	296,93	326,54	426,28
15,00	2,50	217,38	246,63	284,60	312,98	408,58
15,50	3,00	208,23	236,25	272,62	299,80	391,37
16,00	3,50	199,34	226,16	260,98	287,00	374,66
16,50	4,00	190,70	216,36	249,67	274,57	358,43
17,00	4,50	182,32	206,85	238,70	262,50	342,68
17,50	5,00	174,19	197,62	228,05	250,79	327,39
18,00	5,50	166,30	188,67	217,72	239,43	312,56
18,50	6,00	158,65	180,00	207,71	228,42	298,19
19,00	6,50	151,25	171,60	198,01	217,76	284,27
19,50	7,00	144,07	163,46	188,62	207,43	270,79
20,00	7,50	137,13	155,58	179,53	197,43	257,74
20,50	8,00	130,41	147,96	170,74	187,76	245,11
21,00	8,50	123,92	140,59	162,24	178,41	232,91
21,50	9,00	117,64	133,47	154,02	169,38	221,12
22,00	9,50	111,59	126,60	146,09	160,66	209,73
22,50	10,00	105,74	119,97	138,44	152,24	198,74
23,00	10,50	100,10	113,57	131,05	144,12	188,14
23,50	11,00	94,66	107,40	123,94	136,29	177,92
24,00	11,50	89,43	101,46	117,08	128,76	168,09
24,50	12,00	84,39	95,75	110,49	121,50	158,62
25,00	12,50	79,55	90,25	104,14	114,53	149,51
25,50	13,00	74,89	84,97	98,05	107,82	140,76
26,00	13,50	70,42	79,89	92,20	101,39	132,36
26,50	14,00	66,13	75,03	86,58	95,21	124,29
27,00	14,50	62,02	70,36	81,20	89,29	116,57
27,50	15,00	58,08	65,90	76,04	83,62	109,17
28,00	15,50	54,31	61,62	71,11	78,20	102,09
28,50	16,00	50,71	57,54	66,40	73,02	95,32
29,00	16,50	47,28	53,64	61,90	68,07	88,86
29,50	17,00	44,00	49,92	57,60	63,35	82,69
30,00	17,50	40,87	46,37	53,51	58,85	76,82
30,50	18,00	37,90	43,00	49,62	54,57	71,24

31,00	18,50	35,08	39,80	45,92	50,50	65,93
31,50	19,00	32,40	36,76	42,41	46,64	60,89
32,00	19,50	29,86	33,87	39,09	42,99	56,12
32,50	20,00	27,45	31,15	35,94	39,53	51,60
33,00	20,50	25,18	28,57	32,97	36,25	47,33
33,50	21,00	23,04	26,14	30,16	33,17	43,30
34,00	21,50	21,02	23,85	27,52	30,27	39,51
34,50	22,00	19,13	21,70	25,04	27,54	35,95
35,00	22,50	17,35	19,68	22,71	24,98	32,60
35,50	23,00	15,68	17,79	20,53	22,58	29,47
36,00	23,50	14,13	16,03	18,50	20,34	26,55
36,50	24,00	12,68	14,39	16,60	18,26	23,83
37,00	24,50	11,33	12,86	14,84	16,32	21,30
37,50	25,00	10,09	11,44	13,21	14,52	18,96
38,00	25,50	8,93	10,14	11,70	12,86	16,79
38,50	26,00	7,87	8,93	10,31	11,34	14,80
39,00	26,50	6,90	7,83	9,03	9,94	12,97
39,50	27,00	6,01	6,82	7,87	8,65	11,30
40,00	27,50	5,20	5,90	6,81	7,49	9,78
40,50	28,00	4,47	5,07	5,85	6,43	8,40
41,00	28,50	3,81	4,32	4,98	5,48	7,15
41,50	29,00	3,21	3,65	4,21	4,63	6,04
42,00	29,50	2,69	3,05	3,52	3,87	5,05
42,50	30,00	2,22	2,52	2,91	3,20	4,17
43,00	30,50	1,81	2,06	2,37	2,61	3,40
43,50	31,00	1,46	1,65	1,91	2,10	2,74
44,00	31,50	1,15	1,31	1,51	1,66	2,16
44,50	32,00	0,89	1,01	1,17	1,28	1,67
45,00	32,50	0,67	0,76	0,88	0,97	1,27
45,50	33,00	0,49	0,56	0,65	0,71	0,93
46,00	33,50	0,35	0,40	0,46	0,51	0,66
46,50	34,00	0,24	0,27	0,31	0,34	0,45
47,00	34,50	0,15	0,17	0,20	0,22	0,29
47,50	35,00	0,09	0,10	0,12	0,13	0,17
48,00	35,50	0,05	0,05	0,06	0,07	0,09
48,50	36,00	0,02	0,02	0,03	0,03	0,04
49,00	36,50	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
49,50	37,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
50,00	37,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

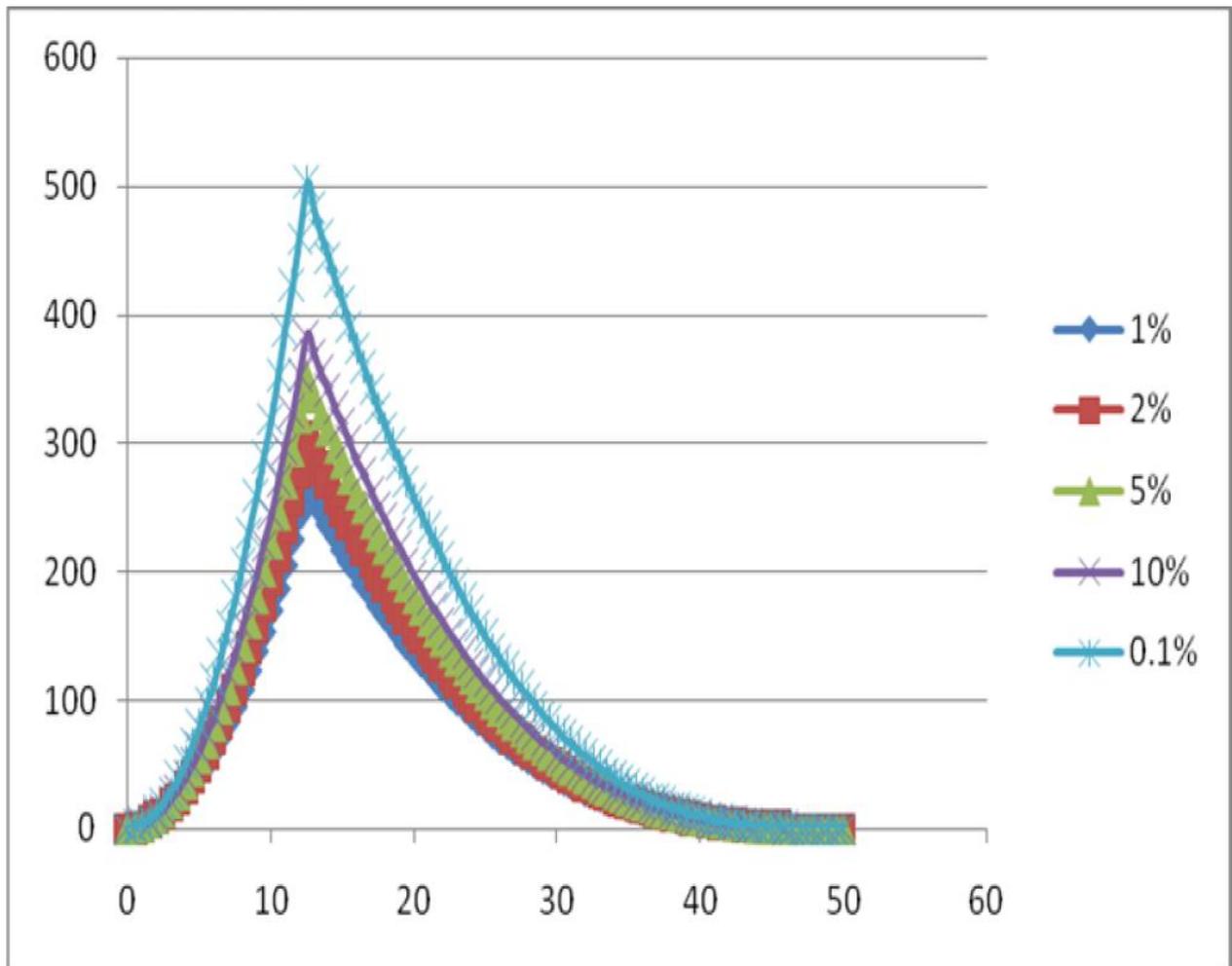


Figure II.12: Représentation des Hydrogrammes des crues pour différentes période

II.6.4-Choix des crues

II.6.4.1-Choix de la crue de projet

La crue du projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Alors que le choix de la crue de ce projet dépend, essentiellement, de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent se produire à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre peu engendrer la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton où on peut faire des réparations lors du passage d'une crue

exceptionnelle. Rappelons, aussi que pour la détermination de la crue de projet, deux approches sont à notre disposition :

- l'approche déterministe qui est basée sur l'observation et l'historique.
- l'approche probabiliste qui est basée sur la statique.
- La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de la qualité et la quantité des données.
- la précision.
- la bonne estimation.

Tableau II.29-Crue de projet recommandée

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

Source : Mémoire 2011 BERRAMDANE NOUR EL HOUDA

Nous pouvons, aussi déterminé de la crue de projet en tenant compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité...).

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

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r.$$

I_a : Représente le produit des indices mineurs (intensité des crues et difficultés topographiques).

I_d : Représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques.

I_r : Représente les risques.

1/ Lorsque ($I_g = 1$), cela veut que le risque est faible. Alors, on dimensionne l'évacuateur de crues ou le déversoir pour une crue centennale.

2/ Lorsque ($I_g = 2$), cela veut dire que le risqué est moyen. Alors, on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinquantennale.

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

Tableau II-30 : Choix de la crue de projet.

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modère)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{\max}(0.1\%) + \text{revanche}$	$Q_{\max}(0.1\%) + \text{revanche majorée}$ avec vérification pour $Q_{\max}(0,1\%)$ et $Q_{\max}(0,2\%)$	$Q_{\max}(0.1\%)$

Source : Mémoire 2011 BERRAMDANE NOUR EL HOUDA

Pour notre cas, nous pouvons considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont un peu importantes, par conséquent on accepte un risque moyen ($I_g = 3$) et on opte pour la crue (1/1000).

Donc, pour un débit qui vaut $Q_{0.1\%} = 502,19 \text{ (m}^3/\text{s)}$

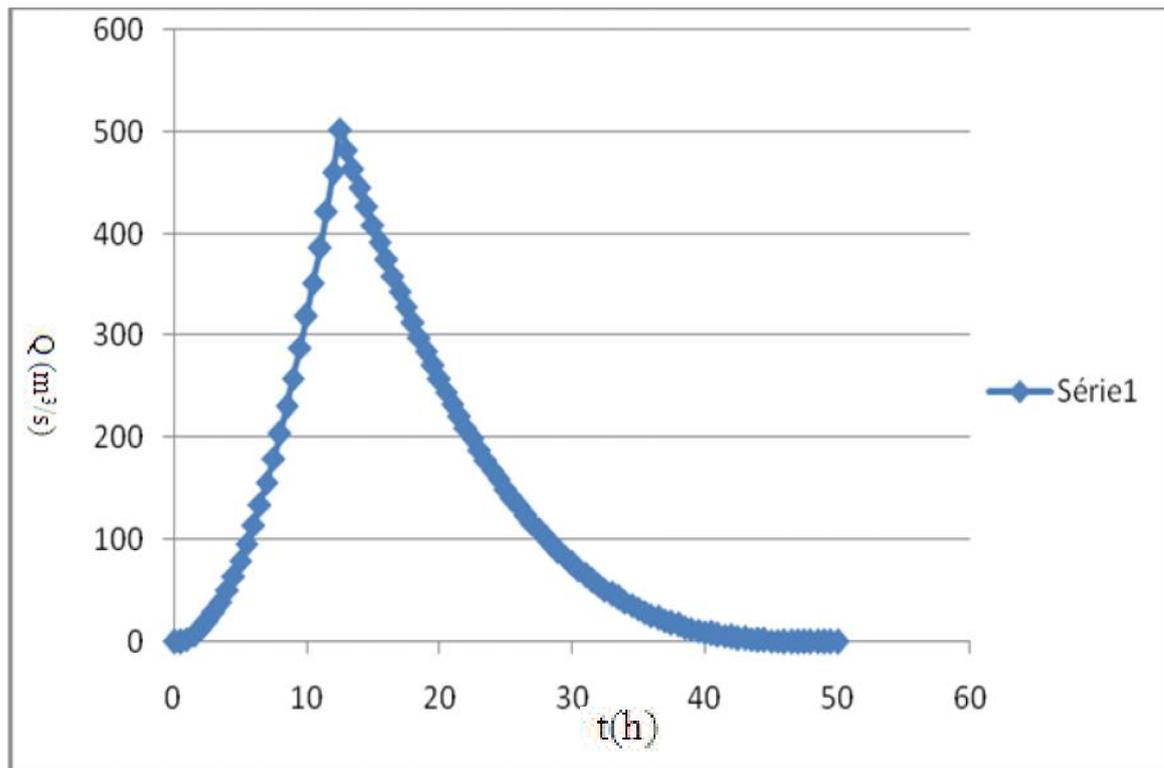


Figure II.13: L' hydrogramme synthétique des crues pour une fréquence de 0.1%

II.6.4.2 Choix de la crue de chantier

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

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

En cas du dépassement de celle-ci, des dégâts seront très probables, elles seront provoquées par les crues lors de la phase de réalisation. Les conséquences seront lourdes sur les coûts de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement ainsi que sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, alors qu'une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage.

La fréquence du débit maximal attribuée à chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité. La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau, tandis que, l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues cinquantenales ou même centennale, mais en Algérie, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans.

Cependant, lorsque le batardeau est inclut dans la digue, on peut lui attribué une petite surélévation, car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre, si le batardeau est indépendant de la digue, là il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est posé provisoirement.

Donc, en prenant en compte toutes ces exigences, le choix de la crue (20 ans) serait le plus adapté pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

$$Q_{5\%} = 303.14 \text{ m}^3/\text{s}$$

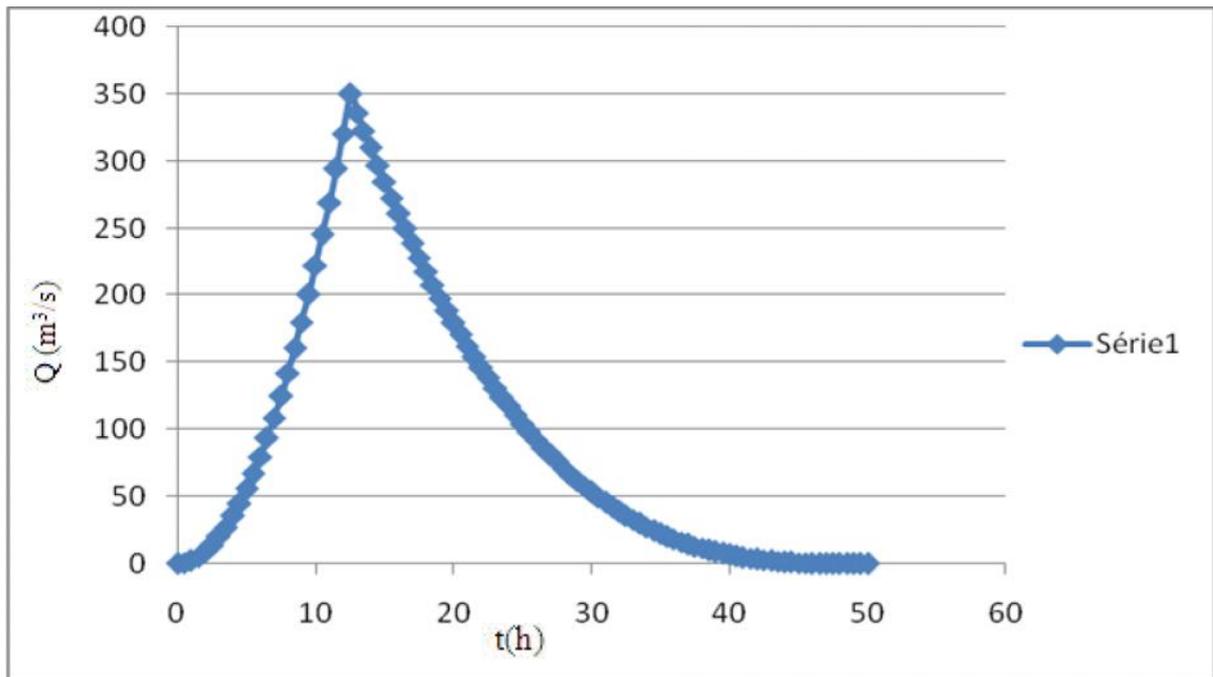


Figure II-14 :L'Hydrogramme synthétique Pour une période de retour de 20 ans

II.6.4.3 Calcule du volume de la crue

Le volume est déterminé sur la base de l'hydrogramme de crue par considération que ce dernier est sous forme triangulaire et on calcule la surface engendrée par cette forme géométrique pour avoir notre volume de crue pour une période de retour de 100 ans.

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_{crue} = \frac{Q_{max,1\%} \times t_b}{2} \dots\dots\dots (II.67)$$

Avec

$Q_{max,1\%}$: Débit probable pour une période de retour de 100 ans

t_b :Temps de base (50.16 heure)

D'où : $V_{crue} = 34.71 \text{ Mm}^3$

II.7-Régularisation

Pour les raisons suivantes on ne peut pas régulariser le débit dans notre cas :

- ✓ L'installation des canaux d'irrigation nous oblige pour limiter la hauteur de la pelle, la crête et donc le niveau d'eau normal (proposé par le maître d'ouvrage).
- ✓ Le manque des données qui est concerné des besoins d'agriculture de la région
- ✓ L'utilité du barrage ces d'effectuer des terres agricoles autour de la région d'une façon que la surface des terres et le type agriculture dépendent du l'apport annuel.
- ✓ Un grand débit des crues avec un lit de cuvette ramassé indique que ya pas des débits à régulariser.

II.8 Laminage des crues

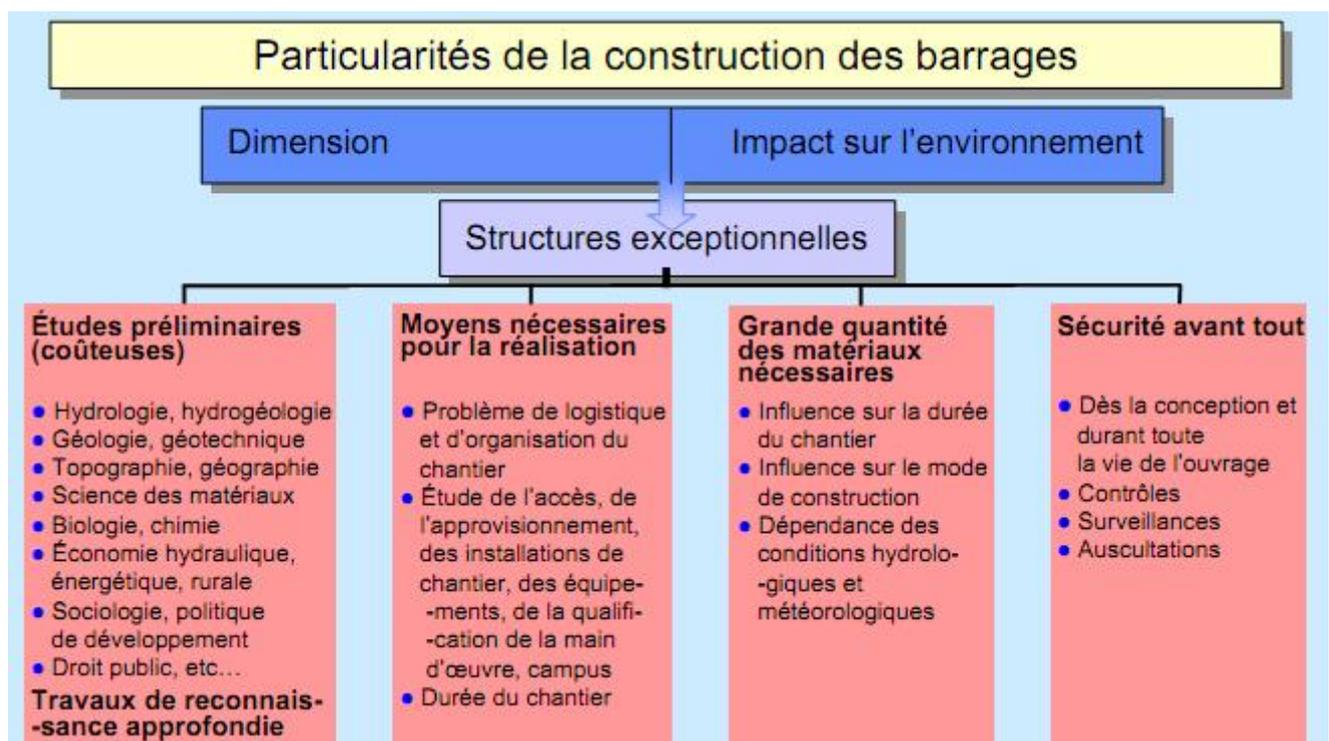


Figure II.15 : Particularités de la construction des barrages (Source : Techniques des barrages)

Remarque

Dans notre cas on attire que notre barrage c'est un barrage deversoir avec une largeur de 23.12 m pour les raisons suivantes :

- Hydrologie : un grand débit qui traverse le barrage
- Géologie : un lit de cuvette ramassé
- Topographie : quelque agglomérations qui sont situés dans les rives gênent l'allongement de la digue et aussi la hauteur du barrage donc un barrage en terre est un peu difficile a réaliser.
- Droit public : Les habitants ils ne sont pas obligés pour changer l'endroit du logement.

Sécurité avant tout.

- La facilité des travaux de construction

Conclusion

Le type considéré pour ce barrage est barrage déversoir

$$H_B = C_{\max} - C_f \dots \dots \dots (II.70)$$

C_{crete} : Cote max =798m

C_f : Cote du fond =790m

H_B : Hauteur du la pelle=8m

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

$$Qdt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots \dots \dots (II.68)$$

Q : Le débit entrant de la crue;

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

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

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots \dots \dots (III.69)$$

D'où :

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

Il existe plusieurs procédés de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de Kotcherine.

II.8 .1-1-Les courbes topographiques

Tableau II-31 : Surface-Hauteur/Capacité-Hauteur

cote(m)	Hm	S Km2	S moy	H m	V m3	Vh
790	0	0	0,01	1	0,00667	0,00667
791	1	0,02	0,5	1	0,255	0,26167
792	2	0,98	2,61	1	1,555	1,81667
793	3	4,24	6,2117	1	4,41085	6,22752
794	4	8,1834	11,0667	1	8,6392	14,8667
795	5	13,95	18,04	1	14,5534	29,4201
796	6	22,13	26,94	1	22,49	51,9101
797	7	31,75	36,195	1	31,5675	83,4776
798	8	40,64	47,05	1	41,6225	125,1
799	9	53,46	59,795	1	53,4225	178,523
800	10	66,13	72,625	1	66,21	244,733
801	11	79,12	86,285	1	79,455	324,188
802	12	93,45	46,725	1	66,505	390,693

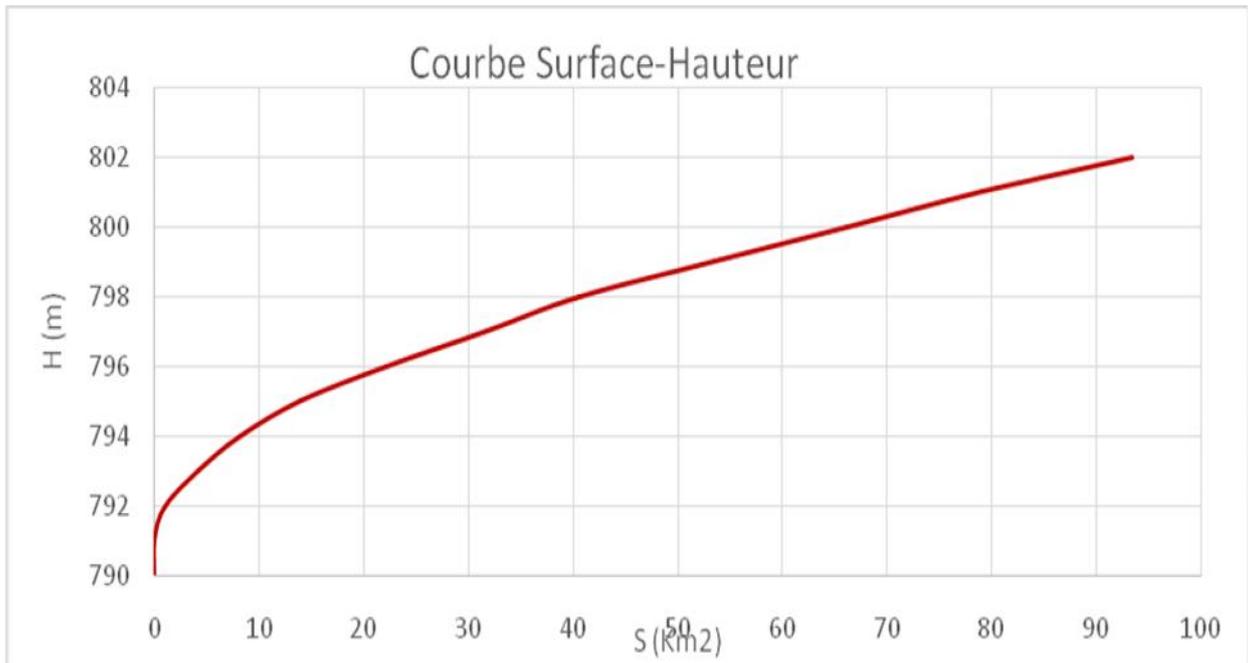


Figure II-16 : Courbe Surface-Hauteur

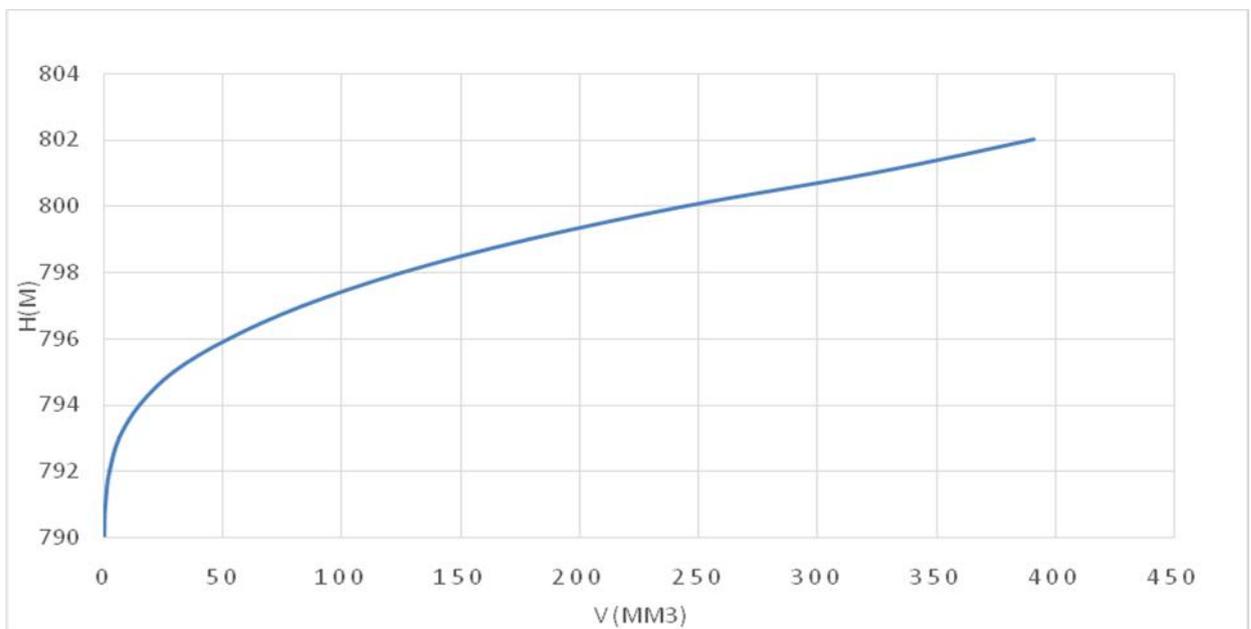


Figure II-17 : Courbe Capacité-Hauteur

✓ **Estimation du NNR**

Dans un barrage déversoir la cote du crête est l'idem avec la cote NNR

$$NNR = C_{max}$$

AN :

$$NNR = 798m$$

Remarque

A l'aide du courbe Capacité-Hauteur on peut déduire le volume NNR telle que :

Après la projection :

$$V_{NNR} = 125 Mm^3$$

Alors :

$$V_u = V_{NNR} - V_m \dots \dots \dots (II.83)$$

$$V_u = 117.57 Mm^3$$

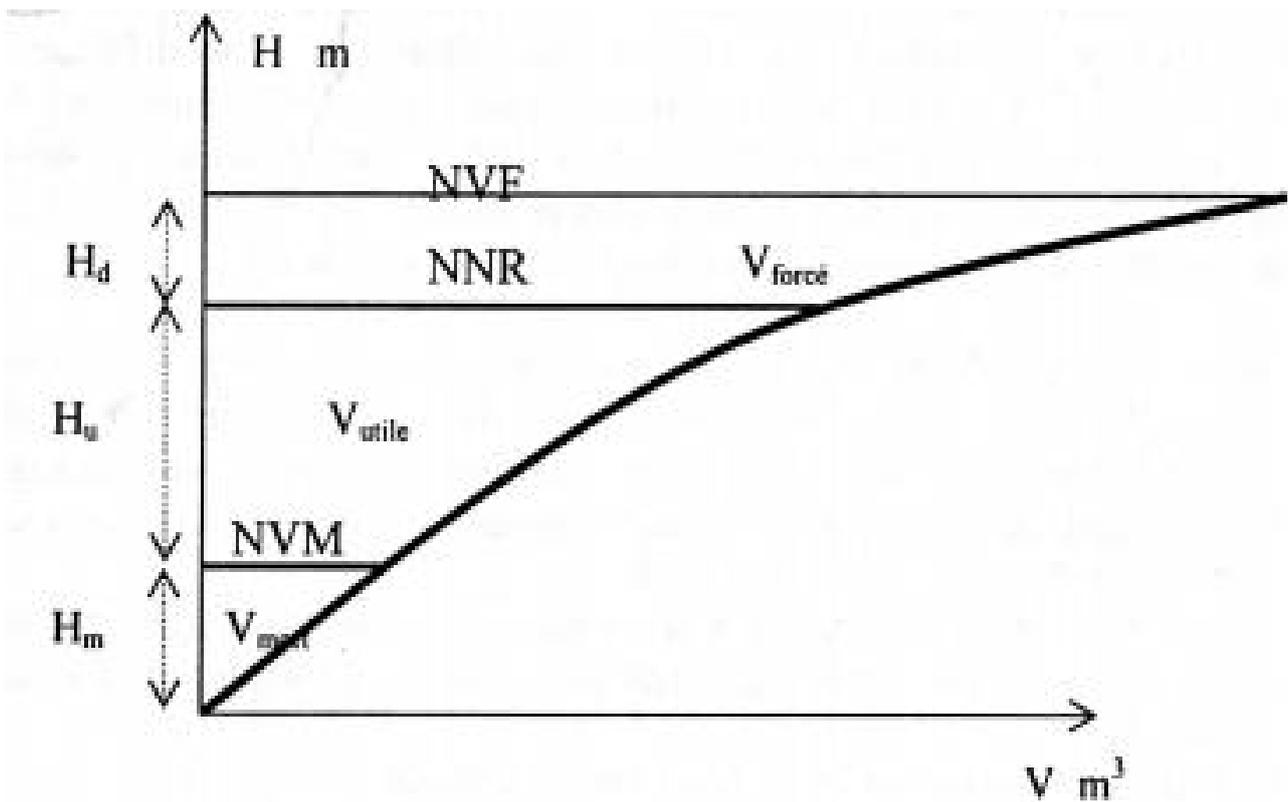


Figure II.18 : Représentation des différents volumes

II.8 .3La méthode de Hildenblat

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

✚ Equation du bilan d'eau

$$Q dt = q dt + S dH, \dots\dots\dots(\text{II.84})$$

Soit : $Q_{\text{moy}}\Delta t = q_{\text{moy}}\Delta t + \Delta V \dots\dots\dots(\text{II.85})$

Avec

$$\Delta V = S \Delta H \dots\dots\dots(\text{II.86})$$

Donc : $Q_{\text{moy}} = \frac{Q_1 + Q_2}{2} \dots\dots\dots(\text{II.87})$

ET $q_{\text{moy}} = \frac{q_1 + q_2}{2}$

$$\Delta V = V_2 - V_1 \Rightarrow \frac{Q_1 + Q_2}{2} \Delta t + \frac{q_1 + q_2}{2} + V_2 - V_1 \dots\dots\dots(\text{II.88})$$

Donc on trouve :

$$Q_{\text{moy}}\Delta t = \frac{1}{2} q_1 \Delta t + \frac{1}{2} q_2 \Delta t + V_2 - V_1 \dots\dots\dots(\text{II.89})$$

On a : $-(V_2 + \frac{1}{2} q_2 \Delta t) = -Q_{\text{moy}}\Delta t + \frac{1}{2} q_1 \Delta t + V_2 - V_1 \dots\dots\dots(\text{II.90})$

$$V_2 + \frac{1}{2} q_2 \Delta t = Q_{\text{moy}}\Delta t - \frac{1}{2} q_1 \Delta t + V_1 \dots\dots\dots(\text{II.91})$$

$$\frac{1}{2} q_1 \Delta t = -q_1 \Delta t - \frac{1}{2} q_1 \Delta t = \frac{2q_1 \Delta t - q_1 \Delta t}{2} \dots\dots\dots(\text{II.92})$$

On pose : $V_2 + \frac{1}{2} q_2 \Delta t = Q_{\text{moy}}\Delta t + V_1 - q_1 \Delta t + \frac{1}{2} q_1 \Delta t$
 $= Q_{\text{moy}}\Delta t + V_1 + \frac{1}{2} q_1 \Delta t - q_1 \Delta t \dots\dots\dots(\text{II.93})$

Pour faire le laminage des crues par cette méthode, on doit avoir les données suivantes :

- Hydrogramme de crue fréquentiel : $Q_{p\%} = f(t)$.
- Courbe des volumes d'eau dans la retenue : $V = f(H)$.
- Courbe des variations d'eau dans la retenue au dessus du niveau normal de la retenue.

La charge maximale déversant h_d

$$b = \frac{q_{\text{max}p\%}}{m H_d^{3/2} \sqrt{2g}} \dots\dots\dots(\text{II.94})$$

Où :

m : Coefficient de débit dépendant du type de déversoir

b : Largeur du déversoir

 h_d : Charge sur le déversoir**Remarque**

La largeur du déversoir est une donnée topographique telle que le déversoir est implanté sur toute la longueur de la digue ($b=243.12m$)

m : 0.4

AN :

 $h_d=1.1m$

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au dessous du déversoir est calculée et tracée :

$$q = f(V + \frac{1}{2}q \Delta t) \dots\dots\dots (II.95)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.32 : Volumes et débits déversant.

cote (m)	$h_d(m)$	q (m ³ /s)	t(H)	1/2 q t	V(m)	$V+1/2 q t$
798	0	0,00	1	0,00	125	125,00
798,1	0,1	13,62	1	0,02	128,3	128,32
798,2	0,2	38,53	1	0,07	133	133,07
798,3	0,3	70,78	1	0,13	136,94	137,07
798,4	0,4	108,97	1	0,20	141,04	141,24
798,5	0,5	152,29	1	0,27	146,07	146,34
798,6	0,6	200,20	1	0,36	151,62	151,98
798,7	0,7	252,28	1	0,45	158,25	158,70
798,8	0,8	308,22	1	0,55	164,81	165,36
798,9	0,9	367,78	1	0,66	170,42	171,08
799	1	430,75	1	0,78	175,9	176,68
799,1	1,1	496,96	1	0,89	182,26	183,15
799,2	1,2	566,24	1	1,02	188,54	189,56
799,3	1,3	638,48	1	1,15	194,07	195,22

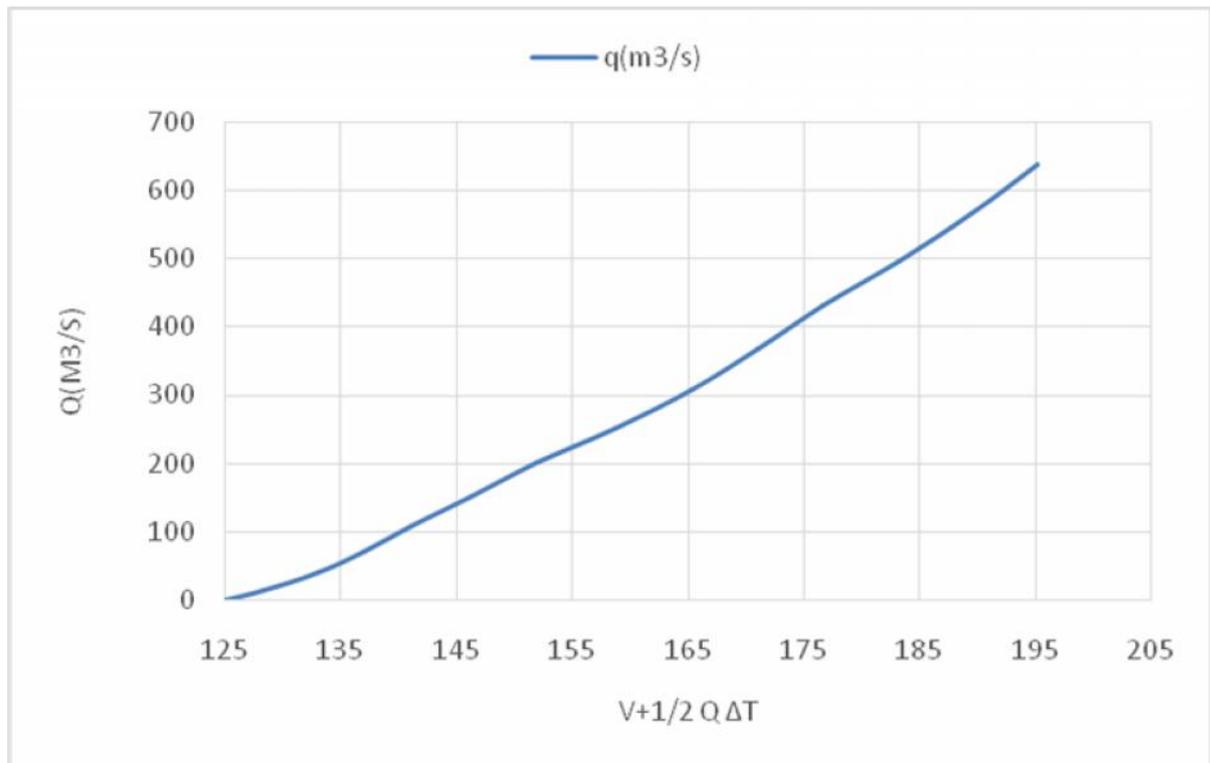


Figure II.19 : Courbe des débits déversants

Disposant des courbes suivantes, on procède au laminage proprement dit :

$$\begin{cases} Q = f(t) \\ V = f(H) \\ V = f\left(V + \frac{1}{2}q\Delta t\right) \end{cases}$$

Le tableau suivant représenté les résultats du laminage par la méthode Hildenblat :

Tableau II.33: Calcul du Laminage de la crue par la méthode de HILDENBLAT

temps (h)	Q(m3/s)	Qmoy (m3/s)	Qmoy-q	(Qmoy-q) t	V+1/2 q t	qi
0,00	0,00					
0,50	0,80	0,39919308	0,39919308	0,00071855	125	0
1,00	3,19	1,99596538	0,53596538	0,00096474	125,000719	4,38
1,50	7,19	5,18951	2,72951	0,00491312	125,001683	7,38
2,00	12,77	9,97982691	6,51982691	0,01173569	125,006596	10,38
2,50	19,96	16,3669161	12,8669161	0,02316045	125,018332	10,5

3,00	28,74	24,3507777	20,6707777	0,0372074	125,041493	11,04
3,50	39,12	33,9314115	30,1514115	0,05427254	125,0787	11,34
4,00	51,10	45,1088177	41,2988177	0,07433787	125,132972	11,43
4,50	64,67	57,8829961	54,3829961	0,09788939	125,20731	10,5
5,00	79,84	72,2539469	65,8539469	0,1185371	125,3052	19,2
5,50	96,60	88,2216699	81,1216699	0,14601901	125,423737	21,3
6,00	114,97	105,786165	98,3461653	0,1770231	125,569756	22,32
6,50	134,93	124,947433	116,847433	0,21032538	125,746779	24,3
7,00	156,48	145,705473	136,005473	0,24480985	125,957104	29,1
7,50	179,64	168,060285	156,580285	0,28184451	126,201914	34,44
8,00	204,39	192,01187	179,68187	0,32342737	126,483759	36,99
8,50	230,73	217,560227	203,260227	0,36586841	126,807186	42,9
9,00	258,68	244,705356	227,305356	0,40914964	127,173054	52,2
9,50	288,22	273,447257	253,047257	0,45548506	127,582204	61,2
10,00	319,35	303,785931	279,725931	0,50350668	128,037689	72,18
10,50	352,09	335,721377	308,561377	0,55541048	128,541196	81,48
11,00	386,42	369,253596	337,953596	0,60831647	129,096606	93,9
11,50	422,35	404,382587	369,142587	0,66445666	129,704923	105,72
12,00	459,87	441,10835	400,79835	0,72143703	130,369379	120,93
12,54	502,19	481,030212	436,210212	0,84799265	131,090816	134,46
13,00	482,43	492,310712	443,170712	0,7338907	131,938809	147,42
13,50	463,20	472,814729	419,724729	0,75550451	132,6727	159,27
14,00	444,48	453,840392	395,680392	0,71222471	133,428204	174,48
14,50	426,28	435,380627	372,590627	0,67066313	134,140429	188,37
15,00	408,58	417,42836	350,25836	0,63046505	134,811092	201,51
15,50	391,37	399,976517	329,136517	0,59244573	135,441557	212,52
16,00	374,66	383,018023	308,428023	0,55517044	136,034003	223,77
16,50	358,43	366,545805	288,475805	0,51925645	136,589173	234,21
17,00	342,68	350,552789	270,042789	0,48607702	137,10843	241,53
17,50	327,39	335,0319	251,4219	0,45255942	137,594507	250,83
18,00	312,56	319,976064	233,456064	0,42022092	138,047066	259,56
18,50	298,19	305,378208	216,698208	0,39005677	138,467287	266,04
19,00	284,27	291,231256	200,301256	0,36054226	138,857344	272,79
19,50	270,79	277,528135	184,148135	0,33146664	139,217886	280,14
20,00	257,74	264,261771	168,911771	0,30404119	139,549353	286,05
20,50	245,11	251,425089	154,105089	0,27738916	139,853394	291,96
21,00	232,91	239,011016	139,621016	0,25131783	140,130783	298,17
21,50	221,12	227,012477	126,212477	0,22718246	140,382101	302,4
22,00	209,73	215,422398	112,462398	0,20243232	140,609284	308,88
22,50	198,74	204,233705	100,523705	0,18094267	140,811716	311,13
23,00	188,14	193,439325	89,2593245	0,16066678	140,992659	312,54
23,50	177,92	183,032182	78,0121816	0,14042193	141,153325	315,06

24,00	168,09	173,005202	67,0452023	0,12068136	141,293747	317,88
24,50	158,62	163,351313	56,5413126	0,10177436	141,414429	320,43
25,00	149,51	154,063438	46,6934382	0,08404819	141,516203	322,11
25,50	140,76	145,134505	37,2045052	0,06696811	141,600251	323,79
26,00	132,36	136,557439	28,2474393	0,05084539	141,667219	324,93
26,50	124,29	128,325166	18,9851665	0,0341733	141,718065	328,02
27,00	116,57	120,430612	10,5206125	0,0189371	141,752238	329,73
27,50	109,17	112,866703	2,86670331	0,00516007	141,771175	330
28,00	102,09	105,626365	-4,3936352	-0,0079085	141,776335	330,06
28,50	95,32	98,7025227	-11,287477	-0,0203174	141,768427	329,97
29,00	88,86	92,0881031	-17,621896	-0,0317194	141,748109	329,13
29,50	82,69	85,7760317	-23,753968	-0,0427571	141,71639	328,59
30,00	76,82	79,7592344	-29,240765	-0,0526333	141,673633	327
30,50	71,24	74,0306372	-34,279362	-0,0617028	141,620999	324,93
31,00	65,93	68,5831658	-39,536834	-0,0711663	141,559296	324,36
31,50	60,89	63,4097461	-44,050253	-0,0792904	141,48813	322,38
32,00	56,12	58,5033041	-48,306695	-0,0869520	141,40884	320,43
32,50	51,60	53,8567655	-52,483234	-0,0944698	141,321888	319,02
33,00	47,33	49,4630563	-56,686943	-0,1020365	141,227418	318,45
33,50	43,30	45,3151023	-60,084897	-0,1081528	141,125381	316,2
34,00	39,51	41,4058295	-63,804170	-0,1148475	141,017228	315,63
34,50	35,95	37,7281636	-65,791836	-0,1184253	140,902381	310,56
35,00	32,60	34,2750305	-69,154969	-0,1244789	140,783956	310,29
35,50	29,47	31,0393561	-71,540643	-0,1287731	140,659477	307,74
36,00	26,55	28,0140664	-73,53593	-0,13236	140,530703	304,65
36,50	23,83	25,1920871	-76,16791	-0,13710	140,398339	304,08
37,00	21,30	22,5663441	-77,76366	-0,13997	140,261237	300,99
37,50	18,96	20,1297633	-79,07024	-0,14233	140,121262	297,6
38,00	16,79	17,8752706	-81,23473	-0,14622	139,978936	297,33
38,50	14,80	15,7957918	-81,71421	-0,14709	139,832713	292,53
39,00	12,97	13,8842529	-83,06575	-0,14952	139,685627	290,85
39,50	11,30	12,1335796	-83,49642	-0,15029	139,536109	286,89
40,00	9,78	10,5366979	-84,43330	-0,15198	139,385816	284,91
40,50	8,40	9,08653357	-85,04347	-0,15308	139,233836	282,39
41,00	7,15	7,77601258	-85,31399	-0,15357	139,080757	279,27
41,50	6,04	6,59806075	-85,56194	-0,15401	138,927192	276,48
42,00	5,05	5,54560397	-85,38440	-0,15369	138,773181	272,79
42,50	4,17	4,6115681	-85,84843	-0,15453	138,619489	271,38
43,00	3,40	3,78887902	-85,08112	-0,15315	138,464962	266,61
43,50	2,74	3,07046258	-85,13954	-0,15325	138,311816	264,63
44,00	2,16	2,44924468	-84,26076	-0,15167	138,158564	260,13
44,50	1,67	1,91815118	-84,41185	-0,15194	138,006895	258,99

45,00	1,27	1,47010794	-83,07989	-0,14954	137,854954	253,65
45,50	0,93	1,09804085	-82,79196	-0,14903	137,70541	251,67
46,00	0,66	0,79487576	-83,62512	-0,15053	137,556384	253,26
46,50	0,45	0,55353856	-81,45646	-0,14662	137,405859	246,03
47,00	0,29	0,36695512	-81,08304	-0,14595	137,259238	244,35
47,50	0,17	0,22805131	-79,72195	-0,14350	137,113288	239,85
48,00	0,09	0,12975299	-79,53025	-0,14315	136,969789	238,98
48,50	0,04	0,06498604	-78,28501	-0,14091	136,826634	235,05
49,00	0,01	0,02667633	-77,66332	-0,13979	136,685721	233,07
49,50	0,00	0,00774974	-76,18225	-0,13713	136,545927	228,57
50,00	0,00	0,00113212	-75,24887	-0,13545	136,408799	225,75
50,50	0,00	-0,0002506	-74,78025	-0,13460	136,273351	224,34
60	0,00	-0,0002587	-74,12026	-0,13342	136,138747	222,36
65,00	0,00	0	-73,09000	-1,31562	136,00533	219,27
70,00	0,00	0	-64,54000	-1,16172	134,68971	193,62
75,00	0,00	0	-57,69000	-1,03842	133,52799	173,07
80,00	0,00	0	-51,49000	-0,92682	132,48957	154,47
85,00	0,00	0	-45,29000	-0,81522	131,56275	135,87
90,00	0,00	0	-39,84000	-0,71712	130,74753	119,52
95,00	0,00	0	-36,27000	-0,65286	130,03041	108,81
100,00	0,00	0	-31,30000	-0,56340	129,37755	93,9
105,00	0,00	0	-27,54000	-0,49572	128,81415	82,62
110,00	0,00	0	-23,88000	-0,42984	128,31843	71,64
115,00	0,00	0	-22,15000	-0,39870	127,88859	66,45
120,00	0,00	0	-18,34000	-0,33012	127,48989	55,02
125,00	0,00	0	-16,27000	-0,29286	127,15977	48,81
130,00	0,00	0	-14,92000	-0,26856	126,86691	44,76
135,00	0,00	0	-12,14000	-0,21852	126,59835	36,42
140,00	0,00	0	-10,63000	-0,19134	126,37983	31,89
145,00	0,00	0	-9,32000	-0,16776	126,18849	27,96
150,00	0,00	0	-8,47000	-0,15246	126,02073	25,41
155,00	0,00	0	-7,54000	-0,13572	125,86827	22,62
160,00	0,00	0	-6,69000	-0,12042	125,73255	20,07
165,00	0,00	0	-5,00000	-0,09000	125,61213	15
170,00	0,00	0	-4,72000	-0,08496	125,52213	14,16
175,00	0,00	0	-4,15000	-0,07470	125,43717	12,45
180,00	0,00	0	-3,87000	-0,06966	125,36247	11,61
185,00	0,00	0	-2,84000	-0,05112	125,29281	8,52
190,00	0,00	0	-2,65000	-0,04770	125,24169	7,95
195,00	0,00	0	-1,81000	-0,03258	125,19399	5,43
200,00	0,00	0	-1,62000	-0,02916	125,16141	4,86
205,00	0,00	0	-1,43000	-0,02574	125,13225	4,29

210,00	0,00	0	-1,24000	-0,02232	125,10651	3,72
215,00	0,00	0	-0,97000	-0,01746	125,08419	2,91
220,00	0,00	0	-0,87000	-0,01566	125,06673	2,61
225,00	0,00	0	-0,78000	-0,01404	125,05107	2,34
230,00	0,00	0	-0,55000	-0,00990	125,03703	1,65
235,00	0,00	0	-0,59000	-0,01062	125,02713	1,77
240,00	0,00	0	-0,45000	-0,00810	125,01651	1,35
245,00	0,00	0	-0,20000	-0,00360	125,00841	0,6
250,00	0,00	0	0,00000	0,00000	125,00481	0
255,00	0,00	0	0,00000	0,00000	125,00481	0

Remarque

Le débit du dimensionnement est égal à **330.06m³/s**

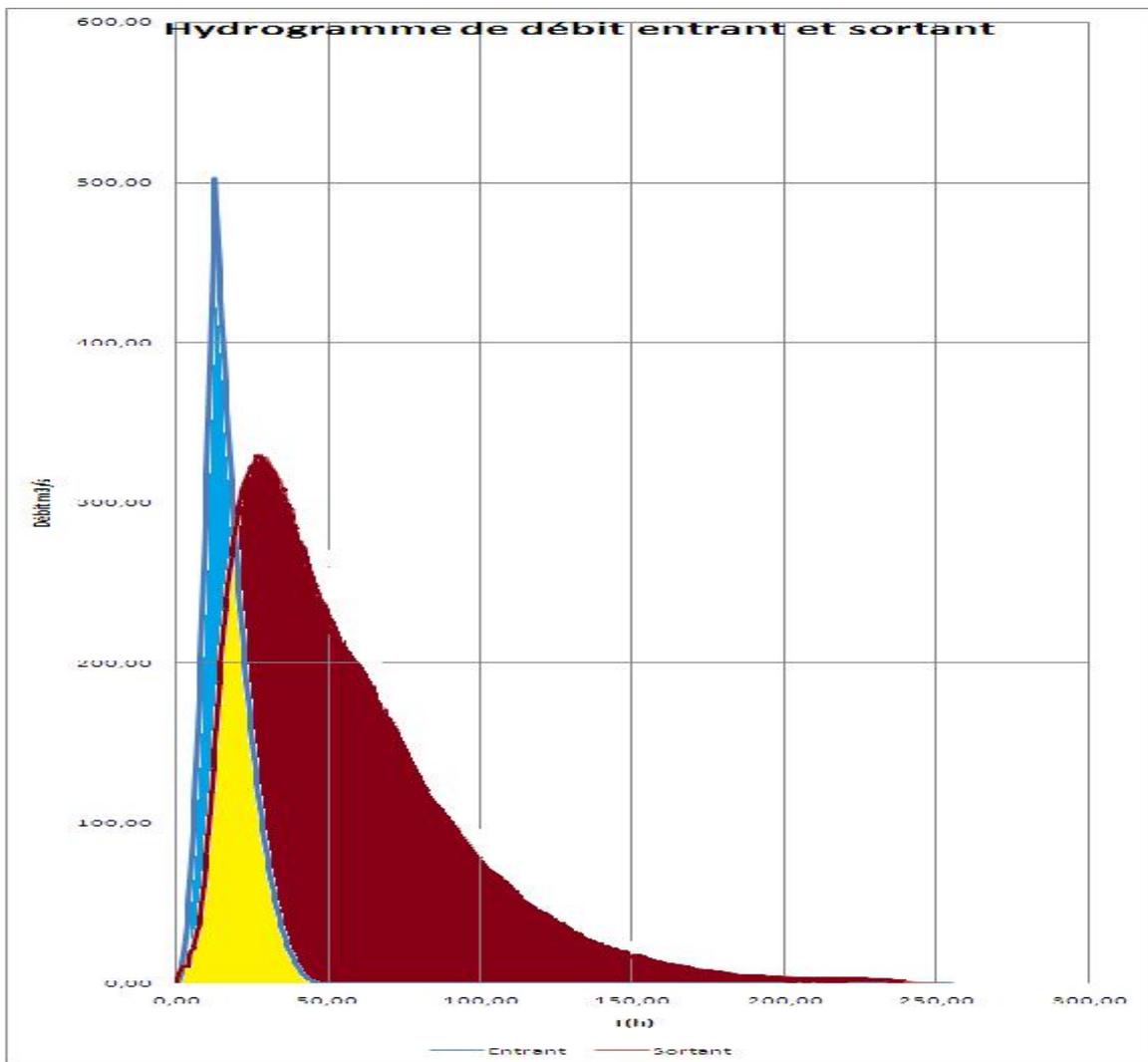


Figure. II.20. Hydrogramme des débits entrants et sortants.

Conclusion

Dans ce chapitre et sur la base des résultats des calculs des caractéristiques géologiques, morphologiques et hydromorphométriques du bassin versant on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de l'aménagement hydraulique. Nous pouvons attirer à l'issue de l'étude de ce chapitre les paramètres clés suivants :

- Hauteur de la pelle au niveau NNR (crête) est 8 m.
- Un volume utile estimé de 117.75 M.m³.
- Le déversoir d'une largeur de 243.12m implanté sur toute la longueur de l'axe de la digue. Avec une hauteur lame déversante de 1,1 m.
- débit de la crue max pour fréquence 0,1% $Q_{\max 0.1\%} = 502.19 \text{ m}^3/\text{s}$
- Temps de laminage de crue : T=10 jours et 15 heures

III-Introduction

Les barrages en terre peuvent être construits en matériaux à caractéristiques variées, différemment des barrages en béton ou en enrochements, dont les matériaux constitutifs ont des caractéristiques comprises dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme « terre » couvre toute la gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine aux éléments très grossiers. Dans certains cas on utilise même des roches altérées facilement compactables, telles que les latérites, les schistes et grés tendres...etc.

Le terme terre couvre toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que les latérites, des schistes et grés tendres...etc.

Le choix du type du barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature de 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.

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature des sols de la fondation et des matériaux de construction disponibles au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes, ou en écarter.

III.1 Choix du site du barrage

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie, l'axe du barrage est, toujours choisi conformément et exclusivement aux conditions et critères économiques, sécuritaire et de facilités d'exécution de l'ouvrage. En d'autres termes le choix de l'axe est conditionné par :

- La projection de l'axe doit être, dans la mesure du possible, perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.
- La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement

- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

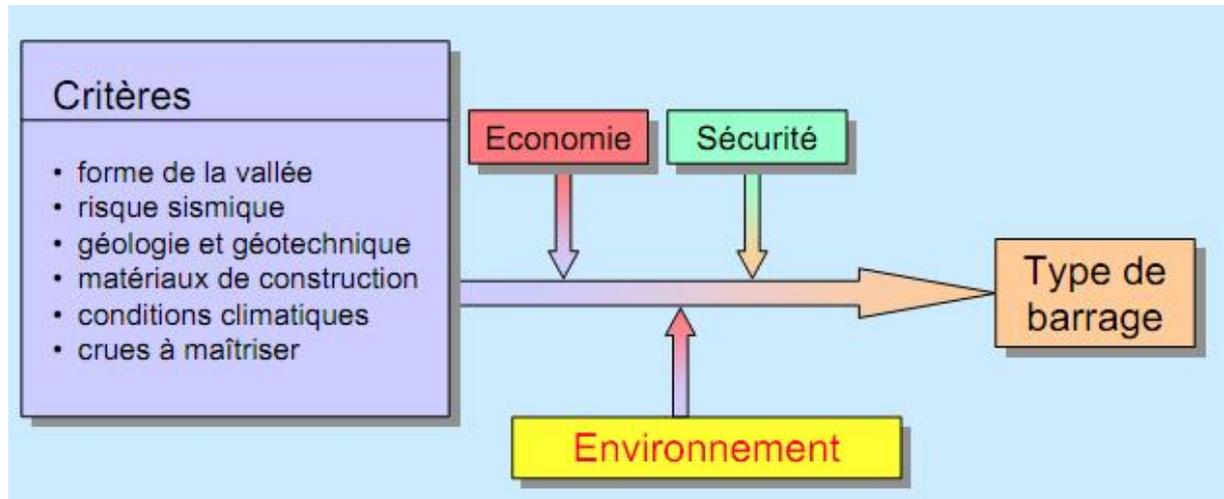


Figure III.01 : Choix du type du barrage (Source : Techniques des barrages)

III.1.1 Situation et choix de l'axe d'implantation

Le choix de l'axe du barrage de **Trouch** est dicté par les contraintes topographiques. On cherche habituellement des sites présentant des intéressants suivants :

- Surface des bouchures
- Volume de cuvette
- La topographie
- Déplacement de population ou d'infrastructures

III.1. 2 Les facteurs qui limitent notre choix du site

Notre choix du site à implanté est basé sur les conditions géologiques, topographiques et hydrologiques ; Et même si on a plusieurs possibilités de choix on joue sur le terme rendement hydraulique qui peut vraiment faire la différence entre les différents sites choisis.

L'axe de la digue s'étend, de la rive droite à la rive gauche sur 243.12 mètres (de gauche comme de droite elle se termine à la côte 798 m NGA). Le fond du lit mineur de l'Oued est à la côte de 790 NGA.



Figure III -02: Site du barrage

III.2 Choix du type du barrage

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont :

III.2.1 La topographie du site

L'analyse du site, du point de vue topographique consiste, en premier lieu, à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant. En second lieu, vérifier la possibilité d'implantation du barrage

III.2.2 La morphologie de la vallée

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et du type du barrage à implanter. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée. Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai. Un site étroit conviendra le mieux à un barrage poids, mais un site encore plus étroit conviendrait à une voûte lorsque les fondations le permettent.

III.2.3 Les conditions géologiques et géotechniques

La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.

Les fondations graveleuses conviennent, en général, pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risques de renard), et les tassements différentiels.

III.2.4 Les matériaux de construction

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité, joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ainsi, que du type de barrage.

Le site doit être choisi dans la mesure des exigences citées, mais aussi proche que possible des zones d'emprunts. En se basant sur ces exigences, on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

III.2.5 Conditions géotechniques et matériaux de construction pour la réalisation du barrage

- **Conditions géotechniques sur le site d'implantation du barrage**

- Morphologie modérée – Une cuvette plus au moins ouverte stable et étanche.
- Conditions de fondation

- **En fond de vallée**

-Le fond de la vallée (thalweg) du barrage est comblé par une sédimentation alluviale : alluvions récentes et actuelles (Limon graveleux plastique-Argile limoneuse)

- **Matériaux de construction pour la réalisation du barrage**

Les matériaux destinés à l'étanchéité et la recharge de la digue, seront exploités de béton ordinaire et aussi des matériaux locaux.

De ce fait ; Nous avons les variantes suivantes :

- Digue en terre homogène.
- Digue en béton ordinaire (barrage déversoir)
- Digue en enrochement

Remarque

D'après les critères de choix on attire que :

- La topographie nous ne permet pas de réaliser une grande longueur de la digue (hauteur limité).
- La morphologie de la vallée est une morphologie étroite.
- Un débit important ne permet pas d'utiliser un évacuateur de crue dans le point de vue économique est sécurité.
- Le maitre d'ouvrage a choisi l'axe du barrage suivant l'installation des canaux d'irrigation

III.3-Variantes à choisir

- **Barrage en terre homogène**

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il y a lieu de réaliser un drainage 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 faudra disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméables.

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration. Le drain est constitué de matériaux grossiers.

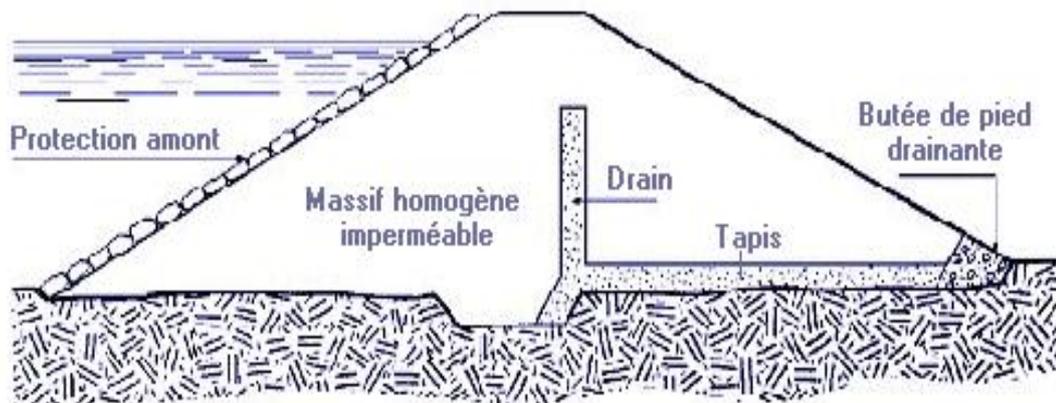


Figure III -03:Exemple d'un barrage en terre homogène

- **Barrage en béton ordinaire**

Les barrages poids résistent à la poussée de l'eau par leur poids, nécessitent une fondation rocheuse de bonne qualité, consiste à mettre en place le béton ordinaire .

Les matériaux du béton ordinaire utilisés pour le cours du barrage sont de composition variable est guidée par la disponibilité sur le site des composants dans une formulation au moindre cout.

L'inconvénient dans ce type de barrage est la stabilité est très sensible aux variations du poids spécifique de l'eau, à la hauteur de retenue et aux séismes.

III.4-Définition du profil général du barrage

III.4.1 Barrage en terre homogène

Où la construction sera réalisée avec des matériaux locaux disponibles dans le site. Donc je propose les variantes de terre homogène suivantes : $b=20m$, $b=30m$, $b=35m$ et $b=40m$

III.4.1.1-Pentes des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales, comme le montre le tableau ci après :

Tableau III -01 : Calcul de la hauteur du barrage de chaque variante

b(m)	h_d(m)	H_b(m)
20	3,955502	9,905502
30	3,01861299	8,96861299
35	2,72380644	8,67380644
40	2,49181012	8,44181012

Tableau III -02 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

D'après le tableau des fruits des talus en fonction de la hauteur et le type de barrage on choisit les pentes.

Fruits des talus d'après le tableau III.02 on a :

Parement amont $m_1 = 2$

Parement aval $m_2 = 2$

✓ Protection des talus

Les talus de tous les barrages sont sensibles à l'érosion du ruissellement des eaux de pluies. Les parements amont sont vulnérables aux attaques des vagues. Il y a lieu, donc de prévoir une protection des talus.

1- le talus amont :

Il sera protégé par un parement en Rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la formule suivante :

- **Méthode TVA**

$$e = N C \bar{V}^2 \dots\dots\dots (III. 01)$$

D'où

e : Epaisseur de l'enrochement en [m];

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s];

C : Coefficient dont la valeur dépend de la pente du talus et du poids spécifique du matériau d'enrochement.

Tableau III -03 : Valeur du coefficient C

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	p=2.50	p =2.65	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
2/3	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

On a un poids spécifique du Rip rap =2,65 KN/m³.et une pente égale a 1/2,

D'où La valeur de C est donnée 0.028.

Donc, nous obtenons une épaisseur d'enrochement e=0.30 m

50% des enrochements doivent avoir un poids unitaire "W" tel que

$$W \geq 0,52.e^3.u \dots\dots\dots (III.02)$$

W = 0.0372 tonne.

- **Méthode de l'U.S Army**

Les ingénieurs de l'U.S.Army utilisent de préférence, le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement, ainsi que, les dimensions minimales des bloques en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau III -04 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Épaisseur minimale de la couche d'encrochement (m)	D_{\min} (m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,35	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,40	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,45	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,50	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,55	0,45

Pour notre cas, $0,6\text{m} < H < 1,2\text{m}$ et $e = 0,40\text{ m}$.

$$D_{\min} = 0,30\text{ m}$$

Pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,4 m

Conclusion

En analysant les résultats obtenus, on opte ensuite pour le dimensionnement de la digue homogène pour une épaisseur de couche $e = 40\text{ cm}$ et un diamètre moyen de 40 cm. Donc, une protection du talus amont d'une épaisseur de 50 cm d'encrochement.

2. Talus aval

La réalisation d'un encrochement au niveau du talus aval pour travailler contre l'érosion telle que on doit mettre Un encrochement des pierres reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3 m).

Remarque

À cause des racines de la végétation qui risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, nous avons évité d'herber le parement du talus aval.

III.4.1.2-Drainage de la digue

Le drainage interne est d'une importance vitale pour la fiabilité et la sécurité des barrages en remblai, tout au long de leur vie. Il constitue le paramètre le plus significatif du point de vue stabilité sous chargements statique et dynamique.

Dans le cas où un système de drainage, bien adapté pour le remblai, n'est pas utilisé, les résurgences sur le talus aval peuvent provoquer une érosion entraînant la rupture du barrage.

De ce fait, il convient de concevoir un système de drainage parfait, qui pourra constituer une bonne avant-garde pour construire des barrages dans des conditions sûres et économiques.

Cependant, ceci doit se faire tout en assurant leur protection par des filtres aux interfaces entre zones de matériaux présentant des granulométries et perméabilités largement différentes.

III.4.1.2.1-But du drainage

Quelque soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltrations d'eau structurelles ou accidentelles.

La fonction de drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise pas à la stabilité de l'ouvrage. En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière, aussi efficace, que possible aux objectifs suivants :

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

III.4.1.2.2-Calcul des drains

Le système de drainage de la digue est constitué d'un Tapis filtrant réalisé, en bas de la partie aval de la digue arrêté, combiné avec un filtre vertical arrêté sans oublier le prisme de drainage

- **Dimensionnement du Drain Tapis**

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre nous disposons, habituellement, dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec les fondations,

d'un drain tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (III. 03)$$

Avec

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 40.74\text{m}$].

Donc : $L_d = \frac{L_b}{3} = 13.58 \text{ m}$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = 1/2 * (L - \sqrt{L^2 - H^2}) \dots\dots\dots (III. 04)$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (18.02m);

H : différence de charge entre la retenue et le drain (08m).

Donc : $l_d = 1/2 * (\sqrt{18.02^2 - 08^2} - 18.02) = 0,94\text{m}$

On prend : $l_d = 1\text{m}$

- **Dimensionnement du drain vertical**

Le drain vertical, placé au centre du barrage, constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 1 m.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

Le niveau du drain vertical est aux points les plus hauts de saturation de remblai (NPHE)

- **Dimensionnement du drain prisme**
 - **Fruits des talus :**

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

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

▪ **Hauteur:**

$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots$ (III. 05)

Avec

H_b : Hauteur du barrage

On prend $H_p = 0.2 H_b$

▪ **largeur en crête :**

$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots\dots\dots$ (III.06)

▪ **largeur en base du prisme :**

Elle est exprimée par : $B = b_p + (m_1 + m_2) H_p \dots\dots\dots$ (III. 07)

Tableau III -05 : Calcul des dimensions du drain prisme

b(m)	H_b(m)	H_p	b_p(m)	B(m)
20	9,905502	2	0.5	6,5
30	8,96861299	2	0.5	6,5
35	8,67380644	2	0.5	6,5
40	8,44181012	2	0.5	6,5

C) Bermes

Pour une digue qui ne dépasse pas les 10 m de hauteur, on est contraint de prévoir des bermes, qui auront un rôle dans la réalisation et la répartition des talus. En outre elles assurent une stabilité à la digue et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur la surface du talus aval, contribuant ainsi à éviter l'érosion. Elles servent d'appui aux revêtements des talus « amont et aval » et à l'accès pour la réparation des talus, Etant donné que notre digue n'atteint pas 10m m, il ne sera pas prévu de bermes dans notre cas.

III.4.1.2.3-Géométrie de la digue**III.4.1.2.3.1-Revanche**

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

a) Formule de USBR

$$R = 0,75 + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (III. 08)$$

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} + 0,26\sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (III. 09)$$

Avec

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s);

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18 kilomètres.

[F = 1.1km].

A.N :

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{1.1} + 0,26\sqrt[4]{1.1} = 1.37m$$

$$V = 1,5 + 2.H = 1,5 + 2*1.37 = 4.24m/s$$

Donc :

$$R = 0,75 + \frac{4.24^2}{2.9,81} = 1,67m$$

b) Formule de MALLET et PACQUANT

$$R = 0.75 + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (III. 10)$$

$$H = 0,5 + 0,33\sqrt{F} \dots\dots\dots (III. 11)$$

Donc :

$$H=0,5+0,33\sqrt{1,1}=0,85\text{m}$$

$$V=1,5+2.H=1,5+2*0,85=3,2\text{m/s}$$

$$R = 0,75 + \frac{3.2^2}{2.9,81} = 1,27\text{m}$$

c) **Formule Simplifiée**

$$R=1+0,3\sqrt{F} \dots\dots\dots (III. 12)$$

$$R=1+0,3.\sqrt{1,1}=1,31\text{m}.$$

Conclusion

On prend la valeur la plus proche à la moyenne. Donc : **R=1,31m** (Formule Simplifiée)

Tableau III -06 : Récapitulation des résultats de calcul de la revanche

Formules utilisées :	Valeurs :
Formule de USBR	1,67m
Formule de MALLET et PACQUANT	1,27m
Formule Simplifiée	1,31m

III.4.1.2.3.2-Tassement

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :(Source : Mémoire 2011 BERRAMDANE NOUR EL HOUDA)

$$\dot{N} \quad T= 0.015 H_p \dots\dots\dots (III. 13)$$

$$\dot{N} \quad T= 0.001 H_p^{3/2} \dots\dots\dots (III. 14)$$

D'où :

T=Tassement de la crête du barrage.

H_p=Hauteur de la pelle.

Les tassements sont estimés à 0,17 m.

III.4.1.3.3 Largeur en crête de la digue en terre

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé. Elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage.

Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme.

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

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

a) Formule de KNAPEN T

$$b_{cr} \approx 1.65 \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III. 15)$$

b) Formule de E- F-PREECE

$$b_{cr} \approx 1.1 \sqrt{H_b} ; < 1 \dots\dots\dots (III. 16)$$

c) Formule Anonyme (simplifiée)

$$b_{cr} \approx 3.60 \sqrt[3]{H_b} > 3 \dots\dots\dots (III. 17)$$

d) Formule pratique

$$b_{cr} \approx \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III. 18)$$

III.4.1.3.4-Calcul de la cote de crête et la cote NPHE pour les variantes digue en terre

$$q = m b h_d^{3/2} \sqrt{2g}$$

Avec

m : Coefficient de débit dépendant du type de déversoir

b : Largeur du déversoir (m)

h_d : Charge sur le déversoir(m).

g :La gravité (m/s²)

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots (III .19)$$

Avec

C_{NNR} : Cote normal de la retenue (m)

C_f : Cote de fond (m)

R : Revanche (m)

T : Tassement (m)

$$C_{crete} = C_f + H_b$$

H_b : Hauteur du barrage (m).

$$NPHE = NNR + h_d$$

NPHE : Cote plus haute d'eau (m)

Tableau III -07 : Récapitulation des résultats de calcul du C_{crete} , NPHE et b_{cr}

b(m)	h_d(m)	H_b(m)	C_{crete}(m)	NPHE	b_{cr}
20	3,955502	9,885502	800,82 > 798	799,325502	5.5
30	3,01861299	8,94861299	799,912 > 798	798,412613	5
35	2,72380644	8,65380644	799,611 > 798	798,107806	5
40	2,49181012	8,42181012	799,379 > 798	797,86181	5

H_b : Hauteur du barrage [m]

Remarque

Comme que la cote de crête de chaque variante est supérieure que la cote maximale possible (d'après la topographie) donc c'est impossible d'implanter un barrage en terre dans les conditions existantes.

III.4.2-Barrage déversoir en béton ordinaire

C'est la solution la plus répandue pour les barrages poids consiste à réaliser un évacuateur de surface implanté dans la partie centrale du barrage.

Cette solution présente beaucoup d'avantages à savoir :

- Entretien facile.
- Il supporte une grande charge sur le déversoir.

- Une bonne sécurité.
- Un bon rendement.

- **Le choix du type du déversoir**

Sur la base des caractéristiques topographique et le type de barrage le choix est arrêté pour un évacuateur de crue centrale a surface libre soit :

- 1- Un évacuateur à profil Creager qui a l'avantage d'éviter toute suppression provoque la cavitation et l'érosion, muni à son pied aval un bassin de dissipation à saut de ski.
- 2- Un évacuateur en escalier qui est répandue a la forte pente et la forte charge déversé, muni à son pied aval un bassin de dissipation à ressaut hydraulique.

III.4.2.1 Tassement

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

$$\hat{N} \quad T = 0.015 H_b \dots \dots \dots \text{(III. 20)}$$

$$\hat{N} \quad T = 0.001 H_b^{3/2} \dots \dots \dots \text{(III. 21)}$$

D'où :

T=Tassement de la crête du barrage.

H_b=Hauteur de la pelle

Les tassements sont estimés à 0,17 m.

III.4.2.2-Dimensionnement et calcul hydraulique du chacun des éléments de l'évacuation des crues

III.4.2.2.1-Le canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et guider calmement la crue vers le seuil déversant. Généralement, l'écoulement est calme avec une vitesse faible, pour une valeur de m (coefficient de débit).

La vitesse d'approche est obtenue par la formule :

$$V_a = \frac{Q_{\text{projet}}}{S} \dots\dots\dots \text{(III. 22)}$$

Avec

V_a : Vitesse d'approche.

Q : Débit de projet évacué (m^3/s).

h : Charge d'eau (m). $h = H + P$ ($P=8\text{m}$)

S : Section du canal (m^2). $S = h \times L$

P : Hauteur de pelle (m).

H : Lane déversant (m).

Tableau III -08 : Calcul de la vitesse au niveau du canal d'approche

b(m)	hd(m)	h(m)	S(m²)	V_a (m/s)
243.12	1.11	9.1	2212.39	0.15

Pour la roche saine $V_{\text{adm}} = (4,4 \text{ à } 10) \text{ m/s}$

Donc il y a un risque de l'érosion et d'affouillement donc on doit réaliser un radier en béton (0.4 m) au niveau du canal d'approche pour diminuer les risques cités précédemment.

- **Longueur du canal d'approche**

La longueur du canal d'approche dépend de la topographie, elle est égale à 11m

- **Calcul du volume du radier du canal d'approche**

Tableau III -09 : Calcul du volume du radier du canal d'approche

b(m)	L(m)	e(m)	V_{radier}(m³)
243.12	11	0.3	802.3

- **Calcul de l'hauteur des murs bajoyer du canal d'approche**

La hauteur du mur bajoyer pour le Canal d'approche

atteint la crête du barrage. D'après le calcul hydrologique, on a les valeurs suivantes :

La hauteur du mur est :

$$H_m = H_b + R \dots \dots \dots \text{(III. 23)}$$

$$\text{Avec : La revanche } R = 0,61 + 0,14(v)^{1/3} \dots \dots \dots \text{(III. 24)}$$

Tableau III -10: Calcul du volume des murs bajoyers du canal d'approche

b(m)	H_b	V_a (m/s)	R(m)	H_m(m)	V_{mur}(m³)
243.12	8	0.15	0.68	10	60

III.4.2.2.2-Déversoir

Le seuil normal est un déversoir dont la crête et la partie aval sont profilées de manière à épouser la forme de la lame déversant.

Les indications de la figure suivante permettent de déterminer le profil normal d'un déversoir à parement amont vertical.

Le profil du seuil déversant. L'avantage de ce contour est que chaque point de son parement aval a une pression égale à la pression atmosphérique.

Tout profil situé au dessus, entraînera des dépressions et par conséquent des risques de décollement.

Tableau III -11 : Les dimensions du déversoir

b(m)	ha(m)	a(m)	b(m)	c(m)
243.12	1.11	0.13	0.33	0.44

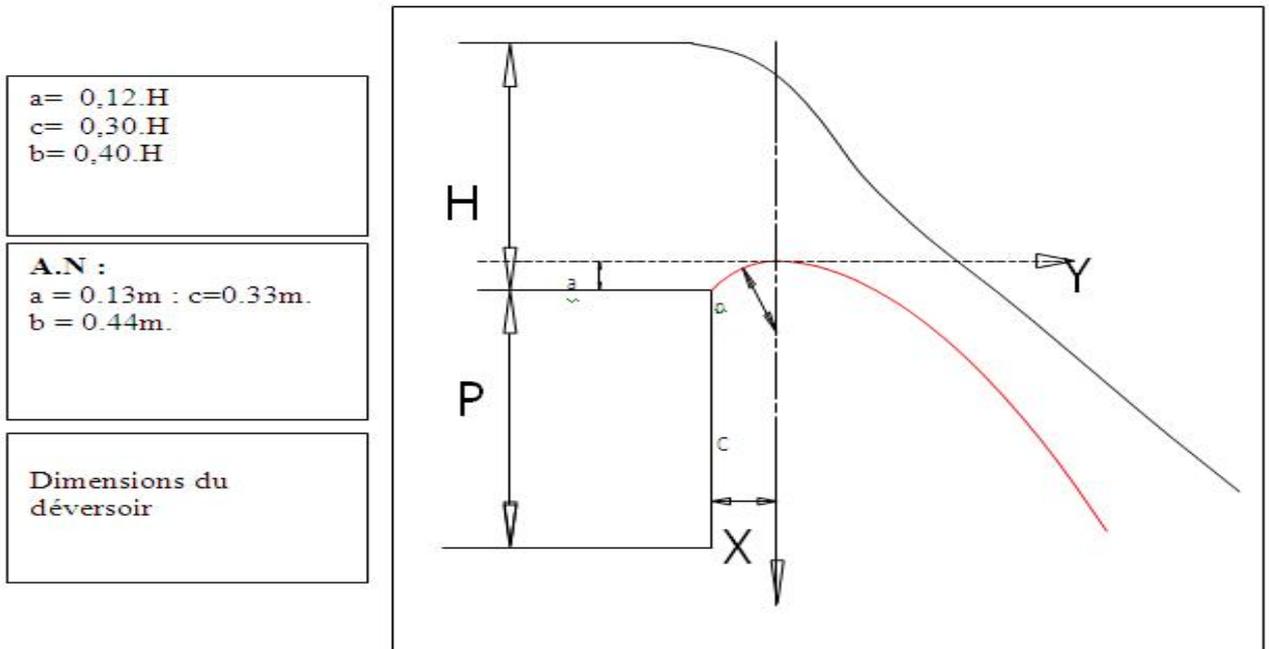


Figure III -03: Représentation des différents dimensions du déversoir (b=243.12m)

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

$$Y = (X^{1.85} / 2 * H^{0.85}) \dots \dots \dots (III.25)$$

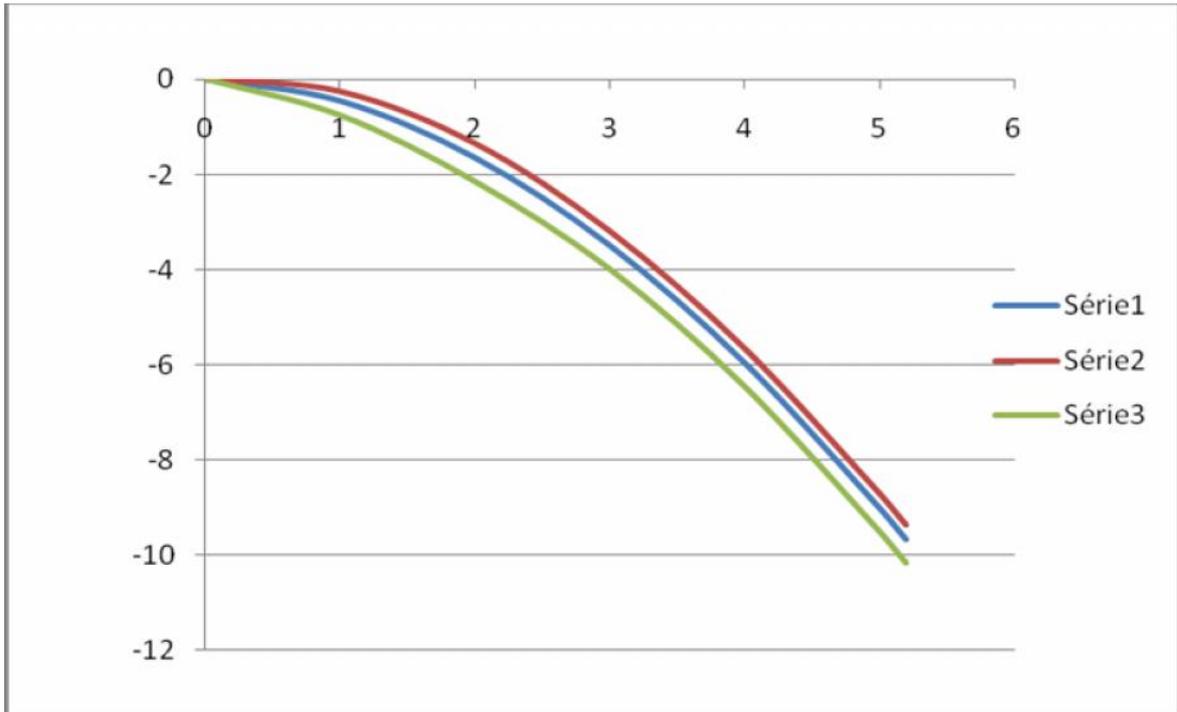


Figure III -04: Profil du déversoir

Tableau III -12 : Récapitulation des coordonnées du profil du déversoir

X(m)	Y(m)
0	0
1	0,45755728
2	1,64949485
3	3,49236634
4	5,94643199
5	8,98545307
5,1	9,32073795
5,2	9,66165795

- Calcul de la hauteur du parement en aval. P *

$$P^* = \left(Y_1 + \frac{Q_p^2}{18.46 \times B^2 \times Y_c^2} \right) - H_0 \dots\dots\dots(III.26)$$

$$Y_1 = \sqrt[3]{\frac{Q_p^2}{88.29 \times B^2}} \dots\dots\dots(III.27)$$

Ou :

Y_1 = Profondeur de l'eau au pied du déversoir (m)

Q_p = Débit du projet (m³/s)

B = Largeur de la lame déversante (m)

H_0 = Charge d'eau sur le déversoir (m)

$Y_1 = 0.13$ m

$P^* = 9.2$ m

$P^* = 9.2$ m < $Y = 9.66$ m

- **Calcul du rayon de raccordement**

$$R_{ac} = H_0 \left[1 + 0.25 \frac{P^*}{H_0} - 0.0004 \left(\frac{P^*}{H_0} \right)^{2.5} \right] \dots\dots\dots(III.28)$$

Nous devons déterminer le rayon de raccordement qui se raccorde au bassin de dissipation dont la cote du radier sera recalculée ultérieurement. Le rayon est en fonction de la hauteur de pelle P et la charge H.

Dans le cas de $P < 10$ m on prend $R = 0.4 P$

On a : $P = 8$ m

$R = 3.2$ m

Donc le rayon de raccordement du déversoir avec le bassin de dissipation c'est 3.2m

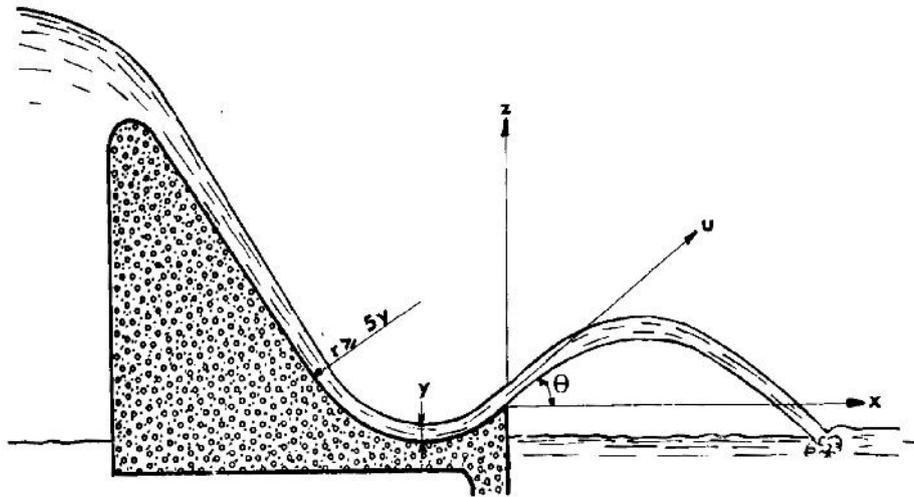


Figure III -05: Forme du déversoir et le rayon de raccordement (Source : Techniques des barrages)

- **Calcul de ressaut**

Pour le calcul du ressaut on utilise l’Abaque qui nous donne la variation des vitesses au pied aval d’un déversoir en fonction de la cote de la retenue et de la charge sur le déversoir

D’après l’Abaque on tire : $V_1 = 5.4\text{m/s}$

On sait que : $Q = S \times V_1$ (III.29)

telle que : $S = y_1 \times B$ (III.30)

Donc : $y_1 = \frac{Q}{V_1 \times B} = 0.25 \text{ m}$ (III.31)

D’où $Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}} = 2.45$ (III.32)

On applique l’expression des hauteurs conjuguées pour le Canal rectangulaire pour déterminer la deuxième hauteur conjuguée :

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + 8Fr^2} \right] \dots\dots\dots(III.33)$$

D'où :

$$h_2 = 0.53 \text{ m}$$

- **Capacité portante**

La capacité portante d'un sol est tributaire performances géomécaniques caractéristiques de la composition du sol par exemple : végétales, argiles

La capacité portante d'un sol se caractérise par sa résistance au tassement en fonction de la cohésion et des frottements internes. La contrainte admissible se mesure en kN/m^2 (ou anciennement en kgf/cm^2 ou en bar). C'est une pression et le kN/m^2 est aussi un kilo pascal (kPa).

La capacité portante d'un sol est une performance technique spécifique qu'il est indispensable de connaître pour établir le système de fondation d'un ouvrage.

La mesure de cette performance s'acquiert par des essais de sol superficiels (essai à la table) ou par des sondages.

Le terme de capacité portante s'utilise aussi pour les planchers de locaux où l'unité la plus en usage est le kilogramme par mètre carré, proche de 10 Pa, donc $100 \text{ kgf/cm}^2 = 1 \text{ kPa}$.

- **Contrainte développée par l'ouvrage**

Caractéristiques du remblai en argile limoneuse (fondation) :

$$\gamma_d = \gamma_{\max} = 1,8$$

$$W_n = W_{op} = 0,2$$

$$\gamma_h = \gamma_d (1 + W_n)$$

$$\gamma_h = 1,8 (1 + 0,2) = 2.16 \text{ T/m}^3$$

Avec

γ_d = densité apparente

W_n = teneur en eau naturelle

γ_h = densité humide

✓ Les dimensions exactes du barrage en béton :

Largeur $B = 4.4 + 0.33 + 1.77 = 6.5 \text{ m}$

Longueur $L = 243.12 \text{ m}$

Hauteur $H = 8 \text{ m}$

$$q_b = \gamma_b \times H$$

$$q_b = 2,4 \times 8 = 16.94 \text{ t/m}^3 = 1.92 \text{ bars}$$

○ **Contrainte admissible du sol "Q_{ad}"**

✓ La contrainte admissible sera estimée selon la relation de Terzaghi s'exprimant comme suit :

$$Q_{ad} = \frac{\gamma_h \cdot D + (1 - 0,2 B/L) \gamma_h \cdot B \cdot N_\gamma + 2 \cdot \gamma_h \cdot D (N_q - 1) + 2 \cdot (1 + 0,2 B/L) C \cdot N_c}{2 F}$$

F - coefficient de sécurité (F= 2)

γ_h - densité humide ($\gamma_h = \gamma_d (1 + W_n)$)

B et L - largeur et longueur de la plate forme du barrage.

D - profondeur d'ancrage du barrage.

ϕ - angle de frottement interne.

C - cohésion du sol.

N_c, N_q, N_γ - facteurs de portance dépend de l'angle de frottement interne ϕ

Caractéristiques de la retenue pour le calcul

$$\gamma_h = 2.0 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 13^\circ$$

$$C = 0.5 \text{ bars}$$

$$N_c = 10.2$$

$$N_q = 3.4$$

$$N_\gamma = 1.2$$

$$D = 3.5 \text{ m}$$

$$AN : Q_{ad} = 6.55 \text{ bars}$$

✓ La pression maximale développée par l'ouvrage (1.92 bars) est inférieure à la contrainte admissible par le sol (6,55 bars), donc le risque de tassement est évité et on fait l'ancrage avec une profondeur de 3.5m a partir de la cote du fond amont.

Remarque01

Pour des raisons de diminuer les infiltrations on peut ancrer sous forme d'un trapèze dans la fondation. Telle que :

$t_1=3.5m$ (début de l'ancrage)

- **Dimensionnement du radier**

Pré-dimensionnement

On propose des épaisseurs pour le radier, le déversoir et le mur bajoyer puis, on vérifie la stabilité de l'ouvrage.

$L=2b+B=2*3+6.5=12.5m$

L'épaisseur du radier déterminée par le calcul des infiltrations préalablement on peut fixer :

-au début du radier on prend :

$tr_1=(0.25\div 0.30)H_1 =0.3 H_1 \dots\dots\dots(III.34)$

Donc : $tr_1=3.5m$

-au bout du radier :

$tr_2 = (0.13\div 0.15)H_1=0.15H_1 \dots\dots\dots(III.35)$

Donc : $tr_2 =1,2m$.

Para fouille : la profondeur de para fouille doit être égale à :

$Sp_2=(0,02\div 0,05) L\dots\dots\dots(III.36)$

Avec

L :la longueur du radier

d'où : $Sp_2=0,03\times 12.5$

Donc: $Sp_2=0.97m$

Et on prend aussi pour: $Sp_1 = 0.98m$.

Après le calcul de la valeur de la para fouille on doit fixer la valeur de l'épaisseur



Figure III -06: Forme du déversoir

finale du bout du radier :

$$tr_{2f} = tr_2 + Sp_2 \dots\dots\dots(III.37)$$

D'où : $tr_{2f} = 1,2 + 0,97$

Donc : $t_{r_{2f}} = 2,2\text{m}$ à partir du radier du bassin de la dissipation

Pour S_1 et S_2 on prend une valeur de 1.04m

Remarque02

Si la stabilité du déversoir n'est pas vérifiée, on change les dimensions proposées et on refait les calculs.

Remarque03

Pour des raisons de stabilité on construit le radier du bassin de dissipation avec deux matériaux, le premier en béton collé avec le rayon de raccordement du déversoir (8.5m) et l'autre en enrochement (4.5m) ajout un radier à la coté aval du déversoir d'une longueur de 8.5m et profondeur de 3.5m pour augmenter le poids du barrage.

Remarque 04

A l'aide du logiciel Autocad je peux estimer que la surface transversale du déversoir égale à 79.6m^2 , Donc un volume de 19352.352m^3 .

III.4.2.2.3- Dissipateur d'énergie

- **Choix de l'ouvrage de dissipation :**

Il existe plusieurs types d'ouvrage de restitution et dont le choix d'utilisation est fonction des critères technique et économique. Pour notre cas, un saut de ski s'avère intéressant vu la pente considérable de notre coursier.

Le principe consiste à installer, en bas du déversoir, un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle en générale de 30° à 45° .

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

$$X=K \left(Y + \frac{V^2}{2g} \right) \sin^2 \theta \dots\dots\dots (III. 38)$$

Tableau III -13 : La valeur du jet et nombre du Froude

b(m)	V_s(m/s)	X(m)	F_r
243.12	1.23	1	1.15

Avec

K : Coefficient d'aération K=0,9.

Y : Tirant d'eau

V : Vitesse au départ du saut de ski

θ : Angle de sortie d'eau =35°.

- **Type de l'écoulement**

Le saut de Ski est composé d'une partie avec une courbure (un rayon de courbure R) et d'une zone d'impact à l'aval.

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

- **Dimensionnement du dissipateur**

- la vitesse d'écoulement

-Le nombre de Froude : $F = \frac{q_1}{(g h_1^3)^{0.5}} \dots\dots\dots (III .39)$

On a :

$$1 < F < 1.7$$

Donc est n'est pas nécessaire de construire le bassin de tranquillisation ; il suffit simplement de bétonner le canal (enrochement avec un diamètre proposé de 1.2m) et on considère une longueur de 4.5m pour le bassin de tranquillisation en enrochement et 8.5m en béton pour assurer la dissipation de l'énergie.

Tableau.III.14: Classification des ressauts

$1 < Fr < 1.7$	ressaut ondulé
$1.7 < Fr < 2.5$	ressaut faible
$2.5 < Fr < 4.5$	ressaut oscillant
$4.5 < Fr < 9$	ressaut stable (stationnaire)
$Fr > 9$	ressaut fort (écoulement très turbulent)

- **La hauteur des murs bajoyers**

On doit tenir compte la hauteur normal d'écoulement et la revanche

Tableau III -15 : La hauteur du mur du bassin de la dissipation

b(m)	V(m/s)	R	h(m)	h_m(m)
243.12	1.23	0.77	0.53	2.5

- **Calcul du volume du béton et du l'enrochement au niveau du basin de dissipation**

Tableau III -16 : Le volume du béton total dans le bassin de dissipation

L(m)	e_{mur}(m)	V_{mur}(m³)	e_{enroch} (m)	V_{enroch}(m³)
13	0.25	20.42	1.2	1342.02

III.4.2.2.4-Canal de la fuite

Le canal de fuite fait suite au bassin de dissipation, il sert essentiellement à conduire l'eau vers l'oued. Le canal de fuite projeté est de section trapézoïdale de largeur $b=243.12m$, d'une longueur $L=10m$ et de pente $I=0,25\%$.

- **La hauteur critique :**

Pour un canal trapézoïdale, la hauteur critique se calcul par la formule suivante :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \times \sigma_{cr}^2\right) \times K \dots\dots\dots(III.40)$$

Avec

$$\begin{cases} K = \sqrt{\frac{Q^2}{g \times b^2}} \\ \sigma = \frac{K \times m}{b} \end{cases}$$

Tableau III -17 : La valeur de la hauteur critique dans le canal de fuite

b(m)	K	$\sigma =$	h_{cr}
243.12	0.56	0.0006	0.3

Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}} \dots\dots\dots(III.41)$$

$$S_{cr} = m \times h_{cr}^2 + b \times h_{cr} \dots\dots\dots(III.42)$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \times \sqrt{1 + m^2}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} \dots\dots\dots(III.43)$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \times R_{cr}^{1/\epsilon} \dots\dots\dots(III.44)$$

Tableau III -18 : La valeur de la pente critique dans le canal de fuite

b(m)	R	C	I_{cr}
243.12	0.3	61.39	0,002

- **La profondeur normale**

La profondeur normale du canal est donnée par la formule suivante :

$$Q = S C \sqrt{RI} \dots \dots \dots \text{(III.45)}$$

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (m h_n^2 + b . h_n)^{5/2} . (2 . h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-2/3} \dots \dots \dots \text{(III.46)}$$

La résolution de cette équation se fait par itération, les résultats trouvés sont représentés dans le tableau. :

Tableau III -19 : La hauteur normale dans le canal de fuite

h_n	$(m h_n^2 + b . h_n)^{5/2}$	$(2 . h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-2/3}$	Q
0,281	1142,34148	0,02563034	329,38422
0,2811	1143,01935	0,02563032	329,579487
0,2812	1143,69737	0,02563031	329,774802
0,2813	1144,37555	0,02563029	329,970159
0,2814	1145,05389	0,02563028	330,06
0,2815	1145,7324	0,02563026	330,361017
0,2816	1146,41106	0,02563025	330,556515
0,2817	1147,08989	0,02563023	330,752058
0,2818	1147,76888	0,02563022	330,947649
0,2819	1148,44803	0,02563021	331,143285
0,282	1149,12733	0,02563019	331,338969

Tableau III -20 : Calcul de la vitesse dans le canal de fuite

b(m)	h_n	V(m/s)
243.12	0.2814	4.85

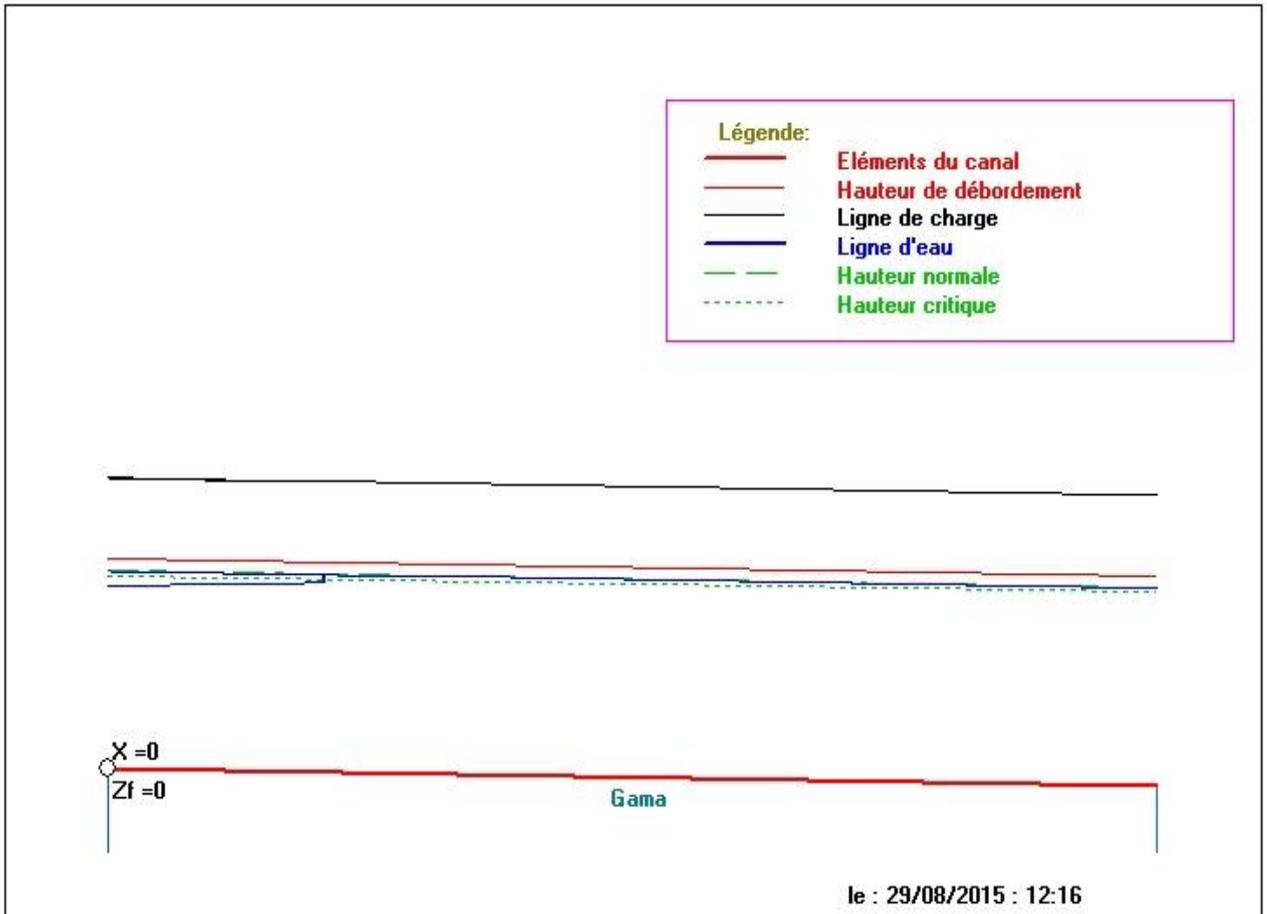


Figure III -07: Ligne d'eau au niveau du canal de fuite

- Calcul de la hauteur du mur du canal de fuite

On doit tenir compte la hauteur normal de l'écoulement et la revanche

Tableau III -21 : La hauteur de mur dans le canal de fuite

b(m)	h_n	V(m/s)	R	h_m
243.12	0.2814	4.85	0.85	2.5

- **L'utilisation des géotextiles**

Par l'utilisation des ouates polyester, de coton ou de laine et celle des feutres et aiguilletés est courante, le recours aux propriétés du géotextile pour les infrastructures (consolidation des routes. Pistes d'atterrissage. Barrages. Lacs et tunnels) appartient aux techniques d'avant-garde.

En effet le renforcement mécanique des sols par ce procédé est très récent. Des résultats prometteurs donnent lieu à des études approfondies de ce système. En effet il ressort que les géotextiles améliorent de manière significative le comportement mécanique des sols meubles. Du fait de leur capacité à se déformer et leur grande résistance mécanique il est possible d'associer le comportement de certains sols à celui des tissus pour obtenir un sol au comportement spécifique.

Dans notre cas on doit faire la géotextile au niveau du canal d'approche et bassin de dissipation et canal de la fuite.

- **Calcul du volume du béton et de l'encrochement au niveau du canal de fuite**

Tableau III -22 : Le volume du béton total dans le canal de fuite

b(m)	h_n	e_{mur} (m)	V_{mur}(m³)	e_{enroch} (m)	V_{enroch}(m³)
243.12	0.2814	0.25	12.5	0.5	1215.6

Remarque

On utilise des encrochements au niveau des radiers du bassin de dissipation et aussi le canal de fuite pour éviter les problèmes de l'érosion. (1.2m d'encrochement pour le bassin de dissipation et 0.5m encrochement pour le canal de fuite).

III.4.2.3- Estimation du cout total des matériaux de construction

Tableau III -23 : Devis estimatif total des matériaux utilisés dans la construction barrage

Ouvrage	3000 DA		24000 DA		22000 DA		3000 DA	
	Enrochement		Béton Ordinaire		BCR		Gabion	
	Volume (m3)	Cout (DA)	Volume (m3)	Cout (DA)	Volume (m3)	Cout (DA)	Volume (m3)	Cout (DA)
Canal d'approche	0	0	0	0	0	0	66	198000
Déversoir	0	0	17990.88	431781120	0	0	0	0
Bassin de dissipation	1342.02	4026060	0	0	16.25	363000	0	0
Canal de fuite	1215,6	3646800	0	0	12.5	275000	0	0
Total	2557.62	7672860	17880.88	431781120	28.75	638000	66	198000
Cout total (DA)	440289980							

Conclusion

Dans le present chapitre on a justifié le choix du type du barrage à implanter dans le oued TROUCH W.Souk Ahras.

Ensuite le dimensionnement des différents éléments constitutifs du déversoir (basin d'amortissement, canal de fuite, les murs bajoyers avec un déversoir du type Greager.

Les écoulements qui traversent notre construction ils sont pratiquement faibles donc les problèmes d'endommagement il sont écartés pour le moment.

On a calculé aussi le coût des différents matériaux destinés à la construction pour donner une idée préliminaire sur le coût de l'exécution du projet.

IV- INTRODUCTION

Les barrages sont des ouvrages formant obstacles, établis en travers des cours d'eau, en modifiant le régime des eaux irrégulier en régime régulé pour les utiliser dans les meilleures conditions en irrigation, la navigation, la production d'énergie

L'infiltration des eaux à travers la fondation des barrages rigides est provoqué par la différence de charge d'eau séparant le bief amont de l'aval, dépendant du caractère poreux du sol qui communique et assure une liaison directe de la charge d'eau des deux compartiments amont et aval d'où la nécessité de la maîtrise de cette infiltration et sa prévention s'avère impérative.

Si l'ouvrage est imperméable et le sol présente une masse perméable par l'eau, l'écoulement souterrain n'aura pas de la surface libre donc c'est un écoulement souterrain en charge.

L'écoulement crée la pression hydrodynamique qui varie d'une valeur maximale à une valeur minimale.

Si l'ouvrage lui-même est imperméable de l'eau sera à travers le corps de l'ouvrage avec une surface libre c'est l'écoulement souterrain en charge. La ligne de la surface d'eau dans l'ouvrage s'appelle ligne phréatique.

Les petits ouvrages en béton (barrage déversoir, prise d'eau, ouvrage de régulation) peuvent être érigés sur des sols meubles – qui présentent une certaine porosité, dans ce cas il faudra dimensionner l'ouvrage en conséquence c'est-à-dire prendre en considération un écoulement souterrain de l'eau à travers les pores ou fissures du sol. L'écoulement souterrain sous les ouvrages hydrotechniques est caractérisé par certains paramètres qui sont :

- *Le sens de l'écoulement.
- *La pression
- *La vitesse de l'écoulement
- *La pente (gradient hydraulique)

D'habitude, on étudie l'écoulement stationnaire en prenant les niveaux de l'eau des biefs comme constants.

Le but c'est de pré dimensionner un ouvrage de régulation, et de calculer les paramètres d'écoulement par différentes méthodes qui sont:

- Méthode de BLIGH.
- Méthode de TCHOUGAEV.
- Méthode BLIGH-TCHOUGAEV.
- Méthode du tracé du réseau hydrodynamique.

Et de vérifier la déformation des fondations (par comparaison des gradients).

IV.1- Méthodes de calcul

Il existe plusieurs méthodes de calculs qu'on peut subdiviser en groupes suivants :

- méthodes empiriques : qui donne la réponse approximative d'après une détermination de la pression de filtration, c'est la méthode de filtration de contour linéaire et ses variétés (par exemple la méthode de Bligh).
- méthodes théoriques : créée sur la composition et la résolution des équations de l'écoulement de Filtration.
- méthodes graphiques : fondus sur la construction du réseau d'écoulement sous terrain par un mode expérimentale (sur les appareils des analogies électriques) et par un mode graphique.
- méthodes approximatives hydromécaniques : ce sont des méthodes des fragments, méthodes des coefficients de résistances.

IV.2- Les hypothèses du calcul

Il est impossible de tenir compte de tous les facteurs qui ont lieu en cas de mouvement de l'écoulement souterrain. Ces pour quoi on suppose que :

- Le mouvement de l'écoulement souterrain est plat.
- Le sol au dessous des ouvrages est homogène, isotrope.
- La charge d'eau h est constante en temps.
- Le coefficient de filtration (de la perméabilité) est constant.
- La porosité est constante.

- le sol de fondation est non rocheux.

IV.3- METHODE DU CONTOUR LINEAIRE « METHODE DE BLIGH »

IV.3.1- Définition

Cette méthode est utilisée souvent, pour le pré dimensionnement des éléments contour souterrain et permet la détermination de l'épure des sous pressions sous les éléments horizontaux (radier général) D'abord on désigne tous les points angulaires du contour souterrain en commençant à numéroter à partir du bout du l'ancrage qui est le point « 0 » jusqu'à la fin du l'ancrage point « 9 ». En suite on calcul la longueur réelle déployée comme étant la sommes des fragments numérotés au par avant noté $L_{r.c.d}$.

$$L_{r.c.d} = (h_v, h_H) \dots \dots \dots (IV.01)$$

$$\text{On a : } L_{r.c.d} = (h_v, h_H) i=3.5+1.04+1,17+ (6.5-2*1.04-2*0.46) +1.17+9.54+2.2=21.98\text{m}$$

Donc :

$$L_{r.c.d} = 21.98\text{m}$$

Pour que le pré dimensionnement soit convenable et pour qu'un contour souterrain soit fiable, il faut que la longueur de contour réel déployé L_{rd} soit supérieur ou égale à la longueur du contour théorique déployé :

Il est nécessaire de vérifier la condition posée par la méthode de BLIGH, soit la longueur réelle déployée est supérieure à la longueur nécessaire du contour souterrain (dépend de la nature du sol et la charge d'eau H).

La condition de BLIGH est : $L_{r.c.d} > L_{th}$

La longueur nécessaire du contour souterrain déployé L_{th} pour laquelle l'ouvrage ne subira pas des déformations dus aux filtrations, est déterminé d'après les formules de BLIGH par :

$$L_{th} = C \cdot H \dots \dots \dots (IV.02)$$

C : Coefficient de proportionnalité de BLIGH, qui est en fonction de la nature du sol de fondation

H : Charge hydraulique (H=9.1m)

Dans notre cas, nous avons la nature du sol de fondation est : Argile

Suivant la nature du sol de fondation on a : $C = 2.8m$.

D'où : $L_{th}=2.8 \times 8.85$

Donc: $L_{th}=24.72m$.

On a : $L_{r.c.d}=21.98m < L_{th}=24.72m$

Donc la condition de BLIGH n'est pas vérifiée L'utilisation des palplanches afin de rallonger le contour souterrain est nécessaire.

• On propose de mettre des palplanches avec une profondeur de :

$$h_p = (24.72 - 21.98) / 4 = 0.685m$$

Donc on met deux palplanches avec une profondeur de 1m pour une seule palplanche.

IV.3.2- Calcul des sous pressions et les épaisseurs du radier

BLIGH propose que les sous pression repartissent partiellement ou cheminement de l'eau suivant le contact des parafouilles et radier avec le terrain. C'est -à- dire BLIGH suppose que la répartition des sous est linéaire.

Le calcul des sous pressions aux points caractéristiques le long du radier est exprimé par :

$$\frac{H}{L_{r.c.d}} = \frac{h_x}{L_x} \quad \text{donc} \quad : \quad h_x = \frac{H}{L_{r.c.d}} L_x \quad \dots\dots\dots (IV.03)$$

L'épaisseur nécessaire est déterminée par la relation suivante :

$$t_x = n * \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w} \right) * h_x \quad \dots\dots\dots (IV.04)$$

Avec t_x : épaisseur du radier

n : coefficient de sécurité varie entre 0,85 à 1,25 selon la classe de l'ouvrage.

(On prend $n = 1$)

γ_w : Poids volumique de l'eau égale à 1000 kgf/m³

γ_b : poids volumique du béton égale à 2400 kgf/m³

h_x : sous pression au point considéré

Tableau IV.01 : Calcul des épaisseurs et des sous pression corrigées

<i>N°des</i>	<i>l_x (m)</i>	<i>h_x (m)</i>	<i>t_x calculé</i>	<i>t_x préalable</i>	<i>t_x corrigé</i>	<i>h_x corrigé</i>
0	0	0	0	0	0	0
1	4,5	1,57621247	1,12586605	4.5	1,5	2,14
2	5,5	1,92648191	1,37605851	3.5	1,5	2,1
3	6,54	2,29076212	1,63625866	3.5	1,5	2
4	7,64	2,67605851	1,91147036	2.52	1,3	1,9
5	11,14	3,90200154	-	2.52	1,3	1,6
6	12,24	4,28729792	-	3.49	0,5	1,5
7	21, 78	7,62886836	-	3.49	0,3	0,5
8	22,78	7,9791378	-	4.49	0	0,4
9	25,98	9,1	-	0	0	0

t_r : épaisseur préalable du radier (établit par le pré dimensionnement).

t^{pr} : épaisseur définitive du radier, ces valeurs ont été prises suivant des critères pratiques

(Dimensions pratique sur un chantier), elle est fixée après comparaison et suivant la

Conformité de son architecture et de l'optimisation (de manière à s'approcher le plus possible de la longueur théorique du contour déployé), et pour que la condition reste valable : $L_{rcd} > L_{th}$.

t_x : épaisseur du radier déterminer d'après la méthode de BLIGH.

Remarque

- à l'aide des résultats du tableau précédent en peut tracer l'épure de sous pression de l'écoulement souterrain.

- concernant les tronçons du contour du radier (5-6-7-8-9), ou la charge d'eau est supérieure à la pression de filtration (sous pression) car ces point se trouvent sous la charge amont.

Les épaisseurs ne sont pas déterminées par la pression de filtration dans ce cas les dimensions sont définies par des conditions constructives

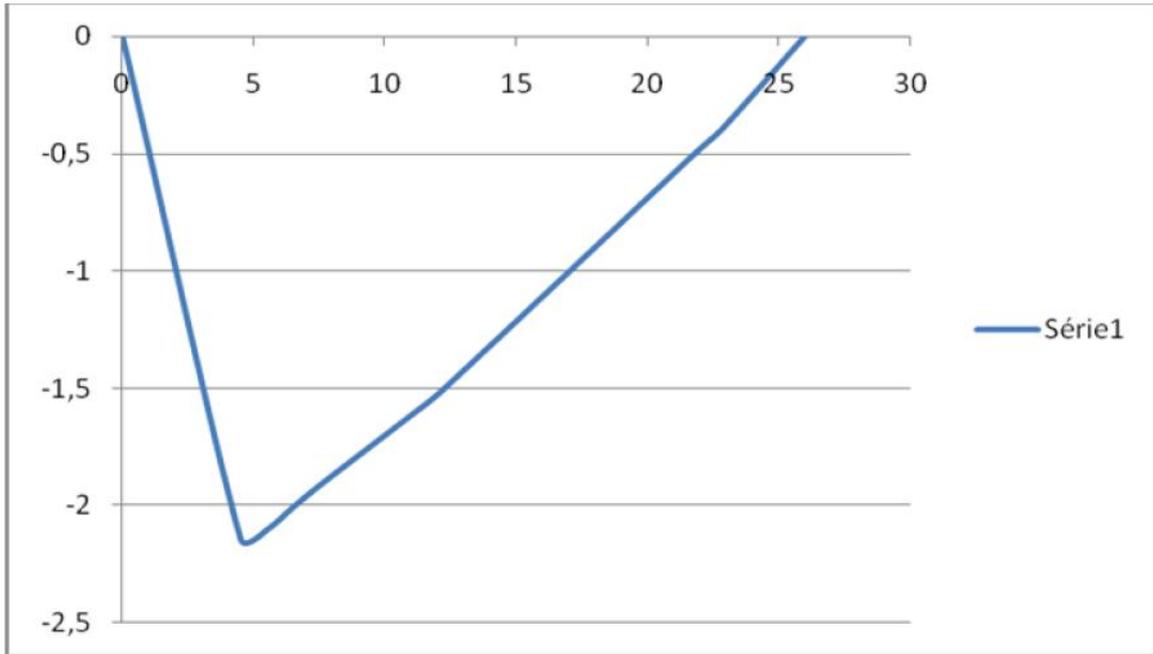


Figure IV.01 : Epure de sous pressions sous le radier

IV.3.2.1- Calcul du gradient hydraulique moyen

$$I = H / L \dots\dots\dots(IV.05)$$

H : la charge hydraulique

L : longueur du contour souterrain

IV.3.2.2-Calcul de la vitesse moyenne

$$V_{moy} = K * I_{moy} \dots\dots\dots(IV.06)$$

Avec

K : perméabilité du sol de fondation [K=5m/j]

IV.3.2.3- Calcul du débit d'infiltration

Le débit d'infiltration total est donné par la relation :

$$Q = q \cdot B \text{ [m}^3\text{/s]} \dots\dots\dots(\text{IV.07})$$

Avec

q : Débit spécifique

B : Largeur de l'ouvrage

Le débit spécifique est donné par :

$$q = K \cdot I_{\text{moy}} \cdot T \text{ [m}^3\text{/s.ml]} \dots\dots\dots(\text{IV.08})$$

Avec

K : Coefficient de perméabilité

I_{moy} : Gradient hydraulique moyen

T : Profondeur du substratum.

Tableau IV.2 : Calcul des différents paramètres hydrauliques de l'infiltration

H(m)	L(m)	I	K	V _{moy} m/s	q (m ³ /s.ml)	Q(m ³ /s)
8.85	5.98	0.34	5*10 ⁻⁵	1.75*10 ⁻⁴	1.93*10 ⁻⁹	4.69*10 ⁻⁴

IV.4-Calcul des déformations des fondations sous l'effet de l'écoulement souterrain

Sous l'assise de chaque ouvrage hydrotechnique, il peut y avoir des déformations sous l'effet de l'écoulement souterrain, dont on peut citer les suivantes :

A/ L'érosion mécanique (le renard mécanique)

B/ Le soulèvement hydraulique

C/ L'exfoliation (l'érosion de contacte)

D/ L'affouillement de contacte.

IV.4. 1. Calcul d'après l'érosion interne

Cette érosion est dite aussi renard mécanique ; c'est l'entraînement de petites particules des sols à granulométrie hétérogène non cohérentes par l'écoulement souterrain en cas où son gradient d'écoulement I est inférieure au gradient admissible qui dépend du coefficient d'homogénéité ou d'uniformité

$$\eta = d_{60}/d_{10} \quad \text{D'où : } \quad = 2 \dots\dots\dots(\text{IV.09})$$

$$\text{Et } < 10 \Rightarrow (I^a = 0.35)$$

$$I = H/ L$$

D'où :

$$I = 0.34$$

$$I = 0,34 < (I^a d m = 0,35)$$

Donc :

$$I < (I^a)$$

Alors n'y a pas du renard mécanique.

IV.4.2- Le soulèvement hydraulique

C'est l'affouillement sol, provoqué par l'écoulement souterrain avec un gradient supérieur ou égal au gradient critique, au contact de deux couches ayant des composantes granulométriques différentes

Calcul du gradient critique :

$$(I_{sh})^{cr} = \alpha \cdot \left| \frac{\gamma_h}{\gamma_w} - (1-n) \right| \quad \dots\dots\dots (IV.10)$$

AN :

$$(I_{sh})^{cr} = 2.63$$

Avec : γ_h : Poids volumique du sol humide [Kgf/m³] ;

γ_w : Poids volumique de l'eau [Kgf/m³] ;

n : Porosité du sol.

α : coefficient de correction (0.90 \approx 0.95).

On doit comparer la valeur trouvée avec un gradient admissible qui sera calculé par la formule :

$$(I_{sh})^{adm} = \frac{(I_{sh})^{cr}}{n_{sh}} \quad \dots\dots\dots (IV.11)$$

Avec : n_{sh} : Coefficient de sécurité (1.2 ; 1.5) $n_{sh} = 1.3$

$$(I_{sh})^{adm} = \frac{2.63}{1.3} = 2$$

La condition de non soulèvement est :

$$(I_{sh})^m < (I_{sh})^{adm}$$

Avec

$$(I_{sh})^m = \frac{h_p'}{S'} \quad \dots\dots\dots (IV.12)$$

Où :

h_p' : Sous pression d'infiltration à la pointe du rideau de la palplanche ou le mur para fouille.

S' : Profondeur du radier de la palplanche ou la para fouille.

Au mur para fouille définitif $S'=1.90$ et $h_p'=1.17$

$$(I_{sh})^m = \frac{2.01}{4.5} = 0.45$$

La condition est vérifiée donc ya pas du soulèvement hydraulique

IV.4.3-Exfoliation

C'est la séparation des sols cohérents et non cohérents.

IV.4.4-Affouillement de contact

Il ressemble dans son métabolisme le soulèvement de contact.

Conclusion

Les paramètres principaux de calcul d'infiltration sont : la direction, la vitesse, la sous pression et les gradients hydrauliques

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de ces paramètres : analytiques, expérimentales, et graphiques

Dans notre cas on a utilisé la méthode de BLIGH comme étant une méthode analytique

Le calcul par la méthode de BLIGH est vérifié au début on a obtenu que L_{rcd} est inférieure à celle théorique (L_{thd}) donc on a résolu ça avec deux palplanches de 1m de profondeur.

La vérification des différents phénomènes hydrauliques qui peuvent endommager notre ouvrage.

IV.5-Calcul de la stabilité

Le calcul de la stabilité c'est une étape nécessaire pour connaître si l'ouvrage est stable ou non durant tout leur délai de service.

Dans cette étude l'étude de stabilité au renversement et au glissement est faite sur une tranche des blocs du déversoir.

IV.5.1- Calcul les forces qui surgissent autour du déversoir

Le calcul est fait pour une tranche de longueur : $I_s = 1 \text{ m}$

IV.5.1.1-Poids du déversoir

$$P_p = \gamma_b \times S_d \times I_s \dots \dots \dots (IV.13)$$

Avec

γ_b : Poids volumique du béton ($\gamma_b = 2,5 \text{ T/m}^3$)

S_d : Section du déversoir ($S_{dev} = 79.6 \text{ m}^2$)

I_s : Largeur de du tranche ($I_s = 1 \text{ m}$)

AN :

$$P_p = 199 \text{ Tf}$$

IV.5.1.2-Force hydrostatique amont

$$F_h = 1/2 \gamma_w \times H_1^2 \times I_s \dots \dots \dots (IV.14)$$

Avec : γ_w : poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$)

H_1 : hauteur d'eau amont ($H_1 = 9.1$)

AN:

$$F_{h \text{ amont}} = 41.41 \text{ Tf.}$$

IV.5.1.3-Force hydrostatique aval

$$F_h^{av} = 1/2 \cdot w \cdot h_{av}^2 \cdot I_s \dots\dots\dots (IV.15)$$

Avec : h_{av} : hauteur d'eau à l'aval : $h_{av} = 0.54m$

$I_s = 1 m$.

AN :

$$F_h^{av} = 0.146 Tf$$

IV.5.1.4-Force des sous pressions

$$W_T = W_s + W_F \dots\dots\dots (IV.16)$$

Avec : W_s : Sous pression statique (Tf).

$$W_s = w \cdot S_{ss} \cdot I_s \dots\dots\dots (IV.17)$$

$$S_{ss} = (d + h_{av}) L_{rad} \dots\dots\dots (IV.18)$$

d : Ancrage du déversoir ; $d = 3.5 m$.

h_{av} : Hauteur d'eau à l'aval du déversoir, $h_{av} = 0.3 m$. L_{rad} :

Longueur du radier ; $L_{rad} = 16.5m$.

AN :

$$W_s = 57 Tf.$$

W_F : Sous pression dynamique (Tf)

$$W_F = w \cdot S_F \cdot I_s \dots\dots\dots (IV.19)$$

$$S_F = 85.5m^2$$

AN :

$$W_F = 85.5 Tf.$$

La force des sous pression est donc : $W_T = 142.5 Tf$

IV.5.1.5-Force de poussé de sol en amont

$$P_s = \gamma_s s \left(\frac{h_s}{2}\right)^2 t g^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) I_s \dots\dots\dots (IV.20)$$

Avec

γ_{ss} : poids volumique de sol saturé $\gamma_{ss}=21.05 \text{ T/m}^3$.

h_s : hauteur d'eau exercé la poussé ($h_s=1\text{m}$).

ϕ : angle du frottement interne de sol $\phi=13^\circ$.

AN :

$P_s=4.1 \text{ Tf}$

IV.5.2-étude de la stabilité**IV.5.2.1-Stabilité au renversement**

Il est à vérifier que les contraintes dans la surface de contact entre le barrage et les fondations sont inférieures aux valeurs extrêmes de la résistance. En cas de dépassement de la contrainte dynamique de traction admissible au pied amont, il faut s'assurer que l'ouverture du joint de fondation à l'amont ne conduit pas à des contraintes de compression supérieures à la résistance à la compression au pied aval.

Pour assurer la stabilité au renversement il faut vérifier la condition suivante :

$$\sum M_r / M_s \geq 1,5 \dots\dots\dots (IV.21)$$

Avec

M_r : moment des forces stabilisatrices par apport au pied aval.

$$M_r = P_p * A \dots\dots\dots(IV.22)$$

$$M_r = 199 * 12.9 = 2567.1 \text{ Tf}$$

M_s : moment des forces déstabilisatrices par apport au pied aval

$$M_s = F_h^{am} * B + W_s * C + W_f * D + P_s * E \dots\dots\dots(IV.23)$$

$$M_s = 41.41 * 4.55 + 57 * 5.75 + 85.5 * 13.93 + 4.1 * 1 = 1711.2805 \text{ Tf}$$

$$\sum M_r / M_s \geq 1,5 \quad 1.5 = 1.5$$

Donc le déversoir est stable au renversement

IV.5.2.2-Stabilité au glissement

Pour qu'il y est pas de glissement, il faut que :

$$\Sigma F_h / \Sigma F_v \leq 2 \dots\dots\dots (IV.24)$$

Avec

$$F_v = P_p - W_T = 56.5 \text{ Tf}$$

$$F_h = P_s + F_h^{am} = 45.511 \text{ Tf}$$

$$(\Sigma F_h / \Sigma F_v) : 0.8 \leq 2$$

Donc le déversoir est stable au glissement

IV.5.2.2-Stabilité au poinçonnement

Le poinçonnement est le renversement de l'ouvrage autour d'un point G se trouve au centre de gravité de la base du radier.

•Le principe de la Stabilité au poinçonnement

Le calcul des contraintes exercé par l'ouvrage sur le sol : sous l'effet des forces verticales et horizontales, il va créer des contraintes σ_1 et σ_2 à la base du radier.

Le signe positif des moments le sens des aiguilles d'une montre.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 \frac{M_G}{b \times B^2} \dots\dots\dots (IV-25) \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 \frac{M_G}{b \times B^2} \dots\dots\dots (IV-26) \end{array} \right.$$

Avec

N : Somme des forces verticales.=56.5 Tf

M_G : Somme des moments des forces verticales et horizontales par rapport à G. =631.65 Tf.m

b : Longueur transversale du radier (on prend 1m).

B : Largeur du radier.

$$S = b \times B : \text{Surface de la base du radier} \dots\dots\dots (IV-27)$$

AN :

$$S=16.5\text{m}^2$$

Les conditions qui doivent être vérifiées pour que l'ouvrage soit stable au poinçonnement sont :

$$\begin{cases} \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \geq 0 \text{ bars} \\ \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \overline{\sigma}_{sol} \end{cases}$$

Avec

$\overline{\sigma}_{sol}$: est la contrainte maximale que peut supposer le sol qui supporte la base du radier, ce paramètre se détermine par les essais in situ :

- Pénétrömètre dynamique.
- Pénétrömètre statique.
- Pressiomètre.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 \frac{M_G}{b \times B^2} = 3 > 2.79 > 0 \text{ bar}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 \frac{M_G}{b \times B^2} = 3 > 0.008 > 0 \text{ bar}$$

Donc la condition est vérifiée et il n'y a pas un risque de poinçonnement.

IV.6-Ferraillage des éléments

IV.6.1-Ferraillage du rideau (Bassin de dissipation et canal de fuite)

Le rideau est considéré comme une poutre encastrée dans le radier et soumise à :

- Poussées dues aux terres
- Poussée due à la surcharge
- Poussée hydrodynamique de l'eau.

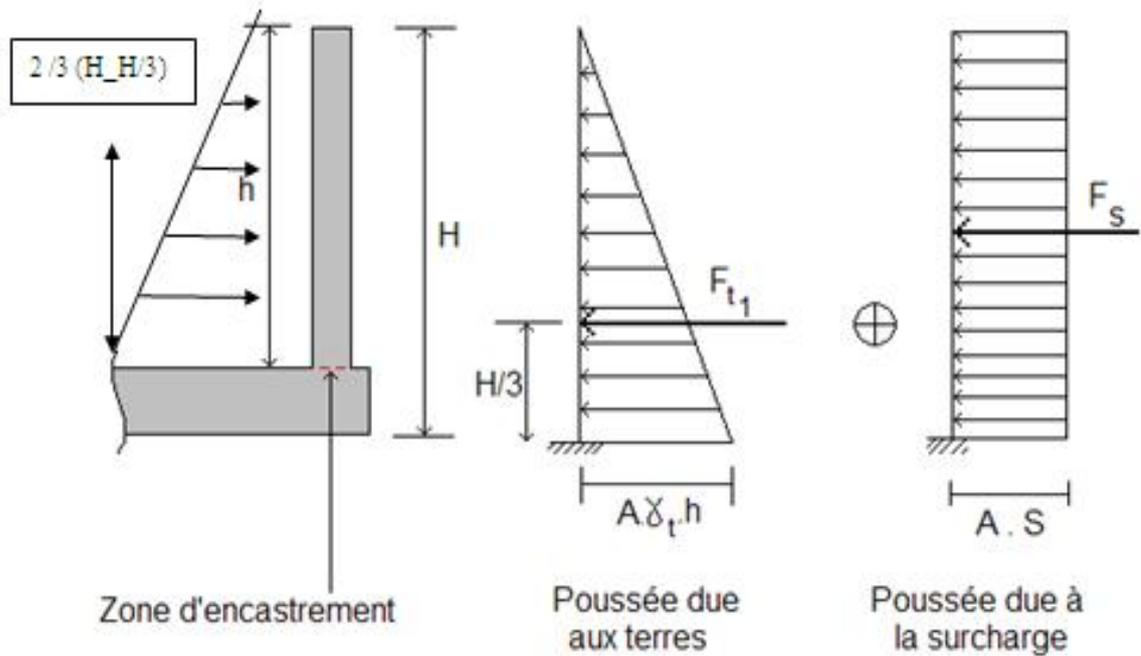


Figure IV.03 : Diagramme des contraintes

Le calcul du ferrailage du rideau se fait pour le cas critique. C'est la ou le déversoir est au repos (vide) c'est-à-dire que la force hydrodynamique est nulle.

On calcul les aciers à la base du rideau pour une section rectangulaire avec une longueur de 1m.

L'enrobage des aciers est principal à 3 cm au minimum.

$$\Lambda = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \dots\dots\dots(\text{IV.28})$$

φ : L'angle de frottement interne.

AN :

$$A=0.63$$

F_t : Force résultante due à la poussée des terres = aire d'un triangle

$$F_t = 1.35 A \gamma_t h \frac{h}{2} = 1.35 A \gamma_t \frac{h^2}{2} \dots\dots\dots(\text{IV.29})$$

γ_t : Poids volumique des terres (t/m^3)

h : hauteur du rideau à partir de la base du radier.

Soient :

F_t Est appliquée à $\frac{h}{3}$ de la base de la radier.

AN :

$$F_t=4.81t$$

F_s : Force résultante due à la poussée de la surcharge = aire d'un rectangle

$$F_s = 1.5 A \times S \times h \dots\dots\dots(IV.30)$$

F_s : Est appliquée à $\frac{h}{2}$ de la base du radier.

AN : $F_s=2.36t$

Le moment résultant égal à :

$$M = F_t \times \frac{h}{3} + F_s \times \frac{h}{2} \dots\dots\dots (IV-31)$$

M est le moment de F_s et F_t par rapport à la base du rideau (zone d'encastrement rideau-radier)

AN :

$$M=6.96t.m$$

A la mi-hauteur :

On remplace h par (h/2) donc on obtient :

$$F_t=1.2t$$

$$F_s=1.18t$$

$$M^{(h/2)}=F_t \cdot h/6 + F_s \cdot h/4 = 1.24t.m$$

• **Calcul des aciers**

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_{bc} \times b \times d^2} \dots\dots\dots (IV-32)$$

Contrainte admissible du béton en compression $\bar{\sigma}_{bc} = 142 \text{ bars}$

b : Largeur (m)

d : Enrobage (m)

AN : $u^h=0.12$ et $u^{h/2}=0.018$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \dots\dots\dots (IV.33)$$

AN :

$a^h=0.16$ et $a^{h/2}=0.022$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \dots\dots\dots (IV.34)$$

AN :

$$B^h=0.93 \text{ et } B^{h/2}=0.99$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} ; \text{en cm}^2 \dots\dots\dots (IV.35)$$

A : Section ferrailée

AN :

$$A^h=10.76\text{cm} \text{ et } A^{h/2}=16.37\text{cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \text{en bars.} \dots\dots\dots (IV.36)$$

f_e : Limite élastique des aciers utilisés = **4000 bars** pour les aciers tors.

γ_s : Coefficient de sécurité pour les aciers. (Cas courant)

- $\gamma_s = 1.15$ Dans les calculs pour les cas courants.
- $\gamma_s = 1$ Calculs dans les cas accidentels.

Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \text{ Et } E_s = 2.1 \times 10^6 \dots\dots\dots (IV.37) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_l = \frac{3.5}{1000\epsilon_l + 3.5} \dots\dots\dots (IV.38) \end{array} \right.$$

AN :

$$=1.74 \times 10^{-3}$$

$$a_l=0.67$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l - 0.32\alpha_l^2 \dots\dots\dots (IV.39)$$

AN :

$$u_l=0.396$$

Si $\mu < \mu_l \Rightarrow$ pas d'aciers comprimés.

Et $u^{h/2} < u_l$ pas d'aciers comprimés

$$A_i = 3.14 \times D^2 / 4 \dots\dots\dots (IV.40)$$

A_i : Section d'acier (cm²)

D : Diamètre d'acier (cm)

$$n = A_s / A_i \dots\dots\dots (IV.41)$$

n : Nombre des aciers

$$Esp = 100 / n \dots\dots\dots (IV.42)$$

Esp : L'espace entre acier

$$10\text{cm} < esp < \text{épaisseur de la pièce} = 25\text{cm}$$

Tableau IV.03 : Ferrailage des murs bajoyers (2.5m) pour (h)

Diamètre (cm)	A_i (cm)	n	Espace (cm)	Espacement choisi (cm)
8	0,5	21	4,76	5
10	0,78	13	7,69	8
12	1,73	6	16,67	17
14	1,54	6	16,67	17
16	2,01	5	20,00	20
20	3,14	3	33,33	34

On choisit 5T16 avec un espacement de 20 cm pour (h)

Tableau IV.04 : Ferrailage des murs bajoyers (2.5m) pour (h/2)

Diamètre (cm)	A_i (cm)	n	Espace (cm)	Espacement choisi (cm)
8	0,5	32	3,13	4
10	0,78	20	5,00	5
12	1,73	9	11,11	12
14	1,54	10	10,00	10
16	2,01	8	12,50	13
20	3,14	5	20,00	20

On choisit 5T20 pour un espacement de 20cm

Remarque

Pour économiser les aciers, nous calculerons le moment d'encastrement à la base du rideau et le moment à la moitié de la hauteur du rideau et nous supposons que la partie du rideau qui se trouve au-dessus de $\frac{h}{2}$ est encadrée dans la partie qui se trouve au-dessus ($M_{h/2}$).

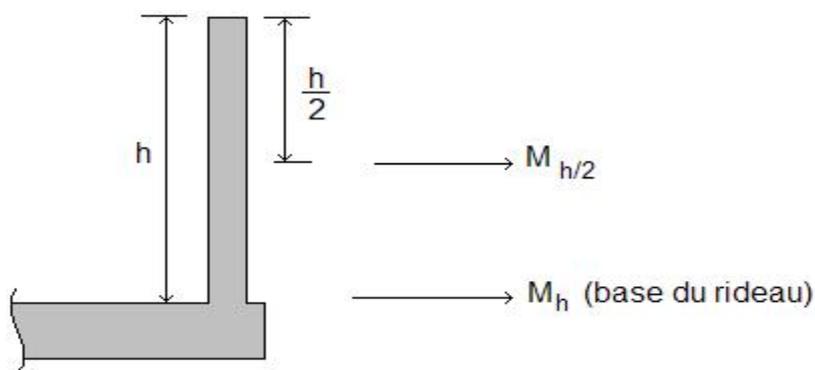


Figure IV.04 : Représentation des moments appliqués sur les murs (h) et (h/2)

IV.6.2- Ferrailage des murs de déversoir

Le mur est considéré comme une poutre encastree dans le radier (la pelle) et soumise à :

- Poussées dues aux terres
- Poussée due à la surcharge
- Poussée hydrodynamique de l'eau.

Poussée hydrostatique prise en compte :

$$A = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

φ : L'angle de frottement interne.

AN : A=0.63

F_t : Force résultante due à la poussée des terres = aire d'un triangle

$$F_t = 1.35 A \gamma_t h \frac{h}{2} = 1.35 A \gamma_t \frac{h^2}{2}$$

γ_t : Poids volumique des terres (t/m^3)

h : hauteur du rideau à partir de la base du radier.

Soient :

F_t Est appliquée à $\frac{h}{3}$ de la base de la radier.

AN : $F_t=12.32t$

F_s : Force résultante due à la poussée de la surcharge = aire d'un rectangle

$$F_s = 1.5 A \times S \times h$$

F_s : Est appliquée à $\frac{h}{2}$ de la base du radier.

AN : $F_s=1.89t$

Le moment résultant égal à :

$$M = F_t \times \frac{h}{3} + F_s \times \frac{h}{2} \dots\dots\dots (III-9)$$

M est le moment de F_s et F_t par rapport à la base du rideau (zone d'encastrement rideau-radier)

AN : $M=10.1t.m$

A la mi-hauteur :

On remplace h par (h/2) donc on obtient :

$F_t=0.77t$

$F_s=0.94t$

$M^{(h/2)}=F_t*h/6+F_s*h/4=0.73t.m$

Remarque

Le calcul du ferrailage du rideau se fait pour le cas critique. C'est la ou le déversoir est au repos (vide) c'est-à-dire que la force hydrodynamique est nulle.

On calcul les aciers à la base du rideau pour une section rectangulaire avec une longueur de 1m. L'enrobage des aciers est principal à 3 cm au minimum.

Calcul des aciers :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_{bc} \times b \times d^2}$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 142 bars$: Contrainte admissible du béton en

Compression.

AN : $u^h=0.055$ $u^{h/2}=0.004$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}$$

AN : $a^h=0.07$ et $a^{h/2}=0.005$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha$$

AN : $B^h=0.972$ et $B^{h/2}=0.998$

$$A = \frac{M}{\beta \alpha \sigma_s} ; \text{en } cm^2 \quad \text{AN : } A^h=8.3cm \text{ et } A^{h/2}=0.84cm$$

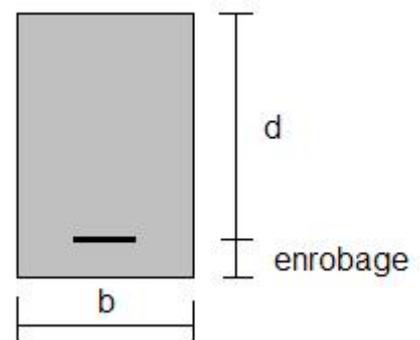


Tableau IV.05 : Ferrailage des murs du déversoir (2m) pour (h)

Diamètre (cm)	Ai (cm)	n	espace (cm)	Espacement choisi (cm)
8	0,5	16	6,41	7
10	0,78	10	10,00	10
12	1,73	4	25,00	25
14	1,54	4	25,00	25
16	2,01	3	33,33	34
20	3,14	2	50,00	50

On choisi 4T12 avec un espacement de 25cm

Tableau IV.06 : Ferrailage des murs du déversoir (2m) pour (h/2)

Diamètre (cm)	Ai (cm)	n	espace (cm)	Espacement choisi (cm)
6	0.28	3	33.33	25
8	0,5	1,00000	100,00	25
10	0,78	1,00000	100,00	25
12	1,73	1,00000	100,00	25
14	1,54	1,00000	100,00	25
16	2,01	1,00000	100,00	25
20	3,14	1,00000	100,00	25

On choisi 2T8 avec un espacement de 25cm

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \text{en bars.}$$

f_e : Limite élastique des aciers utilisés = 4000 bars pour les aciers tors.

γ_s : Coefficient de sécurité pour les aciers.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ Dans les calculs pour les cas courants.} \\ \gamma_s = 1 \text{ Calculs dans les cas accidentels.} \end{array} \right.$$

-Vérification de l'existence des aciers comprimés

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_S \times E_S} \quad \text{Et} \quad E_S = 2.1 \times 10^6 \\ \alpha_l = \frac{3.5}{1000\varepsilon_l + 3.5} \end{array} \right.$$

AN :

$$= 1.74 \times 10^{-3}$$

$$a_l = 0.67$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l - 0.32\alpha_l^2$$

$$\text{AN : } u_l = 0.396$$

$$u^h < u_l \text{ et } u^{h/2} < u_l$$

Donc ya pas d'aciers comprimés.

Remarque

- Le choix du diamètre des barres se fait d'une manière que l'espacement entre les barres ne sera pas inférieur à 10 cm pour que la pénétration des granulats du béton soit facile.
- L'enrobage : la distance entre les armatures et le coffrage est égale à 3 cm pour les constructions qui sont en contact avec l'eau.
- On propose pour le ferrailage des semelles un diamètre 12 cm avec un espacement de 20cm.
- Pour les sections transversales on prend un diamètre de 12 cm pour la semelle et la mi-hauteur inférieure et 16 cm pour la mi-hauteur supérieure.
- Tout les armatures utilisées pour le ferrailage du déversoir sont de type acier tors parce qu'il résiste bien à la traction et il a une contrainte de rupture importante ($f_a = 4000 \text{ bars}$) par rapport au acier lisse ($f_s = 2350 \text{ bars}$).
- L'utilisation des épingles est nécessaire on choisit $\Theta = 8 \text{ cm}$.

Conclusion

Dans ce chapitre on a calculé l'infiltration, on a diminué cette dernière par l'utilisation des palplanches aussi la vérification des phénomènes hydrauliques défavorables.

D'autre part le calcul et la vérification de la stabilité du notre déversoir au renversement, glissement et poinçonnement.

On a ferrailé aussi les murs bajoyers (mur bassin dissipation, mur canal de fuite et le mur du déversoir) d'une façon que notre déversoir sera stable et dans un bon état de fonctionnement.

V. Introduction

La bonne connaissance du site d'un barrage et sa conception judicieuse ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage.

Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance capitale pour la réussite de l'aménagement. Il est donc nécessaire de s'assurer que le chantier est confié à un exécutant compétant et expérimenté et que celui-ci dispose effectivement de tous les moyens nécessaires, pour réaliser l'ouvrage dans des bonnes conditions.

V.1. Organisation technique de préparation

Les opérations essentielles de la préparation dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

1- Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.

2- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

V.2. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain de larges espaces, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

On peut distinguer les installations suivantes :

V.2.1-Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux du chantier.

V.2.2-Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et la faciliter de dosage du béton, et les aciers dans des baraquements, hangarsetc.

V.2.3-Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

V.2.4-Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.

V.3-Travaux de réalisation**V.3.1-Travaux de terrassements**

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

V.3.2-Travaux d'excavations

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, excavation et mise en dépôt des déblais suivant un décapage de la terre végétale sur l'assise de barrage et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

V.3.3-Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- Reboisement des zones à risque d'érosion au alentour du barrage.

Tous les travaux peuvent être exécutés à partir de l'automne de la première année de construction et au cours de la deuxième année sauf pendant la période humide.

V.4- Moyens du chantier

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'un barrage nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux.

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le

rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du barrage.

V.4.1- Moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

V.4.2- Engins de terrassement

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction (et / ou) le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement ...).

- Le bulldozer.
- La Pelle mécanique.
- Le Malaxeur.
- La grue.
- Les niveleuses et les camions.

Le compactage des remblais est une phase très important parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants:

- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

V.4.3- Matériel de bétonnage

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

V . 4 . 4 - Matériel spécifique

On utilise comme matériel :

- Les engins de forage et d'injection.
- Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

V.5-Planification des travaux**V.5.1.Définition**

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail
- Observations instantanées
- Analyse des tâches
- Définition des objectifs et des attributions
- Simplification des méthodes
- Stabilisation des postes de travail

V.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.

V.5.2.1-Méthodes basées sur le réseau

- **Définition du réseau**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui 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.

- **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

V.5.2.2-Méthode C.P.M (*Critical path methode*)

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 : analysé systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue.

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

- **Les étapes de la planification :** _

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

*Collection des 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.

*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.

*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

- **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.

➤ $DFP = DCP + TR$ (V.01)

Et :

➤ $DCPP = DFPP - TR$ (V.02)

- **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 :

- $MT=0$
- $DR_{CC}=DTP$

- **Attribution des durées de chaque opération :**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- *Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- *Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T=Q*N/n.....(V.01)$$

Avec

Q : Quantité du travail

N : Rendement

n : Nombre d'équipes

V.6. Les plannings

Il existe trois types du plan de travail :

V.6.1-Plan du travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

V.6.2-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).

V.6.3-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).

V.7-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.
- 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.

V.8-Programme des travaux du barrage déversoir de TROUCH

Le programme des travaux des ouvrages du barrage de TROUCH a été établi compte tenu de tous les principaux fronts de travail et les conditions spécifiques du site, en particulier la localisation isolée et les conditions climatiques du site du barrage.

Le programme d'exécution des travaux est basé sur les suppositions suivantes :

- Un délai de 27 jours pour la mobilisation de l'entreprise et l'installation du chantier.
- La dérivation de l'oued 15 jours.
- Rythme des travaux :

*Excavations pour la fondation du barrage : 11087 m³/Mois

* Béton en masse : 9531 m³/ Mois

- La fermeture de la galerie de dérivation provisoire se réalisera dans la période sèche.

V.9.Etude de la planification du barrage de TROUCH

A l'aide du logiciel M.S.PROJECT PROFESSIONNEL qui permet de rassembler les résultats suivants :

Tableau.02 : Les différentes opérations effectuées au niveau du projet

☐ travaux de construction du barrage déversoir TROUCH	162 jours?	Ven 25/09/15	Ven 04/03/16	
Travaux routiers	20 jours	Ven 25/09/15	Mer 14/10/15	
Installation de chantier	7 jours	Jeu 15/10/15	Mer 21/10/15	3
Batardeau	7 jours	Jeu 22/10/15	Mer 28/10/15	4
Tunnel de dérivation	15 jours	Jeu 22/10/15	Jeu 05/11/15	4
Excavation du barrage évacuateur	45 jours	Ven 06/11/15	Dim 20/12/15	5;6
construction du barrage évacuateur	2 mois	Lun 21/12/15	Jeu 18/02/16	7
Bassin d'amortissement de E.C	30 jours?	Ven 06/11/15	Sam 05/12/15	5;6
Canal de restitution	15 jours?	Ven 06/11/15	Ven 20/11/15	5;6
Travaux de finition	15 jours?	Ven 19/02/16	Ven 04/03/16	8;9;10

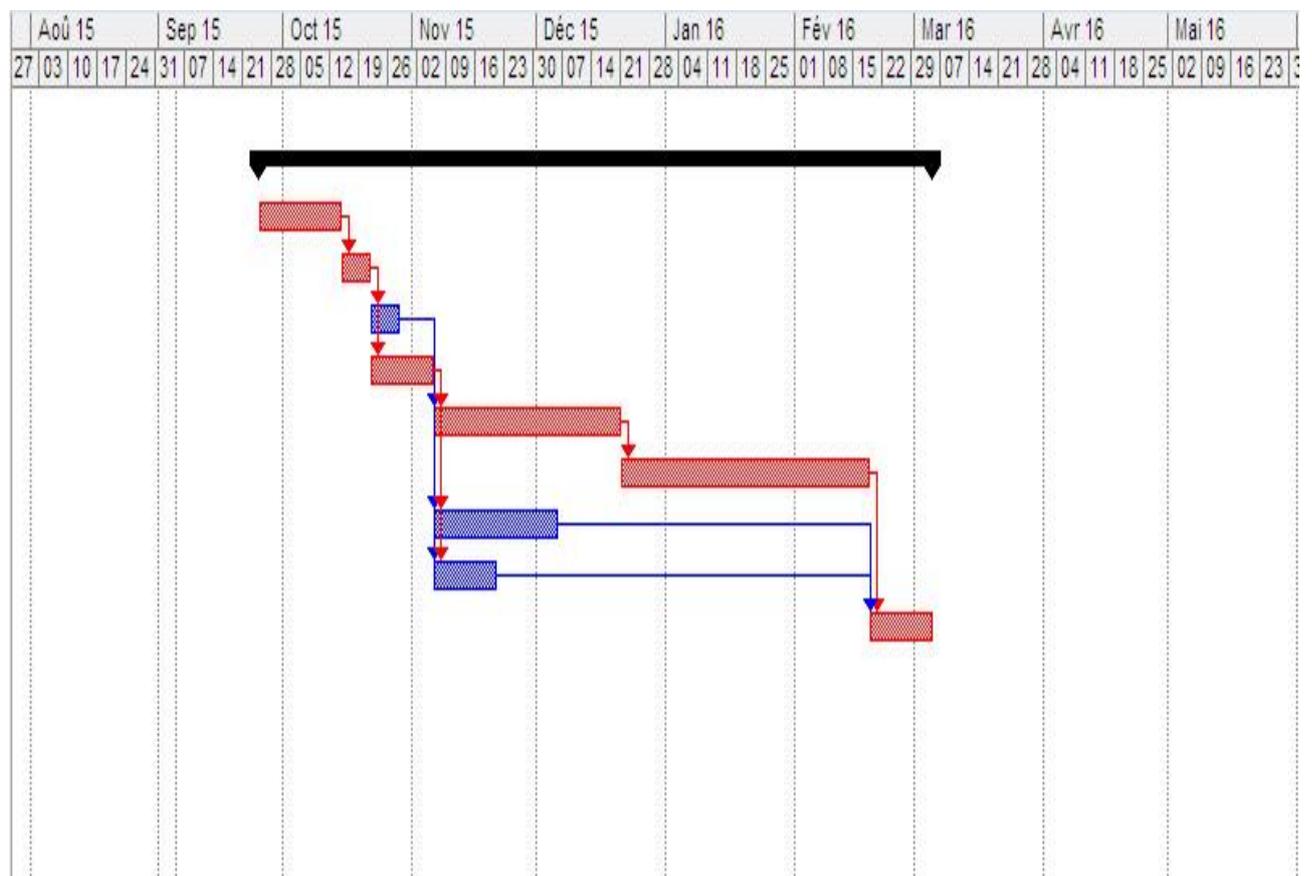


Figure V.01 : Diagramme de GANTT

Tableau V.0.3 : Symbolisation des opérations

Opération	symbole
Travaux routières	A
Installation du chantier	B
atardeau	C
Tunnel de la dérivation	D
Excavation du barrage évacué	E
Construction du barrage	F
Bassin d'amortissement	G
Canal de la restitution	H
Travaux de finition	I

➤ Le chemin critique est comme suit :

*Travaux routières.....(A)

*Installation du chantier.....(B)

*Tunnel de la dérivation.....(D)

*Excavation du barrage évacué..... (E)

*Construction du barrage(F)

*Travaux de finition.....(I)

➤ Le temps de réalisation est égal à **162 jours**.

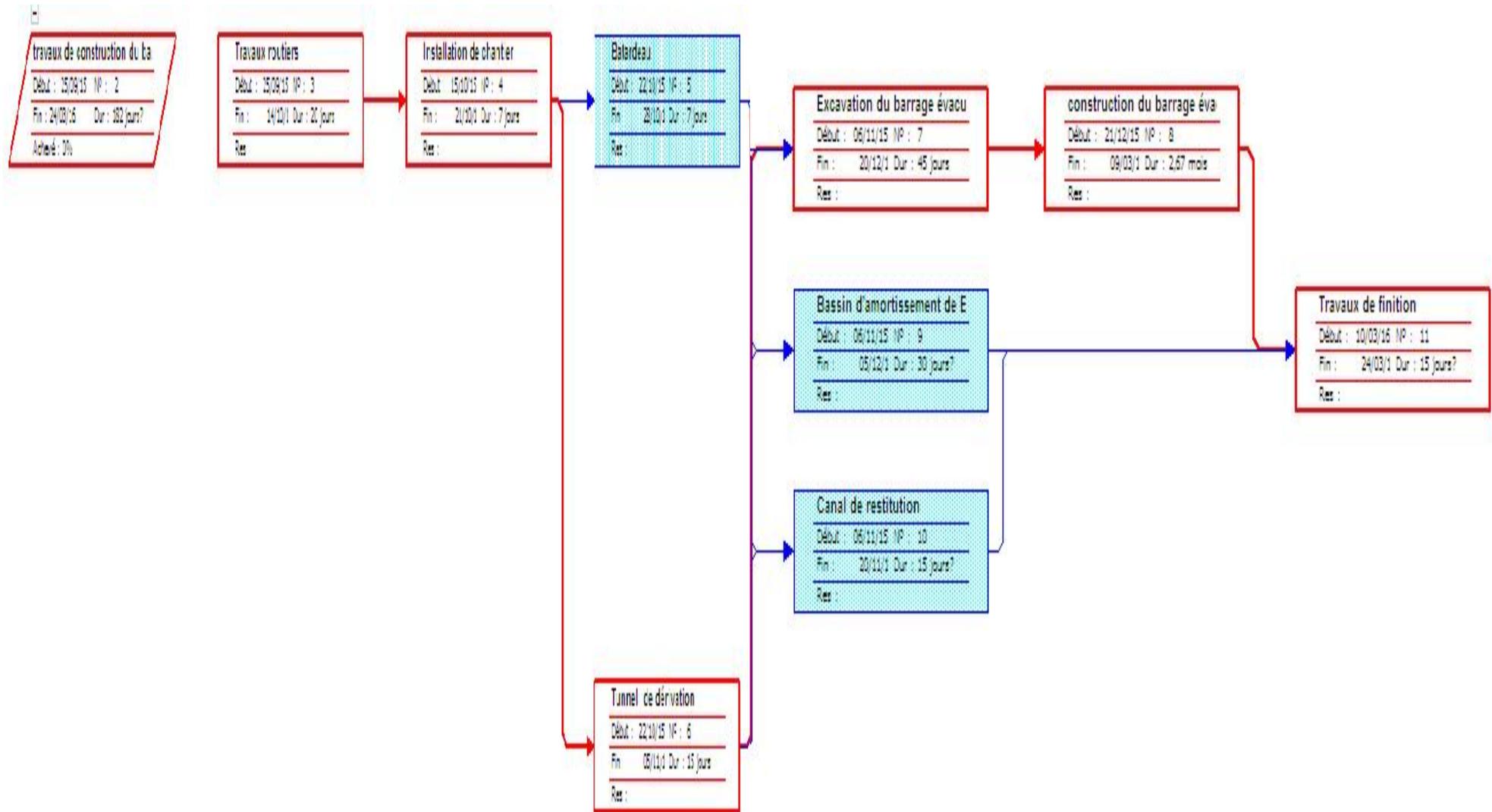


Figure V.02 : Réseau à flèche.

V.10.Calcul du devis estimatif

Le devis estimatif de est déterminé en fonction de la quantité des travaux et, des matériaux utilisés pour la réalisation du projet, notre, étude concernant L'établissement du devis se basera essentiellement sur les prix actualisés adopter pour différentes quantité de coffrage, de bétonnage. Le calcul du cout de l'évacuateur de crue est représenté dans le tableau suivant :

Tableau. V.3: Cout de l'évacuateur de crue

		Prix(DA)	prix total (DA)
coffrage	 finition normale : 8074 m²	700	5652108
Bétonnage	 volume de béton : 17880.88 m³	24000	431781120
Bétonnage BCR	 Volume du béton : 28.75 m³	22000	638000
Excavation	 Volume d'excavation : 22174 m³	400	8869600
Enrochement	 Volume d'enrochement : 2557.62 m³	3000	7672860
Gabion	 Volume du Gabion : 66m³	3000	198000

- Le cout total c'est la somme des tous les travaux effectués et les matériaux utilisés tels que le cout total 454811688 DA
- Le coût du mètre cube est estimé à :
Cout du projet/volume de la retenue =454811688/18234= 24943.06 DA/m³

Conclusion

L'organisation du chantier a une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets.

La durée de construction propre du barrage déversoir TROUCH est au moins 162 jours. Cette durée est à considérer comme maximum absolu.

Le cout estimatif global du barrage est estimé par 454,811,688,00 DA

VI. Introduction

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs.

Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent se produire à tous les moments de l'installation jusqu'à la mise en eau. C'est pour cela, qu'on doit chercher toutes les solutions pour faire face à ces derniers.

L'objet sera, donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier. Pour cela, il existe un bon nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits « de sécurité » dicté par différents organismes intéressés par la sécurité du travail.

VI.1. Organisation de la prévention des accidents du travail

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme représenté sur la figure VI.01.

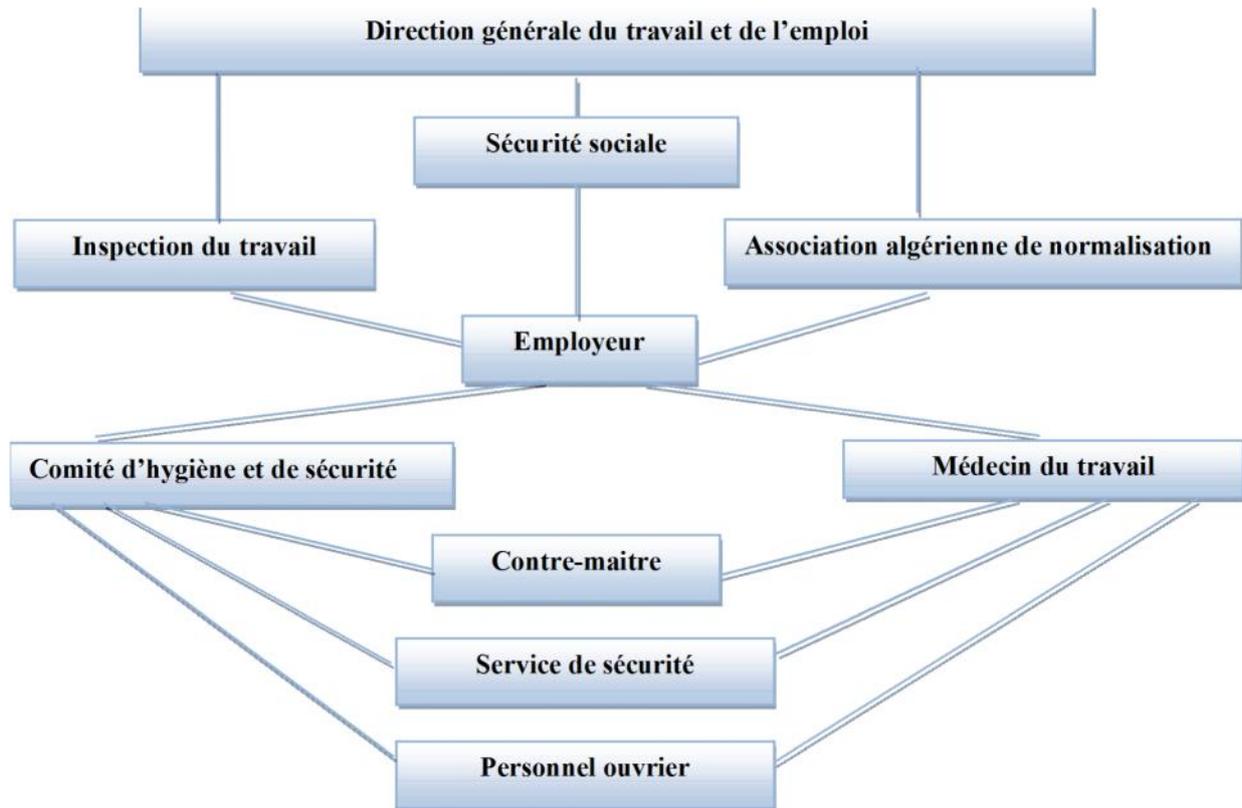


Figure VI.01 : Organigramme de la prévention (Source : Mémoire 2011 BERRAMDANE NOUR EL HOUDA)

Le Contremaître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du Contremaitre revêt trois aspects importants, pédagogique, de surveillance et de suggestion.

VI.2. Causes des accidents de travail

L'analyse des accidents, les plus fréquents, fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielles).

a) Causes humaines

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- La négligence des travailleurs.

- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de faciliter.
- Manque de concentration.
- L'agitation
- La nervosité.

b) Causes techniques

Les causes d'accédant d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- Des mauvaises conditions de travail.
- De l'encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.
- Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

VI.3. Conditions dangereuses dans le chantier

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VI.4. Actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervention sans précaution sur des machines en mouvement.
- Action sans prévention ou sans autorisation.
- Le non utilisation de l'équipement de protection individuelle.
- L'imprudence durant le travail.
- Le rythme de travail inadapté.

VI.5. Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée de manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être installés sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celles fixées.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

VI.6. Principales fonctions du service de sécurité**a) Etudes**

- Participation au Comité d'Hygiène et de Sécurité.
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- Suggestions du Personnel.
- Statistique : élaboration et commentaire.
- Rapport avec l'administration.

b) Exécution

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.
- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d) Animation

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- Equipes de secours.
- Formation spéciale concernant certaines professions.

Conclusion

Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; des simples petites meurtrissures aux mortelles.

Des milliers d'accident graves ont leurs origines dans de simples blessures qu'on aurait pu éviter par l'emploi de dispositifs de sûreté (casque, gants masques, lunette....).

Tous ces accidents ainsi que les détériorations du matériel qui les accompagnent fréquemment sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque exclusivement dus à la négligence et à l'inobservation des règles les plus élémentaires de sécurité.

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce travail de la fin d'études, nous avons essayé de traiter et d'étudier en détail la construction d'un barrage déversoir. Ce travail à permis de tirer les conclusions suivantes.

- D'un point de vue géologique et économique le site proposé est favorable à l'implantation d'un barrage déversoir avec un débit important et un lit de la cuvette ramassé vers l'intérieur.

- La topographie de la cuvette de l'oued TROUCH est gênée par quelques agglomérations qu'elles sont situées dans les rives de la cuvette ; Alors on a possibilité d'augmenter la hauteur de la pelle et la capacité de la cuvette si le problème des agglomérations est réglé dans les durées plus proches.

- On utilise le béton ordinaire pour construire notre déversoir pour la facilitée du déversement des eaux des crues.

-Le bassin de la tranquillisation il doit être composé de deux types des matériaux pour des raisons de stabilité et des raisons économiques.

-L'objectif du ce projet c'est de réaliser des terres agricoles au voisinage de la région, tels que la surface des terres agricoles et la nature des cultures a cultivés dépendent de la quantité d'eau stockée dans le barrage.

- La construction d'un barrage dans cette région va résoudre les problèmes d'approvisionnement en eau d'irrigation auxquels sont confrontées les agricultures.

- Les résultats obtenus par le biais de ce travail sont satisfaisants. Donc, le site proposé pour la réalisation de cet ouvrage est favorable soit sur le plan technique ou bien la réalisation.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : A.N.B.T
(Etude géologique et géotechnique du Barrage de TROUCH W.Souk Ahras)
- [2] : B. TOUAIBIA
(Cours d'Hydrologie 3^{ème} Année).
- [3] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI
(Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.)
- [4] : B. BENLAOUKLI
(Cours d'O.D.C 4^{ème} et 5^{ème} année).
- [5]: J. SKUTCH
(Hydraulic analysis and design of energy dissipating structures)
- [6] : LANCASTER
(Notice sur les déversoirs)
- [7] : M. BACHIR CHERIF
(Cours béton arme 3^{ème} et 4^{ème} année).
- [8] : M. HASSANE
(Cours Hydraulique générale 4^{ème} et d'ouvrage hydrotechnique 5^{ème} année)
- [9] : M. K. MIHOUBI
(Cours et polycopie d'ouvrage hydrotechnique 4^{ème} année)
- [10]: R. M. KHATSURIA
(Hydraulics of spillways and energy dissipaters)
- [11] : P. GUILLEMONT
(Ouvrage en béton armé)
- [12] : Ecole polytechnique fédérale de LAUSANNE
(Polycopie choix du type de barrage)
- [13] : Ecole polytechnique fédérale de LAUSANNE
(Polycopie Barrage en poids)
- [14] : A.HADJE SEDOUK
(Polycopie du ferrailage des murs de soutènement)
- [15] : A.N.R.H
(Les données climatologiques)
- [16] : H.MOKRANE
(Ingénieure DRE TEBESSA)