

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

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

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE ET SON IMPACT
ENVIRONNEMENTAL SUR OUED MECHIKEL
(W BBA)**

Présenté par :

MEKLOUCHE Hiba Abir

Devant les membres du jury

Nom et prénom	Grade	Qualité
B. BENLAOUKI	Maitre de conférences (A)	Président
S. TOUMI	Maitre de conférences (B)	Membre
A. ADDOU	Maitre Assistante (A)	Membre
N. SAIL	Maitre Assistante (A)	Membre
A. HADJ SADOK	Maitre de conférences (A)	Promoteur

Session Juin 2017

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail, en signe de respect et d'amour à ma mère que son âme repose au paradis inchallah ainsi que ma très chère tante « Dalila » et mon oncle « Brahim » pour tous les sacrifices et le soutien au long de toutes ces années dont elles ont fait preuve pour que je réussisse

Je le dédie également à :

Mon père « Ali »

Mes frères : Monsif, Merwane et Youcef

Ma grande mère « mima Zohra »

En un mot, à toute ma famille, mes tantes et mes oncles, mes amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

Remerciements

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Je voudrais remercier spécialement mon encadreur Monsieur Ahmed HADJ SADOK, Maître de Conférence à l'ENSH, pour avoir assuré de manière agréable le suivi quotidien de mon travail et pour m'avoir fait profiter de son expérience et ses compétences scientifiques.

Je remercie également tout le personnel de l'Agence Nationale Des Barrages Et Transfert (ANBT) qui nous a fourni les données de la région d'étude.

Mes remerciements s'adressent à Monsieur B. BENLAOUKLI pour avoir présidé les jurys.

Mon respect s'adresse à Monsieur S. TOUMI, Madame A. ADDOU et Madame N. SAIL d'avoir accepté de prendre du temps afin de lire ce travail et d'être membres de jury.

Remerciements plus particuliers à :

Tous les étudiants qui m'ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Sans oublier de remercier : L'ensemble du personnel de l'ENSH pour leurs aides.

ملخص:

يتميز الشرق الجزائري بوفرة المياه السطحية ومع ذلك فبعض المناطق تعاني من عدم الاكتفاء في المياه الموجهة للزراعة لذا يتوجب انشاء سدود مائية في مشروع نهاية الدراسة. اخترنا بلدية **خليل** التابعة لإقليم ولاية **برج بوعريرج**، بحيث يوجد **واد مشيكل** الذي يعاني من الاستعمال العشوائي وضياع اغلب مياهه، و على هذا الاساس من خلال هذه المذكرة سنقوم بدراسة تقنية واقتصادية تشمل جيولوجيا و هيدرولوجيا معمقة لبناء سد مائي ذو سعة صغيرة لتلبية الحاجة المائية للزراعة لمساحة تقدر ب 20 هكتارا.

Résumé :

L'est Algérien est caractérisé par l'abondance des eaux superficielles et avec ça il y'a des régions qui souffrent d'insuffisance d'eaux destinée à l'irrigation, Alors il est important de construire des barrages. Dans ce projet de fin d'étude on a choisi la commune de **KHELIL** de la wilaya de **BOURDJ BOU ARRERIDJ** où se situ **Oued MECHIKEL** qui subit une exploitation aléatoire et la perte importante de ces eaux A travers ce mémoire nous allons établir une étude technico-économique incluant la géologie et l'hydrologie du site afin de construire une retenue collinaire destinées à l'irrigation d'une surface de 20 Ha.

Abstract:

The Algerian east is characterized by the abundance of superficial waters but there are regions that suffer from insufficient water intended for irrigation, so it is important to build dams. In this project, we chose the town **KHELIL** of the Wilaya **BOURDJ BOU ARRERIDJ**, So that there is **Oued MECHIKEL** which undergoes the random exploitation and the loss of these waters, on this basis, this work will establish a technico-economic study that includes geology and hydrology of site to construct a hill dam to irrigate a area of 20 Ha.

Table des matières

Introduction générale	1
CH I : Etude topographique.	
I.1 Généralités	2
I.2 Situation géographique	2
I.3 SITUATION DE L' AIR D' ETUDE	2
I.4 Documentation topographique	4
I.5 Caractéristiques morphologiques de la zone d'étude	5
I.6 CONCLUSION	5
CH II : Etude géologique et géotechnique	
II.1 Géologie	6
II.1.1.1 Introduction	6
II.1.1.2 Géologie régionale	6
II.1.1.3 Aperçu tectonique	10
II.1.1.4 Sismicité de l'a région d'étude	10
II.1.2 Lithologie du site	12
II.1.3 Hydrogéologie du site	15
II.1.4 Fondation de la digue et des ouvrages annexes	16
Conclusion	17
II.2 Géotechnique	17
Introduction	17
II.2.1 Prospection géomécanique du Terrain	19
II.2.2 Prospection géotechnique de laboratoire	19
II.2.3 Resultats des données géotechniques du terrain et de laboratoire	20
II.2.4 Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue	24
Conclusions	27
CH III : Etude hydrologique	
Introduction	28
III.1 Bassin versant	28

III.1.1 Caractéristique géographiques du bassin versant	28
III.1.2 Caractéristiques géométriques du bassin versant	29
III.1.3 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	37
III.2 Données climatologiques	43
III.3 Estimation des pluies journalières maximales	48
III.3.1. Choix de la loi d'ajustement	49
III.4 APPORTS LIQUIDES	61
III.4.1 Apports moyens annuels	61
III.4.2 Caractéristiques de l'écoulement	64
III.4.3 Coefficient de variation	65
III.4.4 Apports fréquentiels	67
III.5 Les crues	70
III.5.1 La méthode d'analogie	70
III.5.2 Les formules empiriques	71
III.6 Hydrogramme de crue	73
III.7 Choix de la crue	77
III.8 Choix de la crue de chantier	79
III.9 les apports solides	80
III.10 Régularisation des débits	83
III.10.1 Courbes caractéristiques	84
III.10.2 Répartition mensuel de l'apport 80%	86
III.10.3 Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation	87
III.10.4 Evaluation des pertes	87
III.10.5 Calcul du volume utile	87
III.10.6 Laminage des crues	93
Conclusion générale du chapitre	102

CH IV : Etude d'optimisation

Introduction	103
VI.1 Calcul du coût approximatif de la digue :	103
VI.2 Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :	108
VI.3 Coût total du barrage :	110
VI.4 Laminage pour un déversoir de largeur B=9m	111
Conclusion :	112

CH V : Etude des variantes de la digue

Introduction	113
V.1 Choix du type du barrage	113
V.1.1 Conditions géotechniques et matériaux de construction pour La réalisation de la retenue	114
V.2 Choix de variante pour la retenue MECHIKEL	115
V.3 Définition de profil général du barrage	116
V.4 Calcul des volumes	116
V.5 Barrage en terre homogène	117
V.6 Barrage zoné a noyau d'argile	123
V.7 Barrage en enrochement a masque en béton	129
V.8 Fixation du choix définitif du type de barrage	129
V.9 Etude comparative	130
La conclusion	130

CH VI : Etude de la variante choisie

Introduction	131
VI.1 Dimensionnement de la digue	131
VI.2 Etanchéité du barrage	139
VI.3 Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation	141
VI.4 Calcul de stabilité	146
Conclusion	154

CH VII : Etude des ouvrages annexes

Introduction	155
VII.1 Ouvrage d'évacuation de crues	155
VII.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue	155
VII.1.2 Différents types des évacuateurs de crues	156
VI.1.3 Choix du tracé de l'axe	157
VII.1.4 Type d'évacuateur de crue	157
VII.1.5 Etude de la variante retenue	158
VII.2 Ouvrage de vidange	171
VII-3 La prise d'eau	173
VII.4 Dérivation provisoire	175
VII.5 Dimensionnement de la galerie	176
VII.6 Ouvrage de restitution	186
Conclusion :	186

CH VIII : Organisation de chantier

Introduction	187
VIII.1 Organisation technique de préparation	187
VIII.2 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	188
VIII.3 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :	188
VIII.4 Ordre d'exécution des travaux :	189
VIII.5 Travaux de réalisation	189
VIII.6 Les moyens de chantier	190
VII.7 Programme des travaux	192
VIII.8 Planification	192
VIII.9 Délai de construction et programme des travaux	195
VIII.10 Symboles des différentes opérations	196
VII.11 Détermination du chemin critique	199
Conclusion	199

CH IX : Impact de la retenue sur l'environnement

Introduction	200
Impacts d'un ouvrage transversal, barrage ou seuil	200
IX.1 Caractérisation des impacts	201
IX.2 Exemples d'impacts	202
IX.3 Mesures techniques	202
IX.4 Impact de la retenue de MECHIKEL sur l'environnement :	202
IX.5 Problèmes de réalisation :	203
Conclusion :	206
Conclusion générale	207

Listes des figures

Figure I.01 : Communes limitrophes de KHELIL	2
Figure I.02 : Localisation de la commune dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj	3
Figure I.03 : Géolocalisation sur la carte administrative d'Algérie	3
Figure I.04 : Localisation de la retenue collinaire	3
Figure I.05 : Localisation de la retenue collinaire	4
Figure II.01 : carte géologique régionale (extrait de la carte géologique de l'Algérie	7
Figure II.02 : Coupes interprétatives au 1/50000 retiré de la carte géologique N° 92 de BOUSSELAM	9
Figure II.03 : Carte de micro zonage sismique du territoire National-RPA 99 (Version 2003)	11
Figure II-04 : Coupe géologique sur l'axe de la digue	14
Figure II.05 : Plan de prospection	19
Figure III.01 : Caractéristiques morphologiques du bassin versant	30
Figure III.02 : Rectangle équivalent de la retenue collinaire sur oued MECHIKEL	32
Figure III.03 : répartition et courbe hypsométrique	34
Figure III.04 : Classification de Schum	38
Figure III.05 : profil en long du cours d'eau principal	41
Figure III.06 : Répartition mensuelle des précipitations	46
Figure III.07 : Représentation graphique de la loi de GUMBEL	51
Figure III.08 : Représentation graphique de la loi Log-normale	54
Figure III.09 : Représentation graphiques des résultats des pluies de courte durée	59
Figure III.10 : Représentation graphiques des résultats intensité-Durée-intensité	60
Figure III.11 : Série des apports liquides de la station de MAGRAOUA	63
Figure III.12 : Représentation graphique de la loi normale	68
Figure III.13 : Répartition mensuelle des apports de 80% au site de la retenue	69

Figure III.14 : Série chronologique des crues observées au niveau de la station de MEG RAOUA	71
Figure III.15 : Hydrogrammes des crues probables de la retenue Collinaire Oued MEHIKEL	76
Figure III.16 : Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 1000 ans	78
Figure III.17 : Hydrogramme de crue de projet	80
Figure III.18 : Courbe de Surface-Hauteur	86
Figure III.19 : courbe de Capacité-Hauteur	86
Figure III.20 : Courbe capacité-hauteur	96
Figure III.21 : Courbe hauteur-surface	96
Figure III.22 : Courbe surface-volume	97
Figure III.23 : Représentation graphique de $O=f(2S/T+O)$	97
Figure III.24 : Hydrogramme de crue d'entrée et de sortie pour $B=4m$	98
Figure III.25 : Hydrogramme de crue d'entrée et de sortie différentes largeurs	99
Figure III.26 : L'abaque de coefficient de laminage	100
Figure VI.01 : Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur b du déversoir	111
Figure VII.01 : Profil du déversoir type Creager	160
Figure VII.02 : Courbe d'optimisation	184
Figure VIII.1 : Réseau à nœuds pour la réalisation de la retenue	197
Figure VIII.02 : le programme de la construction de la retenue collinaire MECHIKEL	198
Figure IX.01 : Principaux compartiments susceptibles d'être influencés.	200
Figure IX.02 : Effets potentiels plus détaillés des modifications aval de débit	201

Liste des tableaux

Tableau II.01 : Coefficients d'accélération	11
Tableau II.02 : Essais physiques d'identification et de classification	19
Tableau II.03 : Essais mécaniques et chimiques	20
Tableau II.04 : Résultat des essais sur Alluvions	21
Tableau II.05 : Résultat des essais sur les argiles	21
Tableau II.06 : Résultat des essais	22
Tableau II.07 : Résultat des essais Proctor normal	23
Tableau II.08 : Résultats des essais pour matériaux d'enrochement (Rip-Rap)	24
Tableau II.09 : Propriétés de calcul pour alluvions récentes	24
Tableau II.10 : Paramètres de calcul pour argiles rougeâtres (substratum)	25
Tableau II.11 : Propriétés de calcul pour Croutes calcaires lacustres	26
Tableau II.12 : Paramètres de calcul pour matériaux de construction	26
Tableau III.1 : Les dimensions des différentes tranches dans le rectangle équivalent	31
Tableau III.2 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude	33
Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des résultats précédents	35
Tableau III.4 : Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau	36
Tableau III.5 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)	37
Tableau III.6 : Longueurs correspondantes de chaque cours d'eau d'ordre i	38
Tableau III.7 : Résultats de calcul par les différentes formules.	40
Tableau III.8 : Les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant	42
Tableau III.9 : Les données concernant les températures relèvent toujours de la station de Bordj Bou Arreridj (1980/1988).	43
Tableau III.10 : Evaporation station Bordj Bou Arreridj 1880/1986	44
Tableau III.11 : Vitesse moyenne du vent station Bordj Bou Arreridj 1880/1986	44
Tableau III.12 : Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude	45
Tableau III.13 : Station pluviométrique de BIR KASDALI.	45

Tableau III.14 : Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles	45
Tableau III.15 : les résultats de test de WILCOXON	47
Tableau III.16 : Caractéristique de la série pluviométrique (36 ans)	48
Tableau III.17 : Les résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL.	51
Tableau III.18 : Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon	52
Tableau III.19 : Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON.	53
Tableau III.20 : Comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon	54
Tableau III.21 : Les pluies maximales journalières calculées pour les différentes périodes de retour	55
Tableau III.22 : Les pluies maximales journalières calculées pour les différentes périodes de retour	56
Tableau III.23 : résultat de calcul les pluies de courte durée pour les différentes périodes de retour	56
Tableau III.24 : Tableau Récapitulative des résultats des apports liquides	62
Tableau III.25 : Caractéristiques des deux bassins analogues :	63
Tableau III.27 : récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement	65
Tableau III.28 : Récapitulatif des résultats du calcul du coefficient de variation	66
Tableau III.29 : Résultats de l'ajustement rapportés à la loi normale	67
Tableau III.30 : Comparaison des caractéristiques de la loi log normale et de l'échantillon	68
Tableau III.31 : résultat du test de khi carré	69
Tableau III.32 : La répartition mensuelle de l'apport annuel suit la même Répartition mensuelle des précipitations.	69

Tableau III.33 : Série chronologique des crues observées à la station de MEGRAOUA	70
Tableau III.34 : Résultats de l'ajustement par la loi normale.	71
Tableau III.35 : Les résultats des crues fréquentiels déterminés par Les formules empiriques	73
Tableau III.36 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	74
Tableau III.37 : Les débits des crues et décrues de crues pour différentes Périodes de retour	75
Tableau III.38 : Crues de projet recommandé	77
Tableau III.39 : Choix de la crue de projet.	78
Tableau III.40 : Récapitulatif du volume annuel moyen	82
Tableau III.41 : courbes topographiques et volumétriques	85
Tableau III.42 : Répartition mensuel de l'apport 80%	86
Tableau III.43 : La répartition des besoins en eau pour l'irrigation	87
Tableau III.44 : Répartition mensuelle de l'évaporation au site du barrage	87
Tableau III.45 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en Mm^3	89
Tableau III.46 : Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes en Mm^3	91
Tableau III.47 : L'hydrogramme de l'entrée	96
Tableau III.48 : Résultat de calcul pour $B=4m$ et $H_d=1.95m$	97
Tableau III.49 : Le volume forcé pour différentes largeurs de B	98
Tableau III.50 : Résultats des itérations de la méthode de X_0	101
Tableau III.51 : Résultats pour différente charge déversante	101
Tableau IV.1 : Résultats de calcul de la revanche	104
Tableau IV.2 : Récapitulation des résultats de calcul de la crête	105
Tableau IV.3 : volume totale pour chaque largeur déversant.	107
Tableau VI.4 : Résultats de calculs du cout de la digue pour différentes largeurs	108
Tableau IV.5 : Résultats de calculs du coût de déversoir pour les différentes largeurs.	109
Tableau IV.6 : Coût de coursier	110

Tableau IV.7: Coût Totale de la Retenue.	110
Tableau IV.8: Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage	112
Tableau V.1 : Valeurs indicatives des pentes des talus.	115
Tableau V.2 : les valeurs de C	117
Tableau V.3 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.	118
Tableau V.4 : calcul des volumes d'argile de la digue homogène	120
Tableau V.5 : calcul des volumes de drain de la digue homogène	120
Tableau V.6 : calcul des volumes de la protection des talus	121
Tableau V.7: valeur de c en fonction du poids spécifique	122
Tableau V.8: Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.	123
Tableau V.9: calcul des recharges sans considération du noyau et filtre	125
Tableau V.10: calcul des volumes du noyau en argile	126
Tableau V.11 : calcul des volumes du drain	126
Tableau V.12 : calcul des volumes pour la protection des talus	127
Tableau V.13 : calcul des volumes de l'enrochement	128
Tableau V.14 : calcul des volumes du masque en béton	128
Tableau V.15 : les différents coûts des variantes	129
Tableau VI.1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation	132
Tableau VI.2 : Valeurs indicatives des pentes des talus	132
Tableau VI.3 : les valeurs de C	133
Tableau VI.4 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.	134
Tableau VI.5 : Coordonnées de la ligne de saturation	143
Tableau VI.6 : Débit de fuite à travers la digue	144
Tableau VI.7 : Débit de fuite de la Fondation	144
Tableau VI.8 : Débit de fuite de barrage	144
Tableau VI.9 : Gradient hydraulique admissible.	145

Tableau VI.10 : Gradient d'infiltration admissible	146
Tableau VI.11 : Détermination du coefficient de sécurité	146
Tableau VI.12 : Détermination des rayons max et min	149
Tableau VI.13 : Valeurs admissibles des coefficients de sécurité	153
Tableau VI.14 : tableau récapitulatif des résultats de coefficient de sécurité	154
Tableau VII.1 : Sélection des types d'évacuateurs de crue	157
Tableau VII.02 : Coordonnées du profil de déversoir.	160
Tableau VII.03 : Calcul de la profondeur normale	162
Tableau VII.04 : Calcul de la profondeur normale	164
Tableau VII.05 : Données de calcul	166
Tableau VII.6 : Résultat de calcul	166
Tableau VII.7 : Le résultat du calcul par itération donne	169
Tableau VII.8 : Coefficient de débit pour différents diamètres	178
Tableau VII.9 : Variation du débit en fonction du diamètre	178
Tableau VII.10 : Variation de la hauteur déversante en fonction du temps	179
Tableau VII.11 : Résultats de laminage	179
Tableau VII.12 : Récapitulation des résultats des formules	180
Tableau VII.13 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête	181
Tableau VII.14 : Calcul d'optimisation	182
Tableau VII.15 : Application numérique de calcul d'optimisation	183
Tableau VIII.1 : Symboles des opérations	196

Liste des planches :

Planche N° : 01

COUPE GEOLOGIQUE SELON L'AXE DE LA DIGUE

Planche N° : 02

COUPE TYPES DE TROIS VARIANTES DE LA DIGUE

Planche N° : 03

SHEMAS DE CALCUL DE STABILITE

Planche N° : 04

PROFIL EN LONGDE L'EVACUATEUR DE CRUES

Planche N° : 05

PLAN D'AMENAGEMENT DE LA RETENUE COLLINAIRE SUR L'OUED MECHIKEL
(COMMUNE DE KHLIL W BBA)

Introduction générale :

La nécessité de développer de nouveaux mécanismes pour le développement de l'agriculture dans notre pays est devenu une nécessité primordiale tant la situation du secteur est devenu alarmante.

C'est dans ce contexte que le gouvernement s'est penché sur la question, en optant pour le développement de l'agriculture saharienne et les zones montagneuses au Nord.

A cet effet la D.H.W de la Wilaya de BORDJ BOU ARRERIDJ à lancé un programme pour l'étude d'exécution de six retenues collinaires à travers le territoire de la wilaya pour le stockage d'un volume d'eau important pour le développement de l'agriculture des zones montagneuses qui sont caractérisées en général par l'arboriculture.

L'objet de mon mémoire est l'étude d'une retenue collinaire sur l'Oued MECHIKEL dans la commune de KHELIL pour exploiter les eaux du bassin versant de cet Oued à l'irrigation.

Au premier lieu on doit présenter notre site et interpréter les observations et les résultats obtenues à partir des reconnaissances géologiques et géotechniques in situ et au laboratoire, après on analyse les données pluviométriques et géomorphologiques en vue de déterminer toutes les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage ensuite le calcul de l'optimisation dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue, en passant à la présentation des variantes possibles qui sont déterminées à partir d'une analyse géologique du site où la disponibilité des matériaux et le facteur économique sont assurés, puis une étude détaillée de la variante choisie de la digue pour déterminer le devis estimatif de la digue, après on va étudier tous les ouvrages annexes de la digue qui la protégera d'une rupture probable et assurer la sécurité à l'aval du barrage, sans oublier l'organisation de chantier qui permet le bon déroulement des travaux sur chantier et en parallèle on étudie l'impact de la retenue sur l'environnement et à la fin on termine notre étude par une décision de la faisabilité de la retenue ou non.

CHAPITRE I :
ETUDE TOPOGRAPHIQUE

I.1 Généralités :

La topographie a pour objet la description et la représentation locale des formes de la surface de la terre. Lors un projet de barrage, les données topographiques concernent le bassin versant, la vallée de la rivière à l'amont et à l'aval de l'ouvrage, le site du barrage et de la retenue et les zones d'emprunt des matériaux de la construction

I.2 Situation géographique :

La commune de KHELIL est située dans la région des **hauts-plateaux**, entre les monts **Bibans** au nord et la chaîne du **Hodna** au sud, dans un bassin agricole situé à 975.53 m d'altitude moyenne. Elle se trouve à 27 km au nord est de **Bordj Bou Arreridj**, à environ 33 km à l'ouest de **Setif** et à environ de 270 km au sud est d'**Alger**. **KHELIL** est surplombée par la chaîne de montagne dite Draa el Haddad à 1021 m d'altitude de moyenne dont le pic est Ras el Kef.

La commune de KHELIL, d'une superficie de 223 km² est la plus grande commune de la **daïra de Bir Kasdali** qui a une superficie totale de 422 km².

Les coordonnées géographiques suivantes : **36° 10' 32" Nord 5° 01' 45"**

I.3 SITUATION DE L'AIRE D'ETUDE :

La zone d'étude est située au Nord de la Commune de **KHELIL** à 3 kilomètre environ à vol d'oiseau et est située à 30 Km à vol d'oiseau au Nord Est du chef lieu de la wilaya **Bordj Bou Arreridj**.

Il est délimité par les coordonnées LAMBERT, VOIROL suivant :

$$X = 710800 \text{ m.} \quad Y = 325300 \text{ m} \quad Z=950\text{m}$$

L'accès sur site est facile puisqu'il est assuré par une piste carrossable passant par le versant gauche de la retenue collinaire et menant à des mechtas situées plus en amont

Les figures ci-dessous présentent la situation géographique de la région et le site de la retenue collinaire MECHIKEL :



Figure I.01 : carte de la localisation de la commune de KHELIL dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj



Figure I.02 : Géolocalisation sur la carte administrative d'Algérie

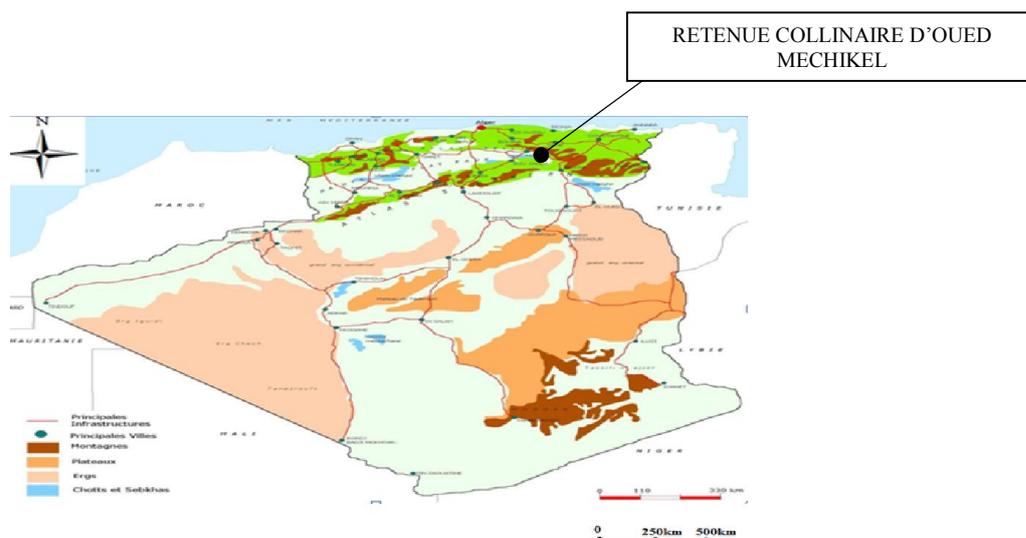


Figure I.03 : Localisation de la retenue collinaire

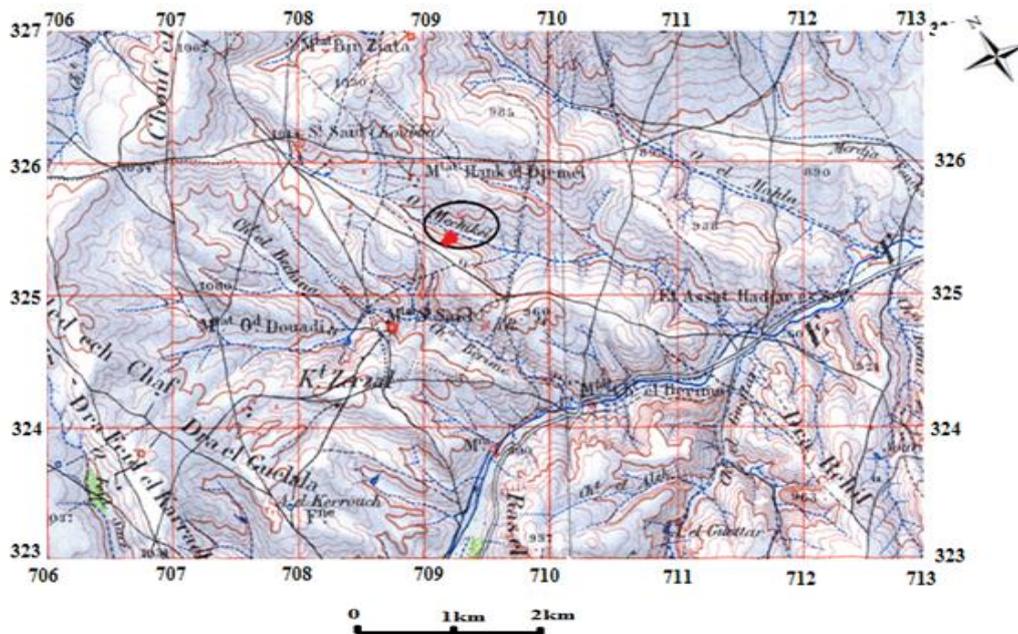


Figure I.04 : Localisation de la retenue collinaire

(Extrait de la carte d'état majeure N°92 échelle 1/50000)

I.4 Documentation topographique :

Un intérêt particulier doit être accordé à la collecte des données fiables, dont la consistance dépend principalement de l'approche méthodologique. La présente étude nécessite des données cartographiques, hydrologiques et pluviométriques de la région où se trouve le bassin versant.

Pour réaliser des travaux de l'étude de faisabilité de la Retenue collinaire et pour justifier les conceptions de l'étude, on s'est approprié documents cartographiques suivant:

- Carte d'état major **LE BOU SALLAM** N° 92 échelle **1/50.000**.
- Plan topographique du site et de la cuvette a été réalisée à l'échelle **1/500^{ème}**
- Plan topographique du site pour l'implantation des ouvrages à l'échelle **1/1000^{ème}**
- La surface inondée et le volume d'eau stockée en fonction des niveaux des eaux dans la cuvette sont calculées d'après le fond topographique à l'échelle **1/500^{ème}**
- Sur la base du fond topographique à l'échelle **1/1000^{ème}**, on a établi les profils en longs et en travers de la digue, de l'évacuateur de crue, de la prise d'eau et vidange de fond.

I.5 Caractéristiques morphologiques de la zone d'étude :

La zone de la retenue collinaire sur **Oued MECHIKEL** présente un relief très accidenté, néanmoins l'emplacement du site est caractérisé par une petite cuvette, la pente du relief est sensiblement forte, la gorge choisie pour l'emplacement de l'axe du barrage est très fermée.

Pour le besoin de l'étude nous avons établi un levé topographique du site à l'échelle 1/250^{ème} et de la cuvette à l'échelle 1/500^{ème}.

L'étude topographique de la retenue et du site du barrage débouche sur l'établissement du Plan à partir desquels il est possible de :

- Déterminer la capacité de la retenue et sa surface en fonction de la côte du Plan d'eau et de l'emplacement du barrage.
- D'évaluer le volume et l'importance des différents ouvrages et de proposer leur emplacement.
- De repérer les ballastières et les zones exploitables de matériaux rocheux.
- D'implanter les aménagements annexes – voies d'accès.
- De fournir un rapport pour le travail géologique.
- De fournir un support de base pour l'étude technique approfondie.
- Les terrassements des ouvrages projetés ont été calculées sur la base des ces document

I.6 CONCLUSION :

Au regard de l'étude topographique caractérisée par des conditions favorable pour le choix du l'emplacement de l'axe de la digue, on a trouvé que le meilleur emplacement du l'axe est celui fixé par les deux points de repérés par les coordonnées UTM suivantes :

A _I	X=710390.31 m	Y=325182.22m	Z=904m
A _{II}	X= 710330.69 m	Y= 325322.58 m	Z=904m

CHAPITRE II:
ETUDE GEOLOGIQUE ET
GEOTECHNIQUE

II.1 Géologie :

II.1.1.1 Introduction :

L'étude géologique est de première importance. Il convient d'obtenir une description aussi fiable que possible du réseau de failles affectant le site du barrage ou du réservoir doit conduire à l'abondant du site

Elle est basée essentiellement sur les données recueillies à savoir:

- Sur terrain telles que les observations faites sur site après plusieurs visites de reconnaissances et les résultats de la campagne de prospection de terrain (la réalisation des puits ou tranchées en différents endroits de la retenue comme la zone d'emprunt et zone d'emprise de la digue avec analyse descriptive (lithologie) des formations géologiques rencontrées et traversées par pelle et enfin le levé géologique du site et de sa cuvette.
- La recherche, la collection et l'exploitation de la documentation existante sur la zone d'étude (cartes géologiques, topographiques, documents....).

La région d'étude est caractérisée par la fertilité de son sol où tout projet à caractère agricole (irrigation, élevage.....) pourra donner satisfaction sur le plan rendement si les conditions hydriques sont favorablement réunies.

II.1.1.2 Géologie régionale :

La zone d'étude se trouve dans le paysage des hautes plaines Setifiennes, caractérisée par son jalonnement avec de grandes étendues sans reliefs, de teinte généralement rougeâtres et dépourvu d'arbres. Elle est représentée par les formations géologiques (du faciès le plus récent au faciès le plus ancien) :

❖ Quaternaire

- **Alluvions récentes et actuelles** : formées de sédiments détritiques à granularité très étendue [des particules les plus fines aux particules plus grossières]. On les rencontre au fond des thalwegs des oueds.
- **Terres arables, formation de pente, alluvions anciennes et quaternaire indéterminé** : Ce sont des formations assez uniformément recouvertes des sols bruns, constituées généralement d'argiles et limons renfermant des débris caillouteux de forme anguleuse .

❖ **Mio-pliocène** : est très répandu dans la région d'étude et y est caractérisé par une sédimentation continentale [Fulvio-lacustre] offrant une coloration rougeâtre assez prononcée ; il est constitué de particules généralement fines argiles, limons et calcaires lacustres. Il constitue toute l'aire du site de la retenue collinaire et son bassin versant.

❖ **Nappe de type Draa el Arba** : il est représenté par des marnes jaunes ou grises à bancs lenticulaires de micrites noires et à boules jaunes, d'âge campanien, très abondant dans la région d'étude.

- ❖ **Nappe de Djemila et unité inférieure à matériel éocène** : représentées par les facies ci-après :
 - **Eocène moyen** : ce sont des marnes noires a boules et lentilles jaunes , affleurent très peu dans la région.
 - **Yprésien-Lutétien inférieur** : constitué de calcaires massifs bitumineux blancs a cassure noire et silex noirs, facies a Globigérine et a débris. Il sont très abondants au niveau de la zone de Davoust [KHELIL].
- **Le Quaternaire** : constitue souvent de formations récentes généralement détritiques et qui se présente au niveau des fonds de vallées par des alluvions récentes et actuelles : argiles , limons , sables , graviers , cailloux et blocs provenant de la dégradation physique et chimique des roches mères affleurant en surface et des colluvions et éboulis de pente sur les versant à pente
- **Maestrichtien** caractérisé par des marnes noires.
- **Campanien supérieur et Maestrichtien** Ce sont des calcaires, barres de marno-calcaires bien règles a Incérâmes et débris.
- **Campanien supérieur et Maestrichtien inférieur** Facies marneux sombres a boules jaunes abondantes.
- **Santonines a Campanien** : Ce sont des alternances de marnes grises et des calcaires a débris d'Ostréidés.

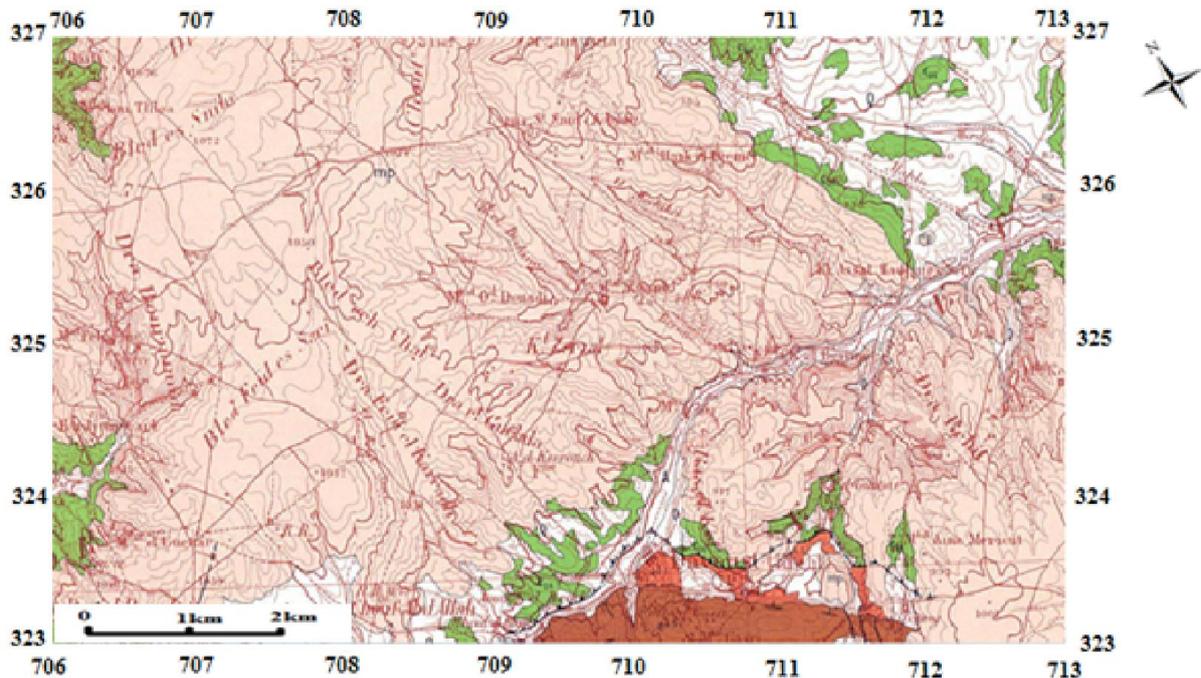
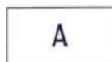
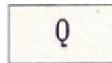


Figure II.01 : Extrait de la carte géologique de l'Algérie BOUSSELAM à échelle 1/50000

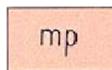
Légende :



Alluvions actuelles et récentes



Terres arables, formations de pente, alluvions anciennes
et quaternaire indéterminé

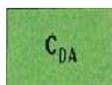


Moi-Pliocène continental : argiles et conglomérats, calcaire lacustres.

- Nappe de type Draa el Arba :

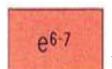


Eocène (Yprésien-Lutétien inférieur) : faciès à Globigérines.

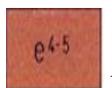


Campanien : marnes jaunes ou grises à bancs lenticulaires de micrites noires
Ou grises et à boules jaunes abondantes.

- Nappe de Djemila et unité inférieure à matériel éocène :



Eocène moyen : marnes noires à boules et lentilles jaunes.



Yprésien-lutétien inférieur : calcaires massifs bitumineux blancs à Cassure noires et silex noirs :
Faciès à globigérines et à débris.

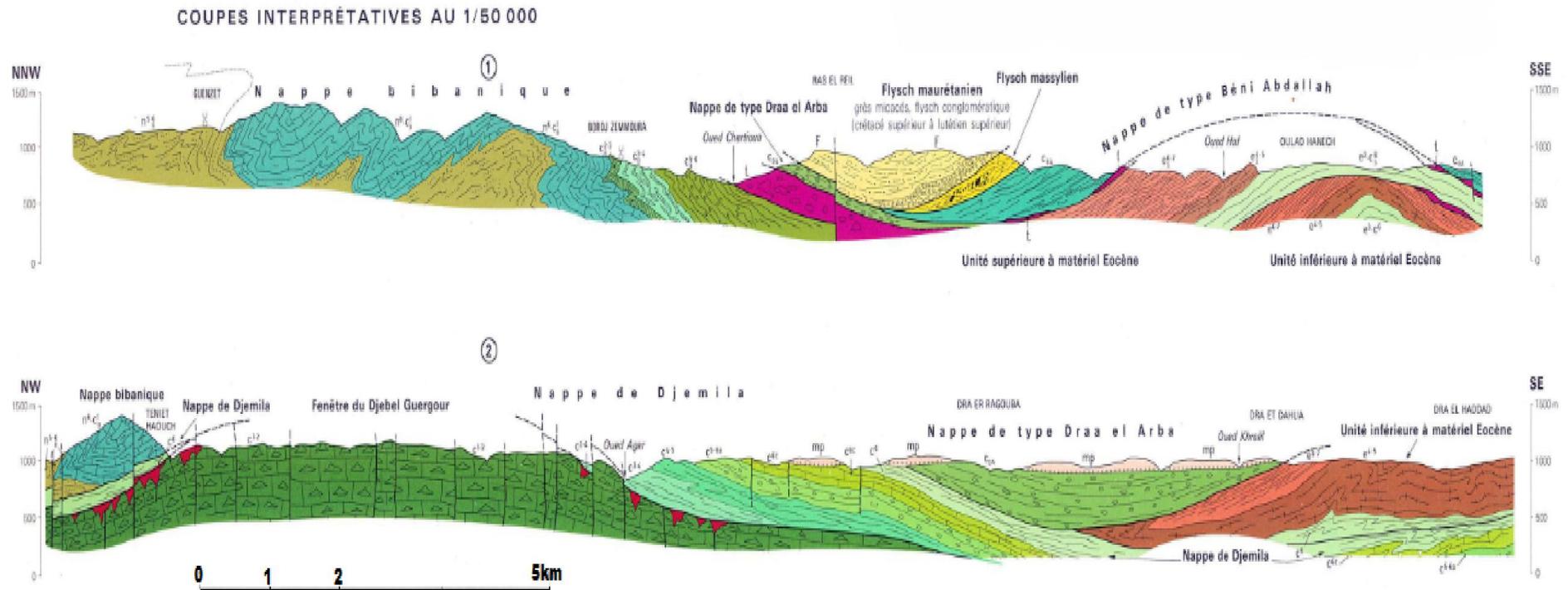


Figure II.02 : Coupes interprétatives (la carte géologique N° 92 de BOUSSELAM)

II.1.1.3 Aperçu tectonique:

L'unité tellienne supérieure à matériel éocène est tronquée basalement. Son style en plis couchés et serrés est net dans le coin sud-ouest de la région.

La nappe de Djemila est elle aussi tronquée basalement car aucun terme anti-coniacien n'est visible. La plate forme néritique possède une série carbonatée rigide sub-tabulaire mais intensément fracturée.

II.1.1.4 Sismicité de la région d'étude :

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

Le coefficient d'accélération de zone noté « A » est donné par **R.P.A 99** en fonction de groupe d'usage de l'ouvrage et est déterminé par la méthode de **SHAH et AL** en 1975, cette méthode probabiliste est basée sur des cartes d'iso-accélération déduites de la sismicité historique de l'Algérie.

L'application de cette dernière se base sur l'accélération dite de « **DOMMAGE** » A Déterminée avec des hypothèses pour les groupes d'usages (1 , 2 , 3 respectivement et la période de retour 500, 100 , 50 année respectivement).

Le site de la retenue collinaire **Oued MECHIKEL** commune de **KHELIL** wilaya de **BORDJ BOU ARRERIDJ** est situé dans la zone « II » (zone caractérisée par une assez forte intensité sismique d'après **R.P.A**, correspondant à une intensité égale à VII selon l'échelle de **MERCALI**).

La dite retenue collinaire constitue un ouvrage de faible importance pour la communauté ce qui le place dans le groupe d'usage 3 selon le **R.P.A** en considérant une durée de vie limitée de 20 à 30 ans .

Tous ces paramètres avec une période de retour **R.P. = 50 ans**, le coefficient de dommage de notre ouvrage est de :

$$10 \% = 0.10$$

Tableau II.01 : Coefficients d'accélération :

Groupe	Zone I	ZoneII-a	ZoneII-b	ZoneIII	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

ANRH

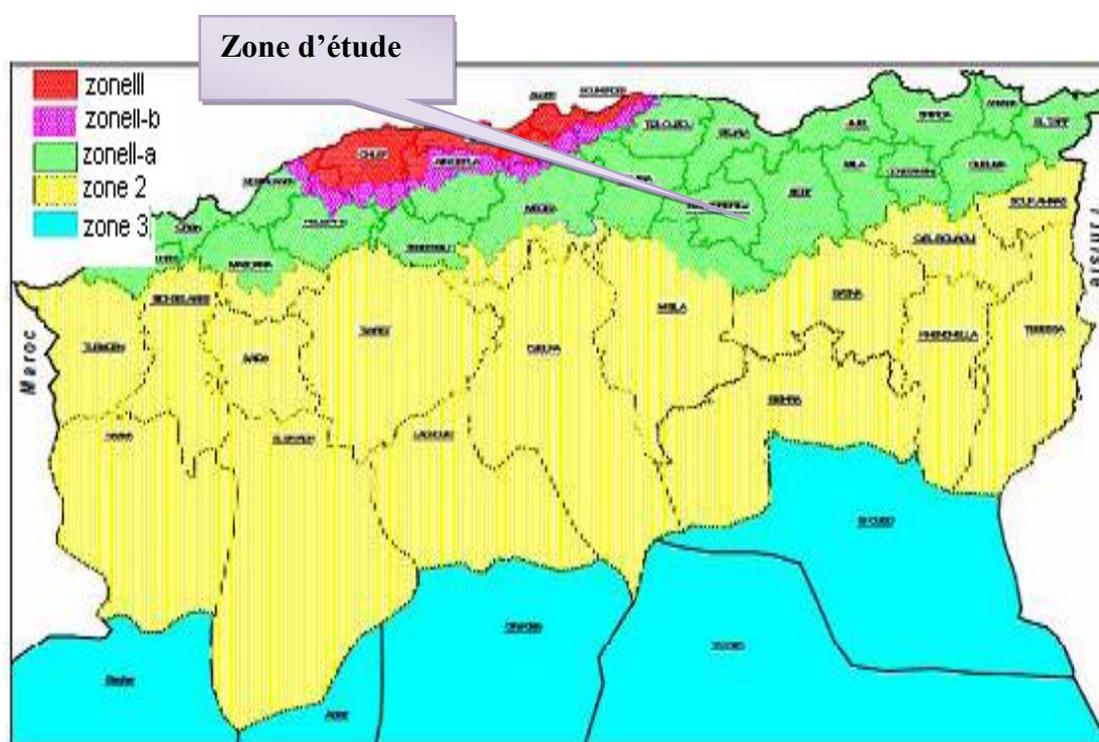


Figure II.03: Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99 (Version 2003)

II.1.2 Lithologie du site :

II.1.2.1 Analyse lithologique du site et son assiette:

Elle est essentiellement basée sur les observations faites lors de la campagne de prospection géologique de terrain (levé géologique du site et son assiette et la description lithologique des faciès rencontrés lors de la campagne de reconnaissance de terrain, l'exécution des puits et tranchées en différents endroits de la cuvette).

Le fond de la vallée (thalweg) de la retenue est caractérisé par une sédimentation alluviale : alluvions récentes et actuelles , formées par l'abondance de matériaux pulvérulents tels que les blocs , galets ,cailloux et graviers et sables , peu argileux (basses terrasses) et des argiles limoneuses (hautes terrasses) .

Ces dépôts alluvionnaires de terrasses proviennent de la décomposition physico-chimique des roches mères (calcaires lacustres, argiles et conglomérats), de forme arrondie et de nature calcaireuse.

Les versants du site et son assiette sont parfois recouverts de minces couches argileuses, à débris caillouteux de forme anguleuse et de nature calcaireuse (colluvions) .

Le terrain de fond du site et sa cuvette est caractérisé par la dominance des argiles rougeâtres très abondantes s'alternant avec des lentilles croutes de calcaires blancs lacustres.

II.1.2.2 Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue:

Elle est principalement basée sur les résultats de la campagne de reconnaissance géologique de terrain marquée par l'exécution de nombreuses fouilles à fin de déterminer la structure géologique du sol et du sous-sol de fondation dans cette zone.

La réalisation des puits et tranchées au niveau de l'axe préconisé de la digue, montre la présence des faciès suivants :

- ✓ Sur la rive droite on trouve le substratum constitué par la dominance des argiles rougeâtres limoneuses très abondantes s'alternant parfois avec des lentilles ou croûtes calcaires lacustres. Ce sont des formations géologiques qui dataient de Mio-pliocène continental. Il est parfois masqué sur les flancs à pente assez douce de la retenue par une pellicule argileuse colluvionnaire à rares débris caillouteux, de très faible épaisseur (de l'ordre de 0,50 mètres).
- ✓ Le fond de la vallée est faiblement comblé de dépôts détritiques alluvionnaires issus de l'altération des faciès en place puis charriés par les cours d'eau. Elle est représentée au fond de la vallée par des terrasses alluviales rencontrées au fond du thalweg (lit mineur) et se caractérisent par des dépôts d'éléments grossiers formés de blocs , galets , cailloux , graviers, sables , limons ; de forme arrondie et de nature calcaireuse .

Ces matériaux alluvionnaires quaternaires masquent le substratum à dominance argileuse sous une puissance de quatre mètres.

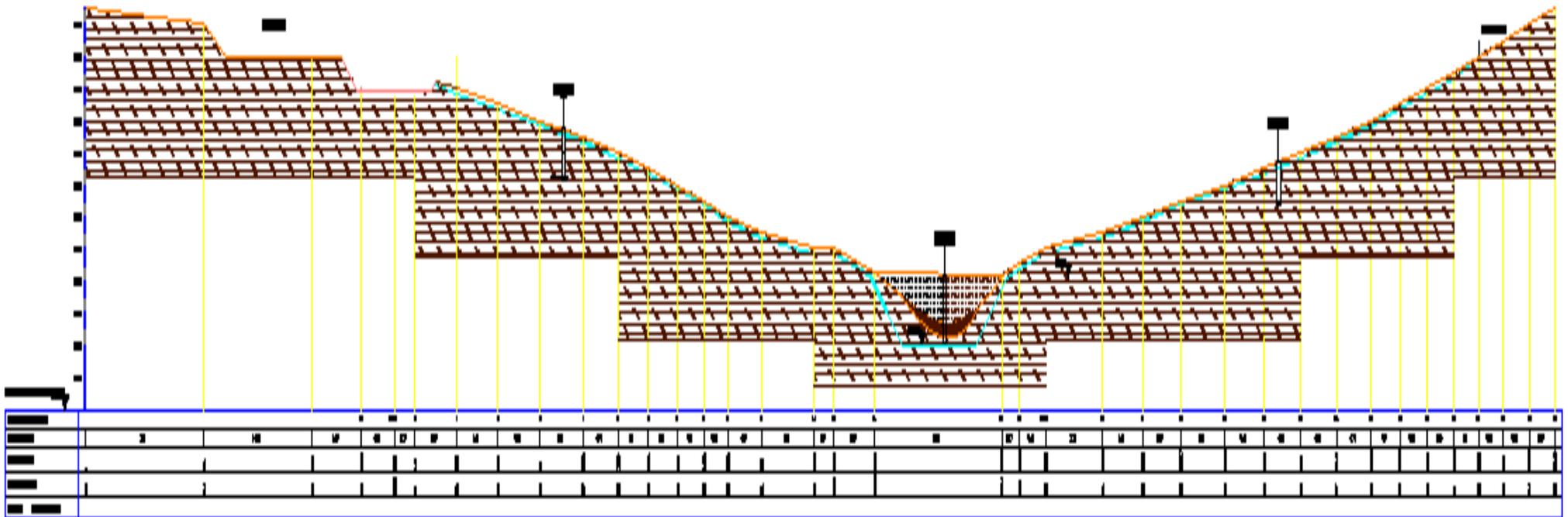
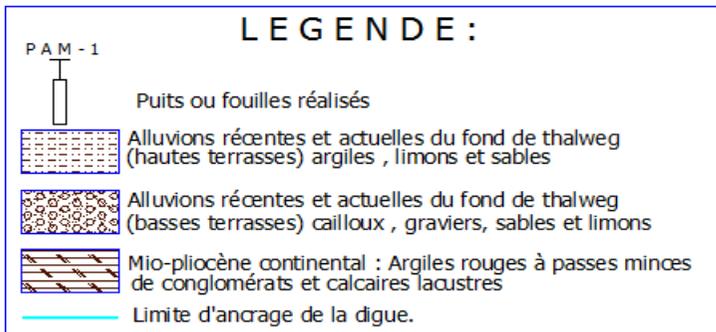


Figure II-04 : Coupe géologique sur l'axe de la digue (Bureau d'étude)

II.1.3 Hydrogéologie du site :

II.1.3.1 Hydrogéologie sommaire de la région:

La région d'étude où se situe le site de notre retenue collinaire est représentée en sa totale superficie par des formations Mio-pliocènes d'origine continentale formées d'argiles, limons et calcaires lacustres de teinte rougeâtre.

L'abondance et la présence de ces formations argileuses du Mio-pliocène ainsi que les marnes telliennes de la nappe de Djemila, constituent un bon tapis d'étanchéité envers les infiltrations verticales de l'eau, car ce sont donc des formations imperméables . L'affleurement des faciès perméables [des calcaires et des conglomérats] par leur fissuration, constitue des zones favorables aux infiltrations et par conséquent récupération des eaux de ruissellement au niveau de l'assiette du barrage collinaire reste moyenne .

Cette hypothèse est confirmée par la présence de sources mais de faible importance dans cette région .

Le substratum est masqué au fond de la vallée par des dépôts ou sédiments détritiques alluvionnaires, des galets de forme arrondie et parfois des colluvions sur les versants des dépressions, sous une très faible puissance.

II.1.3.2 Hydrogéologie du site:

a- Perméabilité :

Les argiles rouges du Mio-pliocène constituant le substratum de l'assiette de la présente retenue collinaire, sont pratiquement imperméables.

Les alluvions récentes et actuelles constituées de blocs, de galets, graviers, roulés de calcaires, grès et sables ainsi que les limons et sables à un niveau plus élevé, sont perméables.

Les argiles à rares débris caillouteux (colluvions) situées parfois sur les flancs de la cuvette sous une faible puissance, sont faiblement perméables.

b- Etanchéité :

L'étanchéité de l'assiette du barrage collinaire sur **Oued Mechikel** est pratiquement garantie par les argiles rouges du substratum. .

II.1.3.3 Hydrogéologie de la zone d'emprise de la digue :

a- Perméabilité :

Les argiles colluvionnaires affleurant sur les flancs de la vallée du barrage collinaire sur **Oued Mechikel** en mince puissance, sont faiblement perméables à imperméables. Leur perméabilité est de l'ordre de (10^{-5} à 10^{-6} cm/s).

Les argiles limoneuses rouges Mio-pliocènes constituant le substratum de fondation de la digue sont pratiquement imperméables (10^{-7} cm/s).

Les sédiments détritiques composés de galets, blocs, graviers, sable et limons, de nature calcareuse de forme bien arrondie comblant en faible épaisseur le fond de la vallée (Terrasses), sont perméables (10^{-1} à 10^{-3} m/s).

b- Etanchéité :

Elle est garantie par le substratum à dominance argileuse imperméable qui joue le rôle de tapis étanche, néanmoins la présence en faible puissance de formations géologiques perméables en cet endroit de la digue telles que les dépôts alluvionnaires au fond de la vallée, nous oblige à ancrer la digue dans le bed rock sain imperméable après avoir décapé son toit altéré.

II.1.4 Fondation de la digue et des ouvrages annexes :**II.1.4.1 Corps de la digue :**

D'après les faciès ou formation rencontrés au droit de la zone d'emprise de la digue de la présente retenue collinaire, on peut dire que :

Suite à la forte perméabilité des sédiments alluvionnaires pulvérulents et leur faible puissance, la digue de la retenue collinaire doit être ancrée au fond de la vallée jusqu'au substratum sain et imperméable après décapage de la couverture alluvionnaire perméable et le toit généralement altéré du bed rock.

Sur les deux rives, la digue doit être ancrée jusqu'au fond imperméable après excavation de son toit altéré et de la mince couche colluvionnaire.

II.1.4.2 Evacuateur de crue :

Implanté sur la rive gauche, le déversoir doit être fondé dans le substratum après avoir décapé la zone altérée.

II.1.5 Stabilité des versants de la cuvette:

Au cours de la campagne de reconnaissance géologique du terrain : Levé de l'assiette de la retenue collinaire et l'exécution des puits en différentes zones de la cuvette, on ne signale aucune trace ou amorce de glissement de terrain.

Donc généralement les versants de l'assiette de la retenue sont stables.

II.1.6 Les Matériaux de construction de la retenue collinaire :**II.1.6.1 Matériaux d'étanchéité :**

Les matériaux destinés à l'étanchéité et la recharge du corps de la digue seront exploités en quantité et qualité des argiles limoneuses qui se trouvent sur le flanc gauche de la retenue collinaire en amont immédiat de l'axe de la digue

II.1.6.2 Matériaux Filtres, drains et transitions :

Ils seront exploités à partir des sables et graviers alluvionnaires situés au fond de la cuvette de la présente retenue collinaire.

II.1.6.3 Matériaux pour Rip-rap :

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement), seront exploités des carrières calcaires situées dans la région de **Khelil**.

Ces matériaux sont des calcaires bitumineux d'âge Ypresien-Lutétien inférieur. Ces calcaires seront exploités en blocs de 200 à 300 mm de diamètre pour la protection du parement amont de la digue vis-à-vis les mouvements des vagues et graviers et sables pour la production du béton hydraulique.

II.1.7 Conclusion:

L'exploitation des résultats des campagnes géologiques et hydrogéologiques, nous permettent de dire :

- La structure géologique du substratum à dominance argileuse et son comportement hydrogéologique ne s'oppose guère à la réalisation d'une digue en terre et d'opter pour un ancrage au fond du thalweg jusqu'aux bed-rock sain après décapage de la couverture alluvionnaire et le toit altéré du premier.
- L'étanchéité du site et son assiette est donc assurée par les argiles rouges du Mio-pliocène continental formant le substratum.
- Les matériaux de construction d'une digue en terre homogène sont largement disponibles dans la cuvette de la présente retenue collinaire.
- On affirme donc que toutes les conditions géologiques et hydrogéologiques sont favorablement réunies pour la réalisation d'une digue en terre homogène sur le site de la retenue collinaire en question.

II.2 Géotechnique :

Introduction :

L'étude géotechnique de la retenue collinaire , basée essentiellement sur des visites des campagnes de reconnaissance de terrain.

- **exécutions des fouilles et tranchées avec des prélèvements des échantillons de sol , en différents endroits de l'axe de la retenue** : zones d'emprunt argileuse et d'emprise afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction de la digue
- **Détermination de la structure géomécanique** du sous sol de fondation à différentes niveaux et de laboratoire (physiques, mécaniques et chimiques du sol) .

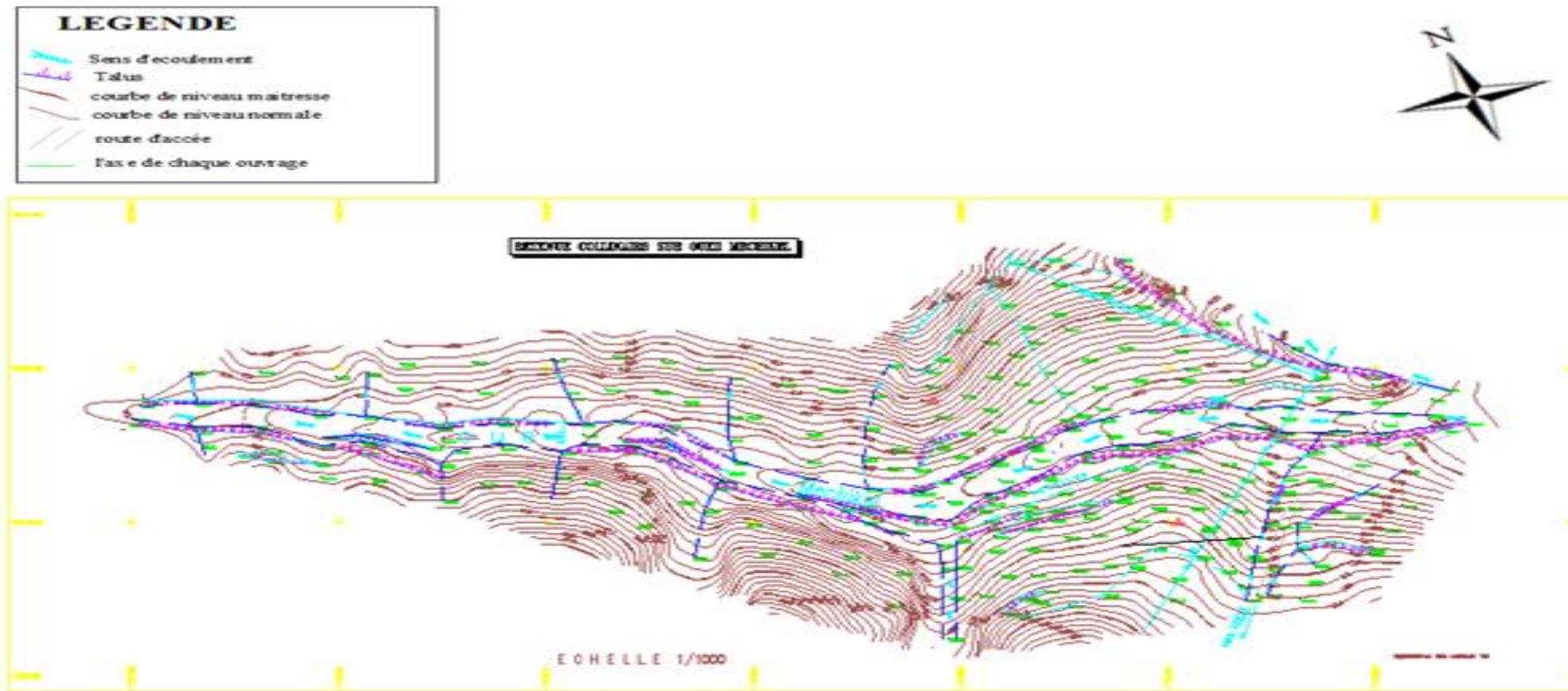


Figure II.05 : Plan de prospection

II.2.1 Prospection géomécanique du Terrain:

Huit (08) fouilles d'une profondeur moyenne de 3,50 mètres linéaires ont été exécutés en différents endroits de la retenue collinaire (cinq (05) puits au niveau de la zone d'emprunt et trois (03) puits au niveau de la zone d'emprise de la digue, suivi de prélèvements d'échantillons de sol et du sous sol prélevés à différentes profondeurs afin de connaître et déterminer respectivement la structure géomécanique des terrains d'assise et de fondation de la digue et ses ouvrages annexes ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction du barrage collinaire .

II.2.2 Prospection géotechnique de laboratoire:

Identifier un sol, c'est déterminer un ensemble de propriétés physiques, mécaniques ou chimiques qui permettent de le caractériser. Ces propriétés sont déterminées par des essais simples, appelés « essais d'identification ».

Les essais d'identification conduisent à une description précise et chiffrée, et non seulement descriptive, du sol. Une définition chiffrée est nécessaire car des sols d'aspects très voisins peuvent présenter des comportements (mécaniques, en particulier) très différents.

Les essais d'identification servent de base aux divers systèmes de classification des sols. Leurs résultats permettent aussi d'estimer au moyen de corrélations des ordres de grandeur des propriétés mécaniques des sols et d'établir un prédimensionnement grossier des ouvrages au stade des premières études.

II.2.2.1 Nombre d'essais :

Le nombre réalisé des essais physiques et mécaniques-chimiques est résumé dans les tableaux II.2 et II.3 respectivement.

- **Tableau II.02** : Essais physiques d'identification et de classification :

Essais physiques	Nombre d'essai
Teneur en eau naturelle (W_n)	04 essais
Densité sèche (γ_d)	04 essais
Limite de liquidité (WL)	04 essais
Limite de plasticité (WP)	04 essais
Indice de plasticité (IP)	04 essais
Analyse granulométrique	04 essais
Sédimentométrie	04 essais

Bureau d'étude

- **Tableau II.03** : Essais mécaniques et chimiques :

Essais mécaniques	les paramètres	nombre d'essais
Compression à l'œdomètre	compressibilité (Pc)	02 essais
	coefficient de tassement (Ct)	02 essais
	coefficient de gonflement (Cg)	02 essais
Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U	cohésion (Cu)	01 essais
	angle de frottement ($\rightarrow u$)	01 essais
Proctor normal	teneur en eau optimale (W opt)	04 essais
	Densité sèche maximale (γ_{dmax})	04 essais
	Densité sèche maximale à 95 % (γ_{dmax})	04 essais
Analyse chimique du sol	Teneur en carbonate (CaCO₃)	04 essais
	Teneur insolubles	04 essais
	Teneur en gypses (CaSO₄, 2H₂O)	04 essais

Bureau d'étude

II.2.2.2 Mode opératoire des essais :

- Essais physiques d'identification et de classification : ont été réalisées selon les méthodes standards reconnues à l'échelle internationale.
- Essais de compressibilité effectués à l'odomètre et chaque essai est réalisé sous des charges normales.
- Essais de cisaillement rectiligne exécutés sur des échantillons de sols non consolidés et non drainés après Proctor normal, sous des contraintes normales : 1, 2 et 3 bars avec une vitesse de cisaillement de 1,22 mm/mn.
- Essais de compactage : effectués sur des échantillons de sols selon Proctor normal (pression constante).

II.2.3 Resultats des données géotechniques du terrain et de laboratoire et leur Interpretation:

II.2.3.1 terrain d'assise et de fondation de la digue:

- **Alluvions récentes et actuelles du fond de la vallée (terrasses alluviales):**

Ce sont des particules à granulométrie étalée: constituées de galets ,cailloux , graviers ,sables avec peu de particules fines argilo-limoneuses .Ces matériaux appelés basse terrasse proviennent de la désagrégation physique et l'altération chimique des roches mères Elles affleurent au niveau le plus bas du lit mineur (Thalweg) de l'**Oued Mechikel** sous une faible épaisseur . Ces formations alluvionnaires se caractérisent par les propriétés regroupées dans le tableau II.4.

Tableau II.04 : Résultat des essais sur Alluvions

Les paramètres	Les valeurs
Cohésion effective (C')	0,00 Kpa
Angle de frottement effectif (φ ')	34° - 38°
Capacité portante (Rdt)	500 Kpa
Perméabilité (K)	10-1 à 10 ⁻³ m/s

Bureau d'étude

Ces valeurs montrent que le matériau est constitué généralement d'un sol pulvérulent et perméable (perméabilité de pore) et forment donc un milieu à grand risque de pertes d'eau par infiltrations au dessous du corps de la digue. A cet effet, le décapage de cette couche est indispensable et par conséquent l'ancrage jusqu'au substratum argileux sain et imperméable, est nécessaire afin d'éviter le phénomène de Renard et donc assurer l'étanchéité et la stabilité de l'ouvrage.

- II.2.3.1.2 Argiles rouges et calcaires lacustres du moi-plicène centinental :

• argiles rougeatres :

Composées de particules fines argilo-limoneuses contenant parfois des débris caillouteux. Ces formations sont caractérisées par les paramètres ci-après (tableau II.5 et II.6) et sont très dominantes par rapport aux autres faciès de même âge.

Tableau II.05 : Résultat des essais sur les argiles

paramètres	les valeurs
Teneur en eau naturelle (Wn)	12,60 - 15,85 %
Densité sèche (Υd)	1,66 - 1,99 t/m ³
densité humide (Υh)	1,91 - 2,24 t/m ³
limite de liquidité (WL)	37,81- 42,37 %
limite de plasticité (WP)	19,86 - 23,39 %
indice de plasticité (IP)	15,94 - 20,94 %

Bureau d'étude

Ce sont des matériaux fins argilo-limoneux, moyennement plastiques et appartenant selon la classification Américaine U.S.C.S (L.C.P.C) à la classe CL (Ap).

Tableau II.06: Résultat des essais:

Essais mécaniques	Paramètres	Valeurs
Compression à l'odomètre	compressibilité (Pc)	1,15 – 1,16 bars
	coefficient de tassement (Ct)	0,117 – 0,202
	coefficient de gonflement (Cg)	0,017 – 0,024
	perméabilité K	10 ⁻⁵ à 10 ⁻⁶ cm/s
Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U	cohésion (Cu)	0,72 bars
	angle de frottement (↔ u)	24 °
	Cohésion effective (C')	05 - 20 Kpa
	Angle de frottement effectif (φ ')	20 °-30 °
	Coefficient de poisson (α)	0.40
	Coefficient de Young	0.47
	Capacité portante (Rdt)	0,5-1,0 Mpa
	Poids spécifique des grains (γ s)	2,0 t/m ³
croutes calcaires lacustres	Poids spécifique des grains (γ s)	2,1- 2,4 t/m ³
	Capacité portante (Rdt)	1, 5 Mpa
	Perméabilité (K)	10 ⁻⁴ à 10 ⁻⁵ cm/s
	Résistance à la compression simple (Rc)	05 – 15 Mpa
	Cohésion effective (c')	25 – 35 Kpa
Analyse chimique sommaire du sol	Teneur en carbonate (CaCO3)	45,45 % - 54,54 %
	Teneur insolubles	41,00 % - 50,00 %

Bureau d'étude

II.2.3.2 Matériaux de construction de la digue :

- Matériaux d'étanchéité :

Ce sont les mêmes formations ou matériaux qui constituent le terrain d'assise et de fondation et présentent donc les caractéristiques géotechniques identiques à celles évoquées dans le chapitre terrain d'assise et de fondation de la digue.

Leurs essais de compactage selon Proctor normal ont données les résultats ci-après regroupées dans le tableau II.7 :

Tableau II.07: Résultat des essais Proctor normal:

Paramètres	Valeurs
Teneur en eau optimale (W_{opt})	12,90 - 16,00 %
Densité sèche maximale ($\gamma_{d_{max}}$)	1,73 - 1,80 t/m ³
Densité sèche maximale ($\gamma_{d_{max.95\%}}$)	1,64 – 1,71 t/m ³

Bureau d'étude

- Matériaux pour filtre, transition et drainage :

Ce type de matériaux destinés à la protection du corps de la digue doivent être exploités des carrières calcaires existantes au environ de la retenue et doivent avoir un fuseau granulométrique obéissant aux critères de TERZAGUI ci-après en partant du fuseau granulométrique des matériaux de base (argiles) (voir figure n° 06)

(Voir figure n° 06).

$$\frac{Df_{15}}{Da_{85}} < 5$$

$$12 < \frac{Df_{15}}{Da_{15}} < 40$$

$$12 < \frac{Df_{50}}{Da_{50}} < 58$$

- Matériaux d'enrochement (Rip-Rap) :

Ces matériaux nécessaires à la protection du talus amont de la digue contre les mouvements des vagues d'eau de la retenue collinaire seront exploités des roches calcaires qui se trouvent au alentour du site de la retenue collinaire .Ces matériaux sont de bonne qualité géotechnique et chimique qui sont comme le montre le tableau II.18 :

Tableau II.08 : Résultats des essais :

Paramètres	Valeurs
Poids spécifique des grains (γ_s)	2,3 t/m ³
Micro-Deval à l'eau (M.D.E)	<40
Los Angeles (L.A)	35 %
Résistance à la compression simple (Rc)	150 Mpa

Bureau d'étude

Les bancs métriques de calcaires doivent être mis en place sous forme des gros blocs de 200 à 300 mm de diamètre afin de bien résister aux mouvements des vagues.

II.2.4 Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue :

II.2.4.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue :

- **Alluvions récentes et actuelles du fond de la vallée :**

Tableau II.09 : Propriétés de calcul

Paramètres	Valeurs
Cohésion effective (C')	0,00 Kpa
Angle de frottement effectif ($\rightarrow \phi'$)	33°
Capacité portante (Rdt)	500 Kpa
Perméabilité (K)	10 ⁻³ m/s

Bureau d'étude

- Argiles rougeâtres du moi-pliocène (substratum) :

Tableau II.10 : Paramètres de calcul

Paramètres	Valeurs
Teneur en eau naturelle (W_n)	14,66 %
Densité sèche (γ_d)	1,80 t/m ³
Densité humide (γ_h)	2,06 t/m ³
Limite de liquidité (WL)	39,80 %
Limite de plasticité (WP)	21,17 %
Indice de plasticité (IP)	18,63 %
Compressibilité (P_c)	1,155 bars
Coefficient de tassement (C_t)	0.16
Coefficient de gonflement (C_g)	0.0205
Perméabilité (K)	10 ⁻⁶ cm/s
Cohésion (C_u)	0,72 bars
Angle de frottement (φ_u)	24 °
Cohésion effective (C')	16 Kpa
Angle de frottement effectif (φ')	20 °
Coefficient de poisson (α)	0.42
Coefficient de Young	0.47
Capacité portante (R_{dt})	1.0 Mpa
Poids spécifique des grains (γ_s)	2,0 t/m ³
Teneur en carbonate (CaCO₃)	51,13 %
Teneur en Insolubles	44,72 %
Teneur en gypses	traces

Bureau d'étude

- Croutes calcaires lacustres :**Tableau II.11 : Propriétés de calcul :**

Paramètres	Valeurs
Poids spécifique des grains (γ_s)	2,2 t/m ³
Capacité portante (Rdt)	1, 5 MPa
Perméabilité (K)	10 ⁻⁴ cm/s
Résistance à la compression simple (Rc)	15 MPa
Cohésion effective (c')	30 KPa

Bureau d'étude

II.2.4.2 Matériaux de construction de la digue :

Outre les propriétés des argiles rougeâtres du Mio- pliocène du substratum

Tableau II.12 : Paramètres de calcul

Paramètres	Valeurs
Teneur en eau optimale (W_{opt})	14.75 %
Densité sèche maximale (γ_{dmax})	1.7575 t/m ³
Densité sèche maximale ($\gamma_{dmax,95\%}$)	1.6575 t/m ³

Bureau d'étude

Conclusions

Après analyses de toutes les données géotechniques de terrain et de laboratoire des différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site de la retenue collinaire (assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes) ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction du barrage collinaire), on peut établir les conclusions suivantes :

L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire est garantie par la présence des argiles rouges du Mio-pliocène.

La présence de la couche alluvionnaire perméable (sables, graviers, cailloux... de basse et haute terrasses) au fond de la vallée ainsi que la répartition aléatoire du toit altéré du substratum argileux conglomératiques, nous obligent à asseoir la fondation de la digue jusqu'au faciès sain imperméable.

Les parements amont et aval de la digue seront fondés au fond de la vallée partout dans les argiles rouges et les croutes calcaires lacustres (le bed rok sain), après bien décapage de la couche colluvionnaire et le toit altéré substratum.

Les matériaux argileux destinés à l'étanchéité et la recharge de la digue seront exploités quantitativement et qualitativement de la rive gauche en amont immédiat du site.

Les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'enrochement) seront fournis par les calcaires affleurant dans la zone de **Khelil** [calcaires des carrières] sous forme de blocs de 200 mm à 300 mm de diamètre.

On peut dire que les conditions géologique et géotechniques sont favorablement associées pour la réalisation d'un barrage collinaire en terre au niveau du site de la retenue collinaire sur **Oued Mechikel** commune de **Khelil** Wilaya de **Bordj Bou Arreridj**.

CHAPITRE III:
ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction :

D'une façon générale, l'hydrologie peut se définir comme l'étude du cycle de l'eau et l'estimation de ses différents flux, elle regroupe : la climatologie, l'hydrologie de surface, l'hydrodynamique des milieux non saturé et l'hydrodynamique souterraine.

L'hydrologie de surface est la science qui traite essentiellement des problèmes qualitatifs et quantitatifs des écoulements à la surface des continents. Ces problèmes se ramènent généralement à des prévisions (associer à une date une certaine grandeur) ou des prédéterminations (associer à une grandeur une certaine probabilité) de débits ou de volume en un point ou sur une surface.

Dans notre domaine, l'hydrologie du bassin versant est une donnée essentielle pour établir la faisabilité du projet et estimer le volume du réservoir, elle permet également de définir le volume et le débit maximal des crues rares : le barrage une fois construit doit résister à des crues dont la période de retour varie en fonction du type du barrage. En ajoutant que le coût des ouvrages d'évacuation des crues dépend des caractéristiques hydrologiques du bassin versant.

Au cours de ce chapitre on doit connaître le régime des transports solides du cours d'eau du Oued MECHIKEL liés à l'érosion des sols du bassin versant. Il s'agit d'évaluer la vitesse de comblement de la tranche morte du réservoir.

III.1 Bassin versant :**III.1.1 Caractéristique géographiques du bassin versant :**

La zone d'étude est située au Nord de la Commune de **KHELIL** à 3 kilomètre environ à vol d'oiseau, elle est située à 30 Km à vol d'oiseau au Nord Est du chef lieu de la wilaya **bordj Bou Arreridj**.

Au cours de cette étude hydrologique, nous avons utilisé une carte topographique **LE BOU SALLAM** N° 92 échelle : 1/50.000.

Il est délimité par les coordonnées LAMBERT, VOIROL suivant :

$$X = 710.80 \text{ Km.}$$

$$Y = 325,30 \text{ Km.}$$

Le bassin versant de la retenue collinaire d'Oued MECHIKEL fait fonction de collecteur de crues. Il recueille les eaux de pluies et les transforme en écoulement à l'exutoire. Cette transformation est fonction, d'une part, des conditions climatologiques régnant sur le bassin versant et des caractéristiques physiques du déversoir.

La construction de la retenue collinaire de MECHIKEL est prévue sur l'Oued du même nom. Le site a pour coordonnées :

$$X = 710.477 \text{ Km}$$

$$Y = 325.29 \text{ Km}$$

$$Z = 892 \text{ m N.G.A}$$

III.1.2 Caractéristiques géométriques du bassin versant :

Le bassin versant d'Oued MECHIKEL est délimité à partir de la carte topographique Carte d'état major **LE BOU SALLAM** N° 92 échelle 1/50.000. Cette même carte a servi comme base à la détermination des différents paramètres morphologiques ainsi qu'à l'élaboration de la courbe hypsométrique du bassin.

A l'aide du logiciel du SIG (MapInfo) on a mesuré les paramètres suivants :

III.1.2.1 La surface du bassin versant :

La surface du bassin versant est $S = 3.7 \text{ km}^2$.

III.1.2.2 Périmètre du bassin versant

Le périmètre du bassin versant mesuré est de $P = 9.5 \text{ Km}$,

III.1.2.3 Longueur du thalweg principal

La longueur du thalweg principal a pour valeur $L = 3 \text{ km}$

III.1.2.4 Altitude du bassin versant :

Les Altitudes extrêmes du bassin versant sont :

- Altitude maximale **1060m**.
- Altitude minimale **890 m**.
- L'altitude moyenne du bassin est de **975 m**

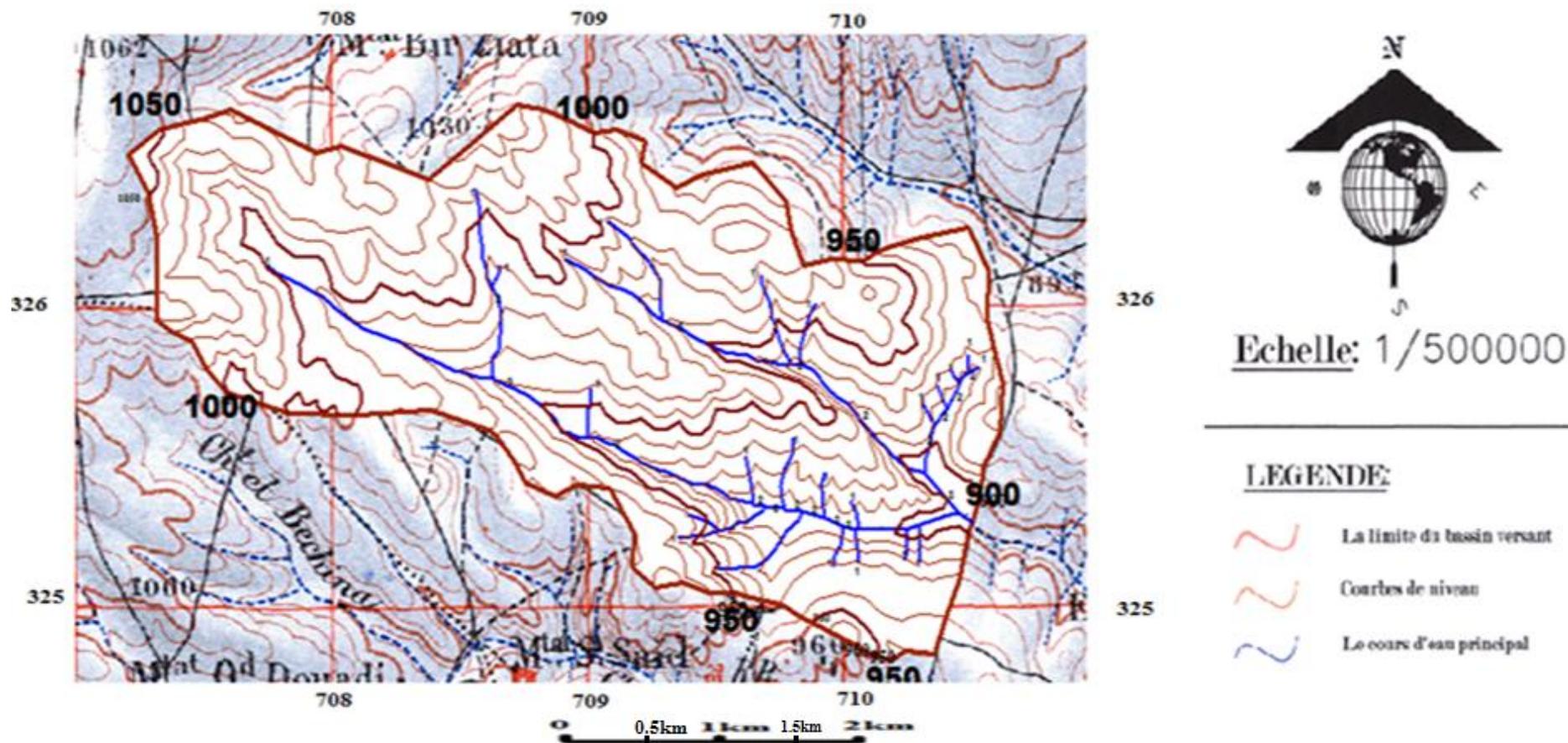


Figure III.01 : Bassin versant en courbe de niveau

III.1.2.5 Indice de compacité de Gravelius Kc :

Cet indice caractérisant la forme du bassin versant déterminé par la relation suivante :

$$Kc = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \tag{III.1}$$

P : périmètre du B.V (Km).

A : surface du B.V (km²).

AN : **Kc=1.38**

Kc>1 donc notre bassin versant est de forme allongée.

III.1.2.6 Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius :

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions L et l ayant le même périmètre et la même superficie que le bassin versant. son utilité est de comparer entre les bassins versants de point de vue de l'écoulement.

- **La longueur L et la largeur l en Km sont données par la résolution de P et A**

$$L = \frac{Kc\sqrt{A}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc} \right)^2} \right] \quad \text{et} \quad l = \frac{Kc\sqrt{A}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc} \right)^2} \right] \tag{III.2}$$

Kc : indice de compacité.

A : surface du B.V (km²).

AN : **L= 3.73 km² et l=0.99 km**

Pour apparaitre les surfaces élémentaires situées entre les courbes de niveaux maitresses du bassin versant dans le rectangle, on fixe la largeur totale du rectangle et on calcule la longueur de chaque rectangle élémentaire.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Les dimensions des différentes tranches dans le rectangle équivalent :

cote	A (km ²)	P (km)	l (m)	L (m)
C<900	0,05	1,3961	0,99	0,0505
900<C<950	1,11	8,651	0,99	1,1212
950<C<1000	1,51	13,794	0,99	1,5252
1000<C<1050	0,9	7,728	0,99	0,9090
C>1050	0,13	0,595	0,99	0,1313

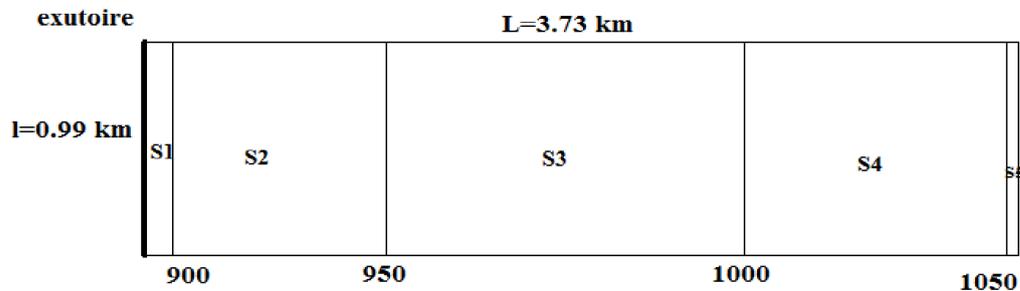


Figure III.02 : Rectangle équivalent de la retenue collinaire sur oued MECHIKEL

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

III.1.2.7 Végétation :

Le bassin versant présente un couvert végétal très clairsemé, excepté certaines surfaces reboisées sur les rives de l'oued. Le climat semi-aride n'a pas permis une densité du couvert végétal ni diversité des espèces. Cette situation a engendré un taux d'abrasion considérable d'où une durée de vie de la retenue collinaire inévitablement plus courte.

III.1.2.8 Relief du bassin versant :

Le relief est relativement accidenté notamment entre la cote 1060 et la cote 890 m, ce qui signifie une pente forte, par voie de conséquence la propagation des crues sera relativement importante.

III.1.2.8.1 Répartition et courbe hypsométrique :

La répartition hypsométrique permet de décrire le bassin versant en montrant la fraction où le pourcentage de la surface comprise entre 2 courbes de niveau consécutives.

Tableau III.2 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude

altitude m	S partielles km ²	S partielles %	S cumulées %	S _i km ²	∑S _i *H _i
890	0,052	1,405405405	100	0,052	46540000
900	0,136	3,675675676	98,59459459	0,136	123080000
910	0,184	4,972972973	94,91891892	0,184	168360000
920	0,257	6,945945946	89,94594595	0,257	237725000
930	0,226	6,108108108	83	0,226	211310000
940	0,249	6,72972973	76,89189189	0,249	235305000
950	0,208	5,621621622	70,16216216	0,208	198640000
960	0,322	8,702702703	64,54054054	0,322	310730000
970	0,322	8,702702703	55,83783784	0,322	313950000
980	0,565	15,27027027	47,13513514	0,565	556525000
990	0,276	7,459459459	31,86486486	0,276	274620000
1000	0,28	7,567567568	24,40540541	0,28	281400000
1010	0,244	6,594594595	16,83783784	0,244	247660000
1020	0,243	6,567567568	10,24324324	0,243	249075000
1030	0,103	2,783783784	3,675675676	0,103	106605000
1040	0,02	0,540540541	0,891891892	0,02	20900000
1050	0,013	0,351351351	0,351351351	0,013	13715000
1060					
∑S _i (km ²)	3,7			∑S _i * H _i	3596140000

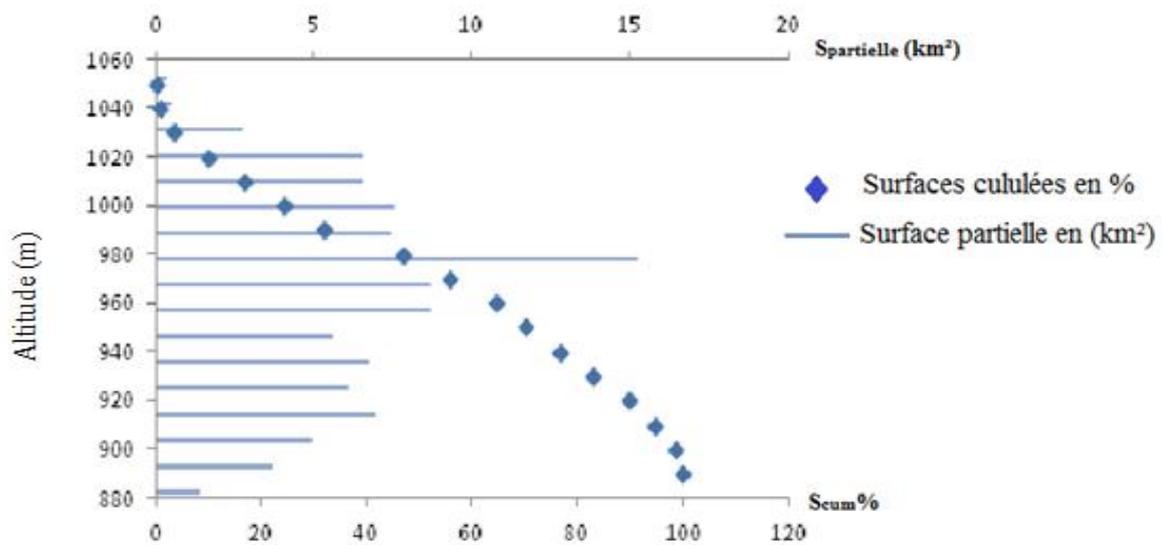


Figure III.03 : Répartition des surfaces en fonction des altitudes

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

$$H5\% = 1031 \text{ m NGA}$$

$$H95\% = 913 \text{ m NGA}$$

III.1.2.8.2 Altitude moyenne du Bassin Versant

Hmoy est déterminée par deux méthodes :

➤ **Méthode graphique**

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

C'est donc l'altitude médiane.

$$H50\% = 974 \text{ m.}$$

➤ **Méthode analytique :**

Il se présente comme suit :

$$H_{moy} = \sum \left(\frac{S_i \times H_i}{S} \right) \quad (III.3)$$

Avec :

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

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** en (m);

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

Dans ce cas, on trouve que l'altitude moyenne est :

$$H_{\text{moy}}=972 \text{ m.}$$

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des résultats précédents

Altitudes	Valeur (m.NGA)
H_{moyenne}	972
$H_{\text{médiane}}$	974
$H_{95\%}$	913
$H_{5\%}$	1031
H_{max}	1060
H_{min}	890

III.1.2.8.3 Les indices de pente :

L'objet de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin et de permettre des comparaisons et des classifications.

- Indice de pente globale I_g :

Cet indice est très utilisé, il sert de base à une des classifications O.R.S.T.O.M pour les bassins versants d'ordre 25 km².

Il est défini comme suit :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

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

L : longueur du rectangle équivalent (km)

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

Donc $I_g=3.164 \%$

Selon le tableau de classification du relief : $0.02 < I_g < 0.05$ donc notre relief est **assez fort**

- **Indice de pente de Roche I_p :**

Cet indice est étroitement corrélé avec l'indice de pente globale, il est calculé par la relation suivante :

$$I_G = 0.8 I_p^2$$

Alors

$$I_p = 0.2 = 20\%$$

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

Elle est obtenue par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H (0,5 l_1 + l_2 + \dots + 0,5 l_n)}{S} \tag{III.5}$$

Avec :

ΔH : Dénivelée (10m);

l_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2, 3...n;

S : Surface du bassin versant qui est égale à 3.7 Km².

Tableau III.4 : Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau

courbes de niveaux	longueur (km)
900	1.265
910	3.575
920	3.482
930	3.774
940	4.105
950	4.625
960	4.666
970	3.641
980	3.514
990	3.359
1000	3.974
1010	4.108
1020	2.464
1030	1.908
1040	0.467
1050	0.269

Donc on a trouvé que : **Im=13.1%**

- **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 différentes surfaces. Elle est calculée à partir de la formule suivante :

$$Ds=I_g \sqrt{S} \quad (III.6)$$

Avec :

I_g : Pente globale [m / Km];

S : Surface totale du bassin versant [Km²].

AN :

$$Ds=3.164 * \sqrt{3.7} = 6.1m \quad \quad \quad \mathbf{Ds=6.1m}$$

Tableau III.5: 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

Donc selon la deuxième classification d'O.R.S.T.O.M le relief de notre bassin versant est très faible ($Ds=6.1 < 10$).

III.1.3 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :

III.1.3.1 Le réseau d'écoulement :

Le réseau hydrographique est constitué de l'ensemble des chenaux qui drainent les eaux de surface vers l'exutoire du bassin versant. Pour procéder les calculs, il faut classer les cours d'eau en utilisant celle de Schum.

III.1.3.2 Densité de drainage Dd :

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs « Li » du bassin versant, à la surface totale « S ». elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissèlement de la surface. Elle est déterminée par la relation suivante :

$$Dd = \frac{\sum Li}{S} \quad (III.7)$$

Avec :

$\sum Li$: La somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km)

S : Surface du bassin versant (km²)

Tableau III.6 : Longueurs correspondantes de chaque cours d'eau d'ordre i

l'ordre des cours d'eau i	la somme des longueurs (km)
1	5,1724
2	3,102
3	0,967
4	0,064
la somme de toutes les longueurs	9.31

Alors

Dd=2.52 km/km²

III.1.3.3 La fréquence des thalwegs d'ordre 1 F1 :

C'est le rapport du nombre total de thalwegs d'ordre 1 à la surface du bassin versant :

$$F1 = \frac{N1}{S} \quad (III.8)$$

Avec :

N1 : Le nombre total de thalwegs d'ordre 1

S : La surface totale du bassin versant

$$F1 = \frac{24}{3.7} = 6.49 \text{ km}^{-2} \quad \mathbf{F1=6.49}$$

III.1.3.4 Temps de concentration du bassin versant t_c :

Le temps de concentration est un paramètre essentiel dans la formation de la crue pluviale et son débit. Il est défini comme la durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre le point le plus éloigné du bassin et l'exutoire de ce dernier. Il existe plusieurs formules de calcul du temps de concentration, les plus utilisés sont :

- **formule de Giandotti :**

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (III.9)$$

Avec :

S : Surface du bassin versant, Km²

L : Longueur du thalweg principal, Km

H_{moy} : Altitude moyenne, m NGA

H_{min} : Altitude à l'exutoire, m NGA

Alors on trouve que : $\mathbf{t_c=1.66 \text{ h}}$

- **formule de turraza :**

$$t_c = 0.108 \frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{I}} L \quad (III.10)$$

S : Surface du bassin versant, Km²

L : Longueur du thalweg principal, Km

I : Pente moyenne du cours d'eau, en m/m

Donc $\mathbf{t_c=2.62 \text{ h}}$

- formule de kripich :

$$tc = 0.9 45 \frac{L^{1.155}}{D^{0.385}} \quad (III.11)$$

L : Longueur du thalweg principal, Km

D : Différence d'altitude entre les extrémités du talweg en m

Donc $t_c=0.55$

Tableau III.7 : Résultats de calcul par les différentes formules.

Formule	tc (h)
Formule de Giandotti	1.66
Formule de Turraza	2.62
Formule de Kripich	0.55

La majorité des anciennes formules sont élaborées dans des conditions physico-géographiques qui ne sont pas identiques à celles du Nord de l'Algérie. Nous examinons alors la formule GIANDOTTI (sud Italie 1937) qui est d'emploi fréquent en Algérie.

III.1.3.5 Vitesse de ruissèlement :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Vr = \frac{Lp}{tc} = 1.81 \text{ km/h}$$

L_{pc} : Longueur du cours d'eau principale en km

Tc : Temps de concentration en h

III.1.3.6 Profil en long du cours d'eau principal :

Ce profil est tracé à partir de la courbe topographique en tenant compte l'altitude et la longueur du cours d'eau.

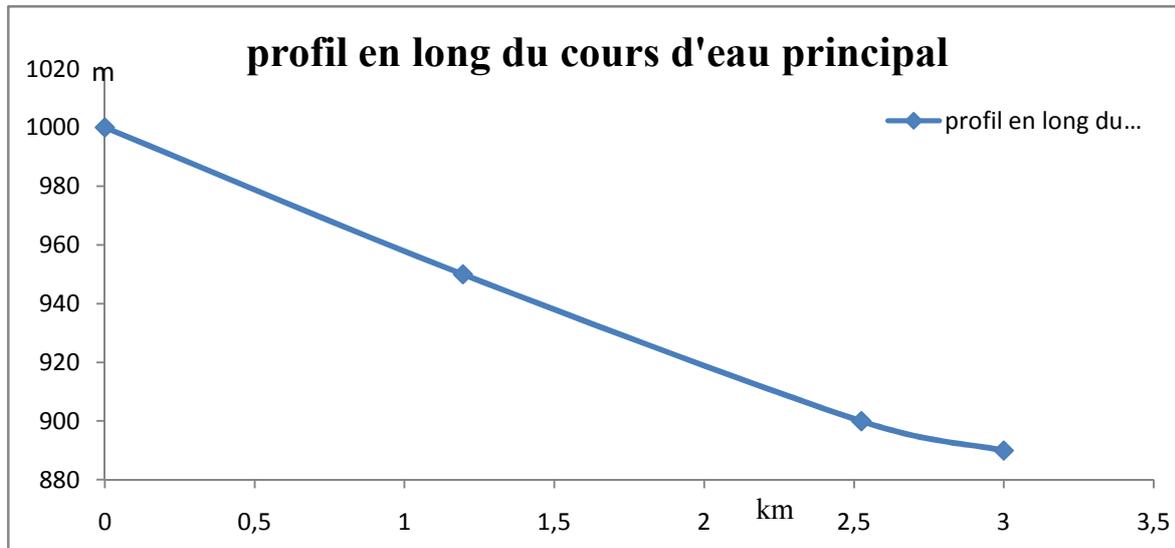


Figure III.05: profil en long du cours d'eau principal

III.1.3.7 Pente moyenne du cours d'eau principal I_c :

Elle est exprimé le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre 2 points suffisamment éloignés sur le cours d'eau principal, il est donné par la formule suivante :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \tag{III.12}$$

ΔH : Dénivelée entre 2 points suffisamment distants (m)

ΔL : Distance entre 2 points (km)

$I_c : (1000-890)/3$ donc **$I_c=3.67\%$**

Tableau III.8 : Les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

caractéristiques		unité	symbole	valeur
surface		km ²	S	3.7
périmètre		km	P	9.5
longueur		km	L	3.73
largeur		km	l	0.99
altitude	maximale	m	H _{max}	1060
	minimale	m	H _{min}	890
	moyenne	m	H _{moy}	972
	médiane	m	H _{50%}	974
	5%	m	H _{5%}	1031
	95%	m	H _{95%}	913
indice de	compacité	/	K _c	1.38
	pente globale	m/km	I _g	3.164
	pente de roche	%	I _p	20
pente moyenne du bassin versant		%	I _m	13.1
longueur du cours d'eau principal		km	L _{cp}	3
densité de drainage		km/km ²	D _d	2.52
temps de concentration		h	t _c	1.66
densité spécifique		m	D _s	6.1
fréquence de thalwegs d'ordre 1		km ⁻²	F ₁	6.42
pente moyenne de cours d'eau principale		%	I _c	3.67

III.2 Données climatologiques :

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

Les conditions climatiques au niveau du bassin versant ont un rôle 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.

III.2.1 Température :

Est une variable importante dans l'étude hydrologique dans lequel interviendrait la chaleur apportée par le rayonnement solaire et les échanges de chaleur entre le sol, l'atmosphère, les nappes d'eau et les masses glaciaires.

Tableau III.9 : Les données concernant les températures relèvent toujours de la station de Bordj Bou Arreridj (1980/1988).

Station	Mois Tc°	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
Station B.B.A	T _{max}	27.4	21.1	14.9	9.6	10,8	11,9	14,0	18,9	22,7	29,8	33,4	32,1	20,5
	T _{min}	14,8	9,5	5,3	1,8	0,6	1,7	2,8	5,6	9,1	15,7	19,1	18,5	8,3
	T _{moy}	21,1	15,3	10,1	5,7	5,7	6,8	8,4	12,2	15,9	22,7	26,3	25,3	14,6

On voit que le tableau montre de températures minimales mensuelles oscillant entre 0,6 C° en hiver (Janvier) et 19.1 °C au mois de Juillet.

Les températures maximales moyennes sont de l'ordre 9,6°C en hiver et 33,4°C en été.

III.2.2 Evaporation :

L'évaporation est mesurée à l'aide de l'évaporamètre « bac classe A ».

L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc de 2976 mm, comme on le remarque dans le tableau ci-après. Elle est minimale durant les mois d'hiver (décembre et janvier), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (juillet et août)

Tableau III.10: Evaporation station Bordj Bou Arreridj 1880/1986

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Som
E mm	320	199	123	85.2	98.5	109	145	193	262	399	553	481	2976

III.2.3 Vitesse du vent :

Les valeurs de la vitesse du vent enregistrées au niveau de la station de Bordj Bou Arreridj sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.11 : Vitesse moyenne du vent station Bordj Bou Arreridj 1880/1986

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	moy
V m/s	3.3	3.1	3.5	3.4	3.4	3.7	3.5	3.7	3.8	3.7	3.7	3.3	3.54

III.2.4 Pluviométrie :

Le bassin versant étudié ne possède pas de stations pluviométriques directement sur le bassin mais aux alentours. Donc on prend les précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station la plus proche de la zone d'étude.

III.2.4.1 Stations et données disponibles :

Les données obtenues de l'ANRH (agence régionale des ressources hydriques) sous forme :

- Les précipitations sont sous forme de totaux mensuels et annuels ainsi que des pluies journalières maximales d'une période d'enregistrement de 36 ans.
- Les données hydrométriques sont sous forme des débits et apports mensuels et annuels ainsi que les débits journaliers maximaux d'une période d'enregistrement de 19 ans.

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

Tableau III.12: Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude

Station	Code de la station	Altitude	Années de fonctionnement
TIXTER	150614	960	1973-2011
BIR KASDALI	150707	980	1975/2011

Source : A.N.R.H

La station de BIR KASDALI est la plus proche du site avec une période d'observation de 1975-2010 soit 36 ans.

Tableau III.13: Station pluviométrique de BIR KASDALI.

Station	Code	Source	Coordonnée			Année de service	N (ans)
			X	Y	Z		
BIR KASDALI	150707	A.N.R.H	709.5	318.4	980	1975-2011	36

Source : A.N.R.H

III.2.4.2 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin :

Tableau III.14 : Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles

mois	Pm (mm)	pluie %
septembre	35,2	8,95
octobre	26,58	6,76
novembre	39,26	10
décembre	45,35	11,55
janvier	42,59	10,84
février	35,3	9
mars	36,09	9,19
avril	48,66	12,39
mai	43,35	11,04
juin	16,73	4,26
juillet	8,78	2,24
août	14,84	3,78

ANRH

Pa=392.73mm

A travers ce tableau, on déduit que la région reçoit une pluviométrie de 392.73 mm par an, avec une saison pluvieuse qui s'étale d'octobre à mai, et une saison sèche de juin à septembre.

Le maximum est relevé au mois d'avril (48.66 mm), quant au minimum, il est de (7.78 mm) au mois de juillet. Ces résultats sont donnés sous forme d'histogramme dans la figure (II-9).

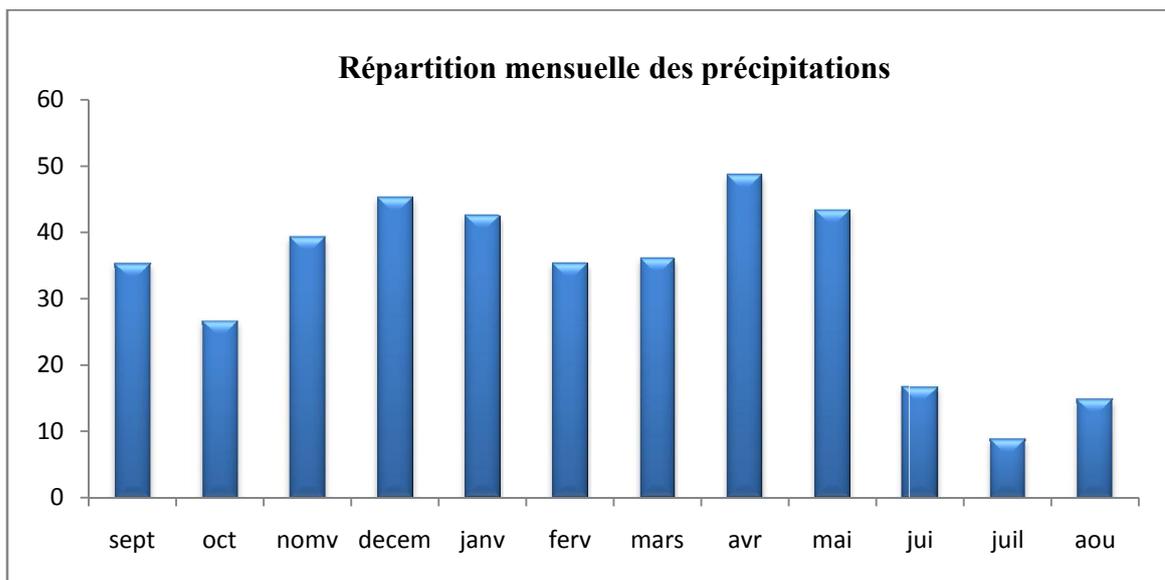


Figure III.06 : Répartition mensuelle des précipitations

III.2.4.3 Précipitations maximales journalières :

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique 150707 à été choisie comme étant la plus représentative des maxima journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude.

III.2.4.3.1 Homogénéité de la série :

Il existe plusieurs tests pour vérifier l'homogénéité des séries de données, les plus utilisés sont :

- **Test de la médiane ou test de MOOD :**

Soit un échantillon x_1, x_2, \dots, x_n

Pour avoir la médiane on suit cette procédure :

- Classification des valeurs de la station de référence par ordre croissant.
- Calculer la médiane tel que : $50\% < M < 50\%$ on a trouvé $M=32.7$ mm
- Ajouter pour les valeurs de la série :
 - (+) pour les valeurs $x_i > M$
 - (-) pour les valeurs $x_i < M$
- Calculer les quantités N_s et T_s tel que :
 - N_s : le nombre total de la série de + ou de - donc $N_s=17$
 - T_s : taille de la plus grande série de + ou de - alors $T_s=3$
- Vérifier les deux conditions d'homogénéité :
 - $N_s > 0.5 (N+1 - u_{1-\alpha/2} \sqrt{N+1})$: $0.5 (N+1 - u_{1-\alpha/2} \sqrt{N+1}) = 12.54$; $17 > 12.54$
 - Donc la première condition est vérifiée

$$T_s < 3.3 (\log N + 1) : 3.3 (\log N + 1) = 8.44$$

La deuxième condition est vérifiée.

Donc selon le test de la médiane la série est homogène

- **Test de WILCOXON ou test des rangs :**

Le test de WILCOXON consiste à :

- Deviser la série d'observations en deux échantillons $X(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$ et $Y(y_1, y_2, y_3, \dots, y_n)$ de taille M et N tel que $N < M$
- Classer la série (XUY) par ordre croissant en attribuant à chaque valeur son rang
- La condition pour que la série soit homogène est : $W_{\min} < W_x < W_{\max}$

$$W_{\min} = \frac{(N+M+1)N-1}{2} - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{\frac{NM(N+M+1)}{12}} \tag{III.13}$$

Et
$$W_{\max} = (N + M + 1)N - W_{\min} \tag{III.14}$$

On a :

N	14
M	22
W_{\min}	198.1
W_{\max}	319.9
W_x	226

$198.1 < 226 < 319.9$ alors la série est homogène

L'application des deux tests à la série pluviométrique montre qu'elle est homogène.

III.3 Ajustement des pluies journalières maximales :

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 donnée.

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

- ✓ Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- ✓ Calculer la fréquence expérimentale.
- ✓ Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données.
- ✓ Ajuster graphiquement la loi choisie.
- ✓ Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Le tableau des pluies maximales journalières prise de la station 150707 est dans l'annexe 2

Tableau III.16 : Caractéristique de la série pluviométrique (36 ans)

Caractéristiques :	Formule :	Valeurs :
La somme des Pmaxj en (mm)	$\sum_{i=1}^n Xi$	1377.5
la moyenne des Pmaxj en (mm)	$X = \frac{\sum_{i=1}^{n=35} Xi}{n}$	38.264
L'écart type « σ_x »; Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \frac{\sum_{i=1}^{n=35} (Xi - nx)}{n - 1}$	17
Coefficient de variation « Cv »	$Cv = \frac{\sigma}{Xc}$	0.445

III.3.1. Choix de la loi d'ajustement :

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

- La loi de probabilité.
- 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 :

- o la loi de GUMBEL.
- o la loi de log-normale.

III.3.1.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN »

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

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

GUMEBL s'écrit:

$$F(X) = e^{-e^{-y}} \quad (III.16)$$

Tel que : $y = \frac{X - X_0}{\alpha}$; et on peut écrire : $y = -\ln(-\ln(F(X)))$. (III.17)

Avec :

$1/\alpha$: 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.

$$F(X) = \frac{m - 0,5}{n} \quad (III.18)$$

Avec :

m : Rang de précipitation.

n : Nombre d'observations (36).

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

$$y = - \ln (-\ln (F(x))) \quad \text{(III.19)}$$

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

- Calcul des paramètres d'ajustement de la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha) y + x_0 \quad \text{III20}$$

Avec :

$(1 / \alpha)$: 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 III.17 : Les résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL.

Période de retour	Probabilité de fréquence	Xt (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
2000	0.9995	131	18	96.1 - 167
1000	0.9990	122	16.4	90.1 - 154
200	0.995	101	12.7	75.9 - 126
100	0.99	91.6	11.1	69.8 - 113
50	0.98	82.3	9.55	63.6 - 101
20	0.95	70	7.47	55.3 - 84.6
10	0.9	60.4	5.92	48.8 - 72
5	0.8	50.5	4.38	41.9 - 59.1
3	0.6667	42.6	3.31	36.1 - 49.1
2	0.5	35.5	2.6	30.4 - 40.6
1.4286	0.3	28.1	2.39	23.5 - 32.8
1.2500	0.2	24.3	2.54	19.3 - 29.3
1.1111	0.1	19.5	2.94	13.8 - 25.3
1.0526	0.05	16.1	3.34	9.51 - 22.6
1.0204	0.02	12.5	3.8	5.07 - 20
1.0101	0.01	10.4	4.10	2.32 - 18.4
1.0050	0.005	8.49	4.37	-0.0676 - 17.1
1.0010	0.001	4.98	4.89	-4.62 - 14.6
1.0005	0.0005	3.71	5.09	-6.27 - 13.7
1.0001	0.0001	1.16	5.49	-9.59 - 11.9

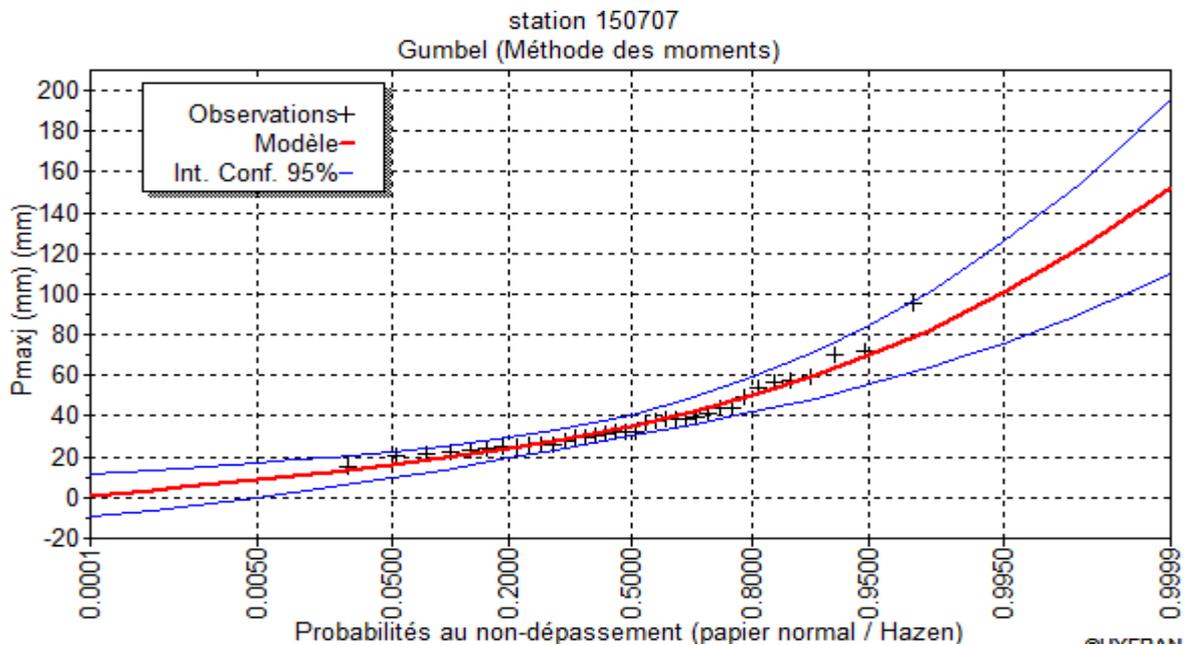


Figure III.07: Représentation graphique de la loi de GUMBEL

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

Paramètres	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	15
Maximum	95.5
Moyenne	38.3
Ecart-type	17
Médiane	32.7
Coefficient de variation (Cv)	0.445
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.49
Coefficient d'aplatissement (Ck)	4.79

III.3.1.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi log-normale :

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 III-07).

La loi log-normale à une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante

$$F (X) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \tag{III.21}$$

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

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

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{433} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \tag{III.22}$$

Les résultats de l’ajustement par la loi de Log-Normal sont résumés dans le tableau III.19

Quantiles :

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

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

Tableau III.19 : Résultat de l’ajustement a la loi de GALTON.

période de retour	probabilité de fréquence	Xt (mm)	ecart type	intervalle de confiance
2000	0.9995	132	22.6	87.6 - 176
1000	0.999	122	19.8	82.9 - 160
200	0.995	99	13.9	71.7 - 126
100	0.99	89.6	11.6	66.7 - 112
50	0.98	80.3	9.55	61.6 - 99
20	0.95	68.1	7.04	54.3 - 81.9
10	0.9	58.9	5.34	48.4 - 69.4
5	0.8	49.4	3.85	41.8 - 56.9
3	0.6667	41.9	2.93	36.1 - 47.6
2	0.5	35.2	2.35	30.6 - 39.9
1.4286	0.3	28.6	2.04	24.6 - 32.6
1.2500	0.2	25.2	1.96	21.3 - 29.0
1.1111	0.1	21.1	1.91	17.3 - 24.8
1.0526	0.05	18.2	1.88	14.5 - 21.9
1.0204	0.02	15.5	1.84	11.9 - 19.1
1.0101	0.01	13.9	1.80	10.3 - 17.4
1.0050	0.005	12.5	1.76	9.10 - 16
1.0010	0.001	10.2	1.66	6.96 - 13.5
1.0005	0.0005	9.42	1.61	6.26 - 12.6
1.0001	0.0001	7.94	1.51	4.98 - 10.9

Paramètres estimés : $\mu = 3.5622$; $\sigma = 0.40815$

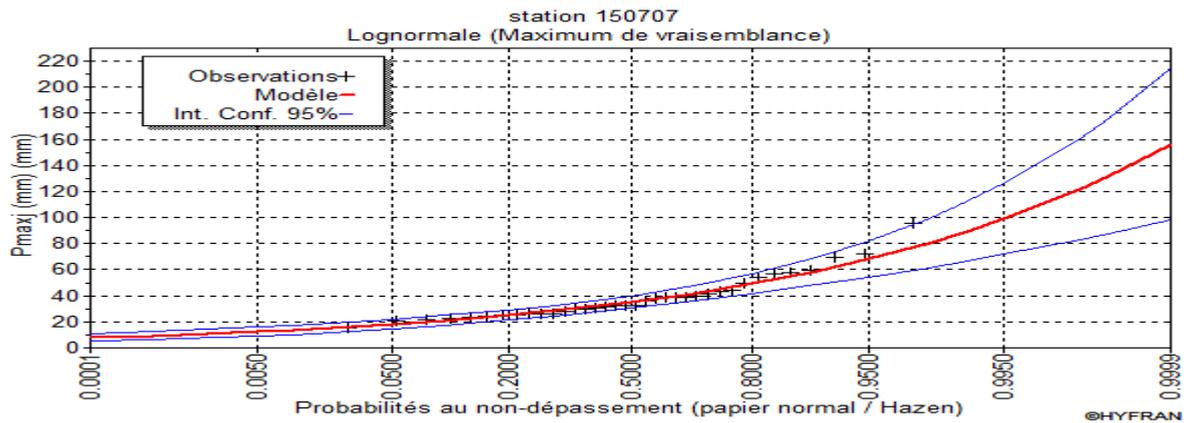


Figure III.08: Représentation graphique de la loi Log-normale

Tableau III.20 : Comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	15.0
Maximum	Aucun	95.5
Moyenne	38.2	38.3
Ecart-type	15.9	17
Médiane	35.3	32.7
Coefficient de variation (Cv)	0.417	0.445
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.33	1.49
Coefficient d'aplatissement (Ck)	6.28	4.79

- Adéquation : (Test de Khi carré)

Les résultats statistiques du test sont :

$X^2=6.22$

p-value=0.2852

Degré de liberté=5

Nombre de classe=8

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%

A la fin de compte on peut choisir la loi de log-normale pour que la pluie maximale journalière la suive car selon le schéma de la loi de log-normale, tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proche de la droite de HENRY. En ajoutant le teste de l'adéquation « Khi carre » établi par « HYFRAN » a montré aussi que la loi de log-normale est significative.

Tableau III.21 : Les pluies maximales journalières calculées pour les différentes périodes de retour

période de retour (ans)	P _{j,max} (mm)
5	49.4
10	58.9
20	68.1
50	80.3
100	89.6
1000	122

III.3.1.3 Pluies de courte durée :

Les pluies de courtes durées pour les différentes périodes de retour sont déterminées par la formule de Body :

$$P_{cr} = P_{max} \times \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (III.23)$$

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 = 0,30

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

I₀: Pluie de courte durée (mm/h)

Tableau III.22 : Les pluies maximales journalières calculées pour les différentes périodes de retour

période de retour (ans)	fréquence (%)	P _{j,max} (mm)
5	20	49.4
10	10	58.9
20	5	68.1
50	2	80.3
100	1	89.6
1000	0.1	122

Tableau III.23 : résultat de calcul les pluies de courte durée pour les différentes périodes de retour

Periode	5		10		20		50		100		1 000		10 000	
Fréquence	20		10		5		2		1		0,10		0,01	
P _{max,j,p%}	49,70		59,50		68,90		81,40		90,90		124,00		160,00	
T	P _{max}	I ₀												
0,50	15,47	30,93	18,44	36,88	21,32	42,64	25,14	50,28	28,05	56,10	38,19	76,39	48,84	97,67
1,00	19,04	19,04	22,70	22,70	26,25	26,25	30,95	30,95	34,53	34,53	47,02	47,02	60,13	60,13
1,50	21,50	14,34	25,64	17,09	29,64	19,76	34,95	23,30	39,00	26,00	53,10	35,40	67,90	45,27
1,66	22,17	13,35	26,43	15,92	30,56	18,41	36,03	21,71	40,20	24,22	54,74	32,98	70,00	42,17
2,00	23,44	11,72	27,95	13,97	32,31	16,16	38,10	19,05	42,52	21,26	57,89	28,95	74,02	37,01
3,00	26,47	8,82	31,56	10,52	36,49	12,16	43,03	14,34	48,02	16,01	65,38	21,79	83,60	27,87
4,00	28,86	7,21	34,41	8,60	39,78	9,95	46,91	11,73	52,34	13,09	71,27	17,82	91,13	22,78
5,00	30,86	6,17	36,79	7,36	42,54	8,51	50,16	10,03	55,97	11,19	76,21	15,24	97,44	19,49
6,00	32,59	5,43	38,86	6,48	44,93	7,49	52,98	8,83	59,11	9,85	80,49	13,41	102,92	17,15
7,00	34,13	4,88	40,70	5,81	47,06	6,72	55,49	7,93	61,91	8,84	84,30	12,04	107,79	15,40
8,00	35,53	4,44	42,36	5,30	48,98	6,12	57,75	7,22	64,44	8,06	87,75	10,97	112,20	14,02
9,00	36,81	4,09	43,89	4,88	50,74	5,64	59,83	6,65	66,76	7,42	90,90	10,10	116,23	12,91
10,00	37,99	3,80	45,30	4,53	52,37	5,24	61,75	6,18	68,90	6,89	93,82	9,38	119,97	12,00
11,00	39,09	3,55	46,61	4,24	53,89	4,90	63,54	5,78	70,90	6,45	96,54	8,78	123,45	11,22
12,00	40,13	3,34	47,84	3,99	55,31	4,61	65,22	5,44	72,78	6,06	99,09	8,26	126,71	10,56

13,00	41,10	3,16	49,00	3,77	56,66	4,36	66,81	5,14	74,55	5,73	101,50	7,81	129,79	9,98
14,00	42,02	3,00	50,11	3,58	57,93	4,14	68,31	4,88	76,22	5,44	103,79	7,41	132,71	9,48
15,00	42,90	2,86	51,15	3,41	59,14	3,94	69,74	4,65	77,82	5,19	105,96	7,06	135,48	9,03
16,00	43,74	2,73	52,15	3,26	60,30	3,77	71,10	4,44	79,34	4,96	108,03	6,75	138,13	8,63
17,00	44,54	2,62	53,11	3,12	61,41	3,61	72,41	4,26	80,79	4,75	110,01	6,47	140,67	8,27
18,00	45,32	2,52	54,03	3,00	62,47	3,47	73,66	4,09	82,19	4,57	111,91	6,22	143,10	7,95
19,00	46,06	2,42	54,91	2,89	63,49	3,34	74,86	3,94	83,54	4,40	113,74	5,99	145,44	7,65
20,00	46,77	2,34	55,76	2,79	64,48	3,22	76,03	3,80	84,83	4,24	115,51	5,78	147,70	7,38
21,00	47,46	2,26	56,59	2,69	65,43	3,12	77,15	3,67	86,08	4,10	117,21	5,58	149,87	7,14
22,00	48,13	2,19	57,38	2,61	66,35	3,02	78,23	3,56	87,29	3,97	118,86	5,40	151,98	6,91
23,00	48,77	2,12	58,15	2,53	67,24	2,92	79,28	3,45	88,46	3,85	120,45	5,24	154,02	6,70
24,00	49,40	2,06	58,90	2,45	68,10	2,84	80,30	3,35	89,60	3,73	122,00	5,08	156,00	6,50

La ligne mentionnée dans le tableau ci-dessus en gras et couleur jaune a les valeurs des pluies et des intensités pour $T=T_c=1.66$ h

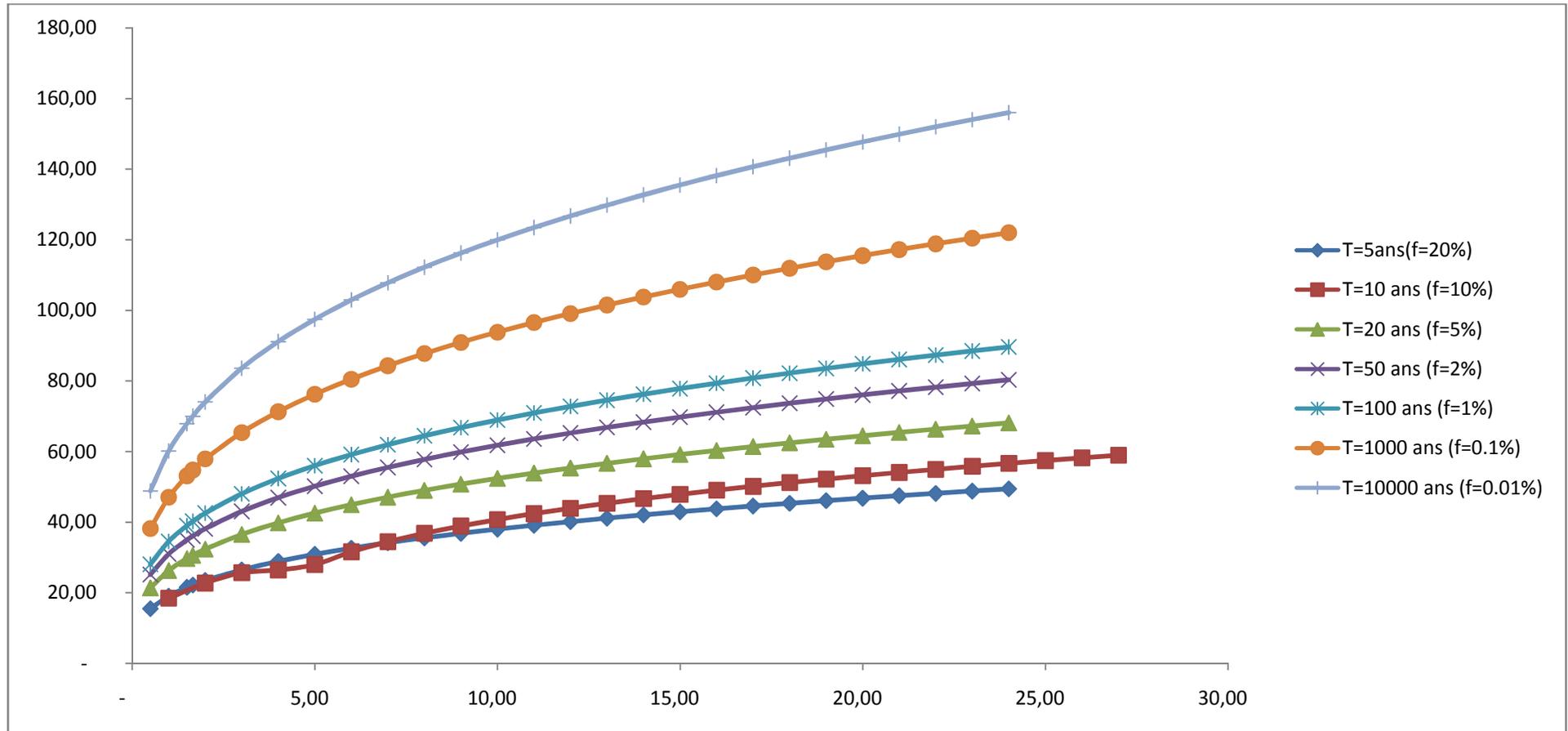


Figure III.09 : Représentation graphiques des résultats des pluies de courte durée

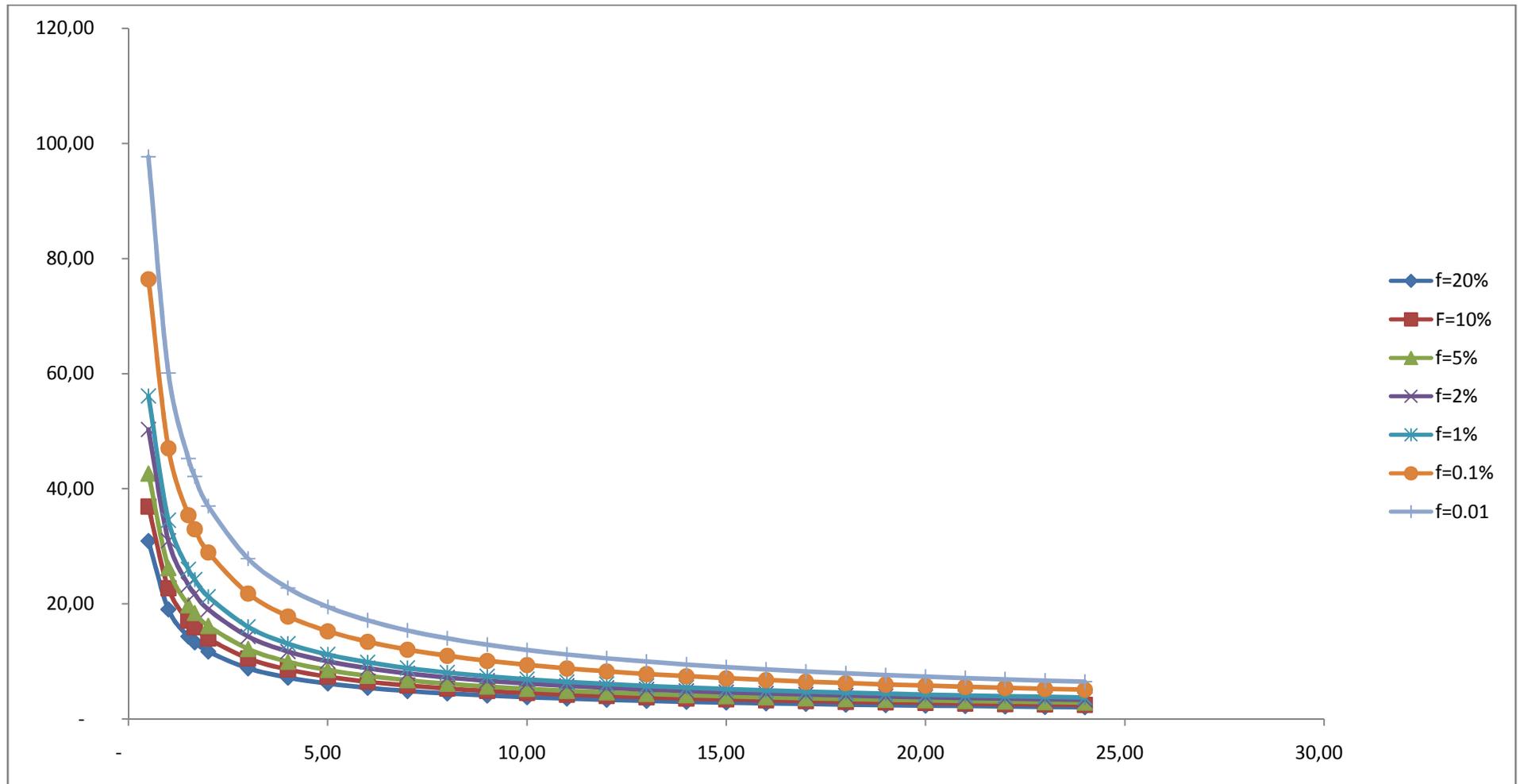


Figure III.10: Représentation graphiques des résultats intensité-Durée-fréquence

III.4 APPORTS LIQUIDES :

III.4.1 Apports moyens annuels :

En raison de l'absence des stations hydrométriques sur l'Oued MECHKEL, l'estimation de l'apport moyen annuel est faite moyennant les formules empiriques et l'analogie:

III.4.1.1 Formules empiriques :

a- Formule de SAMIE :

$$Le = P^2(293 - 2,2\sqrt{S}) \quad (III.25)$$

Avec : $A = Le * S * 10^{-3} \quad (III.26)$

Le: Lamme d'eau écoulée (mm)

P: pluie moyenne annuelle qui égale à 0.3927 m.

A: Apport moyen annuel, Hm³

S: surface du bassin versant Km²

Ainsi: $Le = 44.54 \text{ mm}$ et $A = 0,165 \text{ hm}^3$

b- Formule de MALLET et GAUTHIER :

$$Le = 0.6P(1 - 10^{-0.36P^2}) \cdot 10^3 \quad (III.27)$$

P : pluie annuelle, exprimée en m.

$$Le = 28.27 \text{ mm} \quad A = 0,105 \text{ hm}^3$$

c- Formule de SOGREAH :

$$Le = 720 \left(\frac{P - 150}{1000} \right)^{1,85} \quad (III.28)$$

P : précipitation (mm).

$$Le = 52.46 \text{ mm} \quad A = 0,194 \text{ hm}^3$$

d- Formule ANRH :

$$Le = P * (1 - 10^{-KP^2}) \cdot 10^3 \quad (III.29)$$

Où:

$$K = a - 0,01 \log S \quad (III.30)$$

a=0,20 et P: pluie en(m)

Donc $K=0.13$ $Le = 17.62 \text{ mm.}$ $A = 0,066 \text{ hm}^3$

e- Formule de COUTAGNE :

$$Le = a \cdot P^2 \tag{III.31}$$

Cette formule est valable pour $1/8a < P < 1/2a$ avec $a = \frac{0.001}{0.8 + 0.14T}$ donc $a = 3.38 \cdot 10^{-4}$

$369.5 < 392.7 < 1479.29$ alors cette formule est valable pour P

T : température moyenne annuelle égale à 15.4°

P : précipitations moyennes annuelles

Le: lame d'eau écoulée (mm)

Le=52.12mm A=0.193 hm³

f- Formule de TURC :

$$Le = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P}{L}\right)^2}} \tag{III.32}$$

P : pluie moyenne annuelle en mm

L : variable thermique $L = 300 + 25T + 0.05T^3$ alors $L = 867.61$

T : température moyenne annuelle

Le=19.1 mm et A=0.071 hm

Tableau III.24: Tableau Récapitulative des résultats

FORMULES	SAMIE	MALLETET GAUTHIER	SOGREAH	ANRH	COUTAGNE	TURC
Lame d'eau écoulée Le (mm)	44.54	28.27	52.46	17.62	52.12	19.1
Apport moyen annuel (hm ³)	0.165	0.105	0.194	0.066	0.193	0.071

Après analyse des résultats des différentes formules nous considérons que la valeur de la lame d'eau ruisselée est de **35.69 mm** engendrant un apport liquide moyen de

0,132 Hm³ / an.

III.4.1.2 Méthode d’analogie :

A cause de l’absence d’une station hydrométrique dans le bassin versant d’Oued MECHIKEL on s’est intéressé à déterminer un bassin versant analogue dont les données d’observations seront disponibles.

On utilisant la carte du réseau hydroclimatologique et la surveillance de la qualité d’eau nous avons trouvé que la station hydrométrique la plus proche d’Oued MECHIKEL est celle de MAGRAOUA

Tableau III.25 : Caractéristiques des deux bassins analogues :

Caractéristiques	Bassin versant d’oued MECHIKEL	Bassin versant de la station de MAGRAOUA
Nom de l’oued	MECHIKEL	LE BOU SELLAM
Coordonnées : x y	710.8 km 325.3 km	5°01’00’’ 36°24’11’’
Altitudes : Max Min	1060 890	1600 900
Superficie (km ²)	3.7	797.3
Périmètre (km ²)	9.5	194.3

La série des apports de la station de MEGRAOUA dans l’annexe N° 2.3

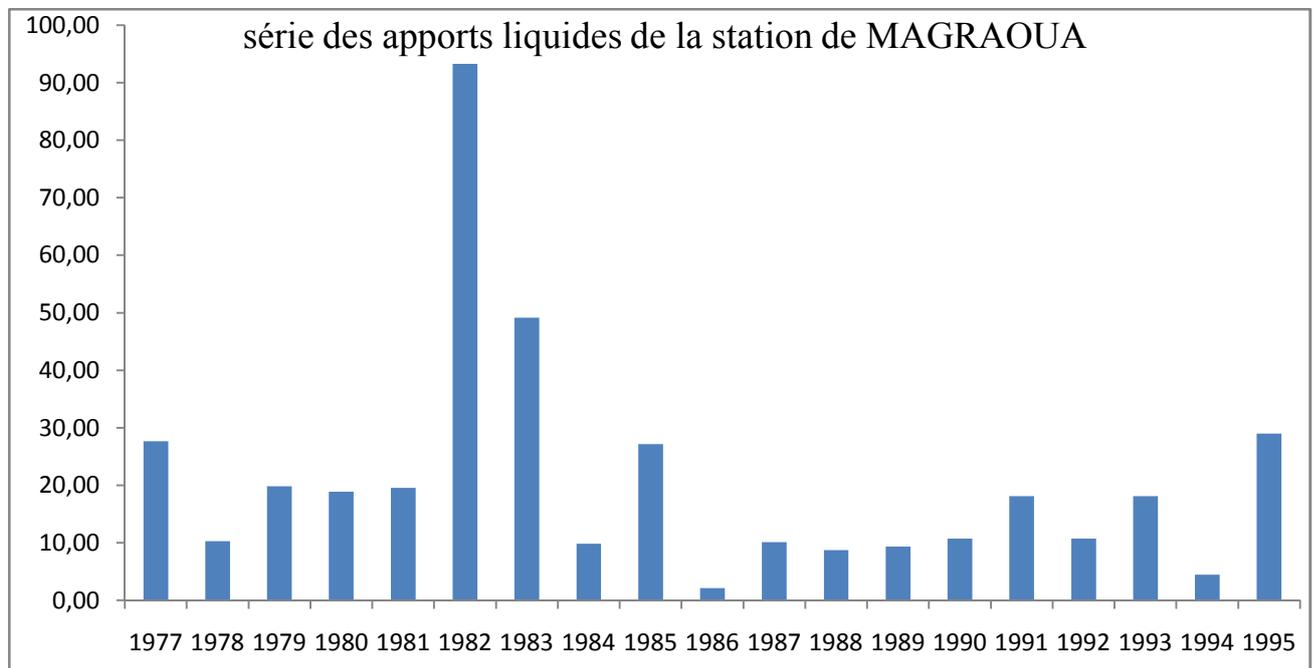


Figure III.11: Série des apports liquides de la station de MAGRAOUA

A partir de la série des apports on a trouvé que $A_{\max}=93.28 \text{ hm}^3$, $A_{\min}=2.08 \text{ hm}^3$ et $A_{\text{moy}}=20.9 \text{ hm}^3$.

On calcule l'apport moyen annuel sur la retenue d'Oued MECHIKEL à partir l'apport moyen annuel observé au site de la station de MAGRAOUA, en supposant que le coefficient d'écoulement (C_e) est invariant dans les deux sites vue la similitude de leurs caractéristiques et l'homogénéité de la série des apports annuel de la station de MAGRAOUA.

L'invariance du coefficient d'écoulement implique la relation suivante

$$A_B = A_C \frac{S_B}{S_C} \quad (\text{III.33})$$

A_B : Apport moyen annuel dans le site de la retenue

S_B : Surface du bassin versant d'oued MECHIKEL (370 hm^2)

A_C : Apport moyen annuel dans le bassin versant de MAGRAOUA (20.9 hm^3)

S_C : Surface du bassin versant d'oued BOUSSELAM (79730 hm^2)

$$\text{AN: } A_B = 20.9 \frac{370}{79730} = 0.097 \text{ hm}^3$$

Conclusion:

A la fin de compte on peut dire qu'on a trouvé que la valeur de l'apport moyen annuel dans la retenue collinaire par les formules empiriques est différente par rapport à la valeur obtenue par l'analogie. Donc pour la suite des calculs on admet celle obtenue par analogie avec la station de MAGRAOUA.

$$A_B = 0.097 \text{ hm}^3$$

III.4.2 Caractéristiques de l'écoulement :

III.4.2.1 lame d'eau écoulée :

$$L_e = \frac{A_{\text{moy}}}{S_{B,V}} \quad (\text{III.34})$$

A_{moy} : Apport moyen du bassin versant

$S_{B,V}$: Surface du bassin versant

III.4.2.2 Coefficient de l'écoulement :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}} \quad (\text{III.35})$$

L_e : lame d'eau écoulée en mm

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en mm

C_e : Coefficient d'écoulement.

III.4.2.3 Module spécifique :

$$M_0 = \frac{Q_0}{S_{B.V}} \tag{III.36}$$

Et $Q_0 = \frac{A_{moy}}{T}$ (III.37)

A_{moy} : Apport moyen du bassin versant

T : Temps d'une année en « s »

S_{BV} : Surface du bassin versant

Tableau III.27: récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement :

Caractéristique	Lame d'eau écoulée (mm)	Coefficient de l'écoulement	Module spécifique (l/s/km ²)
valeur	26.22	0.07	0.83

III.4.3 Coefficient de variation :

La variabilité de l'apport moyen annuel au niveau du bassin versant d'oued MECHIKEL s'évolue en calculant le coefficient de variation. Pour le faire, nous allons utiliser les formules empiriques et la méthode analogique.

III.4.3.1 Formules empiriques :

□ Formule de Sokolovski

$$Cv = 0.78 - 0.29 \log q - 0.063 \log (S + 1) \tag{III.38}$$

Où :

q : Débit spécifique en (module de l'écoulement relative) (l/s/km²)

S : Surface du bassin versant (km²)

□ Formule de kritsky-Menkel :

$$Cv = \frac{0.84}{S^{0.06} \cdot q^{0.27}} \tag{III.39}$$

S : Surface du bassin versant en km²

q : Débit spécifique en (l/s/km²)

□ Formule d'Antonov :

$$Cv = \frac{0.83}{(S+1000)^{0.076}} \quad (III.40)$$

□ Formule de Padoun :

$$Cv = \frac{0.93}{M_0^{0.23}} \quad (III.41)$$

M_0 : module spécifique de l'écoulement (l/s/km²)

III.4.3.2 Par analogie :

Le coefficient de variation peut déterminer sur la base de l'analogie avec la station de MAGRAOUA.

$$Cv = Cva. \left(\frac{q_a}{q}\right) \quad (III.42)$$

C_v : Coefficient de variation des apports sur oued MECHIKEL

C_{va} : Coefficient de variation des apports de la station de MAGRAOUA (0.99)

q_a : Débit spécifique en (l/s/km²) à la station de MAGRAOUA (0.83)

q : Débit spécifique en (l/s/km²) (0.83)

Tableau III.28: Récapitulatif des résultats du calcul du coefficient de variation

formule	résultat
Sokolovski	0.76
Kritsky-Menkel	0.82
Antonov	0.49
Padoun	0.97
Analogie	0.99

On remarque que la valeur obtenue par les formules de Padoun est proche de la valeur obtenue par l’analogie, donc le coefficient de variation obtenu par analogie est le mieux car il est tiré à partir des observations réelles au niveau de la station hydrométrique MAGRAOUA.

III.4.4 Apports fréquentiels :

Le calcul des apports fréquentiel est important pour le dimensionnement de notre retenue collinaire, il se fait par l’ajustement de la série des apports obtenus de la station MAGRAOUA. Où la distribution des apports fréquentiels sera régie par la loi **normale**

Tableau III.29: Résultats de l’ajustement rapportés à la loi normale

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Xt	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.999	84.7	11.6	61.9 - 108
200	0.995	74.1	10.1	54.4 - 93.8
100	0.99	68.9	9.30	50.7 - 87.2
50	0.98	63.3	8.51	46.6 - 80
20	0.95	54.9	7.38	40.4 - 69.3
10	0.9	47.4	6.47	34.7 - 60
5	0.8	38.3	5.55	27.4 - 49.2
3	0.6667	29.8	4.96	20 - 39.5
2	0.5	20.9	4.74	11.6 - 30.2
1.4286	0.3	10.1	5.07	0.129 - 20
1.25	0.2	3.51	5.55	-7.38 - 14.4
1.1111	0.1	-5.58	6.47	-18.3 - 7.11
1.0526	0.05	-13.1	7.38	-27.6 - 1.39
1.0204	0.02	-21.5	8.51	-38.2 --4.85
1.0101	0.01	-27.2	9.3	-45.4 --8.92
1.005	0.005	-32.3	10.1	-52.0 --12.6
1.001	0.001	-42.9	11.6	-65.8 --20.1
1.0005	0.0005	-47.1	12.3	-71.1 --23.0
1.0001	0.0001	-55.9	13.6	-82.7 --29.2

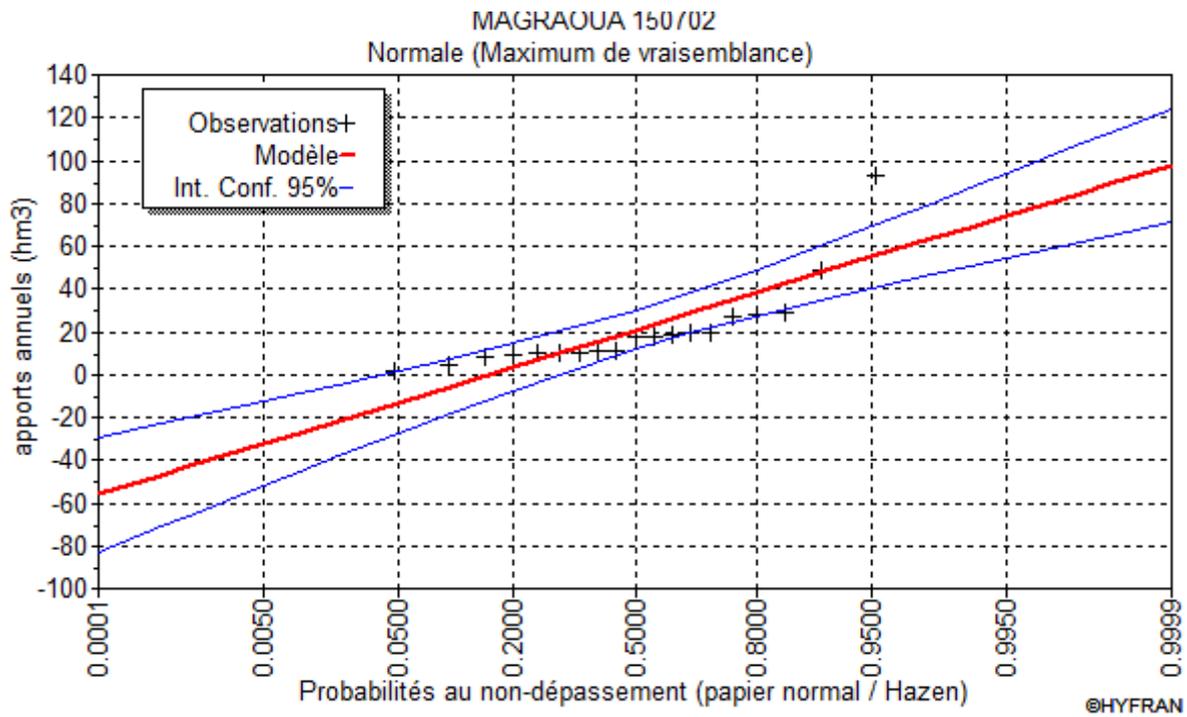


Figure III.12: Représentation graphique de la loi normale

Tableau III.30 : Comparaison des caractéristiques de la loi log normale et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	2.08
Maximum	93.3
Moyenne	20.9
Ecart-type	20.7
Médiane	18.1
Coefficient de variation (C_v)	0.989
Coefficient d'asymétrie (C_s)	2.7
Coefficient d'aplatissement (C_k)	8.22

III.4.4.1 Adéquation :

Test du khi carré :

Tableau III.31: résultat du test de khi carré

résultat de la statistique	$X^2=18.58$
p-value	$p=0.0003$
degré de liberté	3
nombre de classes	6

H_0 : L'échantillon provient d'une loi normale

H_a : L'échantillon ne provient pas d'une loi normale

Conclusion : nous devons REJETER H_0 au niveau de 1%

Par analogie on trouve $A_{80\%.site} = A_{80\%.station} \cdot \frac{S_{bv.site}}{S_{bv}}$

$$A_{80\%} = 0.178 \text{ hm}^3$$

III.4.4.2 Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80%

Tableau III.32 : La répartition mensuelle de l'apport annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations.

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	totalte
A(%)	8.01	3.9	4.41	12.54	14.03	11.35	17.63	13.58	7.13	2.93	1.55	2.95	100
$A_{80\%}$ (Hm^3)	0.015	0.007	0.008	0.022	0.025	0.020	0.031	0.023	0.013	0.006	0.003	0.005	0.178

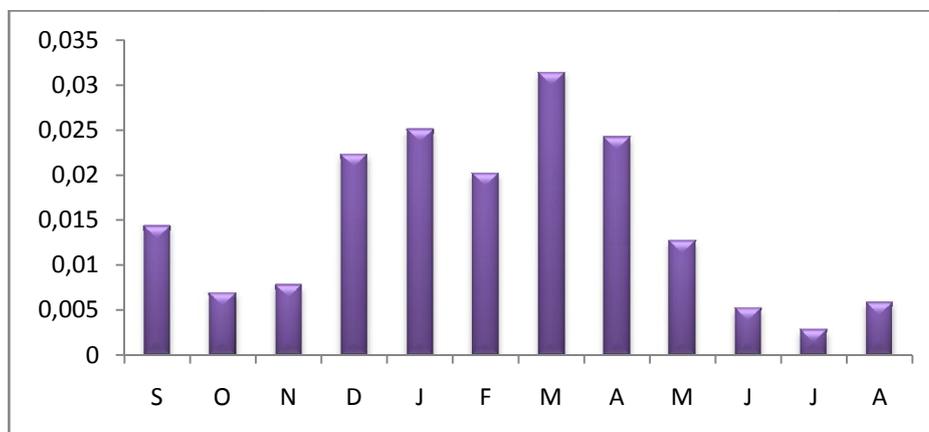


Figure III.13: Répartition mensuelle des apports de 80% au site de la retenue

III.5 Les crues :

Tant que le oued MECHIKEL est petit au niveau de son bassin versant donc il n'ya pas un enregistrement d'un événement exceptionnel dans le passé à cause de l'absence d'une station hydrométrique observant ce dernier, pour cela pour faire une estimation aussi correcte aux débits fréquentielles, on utilise deux méthodes connues :

- Les formules empiriques
- Méthode d'analogie

III.5.1 La méthode d'analogie :

Nous avons mentionné précédemment qu'il ya une analogie entre le bassin versant d'Oued MECHIKEL et celui de BOU SELLAM. Donc on a une série de 19 valeurs de débits maximales instantanées observées pendant la période 1977-1995.

Tableau III.33 : Série chronologique des crues observées à la station de MEGRAOUA

Année	Q_{max}
1977	40,2
1978	37,8
1979	67,9
1980	185,4
1981	67,9
1982	202,2
1983	80,05
1984	50,1
1985	87
1986	30,6
1987	37
1988	91
1989	45,25
1990	31,47
1991	14,72
1992	62,5
1993	17,96
1994	40,3
1995	126,2

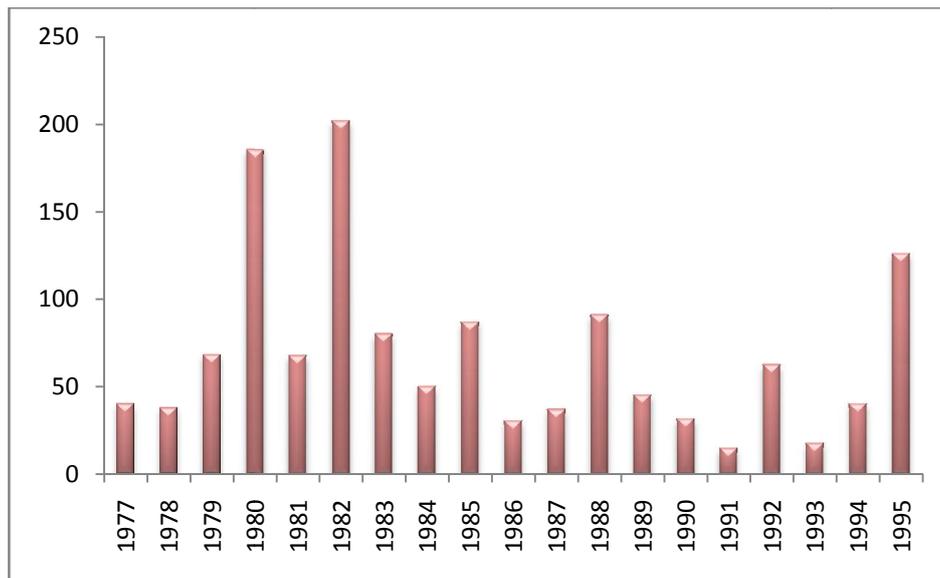


Figure III.14 : Série chronologique des crues observées au niveau de la station de MEGRAOUA

L'estimation des débits fréquents à la station de MEGRAOUA se fait par l'ajustement de la loi statistique : La loi normale pour cette série d'observation.

Tableau III.34 : Résultats de l'ajustement par la loi normale.

Période de retour	Q _{max.station} (m ³ /s)	Q _{max.site} (m ³ /s)
1000	475	2.2
200	331	1.54
100	279	1.3
50	230	1.07
20	173	0.8
10	134	0.62
5	98.8	0.46

III.5.2 Les formules empiriques :

a- Mallet-Gautier :

La formule est donnée comme suit :

$$Q_{maxp\%} = 2K \log(1 + AP) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad (III.43)$$

T : Période de retour en années

\bar{P} : Pluie moyenne annuelle (m)

A.K : Paramètres constants dépendants de la taille du bassin versant

A=20 valeur admise généralement en Algérie par l'ANRH, K=2

L : Longueur du thalweg principale

b- Formule de Giandotti :

$$Q_{maxp\%} = \frac{170\sqrt{(H_{moy}-H_{min})}}{1.5L+4\sqrt{S}} P_{TC} \quad (III.44)$$

$Q_{maxp\%}$: Débit maximum de crue en (m³/s) de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S : Surface du bassin versant (km²)

L : Longueur du thalweg principale (km)

P_{TC} : Pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

H_{moy} : Altitude moyenne en (m)

H_{min} : Altitude minimale en (m)

c- Formule de Possenti :

$$Qp\% = \frac{\mu.S.P_{jmax\%}}{L_P} \quad (III.45)$$

$P_{jmaxp\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donné (m)

μ : Coefficient compris entre 700-800 ; on prend $\mu=750$

L_P : Longueur du cours d'eau principale

d- Formule de TURAZZA :

La formule de TURAZZA tient compte des pluies maximales de courtes durées, de l'intensité des pluies, de la superficie et du temps de concentration.

$$Q_{max} = \frac{C.Ptc.S}{3.6.t_c} = \frac{1}{3.6} . S . It . C \quad (III.46)$$

Où

P_{tc} : Pluie de courte durée pour un temps $t = T_c$

S: Superficie du bassin versant, Km²

T_c : Temps de concentration, heure

I_t : Intensité de la pluie, mm/h

C: Coefficient de ruissellement (0.8-0.6) on le prend 0.7

Tableau III.35: Les résultats des crues fréquentiels déterminés par les formules empiriques

période de retour (T)	fréquence	Pjmax	Pluie de courte durée	Débit de crue de période de retour T			
				Mallet-Gautier	Formule de Giandotti	Formule de Possenti	formule de TURAZZA
5	0.8	49.4	22.17	14,54	25,34	45,70	9.61
10	0.9	58.9	26.43	17,04	30,21	54,48	11.45
20	0.95	68.1	30.56	19,21	34,94	62,99	13.24
50	0.98	80.3	36.03	21,76	41,19	74,28	15.62
100	0.99	89.6	40.20	23,50	45,96	82,88	17.42
1000	0.999	122	54.74	28,54	62,58	112,85	23.72

Dans l'étude des crues avec la méthode d'analogie on a trouvé des valeurs très petites et pour assurer la protection de notre ouvrage on a utilisé le calcul par les formules empiriques qui dépends des paramètres bien déterminés mais avec ça il a trouvé une divergence entre eux sauf les formules de Mallet-Gautier et TURAZZA qui ont des résultats convergentes entre eux, donc pour la suite de l'étude on doit utiliser les résultats obtenue par la formule de TURAZZA.

III.6 Hydrogramme de crue :

III.6.1 Détermination des Hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovski :

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il détermine ses caractéristiques principales qui sont :

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

Pour tracé l'hydrogramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.

a) Pour le temps de la montée

$$Q=Q_{\max} \left[\frac{T}{T_m} \right]^2 \quad (III.47)$$

$T_m=T_c$: Temps de montée.

b) Pour la décrue

$$Q_d=Q_{\max} \left(\frac{T_d - T}{T} \right)^3 \quad (III.48)$$

Avec :

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

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

T_m : Temps de la montée de la crue en heures ;

T_d : Temps de la décrue en heures ;

Q_{\max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s)

x, y : Puissance des courbes ;

X= 2 pour la montée de la crue.

Y= 3 pour la décrue.

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

- ✓ $T_m = T_c$ (pour les petits bassins versants), avec T_c qui est le temps de concentration du bassin versant (heures).
- ✓ $T_d = \delta * t_m$;

Où δ : coefficient de forme de l’hydrogramme de crue.

Tableau III.36: Coefficient de forme de l’hydrogramme de crue δ :

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

On prend $\delta=2,5$

$t_d = 2,5 \cdot 1,66 = 4,15$ heures.

Tableau III.37 : Les débits des crues et décrues de crues pour différentes périodes de retour

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Q_{max} (m ³ /s)						
t(h)	9.61	11.45	13.24	15.62	17.42	23.72
0	0	0	0	0	0	0
0,5	0,8719	1,0388	1,2012	1,4171	1,5804	2,1520
1	3,4874	4,1552	4,8048	5,6685	6,3217	8,6079
1,5	7,8467	9,3491	10,8107	12,754	14,2238	19,3678
1,66	9,61	11,45	13,24	15,62	17,42	23,72
2,	1,3363	1,5921	1,8410	2,1720	2,4223	3,2983
2,5	0,604	0,7196	0,8321	0,9817	1,0949	1,4908
3,	0,2045	0,2436	0,2817	0,3324	0,3707	0,5047
3,5	0,0369	0,044	0,0509	0,06	0,0669	0,0911
4	0,0005	0,0005	0,0006	0,0007	0,0008	0,0011
4,15	0	0	0	0	0	0

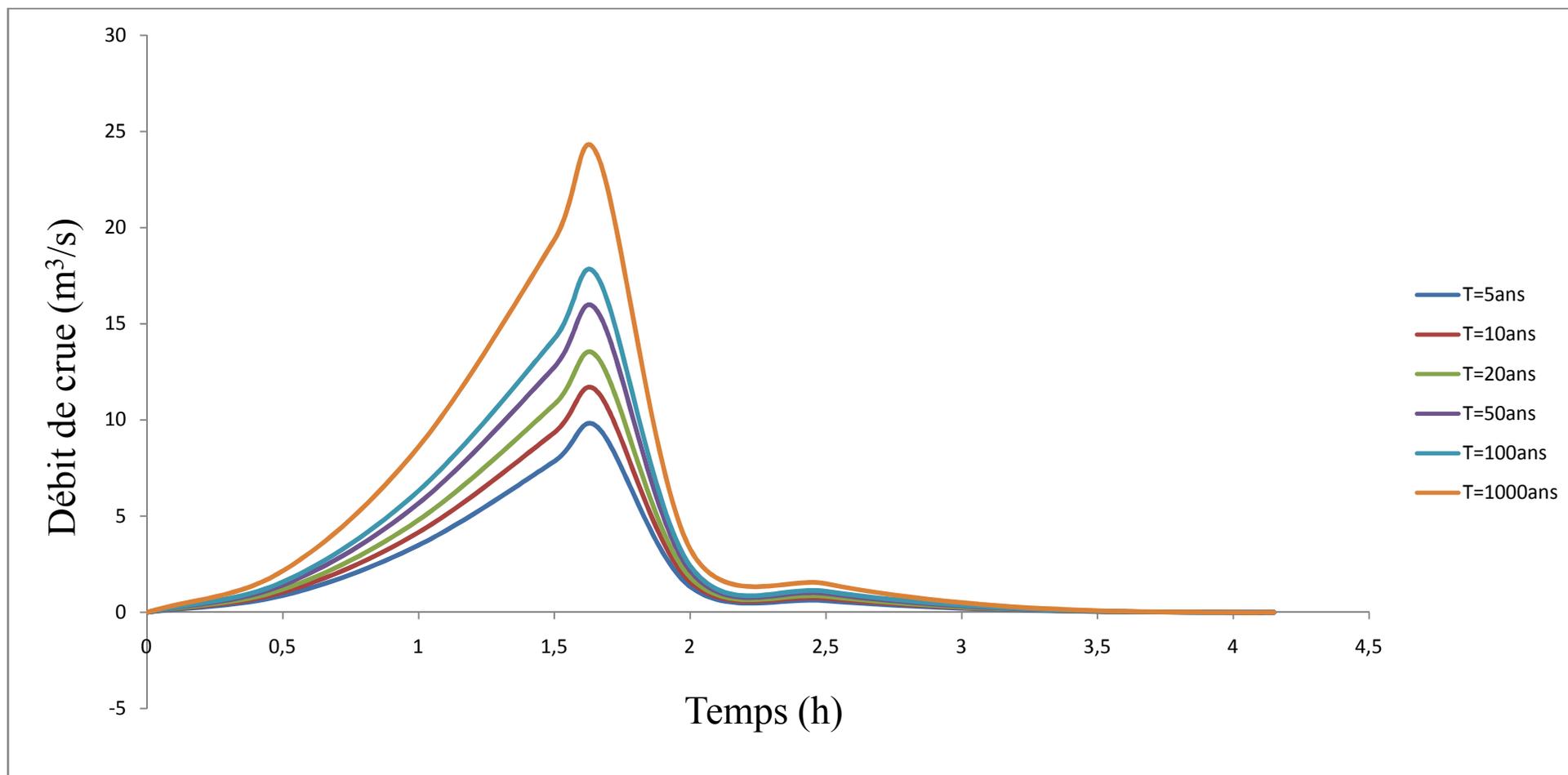


Figure III.15: Hydrogrammes des crues probables de la retenue collinaire Oued MEHIKEL

III.7 Choix de la crue :

Pour dimensionner l'évacuateur de crues, il est important de déterminer la crue maximale qu'il doit être évacué en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue, ce débit laminé est calculé sur la base d'un débit de point évacué à partir de l'étude du régime de crues. En fait, on est amené à faire un choix car il est évident qu'on ne pourra jamais protéger un ouvrage contre toute crue pouvant survenir on choisit donc une période de retour de crue, celui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité liés au contexte local

Tableau III.38 : Crues de projet recommandé

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

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

$$I_g = I_a \cdot I_d \cdot I_r \tag{III.49}$$

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 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 III.39 : 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	$Q_{max}(1\%)+revanche$	$Q_{max}(1\%) +revanche$ majorée avec vérification pour $Q_{max}(0,1\%)$ et $Q_{max}(0,2\%)$	$Q_{max}(0.1\%)$

Pour notre cas, nous pouvons considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont important, les connaissances hydrologiques paraissent avec incertitude et que le risque en aval est élevé, par conséquent on trouve que le risque est important ($I_g = 3$) et on opte pour la crue millénaire

$$Q_{0.1\%} = 23.72 \text{ m}^3/\text{s}$$

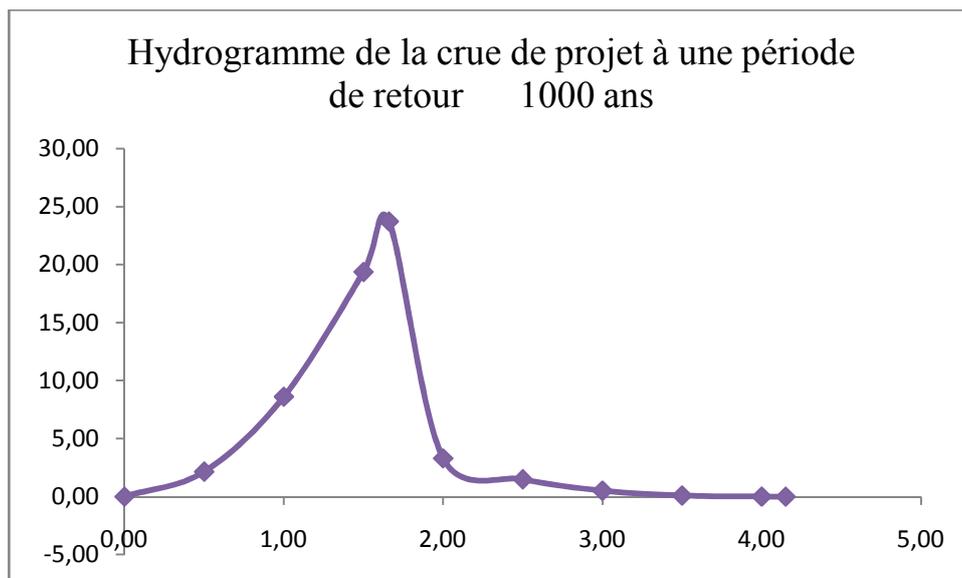


Figure III.16: Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 1000 ans

III.8 Choix de la crue de chantier :

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

En cas de 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.

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 cinquanteennes 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.

$$Q5\% = 13.24 \text{ m}^3/\text{s}$$

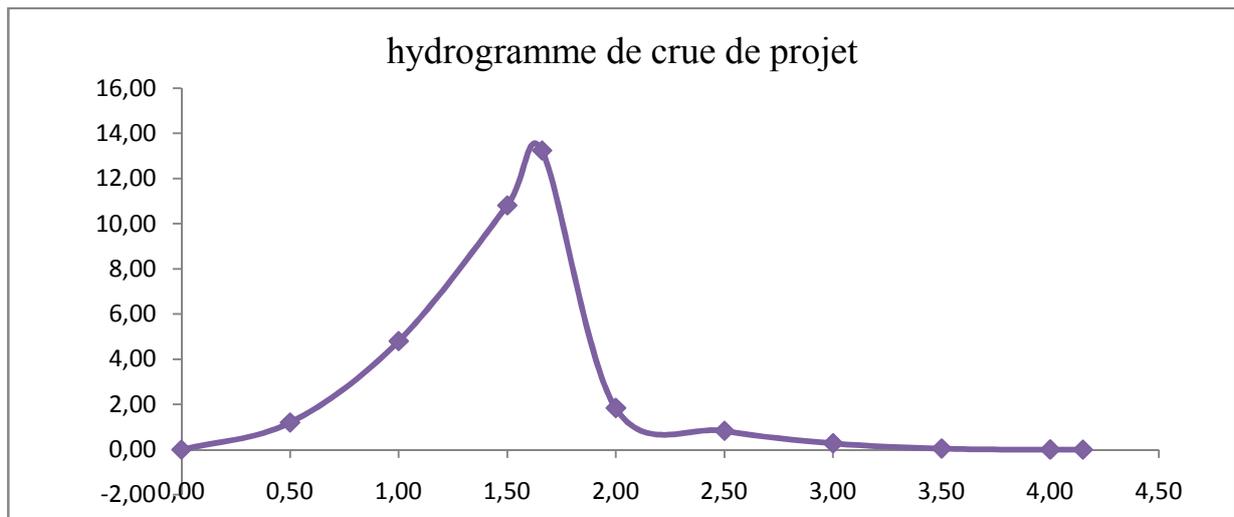


Figure III.17: Hydrogramme de crue de projet

III.9 les apports solides :

III.9.1 Les apports solides en suspension:

La quantification des transports solide sera déterminée à partir des formules empiriques, étant donné l'absence de mesures au niveau d'Oued MECHIKEL.

- **Formule de Fournier :**

$$T_a = \frac{1}{36} \left[\frac{Pm^2}{PA} \right]^{2.65} \left[\frac{h}{S} \right]^{0.46} \tag{III.50}$$

Avec :

T_a : Taux d'abrasion en (t/Km² /an);

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux;(48.66 mm)

P_A : Pluie moyenne annuelle; (392.7 mm)

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

S: Surface du bassin versant.

AN: $h = 76.5$ m D'où : **$T_a = 13.08$ t/Km²/an**

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.6$ T/m³.

Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{Ta \times S}{\gamma_s} \quad (III.51)$$

AN: $V_s=30.24 \text{ m}^3 / \text{an}$

- Formule de Tixeront (1960) :

Cette formule tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit :

$$Ta = \alpha \cdot Le^{0,21} \quad (III.52)$$

$$Ta = 19.67 \text{ T/km}^2/\text{an}$$

D'où :

Ta: Taux d'abrasion, T/km²/an;

Le : La lame d'eau écoulée en mm; (26.22 mm)

α : Egale à 75 pour un bassin à perméabilité moyenne.

Tableau III.40 : Déférentes valeurs de « α »

Variation de perméabilité	α
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

Compte tenu du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.6 \text{ T/m}^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{Ta \times S}{\gamma_s} \tag{III.53}$$

AN : $V_s = 45.48 \text{ m}^3/\text{an}$

- **Formule de Saidi :**

$$q_s = 19 * M_0^{1,246} * C_e^{-0,885} \tag{III.54}$$

M_0 : module d'écoulement (1,57l/S/Km²);

C_e : Coefficient d'écoulement(0,19).

AN : $q_s = 144,92 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$

Compte tenu du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.6 \text{ T/m}^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{Ta \times S}{\gamma_s} \tag{III.55}$$

AN: $V_s = 890,35 \text{ m}^3/\text{an}$

Tableau III.40 : Récapitulatif du volume annuel moyen

Formule de	Taux d'abrasion	Volume annuel moyen (m ³ /an)
Fournier	13.08 T/km ² /an	30.24
Tixeront	19.67 T/km ² /an	45.48
Formule de Saidi	158.49 m ³ /km ² /an	366.52

A partir du tableau ci-dessus on peut dire que les résultats obtenue par la formule de Saidi sont acceptable, car ils ont été établis sur la base des données d'observations de barrages Algériens.

$$V_{s.suspension}=366.52 \text{ m}^3/\text{an}$$

III.9.2 Transport solide par charriage :

En général, le transport solide par charriage est estimé de (30 % à 40%) du transport solide en suspension. Prenons la moyenne du transport solide par charriage estimé à 35% de la totalité du transport solide en suspension

$$V_{s.charriage}=128.28 \text{ m}^3/\text{an}$$

III.9.3 Le volume mort de la retenue :

Le volume mort est égal au produit de l'écoulement moyen interannuel solide par le nombre d'années de la période.

La garde d'envasement (période pendant laquelle la retenue est exploitable) est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans. Prenons 50 ans.

$$V_m = (366.52 + 128.28) \cdot 50$$

Alors $V_m = 0.025 \text{ Mm}^3$ alors $NVM = 895 \text{ m}$

III.10 Régularisation des débits :

L'étude de régularisation de la retenue projetée sur l'Oued MECHIKEL a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- ✓ La régularisation saisonnière.
 - ✓ La régularisation interannuelle.
- La régularisation saisonnière est utilisée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.
- La régularisation interannuelle est utilisée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation. Dans ce cas de figure, les eaux des saisons humides sont stockées pour être distribuées lors des saisons sèches. Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :
- ✓ L'apport (A80% en Mm^3).
 - ✓ La consommation totale (Mm^3).
 - ✓ Les infiltrations et l'évaporation.
 - ✓ Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.10.1 Courbes caractéristiques :

Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces» :

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

La côte minimale relevée est de 890 m et la côte maximale est de 1060 m

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \quad (\text{III.56})$$

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

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

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

ΔV : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm^3 .Et

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} \times S_{moy} \times \Delta H \quad (\text{III.57})$$

Tableau III.41 : courbes topographiques et volumétriques

Cotes(m)	S(Km2)	S _{moy}	H	V(Mm3)	V _{Cumulé} (Mm3)
890	0	0.000247	1	0.000247	0
891	0.000494	0.000944	1	0.000944	0.000247
892	0.001394	0.002225	1	0.002225	0.001191
893	0.003056	0.004311	1	0.004311	0.003416
894	0.005566	0.006763	1	0.006763	0.007727
895	0.00796	0.009321	1	0.009321	0.01449
896	0.010681	0.011920	1	0.011920	0.023811
897	0.013159	0.014669	1	0.014669	0.035731
898	0.016178	0.017973	1	0.017973	0.05039
899	0.019768	0.021740	1	0.021740	0.068372
900	0.023711	0.025802	1	0.025802	0.090112
901	0.027892	0.029705	1	0.029705	0.115913
902	0.031518	0.03394	1	0.03394	0.145618
903	0.036362	0.038532	1	0.038532	0.179558
904	0.040702	0.043249	1	0.043249	0.218090
905	0.045795				0.261339

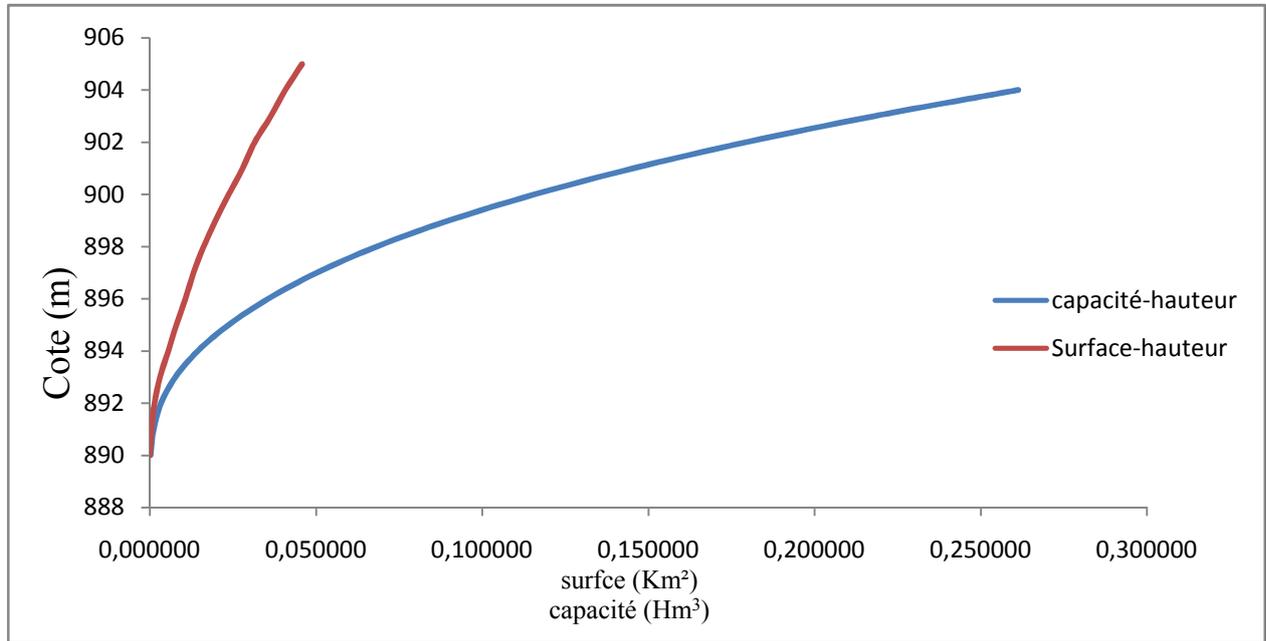


Figure III.19: courbes de (Capacité-Hauteur) et (Surface-hauteur)

III.10.2 Répartition mensuel de l'apport 80% :

Tableau III.42 :

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	totale
A(%)	8.01	3.9	4.41	12.54	14.03	11.35	17.63	13.58	7.13	2.93	1.55	2.95	100
A _{80%} (Hm ³)	0.015	0.007	0.008	0.022	0.025	0.020	0.031	0.023	0.013	0.006	0.003	0.005	0.178

III.10.3 Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation :

Tableau III.43: La répartition des besoins est comme suit:

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Bi %	6.1	1.39	0.31	0	0	0	0	4.74	12.94	21.07	29.73	23.72	100
Bi (Mm3)	0.003	0.001	0.0002	0	0	0	0	0.002	0.006	0.01	0.014	0.011	0.132

III.10.4 Evaluation des pertes :

Les pertes au niveau d'une retenue sont dues à l'infiltration dépendant de l'étanchéité de la cuvette et à l'évaporation à partir du plan d'eau.

III.10.4.1 Pertes par évaporation :

Le volume évaporé pour chaque mois est obtenu en multipliant la lame évaporée donnée par le tableau suivant par la surface du plan d'eau correspondant au volume moyen.

Tableau III.44: Répartition mensuelle de l'évaporation au site du barrage

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	totale
E mm	320	199	123	85.2	98.5	109	145	193	262	399	553	481	2976

III.10.4.2 Pertes par infiltration :

Les pertes par infiltration sont très réduites étant l'étanchéité de la cuvette après l'étude géologique. Mais avec ça elles prennent des valeurs

III.10.5 Calcul du volume utile :

Pour calculer le volume utile de la retenue, nous avons besoin de :

- L'apport annuel A80%.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.
- Le calcul de la régularisation qui est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

Procédé de calcul

- Détermination de la période de bonne hydraulité.

- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".

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

La période de bonne hydraullicité est celle du mois de Septembre jusqu'au mois d'Avril.

Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W-U). \quad (III.58)$$

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

Du moment que nos apports sont supérieurs aux besoins, on opte pour une régularisation saisonnière.

III.10.5.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation. C'est-à-dire à la côte du niveau normal de la retenue NNR.

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

➤ **Première consigne d'exploitation :**

Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l'excédant d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface.

Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.

➤ **Deuxième Consigne d'exploitation :** Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.

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

Tableau III.45: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en Mm³

Régularisation saisonnière sans tenir compte les pertes									
Mois	A80%(Mm ³)	U80%(Mm ³)	A-U(Mm ³)	Première consigne d'exploitation			Deuxième consigne d'exploitation		
				Vrf(Mm ³)	Vri(Mm ³)	S(Mm ³)	Vrfi(Mm ³)	Vrifi(Mm ³)	S(Mm ³)
S	0,015	0,008	0,007		0,025		0,018	0,025	0,007
O	0,007	0,002	0,005	0,032	0,032		0,020	0,025	0,005
N	0,008	0,0004	0,0076	0,037	0,037		0,0174	0,025	0,0076
D	0,022	0	0,022	0,0446	0,0446		0,003	0,025	0,022
J	0,025	0	0,025	0,0666	0,0666		0,02	0,025	0,005
F	0,02	0	0,02	0,0916	0,0916		0,045	0,045	
M	0,031	0	0,031	0,1116	0,1116		0,065	0,065	
A	0,023	0,006	0,017	0,1426	0,113	0,030	0,096	0,096	
M	0,013	0,017	-0,004	0,13	0,113	0,017	0,113	0,113	
J	0,006	0,028	-0,022	0,109	0,109		0,109	0,109	
J	0,003	0,039	-0,036	0,087	0,087		0,087	0,087	
A	0,005	0,031	-0,026	0,051	0,051		0,051	0,051	
				0,025	0,025		0,025	0,025	
						0,047			0,047

Tableau précédent ressort :

$$V_s = 0.135 \text{ M m}^3 \text{ et } V_d = 0,088 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u = V_d \quad \text{Alors : } \quad \mathbf{V_u = 0,088 \text{ Mm}^3}$$

Le volume de la retenue normale sera :

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

D'où :

$$V_{\text{NNR}} = V_m + V_u = 0,088 + 0,025 = 0,113 \text{ Mm}^3 \quad \text{alors } V_{\text{NNR}} = 0.113 \text{ Mm}^3$$

III.10.5.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

- Pertes par évaporation :

$$\text{Nous avons :} \quad V_{\text{ep}} = S_{\text{moy}} * E_s \quad \text{(III.59)}$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

V_{moy} : volume moyen.

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \quad \text{(III.60)}$$

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

- Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \times V_{\text{moy}}}{100} \quad (\text{III.61})$$

V_{inf} : Volume perdu à cause de l'infiltration;

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette;

V_{moy} : Volume moyen;

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

Tableau III.46 : Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes en Mm^3

Mois	Vrf(Mm ³)	Vmoy (Mm ³)	Smoy (Km ²)	Es (mm)	Vinf(Mm ³)	Vevp (Mm ³)	Π (Mm ³)	A(Mm ³)	U(Mm ³)	A-U-Π(Mm ³)	1er consigne d'exploitation			2eme consigne d'exploitation		
											Vrf(Mm ³)	Vri(Mm ³)	S(Mm ³)	Vrfi(Mm ³)	Vri(Mm ³)	S(Mm ³)
S	0,025	0,0285	0,0029	0,32	0,0001	0,0009	0,00105	0,015	0,008	0,006	0,031	0,025		0,01900	0,025	0,0060
	0,032											0,031		0,0206	0,025	0,0044
O	0,037	0,0345	0,0035	0,199	0,0002	0,0007	0,00086	0,007	0,002	0,004	0,035	0,035		0,018	0,025	0,0069
	0,0446											0,042	0,042		0,022	0,025
D	0,0666	0,0556	0,0056	0,0852	0,0003	0,0005	0,00075	0,022	0	0,021	0,063	0,063		0,043	0,043	
	0,0791											0,087	0,087		0,067	0,067
F	0,0916	0,1016	0,0102	0,109	0,0005	0,0011	0,00162	0,02	0	0,018	0,105	0,105		0,085	0,085	
	0,1116											0,134	0,127	0,007	0,114	0,114
M	0,1426	0,1271	0,0127	0,145	0,0006	0,0018	0,00248	0,031	0	0,029	0,141	0,141	0,127	0,014	0,127	0,127
	0,13											0,119	0,119		0,120	0,120
A	0,109	0,1195	0,0120	0,262	0,0006	0,0031	0,00373	0,013	0,017	-0,008	0,119	0,119		0,120	0,120	
	0,109											0,098	0,0098	0,399	0,0005	0,0039
J	0,087	0,069	0,0069	0,553	0,0003	0,0038	0,00416	0,003	0,039	-0,040	0,093	0,093		0,093	0,093	
	0,051											0,053	0,053		0,053	0,053
A	0,025	0,038	0,0038	0,481	0,0002	0,0018	0,00202	0,005	0,031	-0,028	0,025	0,025		0,025	0,025	
	0,025											0,025	0,025		0,025	0,025
												0,0207			0,0207	

Du tableau précédant, il ressort :

$$V_s = 0,123 \text{ M m}^3 \text{ et } V_d = 0,102 \text{ Mm}^3.$$

Donc, la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u = V_d \quad \text{Alors } V_u = 0,102 \text{ Mm}^3$$

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

$$\text{D'où : } V_{NNR} = V_m + V_u = 0,025 + 0,102 = 0,127 \text{ Mm}^3$$

$$\text{Alors} \quad \quad \quad \mathbf{V_{NNR} = 0,127 \text{ Mm}^3}$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u \quad \quad \quad \text{(III.61)}$$

$$E = (0,102 - 0,088) / 0,088 = 16\% > 2\%$$

Il faut faire des approximations successives du volume moyen jusqu'à la stabilisation de ces pertes.

Dans la 2^{ème} approximation, si E n'est pas vérifié, le Vri de la 1^{ère} approximation sera utilisé pour calculer le volume moyen.

Après avoir une multitude d'approximation la valeur de volume utile reste la même dans on doit la pris directement dans la suite des calculs.

$$\mathbf{V_{NNR} = 0,127 \text{ Mm}^3}$$

Il correspond à un niveau NNR = 901.5 m

III.10.6 Laminage des crues :

III.10.6.1 Description du phénomène :

Le laminage de la crue correspond au stockage partiel et temporaire dans la retenue d'un volume d'eau entrant. Dans les conditions les plus défavorables, ce volume d'eau se situera dans la tranche entre le niveau normal NNR et le niveau des plus hautes eaux NPHE.

L'hydrogramme sortant de l'évacuateur après laminage sera aplati que l'hydrogramme entrant dans la retenue.

Cet effet de laminage permettra d'atténuer l'effet de la crue sur la retenue donc diminuer le débit max à évacuer par notre évacuateur.

III.10.6.2 Principe de calcul :

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 :

$$Qdt=q.dt+S.dt \tag{III.62}$$

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 :

$$Q-q=S.\frac{dh}{dt} \tag{III.63}$$

D'où :

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

Cette étude peut se faire par des méthodes hydrauliques, basées sur la formule de déversoir telles que : La méthode de Muskingum et de X₀(EIER).

III.10.6.2.1 La méthode de Muskingum :

C'est une méthode très utilisée pour établir le laminage naturel dans la rivière, cette dernière a été adapté pour le laminage artificiel à travers un réservoir (une retenue collinaire dans notre cas). Cette méthode permet d'obtenir l'hydrogramme de sortie (O).

Principe de calcul :

$$2.\frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2.\frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2.O_2 \tag{III.64}$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue $2 \cdot \frac{S_2}{\Delta t} + O_2$ en fonction de celle qui figure dans le membre droit de l'équation. Rappelons que les indices 1 et 2 désignent le début et la fin de l'intervalle de temps Δt .

Le calcul de fait de manière récursive, sachant qu'à chaque itération I_1 et I_2 sont connus de l'hydrogramme d'entrée et les quantités $2 \cdot \frac{S_1}{\Delta t} + O_1$ et O_2 sont aussi connues car elles représentent les conditions initiales avant de début de la crue.

Il nous reste de déterminer le débit de sortie O_2 à partir de la quantité $2 \cdot \frac{S_2}{\Delta t} + O_2$, il revient à tracer la courbe caractéristique propre à la retenue :

$$O_2 = f \left(2 \cdot \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 \right) \quad (\text{III.65})$$

Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée, elle dépend juste de la profondeur « h » dans le réservoir, on se donne arbitrairement un certain nombre de valeur de h pour couvrir adéquatement la variation du débit pendant la crue.

O_2 : Le débit de la sortie sera calculé par la formule suivante :

$$O_2 = m \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{3/2} \quad (\text{III.66})$$

b : la largeur du déversoir (m)

m : Coefficient de débit qui est égale à 0.49

g : accélération de la pesanteur.

Tableau III.47 : L'hydrogramme de l'entrée.

T (h)	I
0	0
0.5	2.152
1	8.608
1.5	19.368
1.66	23.72
2	3.298
2.5	1.491
3	0.505
3.5	0.0911
4	0.0011
4.15	0

D'abord on trace la courbe de $V=f(\text{côte})$, $S=f(\text{cote})$ et $S=f(V)$

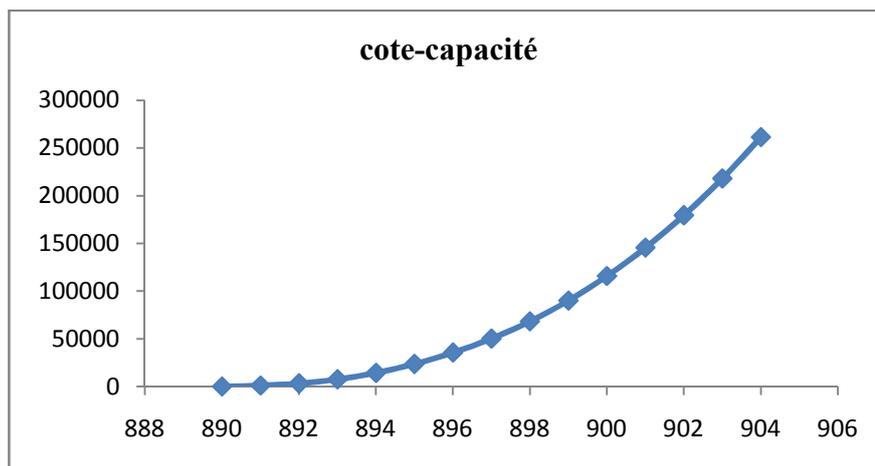


Figure III.120 : Courbe capacité-hauteur

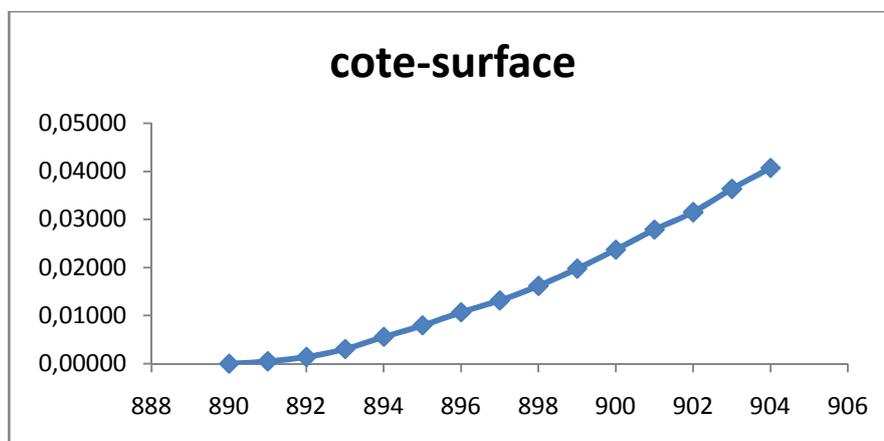


Figure III.21 : Courbe hauteur-surface

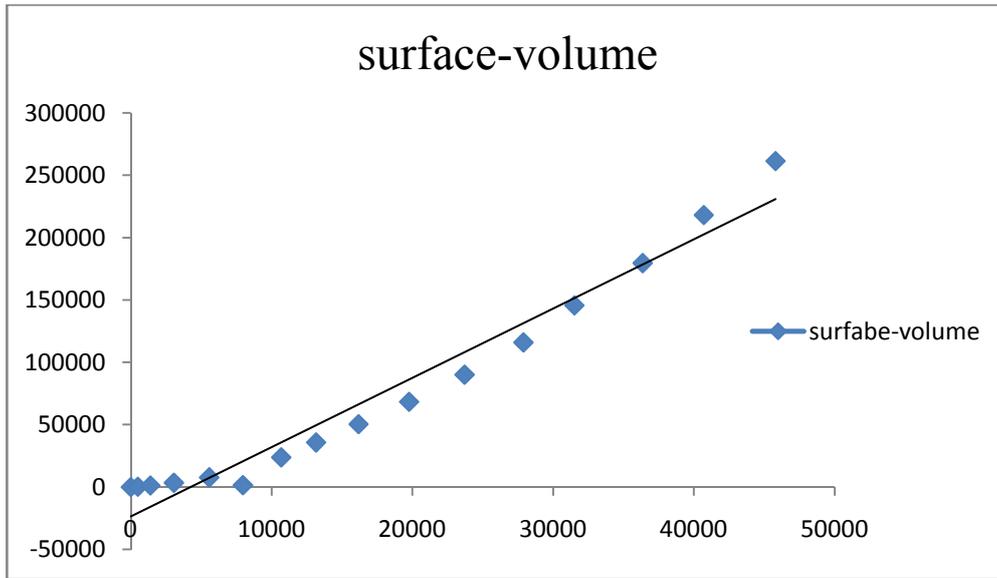


Figure III.22 : Courbe surface-volume

Ensuite on détermine la courbe caractéristique de la retenue

Tableau III.48 : Pour B=4m et Hd=1.95m

Hd m	cote m	B m	surface (m ²)	S (m ³)	O (m ³ /s)	2S/T+O (m ³ /s)
0	901,5	4	2804927,1	15595394,676	0	17328,216
0,5	902	4	2806482,8	15604044,368	3,069	17340,897
1	903	4	2809594,2	15621343,752	8,682	17365,730
1,5	904,5	4	2814261,3	15647292,828	15,949	17401,830
1,95	906,4	4	2820328,53	15681026,627	23,641	17447,003

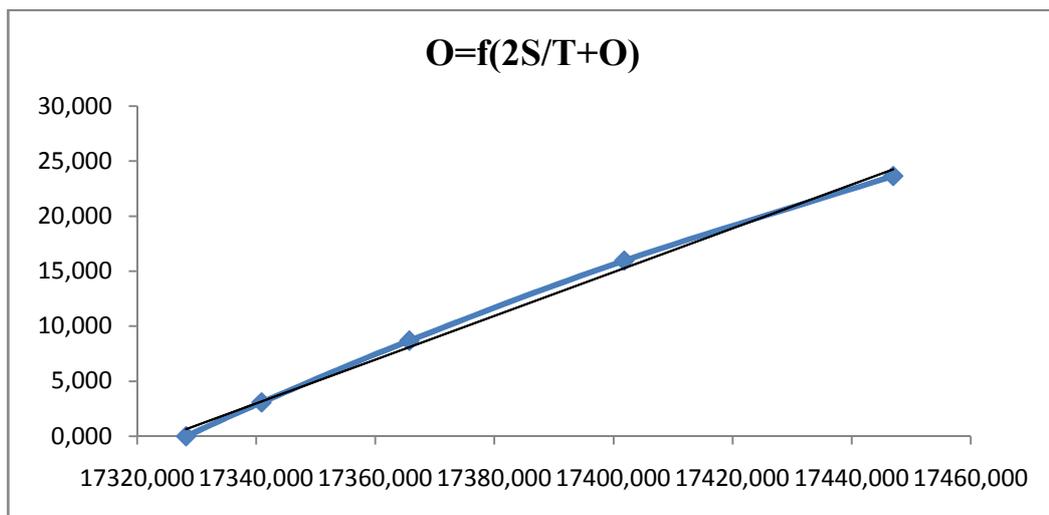


Figure III.23 : Représentation graphique de $O=f(2S/T+O)$

Tableau III.49 : Détermination de l'hydrogramme de sortie

temps	I	I1+I2	2*S/T+O	2*S/T+O- 2*O	O
0	0	0	0	0	0
0,5	2,152	2,152	2,152	1,291	0,430
1	8,608	10,760	3,443	2,066	0,689
1,5	19,368	27,976	12,826	7,696	2,565
2	3,298	22,666	35,671	21,403	7,134
2,5	1,491	4,789	44,069	26,441	8,814
3	0,505	1,996	31,231	18,738	6,246
3,5	0,091	0,596	20,734	12,441	4,147
4	0,001	0,092	13,037	7,822	2,607
4,5	0	0,001	7,914	4,749	1,583

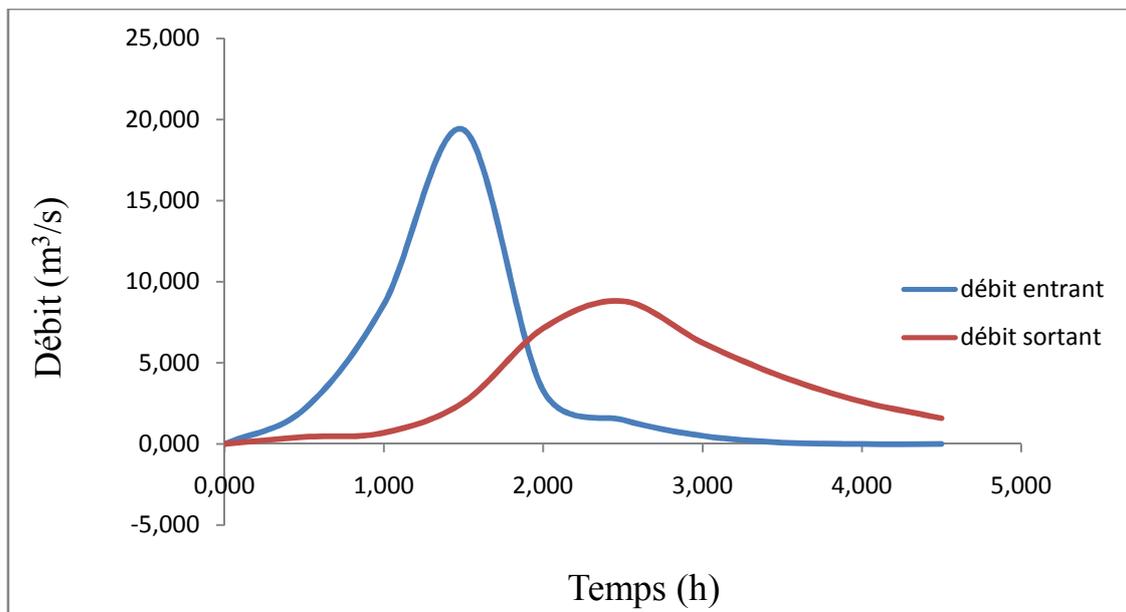


Figure III.24 : Hydrogramme de crue d'entrée et de sortie pour B=4m

Le détail de calcul de laminage de crues pour des différentes largeurs du déversoir se trouve dans l'annexe N° 2.5

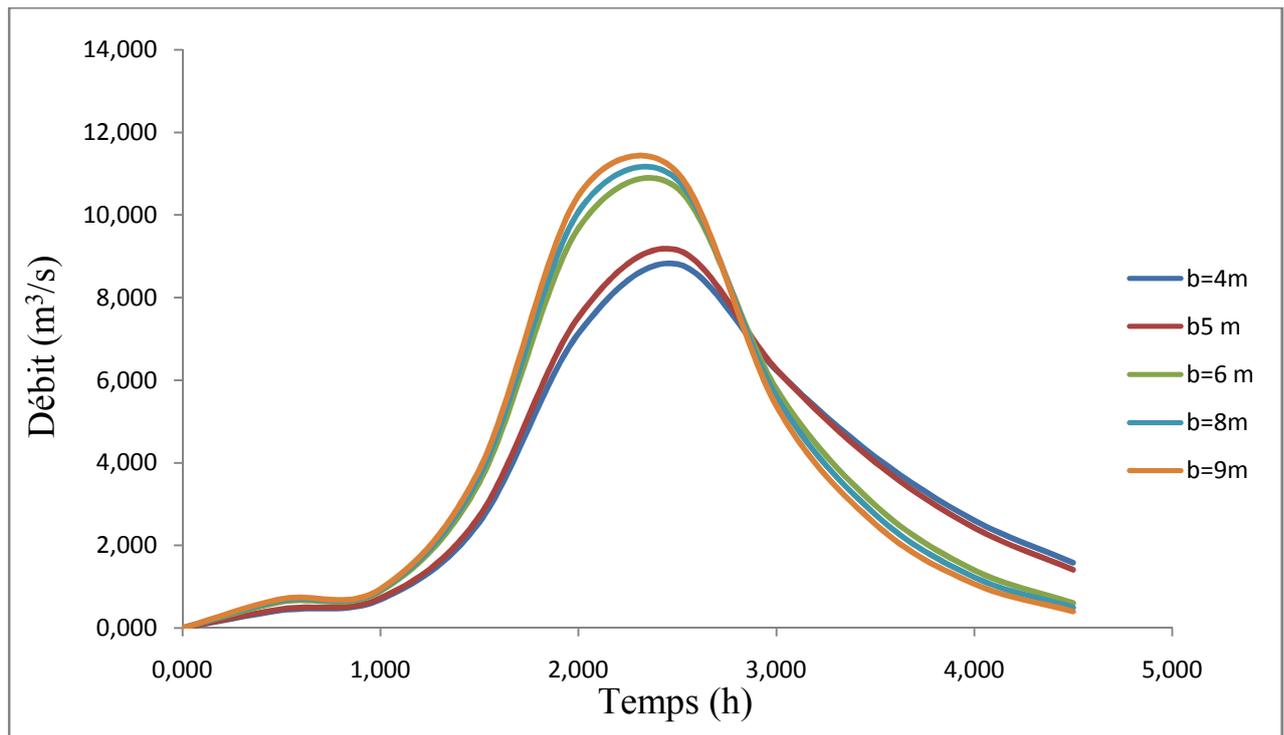


Figure III.25 : Hydrogramme de crue d’entrée et de sortie différentes largeurs

Tableau III.49 : le volume forcé pour différentes largeur de B

B(m)	Hd (m)	NPHE (m)	q (m ³ /s)	V _{forcé} Mm ³
4	1,95	903,45	8,814	0,048
5	1,68	903,18	9,154	0,046
6	1,49	902,99	10,652	0,047
7	1,35	902,85	10,731	0,045
8	1,23	902,73	10,854	0,0443
9	1,14	902,64	11,035	0,044

III.10.6.2.2 La méthode de X₀ ou EIER :

$$Q_E = m \cdot B \cdot h \sqrt{2gh} = mB \sqrt{2g} h^{3/2} \tag{III.67}$$

L’effet de laminage peut être évalué sous la forme d’un coefficient β :

$$\beta = \frac{Q_{emax}}{Q_{cmax}} \tag{III.68}$$

La valeur de β est tirée de l'abaque

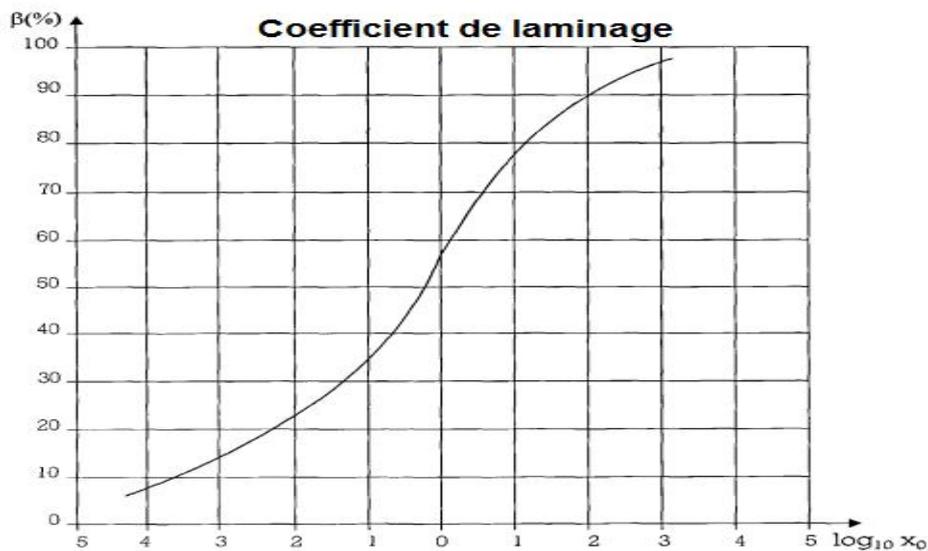


Figure III.26 : L'abaque de coefficient de laminage

Avec
$$X_0 = \frac{m^2 Q_{max} B_1^2 t_m^3}{S^3} \tag{III.69}$$

B_1 : largeur du déversoir (m).

S : surface du plan d'eau (m^2).

m : coefficient de débit de l'évacuateur.

t_m : temps de montée de la crue (seconde).

Q_{max} : débit max entrant

- **Méthode de calcul :**

On fixe chaque fois une valeur de h où le système devient comme suit :

$$\beta = f\left(\log_{10}\left(\frac{m^2 Q_{max} B_1^2 t_m^3}{S^3}\right)\right) \tag{III.70}$$

$$Q_{E_{max}} = m \cdot B \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2} \tag{III.71}$$

1. On calcule la longueur de l'évacuateur de crue sans tenir en compte le laminage

$$B_1 = \frac{Q_{cmax}}{m \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2}} \tag{III.72}$$

2. On calcule $X_{0,1}$ tel que:
$$X_{0,1} = \frac{m^2 Q_{max} B_1^2 t_m^3}{S^3} \tag{III.73}$$

Puis on calcule le log décimal de $X_{0,1}$

3. A partir de l'abaque on tire le β ;
4. On obtient le nouveau débit max entrant $Q_{max} = \beta * Q_{cmax}$;
5. On continue les étirassions jusqu'à l'obtention d'une valeur de B qui converge ;

Pour:

$S=3,7\text{km}^2$, $Q_{max}=23,72\text{m}^3/\text{s}$, $T_m=1,66\text{h}$, Cote de seuil déversant= 901.5 m

Surface de plan d'eau normal= 2.86ha , Volume d'eau normal= $0,127\text{ Mm}^3$

$H_{max}=1,7\text{m}$, $m=0,49$

On a :

Tableau III.50 : Résultats des itérations

Q m3/s	B	X0	log X0	β^2	Qemax m3/s
23,720	4,931	5,723	0,758	73,618	17,462
17,462	3,630	3,101	0,492	62,687	14,869
14,869	3,091	2,249	0,352	60,583	14,370
14,370	2,987	2,100	0,322	60,138	14,265
14,265	2,965	2,070	0,316	60,043	14,242
14,242	2,960	2,063	0,315	60,022	14,237
14,237	2,959	2,062	0,314	60,017	14,236
14,236	2,959	2,061	0,314	60,016	14,236
14,236	2,959	2,061	0,314	60,016	14,236

Tableau III.51 : Résultats pour différente charge déversante

hd	b	B	X0	log X0	b2	Qemax m3/s
1,7	4,930	2,959	2,061	0,314	60,016	14,236
1,5	5,950	3,756	3,321	0,521	63,136	14,976
1	10,930	8,011	15,106	1,179	73,301	17,387
0,5	30,910	28,132	186,291	2,270	91,008	21,587

Les deux méthodes donnent relativement des résultats proches les uns des autres.

Pour la suite de l'étude on se base sur les résultats de la méthode de Muskingum, car elle est basée sur le principe de conservation de la masse et fait intégrer la relation entre le stockage, le débit d'entrée et le débit de sortie.

Conclusion :

A la fin de ce chapitre on peut dire qu'on a sorti avec les résultats suivantes :

- ✓ Détermination des caractéristiques morphologiques du bassin versant.
- ✓ L'absence de station pluviométrique et station hydrométrique au niveau du bassin versant d'Oued MECHIKEL a nous amené à utiliser la méthode d'analogie ou calculs par des formules empiriques pour avoir une estimation des paramètres étudiés.
- ✓ Détermination des pluies maximales journalières fréquentielles pour différentes période de retour.
- ✓ Détermination de l'apport moyen annuel et fréquentiel.
- ✓ Détermination des crues maximales fréquentielles pour les différentes périodes de retour.
- ✓ Calculer le volume mort.
- ✓ Calculer le volume utile en négligeant les pertes après on les introduit dans le calcul.
- ✓ Calculer du volume forcé après avoir calculé le laminage de crue par la méthode de Muskingum et la méthode du coefficient X_0 .

La hauteur de la retenue n'est pas encore calculer car il faut faire une étude d'optimisation où on respecte l'aspect technico-économique, ce dernier sera déterminé dans le prochain chapitre.

CHAPITRE IV:
ETUDE D'OPTIMISATION

Introduction :

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement. Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

VI.1 Calcul du coût approximatif de la digue :

VI.1.1 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 calculée comme suit :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0,75 + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{IV.1})$$

$$H = 0,75 + 0,34 \sqrt{F} + 0,26 \sqrt[4]{F} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment

[$F = 0,5\text{km}$].

$$\text{A.N: } H = 0,75 + 0,34 \sqrt{0,5} + 0,26 \sqrt[4]{0,5} = 1,21\text{m}$$

$$V = 1,5 + 2.H = 1,5 + 2.1.21 = 3,92\text{m/s}$$

$$\text{Donc : } R = 0,75 + \frac{3,5^2}{2.9,81} = 1,53\text{m}$$

b) Formule de Molitor :

$$H = 0,75 + 0,032(U.F)^{0,5} - 0,27F^{0,25} \quad (\text{IV.3})$$

Avec : U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; $U = 14 \text{ Km/h}$.

$$H = 0,61\text{m} \quad V = 2,72 \text{ m/s} \quad R = 1,13\text{m}$$

c) Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = 0,75 + \frac{V^2}{2g} \quad (IV.4)$$

$$H = 0,5 + 0,33 \sqrt{F} \quad (IV.5)$$

Donc : $H = 0,5 + 0,33 \sqrt{0.5} = 0.73 \text{m}$ $V = 1,5 + 2.H = 1,5 + 2.0.73 = 2.97 \text{m/s}$

$$R = 0,75 + \frac{3,54^2}{2.9,81} = 1,2 \text{m}$$

d) Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3 \sqrt{F} \quad (IV.6)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0.5} = 1,21 \text{m}$$

Tableau IV.1 : Résultats de calcul de la revanche

Formule	STEVENSON GAILLARD	Molitor	MALLET et PAQUANT	formule simplifiée
R (m)	1.53	1.13	1.2	1.21

Pour des raisons de sécurité et pour prendre en considérations l'incertitude dans la détermination de la direction exacte du vent maximal, on préfère prendre une revanche de **1.2m** pour la suite des calculs.

VI.1.2 Tassement :

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

$$T = 0.015 H_b \quad (IV.7)$$

$$T = 0.001 H_b^{3/2} \quad (IV.8)$$

D'où

T=Tassement de la crête du barrage.

H_b=Hauteur du barrage

Les tassements sont estimés de 0.1m

VI.1.3 Largeur en crête :

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 :

- Formule T. KNAPPEN:

$$b=1,65H_b^{0.5} \tag{IV.9}$$

- Formule E.F. PREECE :

$$b=1,1H_b^{0.5} \tag{IV.10}$$

- Formule SIMPLIFIEE:

$$b=3,6.H^{1/3}-3 \tag{IV.11}$$

- Formule pratique:

$$b=5/3 \sqrt{Hb} \tag{IV.12}$$

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \tag{IV.13}$$

Avec $NNR=901.5$, $R=1.2m$, $t=0.1m$

Tableau IV.2 : Récapitulation des résultats de calcul de la crête

B(m)	H _d (m)	NPHE (m)	q (m ³ /s)	V _{forçé} Mm ³	Cote de la crête	H _b (m)	Largeur de la crête de la retenue				b _{cr}
							T. KNAPPEN	E.F.PREECE:	SIMPLIFIEE	pratique	
4	1,95	903,45	8,814	0,048	904,75	14,75	6,34	5,22	5,83	6,40	5,95
5	1,68	903,18	9,154	0,046	904,48	14,48	6,28	5,19	5,77	6,34	5,90
6	1,49	902,99	10,652	0,047	904,29	14,29	6,24	5,16	5,74	6,30	5,86
7	1,35	902,85	10,731	0,045	904,15	14,15	6,21	5,14	5,71	6,27	5,83
8	1,23	902,73	10,854	0,044	904,03	14,03	6,18	5,12	5,68	6,24	5,81
9	1,14	902,64	11,035	0,044	903,94	13,94	6,16	5,11	5,66	6,22	5,79

Comme une largeur de crête de la retenue collinaire on opte pour une valeur de $b_{cr}=6m$ pour n'importe largeur du déversoir choisie.

◆ Fruits de talus :

Quelque soit la charge déversée, la hauteur de la digue est supérieure à 10m donc les fruits de talus on a :

Pour l'amont : $m_1=3$

Pour l'aval : $m_2=2.5$

VI.1.4 Calcul des coûts :

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

$$V_B = \sum V_i \quad (IV.14)$$

$$\text{Avec } V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \quad (IV.15)$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i

$$\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \quad (IV.16)$$

B_i : Largeur de base [$B_i=(m_1+m_2) \cdot H_i+b$]

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i [$H_i= NNR - C_f + h_{dév} + R + t$]

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

Tableau IV.3 : volume totale pour chaque largeur déversant.

Digue	N° coupe	Hi (m)	Bi (m)	Si (m)	Sm (m)	Li (m)	Vi (m)	Vt (m ³)
Hb=14,75m Hd=1,95	1	0	6	0	0	0	0	28505,04
	2	8	50,00	224,00	112,00	36,00	4032,00	
	3	8,94	55,17	273,43	248,71	9,92	2467,25	
	4	14,75	87,13	686,80	480,11	15,29	7340,93	
	5	7,00	44,50	176,75	431,77	26,78	11562,89	
	6	0	6	0	88,38	35,10	3101,96	
Hb=14,48m Hd=1,68m	1	0	6	0	0	0	0	25366,37
	2	5,55	36,53	118,01	59,00	25,55	1507,54	
	3	8,50	52,75	249,69	183,85	17,76	3265,13	
	4	14,48	85,64	663,47	456,58	15,29	6981,12	
	5	6,55	42,03	157,28	410,38	26,78	10989,92	
	6	0	6	0	78,64	33,35	2622,68	
Hb=14,29m Hd=1,49m	1	0	6	0	0	0	0	25167,67
	2	7	44,50	176,75	88,38	29,71	2625,62	
	3	8	50,00	224,00	200,38	14,45	2895,42	
	4	14,29	84,60	647,30	435,65	14,80	6447,63	
	5	6,20	40,10	142,91	395,11	27,27	10774,53	
	6	0	6	0	71,46	33,93	2424,47	
Hb=14,15m Hd=1,35m	1	0	6	0	0	0	0	24094,91
	2	6,00	39,00	135,00	67,50	25,67	1732,73	
	3	7,94	49,67	221,01	178,00	14,45	2572,17	
	4	14,15	83,83	635,51	428,26	14,80	6338,26	
	5	5,30	35,15	109,05	372,28	32,45	12080,48	
	6	0	6	0	54,52	25,15	1371,27	
Hb=14,03m Hd=1,23m	1	0	6,	0	0	0	0,00	23161,72
	2	5,41	35,76	112,95	56,47	23,00	1298,89	
	3	8,04	50,22	226,00	169,48	17,70	2999,72	
	4	14,03	83,17	625,49	425,75	15,29	6509,69	
	5	7,41	46,76	195,46	410,47	21,26	8726,70	
	6	0,00	6,00	0,00	97,73	37,11	3626,71	
Hb=13,94m Hd=1,14m	1,00	0,00	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00	22849,12
	2,00	5,30	35,15	109,05	54,52	22,33	1217,52	
	3,00	8,34	51,87	241,32	175,18	15,08	2641,76	
	4,00	13,94	82,67	618,03	429,67	17,49	7515,00	
	5,00	8,17	50,94	232,58	425,30	15,13	6434,86	
	6,00	0,00	6,00	0,00	116,29	43,34	5040,00	

Tableau IV.4: Résultats de calculs du cout de la digue pour différentes largeurs

Largeur déversant (m)	Volume de la digue en (m ³)	Cout de la digue (10 ⁶ DA)
4	28505,04	12,827
5	25366,37	11,415
6	25167,67	11,325
7	24094,91	10,843
8	23161,72	10,423
9	21871,12	10.283

NB :

- Pour les fruits des talus de la digue amont et aval sont pris respectivement 3 et 2.5.
- Le prix du mètre cube de remblai est estimé à 450 D

VI.2 Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :

VI.2.1 Coût du déversoir :

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

Le coefficient de débit est $m = 0.49$

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \quad (\text{IV.17})$$

Avec :

H : Charge sur le seuil;

Y : Ordonnée du profil (m);

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera

$$V_{\text{dév}} = S_{\text{dév}} \times L \quad (\text{IV.18})$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube de béton armé à trente-cinq mille dinars Algériens 35000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes est mentionné dans le tableau VI.5.

Tableau IV.5 : Résultats de calculs du coût de déversoir pour les différentes largeurs.

B (m)	Hd (m)	S (m ²)	V _{dév} (m ³)	Coût 10 ⁶ (DA)
4	1,95	16,78	67,14	2,350
5	1,68	12,45	62,26	2,179
6	1,49	9,79	58,71	2,055
7	1,35	8,04	56,27	1,969
8	1,23	6,67	53,39	1,869
9	1,14	5,72	51,50	1,803

VI.2.2 Calcul du coût du coursier

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est 59m (selon le plan topographique). A cet effet, le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{béton}} \quad (\text{IV.19})$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est de 0,5 mètre et le coût du mètre cube de béton est estimée 35000 DA/m³.

La largeur du coursier est donnée par :

$$B_{\text{cou}} = (Q_e, \max)^{0,4} \quad (\text{IV.20})$$

Le Tableau ci-dessous, nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau IV.6: Coût de coursier.

Largeurs déversantes (m)	Débits déversants (m ³ /s)	Largeur de coursier(m)	Surface de béton (m ²)	Volume de béton (m ³)	Coût total Millions (DA)
4	8,814	2,388	140,903	70,452	2,47
5	9,154	2,425	143,053	71,526	2,50
6	10,652	2,576	151,993	75,997	2,66
7	10,731	2,584	152,443	76,222	2,67
8	10,854	2,596	153,140	76,570	2,68
9	11,035	2,613	154,156	77,078	1,927

VI.3 Coût total du barrage :

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

Tableau IV.7: Coût Totale de la Retenue.

Largeur déversant (m)	Cout de la digue (millions DA)	Cout de l'évacuateur de crue		Coût total (Millions de DA)
		Déversoir	Coursier	
4	12,827	2,35	2,47	17,647
5	11,415	2,179	2,5	16,094
6	11,325	2,055	2,66	16,04
7	10,843	1,969	2,67	15,482
8	10,423	1,869	2,68	14,972
9	10,283	1,803	1,927	14,013

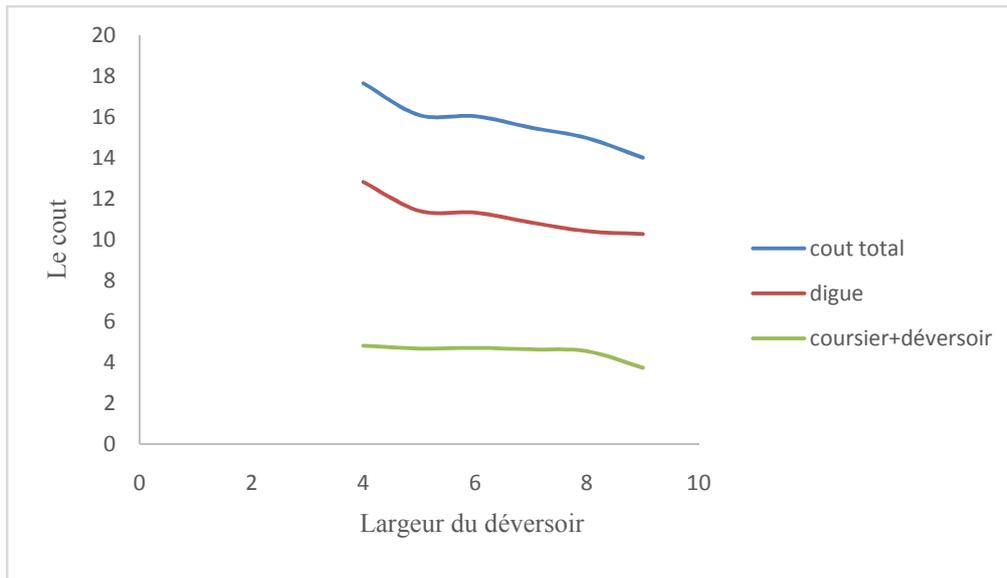


Figure VI.01: Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur b du déversoir

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

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « $b = 9\text{m}$ » qui correspond $H_b = 1.14\text{m}$.

VI.4 Laminage pour un déversoir de largeur $B = 9\text{m}$:

Après la détermination de la largeur du déversoir, on récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.8: Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	0.025
Volume utile	Mm ³	0,102
Volume au NNR	Mm ³	0.127
Cote du fond	m NGA	890
Cote NVM	m NGA	895
Cote NNR	m NGA	901.5
débit évacué	m ³ /s	11.035
la hauteur de la charge déversée	m	1.14
largeur de déversoir	m	9
revanche	m	1.2
tassement	m	0.1
Cote en crête	m NGA	903.94
Largeur en crête	m	6

Conclusion :

Dans ce chapitre l'objectif visé était de déterminer la largeur du déversoir et la hauteur finale de la digue en respectant l'aspect technico-économique :

On a calculé le volume du remblai de la digue pour chaque largeur donnée et on a estimé le coût total de la retenue (digue, évacuateur et coursier). Mais on n'a pas introduit le coût du bassin de dissipation car ces dimensions n'ont pas encore déterminé. Les résultats ont été utilisés pour tracer la courbe d'optimisation qui afin de choisir la largeur du déversoir, La largeur du déversoir. La largeur du déversoir est prise de 9m et la hauteur de la retenue est de 13.94m

*CHAPITRE V:
ETUDE DES VARIANTES
DE LA DIGUE*

Introduction :

Après la recherche et la sélection du site d'implantation du barrage, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrage. En fonction des conditions et contraintes locales relevées précédemment, sur la base des résultats du rapport hydrologique et des reconnaissances géologiques, on a eu à développer des variantes pour la retenue et en nous appuyant sur les considérations géologiques et géotechniques on a opté pour un barrage en matériaux meubles.

V.1 Choix du type du barrage

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

- **La topographie du site :**

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

- **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.

- **Les conditions géologiques et géotechniques :**

La nature, la résistance, le pendage, la fraction 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 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.

Les fondations argileuses, implantent directement, le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec des caractéristiques mécaniques des formations en place.

- **Les matériaux de constructions :**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité, joue un rôle important (souvent économiques 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.

- **Critères socio-économiques :**

Le choix de certains types d'ouvrages est quasiment conditionné par des considérations socio-économiques qui peuvent être regroupées en trois (03) critères à savoir :

- ✓ La disponibilité de la main d'œuvre ;
- ✓ Les objectifs généraux du projet ;
- ✓ Les sujétions d'entretien.

- **Les risques sismiques :**

Les barrages situés dans des zones sismiques doivent être conçues avec des paramètres plus sévères, c'est à dire, avec des talus moins abrupts, des crêtes plus larges, des filtres et des drains plus importants

V.1 Conditions géotechniques et matériaux de construction pour la réalisation du barrage :

▪ **Conditions géotechniques sur le site d'implantation du barrage :**

- Morphologie douce à modérée
- Vaste cuvette plus au moins ouverte stable et étanche.

▪ **Conditions de fondation :**

- En fond de vallée :

Le fond de la vallée est faiblement comblé de dépôts détritiques alluvionnaires issus de l'altération des faciès en place puis charriés par les cours d'eau. Elle est représentée au fond de la vallée par des terrasses alluviales rencontrées au fond du thalweg (lit mineur) et se caractérisent par des dépôts d'éléments grossiers formés de blocs, galets, cailloux, graviers, sables, limons ; de forme arrondie et de nature calcaireuse.

- Sur les deux rives on trouve le substratum constitué par la dominance des argiles rougeâtres limoneuses très abondantes s'alternant parfois avec des lentilles ou croûtes calcaires lacustres.

L'étanchéité de l'assiette du barrage collinaire sur **Oued MECHIKEL** est pratiquement garantie par les argiles rouges du substratum.

▪ **Matériaux de construction pour la réalisation du barrage :**

- Matériaux d'étanchéité :

Les matériaux destinés à l'étanchéité et la recharge du corps de la digue seront exploités en quantité et qualité des argiles limoneuses qui se trouvent sur le flanc gauche de la retenue collinaire en amont immédiat de l'axe de la digue.

- Matériaux pour Rip-Rap :

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement), seront exploités des carrières calcaires situées dans la région de **KHELIL**

Ces matériaux sont de calcaires bitumineux d'âge Yprésien-Lutétien inférieur. Ces calcaires seront exploités en blocs de 200 à 300 mm de diamètre pour la protection du parement amont de la digue vis-à-vis les mouvements des vagues et graviers et sables pour la production du béton hydraulique.

En se basant sur l'étude géologique, la fondation est de bonne qualité, elle favorise l'implantation de tous types de digues, mais les dimensions de la digue nécessitent un volume de matériaux importants, une solution qui n'est pas économique pour une digue en béton, d'où l'exclusion de la variante digue en béton.

De ce fait ; Nous avons les variantes suivantes :

- Barrage zoné a noyau d'argile.
- Barrage en terre homogène.
- Barrage en enrochement avec masque en béton.

V.2 Choix de variante pour la retenue MECHIKEL :

Pour notre cas, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, ce qui nous donne le choix de trois variantes :

- **Barrage en terre homogène :**

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.

- **Barrage zoné a noyau d'argile :**

L'hétérogénéité des matériaux, disponibles sur place et leurs caractéristiques géotechniques ne permettant souvent, pas d'envisager une digue homogène. Car ceci constitue un massif en plusieurs zones où chacune est composée de matériau différent, selon le rôle et la fonction que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

Le noyau interne a le grand avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

- **Barrage en enrochement avec masque en béton :**

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telle que manque de matériaux convenables, la difficulté de mise en œuvre etc. pour éviter toutes ces difficultés nous pouvons prévoir un barrage avec masque en béton

Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il présente l'avantage de la possibilité d'être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité...etc

V.3 Définition de profil général du barrage

Dans le chapitre précédent on a déterminé en détail les caractéristiques suivantes :

- La revanche : $R=1.2m$
- La largeur de crête : $b_{cr}=6m$
- Longueur de crête= $113.35m$
- Pentes de 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 V.1 :

Tableau V.1 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2
	- A zones	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	3	2,5
	- A zones	3	3

V.4 Calcul des volumes :

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

Après avoir tracé le profil longitudinal du barrage, nous avons choisi des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, la hauteur de la digue est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \quad (V.1)$$

Où :

N_{cr} : Côte de la crête du barrage (903.94m).

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i.

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \times H_{bi} \quad (V.2)$$

Avec :

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

Où : m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \quad (V.3)$$

Avec :

V_i : le volume du remblai pour chaque tranche de la digue

d : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1}

En effectuant le même calcul, nous aurons le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués par l'Agence Nationale des Barrages et des Transferts (ANBT), nous déterminons les coûts des différentes variantes.

V.5 Barrage en terre homogène :

V.5.1 Pentés des talus :

Fruits des talus d'après le tableau V.1 on a :

Parement amont $m_1 = 3$

Parement aval $m_2 = 2.5$

V.5.2 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 aval :

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser, immédiatement, après l'achèvement des travaux de terrassements tout en ayant soins, de recouvrir le parement d'une couche d'enrochement d'épaisseur de 30 cm pour plus de sécurité.

2- 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 :

- **Première méthode :**

$$e = C \cdot V^2 \tag{V.4}$$

D'où

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

V : Vitesse de propagation des vagues qui est égale à 3.46 m/s.

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

Tableau V.2 : les valeurs de C

Pentes des talus	Valeur de C en fonction du poids spécifique		
	$\delta = 2,5$	$\delta = 2,65$	$\delta = 2,80$
1 :3	0,028	0,025	0,023

Selon les données obtenues on a $\delta = 2,3$ donc on prend la petite valeur du tableau : $\delta = 2,5$

D'où La valeur de C est donnée 0.028.

Donc, nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0.34$ m

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

$$W \geq 0,52 \cdot e^3 \cdot \delta$$

$W = 0.0511$ tonne.

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère.

$$D_P = \sqrt[3]{\frac{W}{0,524 \cdot \delta}} = \sqrt[3]{\frac{0,0511}{0,524 \cdot 2,3}} = 0,35m \quad (V.5)$$

On opte pour un diamètre égal à 0,35m

- **Deuxième méthode :**

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 blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau V.3 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (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, $0,6 < H < 1,2$ m e = 0,40 m.

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

Nous prenons une épaisseur égale à 0,4 m.

En analysant les résultats obtenus, on opte ensuite pour le dimensionnement de la digue homogène pour une épaisseur de couche e = 40 cm et un diamètre moyen de 30 cm. Donc, une protection du talus amont d'une épaisseur de 40 cm d'enrochement.

V.5.3 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.

V.5.3.1 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 :

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

V.5.3.2 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.

$$L_d = \frac{Lb}{3} \quad (V.6)$$

Avec :

Lb : Longueur transversale du barrage [Lb= 82.67m].

$$\text{Donc : } L_d = \frac{Lb}{3} = 27,56\text{m}$$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = 1/2(\sqrt{L^2 - H^2} - L) \quad (V.7)$$

ld : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (44,5m);

H : différence de charge entre la retenue et le drain (12m).

$$\text{Donc : } l_d = 1/2 * (\sqrt{44,5^2 - 12^2} - 44,5) = 1.03\text{m}$$

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

Donc les dimensions du tapis drainant sont : $L_d = 27,56\text{m}$; $l_d = 1\text{m}$

- 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 **1m**.

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 $N_{dr} = 903\text{m}$

- Dimensionnement du drain prisme :

• **Fruits des talus :**

$$m1 = (1 \div 2) \text{ on prend } m1 = 1,5$$

$$m2 = (1,5 \div 2, 5) \text{ on prend } m2 = 1,5$$

• **Hauteur:** $H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b$

Avec :

$$H_b : \text{Hauteur du barrage } (H_b = 13.94\text{m}) \quad \text{On prend } H_{dr} = 0.2 H_b \quad \text{donc on aura : } h_{dr} = 2.8\text{m}$$

• **Largeur au sommet :**

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \quad b_p = 2.8/3 = 0.93\text{m}$$

On va prendre : $b_{dr} = 1\text{ m}$

• **largeur en base du drain :**

$$\text{Elle est exprimée par : } B = b_{dr} + (m1 + m2) h_{dr}$$

$$\mathbf{B = 9.4m}$$

Tableau V.4 : calcul des volumes d'argile de la digue homogène :

coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	Smoy (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
----------	--------	--------	----------------------	------------------------	--------	----------------------

Chapitre V

Etude des variantes de la digue

1	0	6	0,00	0,00	0	0,00
2	5,3	35,15	109,05	54,52	22,33	1217,52
3	8,34	51,87	241,32	175,18	15,08	2641,76
4	13,94	82,67	618,03	429,67	17,49	7515,00
5	8,17	50,94	232,60	425,31	15,13	6435,01
6	0	0	0,00	116,30	43,34	5040,44
Total						22849,72

Tableau V.5 : calcul des volumes de drain de la digue homogène

coupe N°	Li (m)	Ld (m)	ld (m)	Vtd (m3)	Vprisme (m3)	Vdv (m3)	Vd (m3)
1	0	27,54	1	0,00	0,00	0,00	0,00
2	22,33	27,54	1	614,97	325,12	200,97	1141,06
3	15,08	27,54	1	415,30	219,56	135,72	770,59
4	17,49	27,54	1	481,67	254,65	157,41	893,74
5	15,13	27,54	1	416,68	220,29	136,17	773,14
6	43,34	27,54	1	1193,58	631,03	390,06	2214,67
Totale (m ³)							5 793,21

Tableau V.6 : calcul des volumes de la protection des talus

coupe N	Hi (m)	Li (m)	$Hi\sqrt{1+m_1^2}$	$Hi\sqrt{1+m_2^2}$	S amont (m ²)	S aval (m ²)	e _{Rip-Rap} (m)	e _{enrochement} (m)	V _{Rip-Rap} (m ³)	V _{enrochement} (m ³)
1	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,40	0,30	0,00	0,00
2	5,3	22,33	16,76	14,27	374,25	318,66	0,40	0,30	149,70	95,60
3	8,34	15,08	26,37	22,46	397,71	338,64	0,40	0,30	159,08	101,59
4	13,94	17,49	44,08	37,53	771,00	656,48	0,40	0,30	308,40	196,94
5	8,17	15,13	25,84	22,00	390,90	332,84	0,40	0,30	156,36	99,85
6	0	43,34	0,00	0,00	0,00	0,00	0,40	0,30	0,00	0,00
Totale (m ³)									773.54	494

V.6 Barrage zoné a noyau d'argile :

Fruits des talus d'après le tableau V.1 on a :

Parement amont $m_1 = 3$

Parement aval $m_2 = 3$

- **Le talus aval :**

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser au fur à mesure que les travaux de terrassement. Un enrochement de pierres reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3 m) doit être réalisé.

Nous avons évité d'herber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus.

- **Le talus amont :**

Il sera protégé par un parement en Rip–Rap d'enrochement en fonction de la hauteur de vagues et leur vitesse de propagation V par la formule précédente :

$$e = C \cdot V^2 \quad (V.8)$$

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 V.7: valeur de c en fonction du poids spécifique

Pentes des talus	Valeur de C en fonction du poids spécifique		
	$\delta = 2,5$	$\delta = 2,65$	$\delta = 2,65$
1 :3	0,028	0,025	0,023

Nous avons un poids spécifique du Rip rap $\delta = 2,3 \text{ KN/m}^3$ qu'elle n'est pas mentionnée au tableau ci-dessus donc on prend la valeur de $\delta = 2,5$ et une pente égale a 1/3,

D'où la valeur de C est donnée 0.028. Donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement

$$e = 0.34 \text{ m}$$

V.6.1 Etanchéité du barrage :

V.6.1.1 Noyau :

L'étanchéité du barrage de la variante II est assurée par un noyau imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue, limitant ainsi, sensiblement le débit de fuite. Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité. Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \quad (V.9)$$

I_{adm} : Gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

b_{moy} : Largeur moyenne du noyau.

ΔH : La différence de charge d'eau

Le tableau suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible

Tableau V.8: Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol :	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la IV^{ème} classe. Alors, on prend $I_{adm}=1,95$

$$I_{adm} = \frac{\Delta H}{b_{moy}} = \frac{H1 - H2}{b_{moy}} \leq I_{adm} \quad (V.10)$$

$H2$: Hauteur d'eau à l'aval ($H2= 0$).

$H1$: Hauteur d'eau à l'amont ($H1=11.5$ m)

$$b_{\text{moy}} = \frac{H1}{Iadm} = \frac{11.5}{1,95} = 5.9\text{m}$$

- La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_{n,s} = \frac{1}{6} \times Hb \quad (\text{V.11})$$

$$L_{n,s} = 2.32 \text{ m} . \text{ On adopte pour } L_n = 3 \text{ m}$$

D'où les pentes des talus du noyau :

$$b_{\text{base}} = L_n + 2.m_n.H_n \quad (\text{V.12})$$

m_n : Pente du noyau (On prend une pente du noyau égale à $m_1 = m_2 = 0,20$)

H_n : Hauteur du noyau, $H_n = H_b - 1 = 12.94\text{m}$

$$b_{\text{base}} = 3 + 2.0,20.12.94 = 8,18\text{m}$$

on la prend 8.2m alors $b_{\text{base}} = 8.2\text{m}$

- La cote en crête du noyau :

$$N_{\text{CN}} = C_{\text{fond}} + 12.94$$

$$N_{\text{CN}} = 890 + 12.94 = 902.94 \text{ mNGA}$$

V.6.1.1 Drains :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec la fondation d'un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est disposée le long du barrage. Le rôle de cette galerie consiste à cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

- **Dimensionnement Du Drain Tapis :**

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, nous disposons habituellement, dans la partie aval 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.

$$L_d = \frac{L_b}{3} \quad (\text{V.13})$$

Avec :

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 82.67\text{m}$].

$$\text{Donc : } L_d = \frac{82.67}{3} = 27,56 \text{ m}$$

La largeur du drain est déterminée par la formule (V.7) suivante :

Donc : $l_d = 1/2 * (\sqrt{44.1^2 - 9^2} - 44,5) = 0,93\text{m}$

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

- 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:

$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 13.94\text{m}$)

On prend $H_p = 0.2 H_b$

• On aura : $h_{dr} = 2.8\text{m}$

• largeur au sommet :

$bp = (1/3 \div 1/4) h_{dr}$ $bp = 2.8/3 = 0.93\text{m}$

On va prendre : $b_{dr} = 1\text{ m}$

• largeur en base du drain :

Elle est exprimée par : $B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr}$

B = 9.4 m

Tableau V.9: calcul des recharges sans considération du noyau et filtre

Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	Smoy (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	6	0	0	0	0
2	5,3	37,8	116,07	58,035	22,33	1295,92155
3	8,34	56,04	258,7068	187,3884	15,08	2825,81707
4	13,94	89,64	666,6108	462,6588	17,49	8091,90241
5	8,17	55,02	249,2667	457,93875	15,13	6928,61329
6	0	6	0	124,63335	43,34	5401,60939
Total						24543,8637

Tableau V.10: calcul des volumes du noyau en argile

coupe	Hi (m)	Bi(m)	Si(m ²)	Smoy(m ²)	Li(m)	Vnoyau (m ³)
1	0	3,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	5,3	5,12	21,52	10,76	22,33	240,25
3	8,34	6,34	38,93	30,22	15,08	455,79
4	13,94	8,58	80,68	59,81	17,49	1046,04
5	8,17	6,27	37,86	59,27	15,13	896,79
6	0	3,00	0,00	18,93	43,34	820,42
totale						3459,29

Tableau V.11 : calcul des volumes du drain

coupe	Li (m)	Ld (m)	Ld (m)	Vtd (m ³)	Hp (m)	b _{dr} (m)	B (m)	S _{pd} (m ²)	V _{pr} (m ³)	Vd (m ³)
1	0,00	27,56	1,00	0,00	2,80	1,00	9,40	14,56	0,00	0,00
2	22,33	27,56	1,00	615,41	2,80	1,00	9,40	14,56	325,12	940,54
3	15,08	27,56	1,00	415,60	2,80	1,00	9,40	14,56	219,56	635,17
4	17,49	27,56	1,00	482,02	2,80	1,00	9,40	14,56	254,65	736,68
5	15,13	27,56	1,00	416,98	2,80	1,00	9,40	14,56	220,29	637,28
6	43,34	27,56	1,00	1194,45	2,80	1,00	9,40	14,56	631,03	1825,48
Totale										4775,14

Tableau V.12 : calcul des volumes pour la protection des talus

coupe N°	Hi (m)	Li (m)	$Hi\sqrt{1+m_1^2}$	$Hi\sqrt{1+m_2^2}$	S _{amont} (m ²)	S _{aval} (m ²)	e _{Rip-Rap} (m)	e _{sable} (m)	e _{gravier} (m)	e _{enrochement} (m)	V _{Rip-Rap} (m ³)	V _{sable} (m ³)	V _{gravier} (m ³)	V _{filtre} (m ³)	V _{enrochement} (m ³)
1	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	0,30	0,30	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	5,3	22,33	16,76	16,76	374,25	374,25	0,30	0,30	0,30	0,30	112,28	112,28	112,28	224,55	112,28
3	8,34	15,08	26,37	26,37	397,71	397,71	0,30	0,30	0,30	0,30	119,31	119,31	119,31	238,63	119,31
4	13,94	17,49	44,08	44,08	771,00	771,00	0,30	0,30	0,30	0,30	231,30	231,30	231,30	462,60	231,30
5	8,17	15,13	25,84	25,84	390,90	390,90	0,30	0,30	0,30	0,30	117,27	117,27	117,27	234,54	117,27
6	0	43,34	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	0,30	0,30	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Totale (m ³)											580.16			1160.31	580.16

V.7 Barrage en enrochement a masque en béton :

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 13.94 m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=2,5$ et $m_2= 2,5$) et une épaisseur du masque en béton de 0.25m

Tableau V.13 : calcul des volumes de l'enrochement

coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	Smoy (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	6	0,00	0,00	0,00	0,00
2	5,3	32,5	102,03	51,01	22,33	1139,11
3	8,34	47,7	223,93	162,98	15,08	2457,69
4	13,94	75,7	569,45	396,69	17,49	6938,09
5	8,17	46,85	215,89	392,67	15,13	5941,11
6	0	6	0,00	107,95	43,34	4678,39
Total						21154,38

Tableau V.14 : calcul des volumes du masque en béton

coupe N°	Hi (m)	Li (m)	$Hi \sqrt{1 + m_1^2}$	S _{amont} (m ²)	V _{masque} (m ³)
1	0	0	0,00	0,00	0,00
2	5,3	22,33	14,27	318,66	79,67
3	8,34	15,08	22,46	338,64	84,66
4	13,94	17,49	37,53	656,48	164,12
5	8,17	15,13	22,00	332,84	83,21
6	0	43,34	0,00	0,00	0,00
Totale					412

V.8 Fixation du choix définitif du type de barrage :

Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

- La facilité de la réalisation.
- Les zones d'emprunts.
- L'existence de carrière de matériaux de construction.
- La distance des zones d'emprunts.
- Les conditions climatiques (températures, précipitations,...).
- La sismologie.
- Le volume des matériaux de construction.
- Le dispositif d'étanchéité.
- La technologie de réalisation, coûts,

V.9 Etude comparative :

Une étude de comparaison/approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis, paraît nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction.

Tableau V.15 : les différents coûts des variantes

Variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (10 ⁶ DA)	Totale (10 ⁶ DA)
Homogène	Recharge (argile)	22850	450	10,2825	15,6757
	Rip-Rap	774	1200	0,9288	
	Enrochement	494	2000	0,988	
	Drain	5794	600	3,4764	
Zoné	Recharge	19924	700	13,9468	20,9827
	Noyau	3460	450	1,557	
	Drain	4776	600	2,8656	
	Filtre	1160	600	0,696	
	Rip-Rap	581	1200	0,6972	
	Enrochement	581	2100	1,2201	
Avec masque	Recharge	21155	2100	44,4255	58,8455
	Béton	412	35000	14,42	

La conclusion :

Dans ce chapitre, on a évalué les volumes des travaux et vérifier tous les conditions de fixation du choix définitif du type du barrage. La variante de la digue homogène s'impose comme étant la plus avantageuse d'un point de vu technico-économique.

CHAPITRE VI :
ETUDE DE LA
VARIANTE CHOISIE

Introduction :

Dans le chapitre précédent on a déterminé la variante la plus favorable selon l'aspect technique et l'aspect économique et on a trouvé que la variante d'une digue homogène est la meilleure parmi les trois variantes, alors dans ce chapitre on définit toutes les dimensions du corps de la digue à savoir : La hauteur, la longueur de crête, la largeur de base et de la crête et d'établir une étude de stabilité de la variante choisit.

VI.1 Dimensionnement de la digue :

VI.1.1 Hauteur du barrage :

Elle est obtenue par la relation suivante :

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t \quad (VI.1)$$

C_{NNR} : La cote au niveau normal de la retenue qui est égale à 901.5m

C_f : La cote du fond est égale à 890m

R : Revanche du barrage est égale à 1.2m

t : Tassement est égale à 0.1m

AN : $H_b = 901.5 - 890 + 1.14 + 1.2 + 0.1 = 13.94m$

$H_b = 13.94m$

VI.1.2 Revanche du barrage :

Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues (elle même dépendant du vent et de la longueur du plan d'eau) et de l'effet de projection de l'eau vers la crête lorsque les vagues viennent buter contre le talus amont. Pour notre cas nous avons opté pour une revanche $R = 1,2$ m

VI.1.3 Largeur en crête :

La largeur du couronnement est fixée à 6 m

VI.1.4 Classification de l'ouvrage :

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage.

Pour déterminer la classe de notre barrage nous nous sommes basé sur le tableau VI.1:

Tableau VI.1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sol de fondation	Classe des barrages			
	I	II	II	IV
	Hauteur de barrage(m)			
Sol rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau VI.1 MECHIKEL est classée dans la quatrième catégorie d'ouvrage.

VI.1.5 Bermes :

Etant donné que notre digue n'atteint pas 15 m, il ne sera pas prévu de bermes dans notre cas.

VI.1.6 Pentés 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 montre le tableau ci après :

Tableau VI.2 : Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2
	- A zones	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	3	2,5
	- A zones	3	3

Pour les talus on prend

Le fruit amont est : $m_1=3,0$

Le fruit aval est : $m_2=2.5$

VI.1.7 Protection des talus

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

1- Talus aval

Le talus aval sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser, immédiatement, après l'achèvement des travaux de terrassement tout en ayant soins, de recouvrir le parement d'une couche d'enrochement d'épaisseur de 30 cm pour plus de sécurité.

- **Rigole sur berme :** La rigole sur berme aval a pour but de collecter et véhiculer les eaux de précipitations vers le pied de la digue pour finir dans le lit de l'Oued.

- 2- **Talus amont :** 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 :

a- Première méthode :

$$e = C \cdot V^2 \text{ (VI.2)}$$

D'où

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

V : Vitesse de propagation des vagues qui est égale à 3.46 m/s.

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

Tableau VI.3 : les valeurs de C

Pentes des talus	Valeur de C en fonction du poids spécifique		
	$\delta = 2,5$	$\delta = 2,65$	$\delta = 2,80$
1 : 3	0,028	0,025	0,023

Selon les données obtenues on a $\delta = 2,3$ donc on prend la petite valeur du tableau : $\delta = 2,5$

D'où La valeur de C est donnée 0.028.

Donc, nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0.34$ m

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

$$W \geq 0,52 \cdot e^3 \cdot \delta$$

$$W = 0.0511 \text{ tonne.}$$

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère.

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{W}{0,524 \cdot \delta}} = \sqrt[3]{\frac{0.0511}{0,524 \cdot 2,3}} = 0.35 \text{ m}$$

On opte pour un diamètre égal à 0,35m

2 – Deuxième méthode :

Étude d'une retenue collinaire et son impact environnemental sur Oued MECHIKEL
Commune de KHELIL Wilaya de BOURDJ BOU ARRERIDJ

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 VI.4 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	Dmin(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, $0.6 < H < 1.2$ m $e = 0,40$ m.

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

Nous prenons une épaisseur égale à 0,4 m.

En analysant les résultats obtenus, on opte ensuite pour le dimensionnement de la digue homogène pour une épaisseur de couche $e = 40$ cm et un diamètre moyen de 30 cm. Donc, une protection du talus amont d'une épaisseur de 40 cm d'enrochement.

VI.1.8 Drains :

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Le drain permet l'abaissement de la ligne de saturation, la diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle ainsi que l'accélération de la consolidation.

Les matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée.

Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et par conséquent soigneusement lavés si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

VI.1.8.1 Règles générales de dimensionnement des drains et filtres :

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusions à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées "conditions de filtres", la référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGHI.

Elles s'énoncent comme suit : Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique.

Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

$$\text{Condition de perméabilité } \frac{D_{15}}{d_{85}} > 5 ; \quad (\text{VI.3})$$

$$\text{Condition de non entraînement des fines } \frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 ; \quad (\text{VI.4})$$

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$4 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15} \quad (\text{VI.5})$$

Le plus souvent, pour les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition, la mise en place d'un filtre est alors inutile. En outre, pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on doit s'assurer de la condition d'uniformité à savoir :

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8 \quad (\text{VI.6})$$

Ces règles étant établies, dimensionnons à présent ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

VI.1.8.2 Calcul des drains :

Le système de drainage de la digue est constitué d'un tapis filtrant réalisé, en bas de la partie avale de la digue, combiné avec un filtre vertical 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.

$$L_d = \frac{L_b}{3} \quad (\text{VI.7})$$

Avec:

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b=82\text{m}$].

$$\text{Donc : } L_d = \frac{82.67}{3} = 27,56 \text{ m}$$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = 1/2(\sqrt{L^2 - H^2} - L) \quad (\text{VI.8})$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (44,5m);

H : différence de charge entre la retenue et le drain (12m).

Donc : $l_d = 1/2 * (\sqrt{44,5^2 - 12^2} - 44,5) = 1.03\text{m}$

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

Donc les dimensions du tapis drainant sont : $L_d = 27,56\text{m}$; $l_d = 1\text{m}$

VI.1.8.3 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 **1m**.

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 $N_{dr} = 903\text{m}$

VI.1.8.4 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:** $H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 13.94\text{m}$)

On prend $H_{dr} = 0.2 H_b$ et On aura : $h_{dr} = 2.8\text{m}$

- **Largeur au sommet :**

$bp = (1/3 \div 1/4) H_p$ $bp = 2.8/3 = 0.93\text{m}$

On va prendre : $b_{dr} = 1\text{m}$

- **Largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par : $B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr}$

$$B = 9.4\text{m}$$

VI.1.8.5 Calcul des filtres

Règles des filtres : Il est primordial que les filtres aux sols doivent vérifier les conditions de l'absence du renard.

- **Condition 1 :**

$$\frac{D_{50}}{D_{10}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05) \frac{\eta}{1 - \eta} \quad (\text{VI.9})$$

D'où

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$;

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

- **Condition 2 :**

Condition de (TERZAGHI ,1942) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \quad (VI.10)$$

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

VI.1.9 Détermination de la courbe granulométrique des Filtres selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad (VI.11)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \quad (VI.12)$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D_{15} , D_{50} : Diamètre de filtre.

d_{15} , d_{50} : Diamètre du sol à protéger.

Granularité du sol protégé : $d_{15} = 0,00087\text{mm}$;

$d_{50} = 0,072\text{mm}$;

$d_{85} = 3,1 \text{ mm}$

La première couche du filtre est entre la terre du corps du barrage et la première couche de drain aux limites suivantes :

$$0,0104 \text{ mm} < D_{15} < 0,0348 \text{ mm} ;$$

$$0,864 \text{ mm} < D_{50} < 4,176\text{mm}.$$

La courbe granulométrique moyenne est : $D_{15} = 0,0226 \text{ mm}$; $D_{50} = 2, 52\text{mm}$.

La deuxième couche des filtres est déterminée en fonction de la courbe moyenne de la première couche:

$$d_{15} = 0,0004 \text{ mm}$$

$$d_{50} = 0,045 \text{ mm}$$

$$d_{85} = 0,75 \text{ mm}$$

$$0,0048 \text{ mm} <_{D_{15}} < 0,016 \text{ mm}$$

$$0,54\text{mm} < D_{50} < 2,754\text{mm}.$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de la deuxième couche du filtre. Elle a les dimensions suivantes $D_{15} = 0,0104 \text{ mm}$, $D_{50} = 1,647 \text{ mm}$.

VI.1.10 Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :

**Étude d'une retenue collinaire et son impact environnemental sur Oued MECHIKEL
Commune de KHELIL Wilaya de BOURDJ BOU ARRERIDJ**

➤ **Filtre 1 :**

- **Condition 1 :**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \quad (\text{VI.13})$$

$$n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta;$$

D'après la courbe granulométrique du gravier :

$$D_5 = 0,00091 \text{ mm} ; D_{10} = 0,002 \text{ mm} ; D_{15} = 0,0226 \text{ mm} ;$$

$$D_{17} = 0,0016 \text{ mm} ; D_{60} = 0,012 \text{ mm} . D_{85} = 1,8 \text{ mm} ;$$

$$\eta = D_{60} / D_{10} = 6 \text{ Coefficient d'hétérogénéité} ;$$

$$n_0 = 0,45 \text{ d'où } n = 0,27 ;$$

$$D_5 / D_{17} = 0,57 > 0,21$$

La condition est vérifiée, donc pas de phénomène de renard dans le sol.

- **Condition 2: (zone de transition) : Condition de (TERZAGHI 1942)**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,0226}{3,1} = 0,0073 < 4$$

La condition est vérifiée donc, pas de zone de transition

➤ **Filtre 2 :**

- **Condition 1 :**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \quad (\text{VI.14})$$

$$n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta;$$

D'après la courbe granulométrique du sable :

$$D_5 = 0,00093 \text{ mm} ; D_{10} = 0,00097 \text{ mm} ; D_{15} = 0,00094 \text{ mm} ;$$

$$D_{17} = 0,001 \text{ mm} ; D_{60} = 0,006 \text{ mm} . D_{85} = 0,15 \text{ mm} ;$$

$$\eta = D_{60} / D_{10} = 6,18 \text{ Coefficient d'hétérogénéité} ;$$

$$n_0 = 0,45 \text{ d'où } n = 0,38 ;$$

$$D_5 / D_{17} = 0,93 > 0,37$$

La condition est vérifiée, donc, pas de phénomène de renard dans le sol.

- **Condition 2 (zone de transition) : Condition de (TERZAGHI ,1942) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,00094}{0,15} = 0,006 < 4$$

La condition est vérifiée, donc, pas de zone de transition.

Conclusion :

Étude d'une retenue collinaire et son impact environnemental sur Oued MECHIKEL
Commune de KHELIL Wilaya de BOURDJ BOU ARRERIDJ

On prévoit :

Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 15 cm;

La deuxième couche en gravier d'épaisseur = 15cm;

L'enrochement (Rip-rap) d'épaisseur = 40 cm.

VI.1.11 Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain :

- **Condition de perméabilité:**

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5 \quad (\text{VI.15})$$

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du drain ;

d_{15} : diamètre correspondant à 15% de l'argile.

$D_{15} = 0,0226$ mm

$d_{15} = 0,0104$ mm.

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{0,0226}{0,0104} = 21,73 > 5$$

Donc, la condition de perméabilité est vérifiée.

- **Condition de non entraînement des particules fines:**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \quad (\text{VI.16})$$

D_{15} : Diamètre correspondant à 15% du drain;

d_{85} : Diamètre correspondant à 85% de l'argile

$D_{15} = 0,104$ mm

$d_{85} = 0,75$ mm

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,104}{0,75} = 0,138 < 5$$

La condition est vérifiée. Donc, la construction d'un filtre n'est pas nécessaire.

VI.2 Etanchéité du barrage :

VI.2.1 Clé d'ancrage :

En principe, le remblai peut reposer directement sur les sédiments qui sont étanches et consolidés par des milliers d'années de dépôt.

L'étanchéité de la fondation de notre digue est garantie par le substratum imperméable qui joue le rôle de tapis étanche. Néanmoins la présence de la couche alluvionnaire perméable au fond de la vallée, nous oblige à ancrer la digue dans le bed rok sain imperméable après décapage de son toit altéré afin de réduire les risques de fuite au travers de ces sédiments peu étanches.

La profondeur de la clé d'encrage est exécutée jusqu'à 5m, L'épaisseur d'élément (clé d'ancrage) est égale (3-4) m.

En prend $b=4$ m. Les talus $m_1=m_2=1$.

VI.2.2 Protection de la crête :

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de gravier bitume bien compactée).

Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisant de matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, pour cela, d'adopter un dévers amont uniforme de 2% qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

VI.2.3 Protection contre l'envasement :

Selon l'étude hydrologique le taux d'abrasion a été estimé à $158.49\text{m}^3/\text{km}^2/\text{an}$, cette valeur comporte un volume d'envasement estimée à 25000m^3 dans la cuvette de la retenue pour une durée de vie égale à 50ans.

Afin de prolonger la durée de fonctionnement de la retenue collinaire, il est nécessaire d'effectuer quelques travaux de protection contre l'envasement de la retenue collinaire, ces travaux portent sur :

- Les digues de décantation.
- La bande forestière.

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

La bande forestière est à réaliser sur les deux côtés de la cuvette sur une largeur de 50 m environ.

Les rangs d'arbres doivent être plantés le long des courbes de niveau des rives de la vallée.

La distance entre le lac et la bande forestière doit être de 50 m au minimum.

VI.3 Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation :

Étude d'une retenue collinaire et son impact environnemental sur Oued MECHIKEL
Commune de KHELIL Wilaya de BOURDJ BOU ARRERIDJ

Les infiltrations d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages se produisent sous l'effet de la charge d'eau au bief amont.

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries graves sur les barrages sont dues aux infiltrations, c'est pourquoi il faut toujours faire un calcul sur les infiltrations. Donc, établir la position de la ligne phréatique ou la ligne de saturation dans le massif de la digue et déterminer le gradient de filtration à travers l'ouvrage et le sol de fondation

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considéré sous deux aspects différents, d'une part, elles réduisent le volume emmagasiné, et d'autre part, elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage. Ceci sous l'influence de l'effet de renard, qui est un processus d'érosion régressive souterraine où l'eau s'infiltré sous pression permettant l'apparition des cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

Les infiltrations permettent de déterminer les éléments suivants :

- la ligne de saturation du massif du barrage.
- le débit de fuite.
- la pression de l'eau interstitielle dans le massif.
- La zone submergée du corps de la digue.

▪ **Hypothèse de calcul :**

Afin d'effectuer les calculs de filtrations, d'une manière aisée, nous serons amenés à :

- Admettre la filtration dans un seul plan.
- prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan.
- supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable avec un coefficient de filtration nul.
- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

VI.3.1 Ligne de saturation :

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle. Elle est appelée aussi « ligne phréatique ».

Il est nécessaire de déterminer le tracé de la ligne de saturation pour estimer le débit de fuite à travers le corps du barrage et apprécier les risques d'émergence de l'eau qui est particulièrement dangereuse, le long du talus aval. Ce tracé est effectué à partir du cas théorique simple, étudié par KOSENY, d'un écoulement plan à travers un massif perméable reposant sur une fondation plane imperméable. Ainsi, elle partira d'un point situé à l'intersection du plan d'eau du parement amont.

D'après KOSENY, c'est une parabole d'équation :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2 \cdot Y_0} \quad (\text{VI.17})$$

On ce reportant à la figure on a :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad (\text{VI.18})$$

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont ;
(Déterminé graphiquement) (35.3m).

h : Hauteur d'eau en amont 9m.

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondant au niveau normal de la retenue normale.

Au niveau normal de la retenue :

b = 35.3m

L'emprise de barrage : $L_b = 82,67\text{m}$

$d = L_b - 0,7 \cdot b = 30,4\text{ m}$

On aura donc : $Y_0 = 1,3\text{m}$.

Donc : $X = \frac{Y^2 - 1,3^2}{2 \cdot 1,3}$ alors $Y = \sqrt{2,6X + 1,69}$

Tableau VI.5 : Coordonnées de la ligne de saturation

x	y
0	1,30
2	2,62
4	3,48
6	4,16
8	4,74
10	5,26
12	5,73
14	6,17
16	6,58
18	6,96
20	7,33
22	7,67
24	8,01
26	8,32
28	8,63
30	8,93
30,4	8,98

Le point d'intersection de la face amont du drain cheminé est déterminé par l'équation polaire de cette parabole.

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 + \cos \alpha} = 0,67 \quad (\text{VI.19})$$

D'après Casagrande (1937) : $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0,26$

a=0,5m

VI.3.2 Calcul d'infiltration :

VI.3.2.1 Calcul du débit de fuite par infiltration à travers la digue :

Le débit de fuite à travers le noyau est déterminé par la formule suivante :

$$q = K \cdot I \cdot A \quad (\text{VI.20})$$

Avec :

q: Débit d'infiltration en (m³/s/ml).

K : Coefficient de perméabilité en (m/s). (K= 10⁻⁸m/s)

I: Gradient hydraulique.

A: Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par :

$$I = \frac{dy}{dx} \text{ et } A = y.I$$

Donc:

$$q = K.y \frac{dy}{dx} \quad (\text{VI.21})$$

Avec : $y=y_0$

D'où : $q=K.y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml}$.

Le débit total à travers le barrage sera donc $=q.L$

Tableau VI.6 : Débit de fuite à travers la digue

Y0(m)	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	Q (m ³ /s)	Q _{an} (m ³ /an)
1.3	10 ⁻⁸	1.3.10 ⁻⁸	1.07.10 ⁻⁶	33.43

VI.3.2.2 Fondation :

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy (VI.20):

Tableau VI.7 : Débit de fuite de la Fondation

Hb(m)	I	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	Q (m ³ /s)
13.94	0,11	10 ⁻⁷	0,55.10 ⁻⁷	0.45.10 ⁻⁵

VI.3.2.3 Barrage (digue + fondation) :

Le débit total d'infiltration (en m³/s) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 : Débit de fuite de barrage

Digue	fondation	barrage
1.07.10 ⁻⁶	0.45.10 ⁻⁵	5.57.10 ⁻⁶

VI.3.3 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :

1) dispositif d'étanchéité :

La résistance du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I \text{ adm} \quad (\text{VI.22})$$

Avec :

ΔH : Charge d'eau dans la retenue.

δn : Epaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : Gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau

Tableau VI.9 : Gradient hydraulique admissible.

Sol du corps du barrage.	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.0
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à IV^{ème} classe, alors on prend $I_{adm}=1,95$

Donc : $\Delta H=9m$; $\delta n = \frac{10+113}{2} = 61.5m$;

$I=0,146 \leq I_{adm}$

D'où la résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

2) fondation du barrage :

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si, et seulement si, la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \quad (VI.23)$$

Avec :

I_{cr} : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation. Il est donné par le tableau :

Tableau VI.10: Gradient d'infiltration admissible

Sols de fondation	I_{cr}
Argiles	1.2
Limons	0.65
Sables grossiers	0.45
Sables moyens	0.38
Sables fins	0.29

K_s : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage d'après le tableau suivant :

Tableau VI.11 : Détermination du coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

I_f : Gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{Lb + 0,88Tc} \quad (\text{VI.24})$$

Avec :

T_c : Profondeur de calcul de la zone de l'infiltration de la fondation. ($T_c = 5\text{m}$)

ΔH : Charge d'eau ($H = 9\text{m}$).

L_b : Largeur à la base du barrage ($L = 82.67\text{m}$).

On a donc : $I_f = 0.103$

Notre barrage appartient à la classe IV, ce qui donne ($K_s = 1,10$).

Les fondations argileuse, donc: $I_{cr} = 1.20$

On a donc : $K_s = 1,1$

On remarque que $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$ donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers la fondation est assurée.

VI.4 Calcul de stabilité :

L'étude de stabilité d'un barrage en terre est une partie considérable dans l'étude d'un barrage car elle s'appuie sur celle de ses talus amont et aval ainsi que de sa fondation. Pour aborder toute analyse ayant lien à la stabilité, il est convenu qu'il faut développer un certain nombre d'hypothèses selon la complexité et les données du problème.

Selon ces hypothèses, la solution du problème peut être déterminée analytiquement ou graphiquement ou par combinaison des deux. Suivant la méthode utilisée, il est convenu que pour arriver à un résultat, nous sommes obligés de donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. En général, cette surface est prise comme étant cylindrique, circulaire à axe horizontal qui apparaît comme un cercle, appelé cercle de glissement dans une coupe transversale de la digue. Cette hypothèse est bien conforme aux observations sur le glissement du talus.

Il est important de signaler que jusqu'à ce jour, ce domaine reste ouvert à toutes suggestions, améliorations et approfondissements pour la bonne connaissance des phénomènes mécaniques qui peuvent induire la masse sujette au glissement.

VI.4.1 Conséquences de l'instabilité des talus :

- ✓ Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)

Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau.

- ✓ Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation. D'où le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval et talus amont);
- Fonctionnement normal (Talus aval);
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

V.4.2 Méthode de calcul :

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté de la retenue collinaire sur Oued MECHIKEL et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS).

Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement ou par logiciel.

VI.4 .2.1 Calcul manuelle :

Ce dernier a été réalisé avec la contribution d'un programme Excel.

Quatre cas peuvent être vérifiés :

Parement amont : cas fin de construction et vidange rapide.

Parement aval : cas fin de construction et fonctionnement normal.

Pour réaliser cette étude nous avons tenu compte des données suivantes :

- De la géométrie de la digue
- Des caractéristiques des matériaux utilisés
- Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).
- Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.
- De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 50 ans.

VI.4.2.1.1 Principe de la méthode :

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- ✓ Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- ✓ Déterminer le talus moyen
- ✓ Tracer deux lignes au milieu du talus moyen, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.
- ✓ Déterminer la zone du centre du cercle de glissement, pour cela Fandeev a recommandé de disposer le centre du cercle de glissement dont les limites sont définies par deux cercles de rayons, Rmin et Rmax donnés par le tableau suivant :

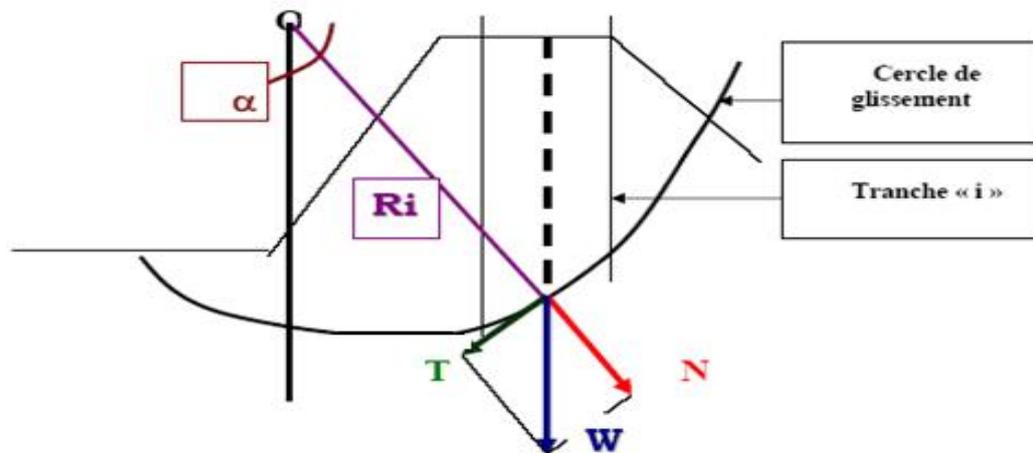


Figure VI.1 : Schéma qui illustre le principe de la méthode des tranches

Tableau VI.12 : Détermination des rayons max et min

Pente des parements	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
K1=R1/Hb	0,75	0,75	1,00	1,50	2,20	3,00
K2=R2/Hb	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

H_b : Hauteur totale du barrage (H_b=13.94 m).

La ligne de glissement éventuelle est un arc de cercle à trois paramètres inconnus : rayon, abscisse et ordonnée du centre. La partie instable du talus (au-dessus du cercle de glissement) est divisée en plusieurs tranches verticales de largeur égales.

Le coefficient de sécurité à la stabilité est égal :

$$K_S = M_{\text{resis}} / M_{\text{mot}} \quad (\text{VI.25})$$

M_{resist} : les moments résistants.

M_{mot} : les moments moteurs.

La valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération. Cette valeur du facteur de sécurité définie doit être supérieure du moins égale à la valeur admissible.

Tableau VI.13 : Valeurs admissibles des coefficients de sécurité

Combinaison des charges Classe de l'ouvrage et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (Avec séisme)	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05

Notre barrage fait partie de la IV^{ème} classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,05 \div 1,10$

- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticale, incliné) nous donne la zone des cercles.

On trace à la suite, une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0,1R$, on identifie toutes les tranches gauches par des chiffres positifs et les tranches droites par des chiffres négatifs en commençant par la tranche « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une tranche de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$
- Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$

Avec :

α : Angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

VI.4.2.1.2 Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

A) Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :

$$G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2) \quad (\text{VI.26})$$

h_1, h_2 : Hauteurs des tranches;

γ_1 : Densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation;

γ_2 : Densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation;

b : Largeur de la tranche.

B) Force de pression interstitielle :

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \quad (\text{VI.27})$$

Avec :

U : Pression interstitielle.

dl : Longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$.

h : Hauteur de la tranche.

C) Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \quad (\text{VI.28})$$

Avec :

c : Cohésion du sol (Matériau).

D) Forces dues au séisme :

$$T = a \cdot G_n \quad (\text{VI.29})$$

Avec

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

V.4.2.1.3 Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

Les forces stabilisatrices :

A) Force de frottement :

$$F_1 = N \cdot \tan \phi - U \cdot dl \cdot \tan \phi \quad (\text{VI.30})$$

ϕ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

B) Force de cohésion

$$F_c = c dl \quad (VI.31)$$

Avec :

$$dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360}$$

R : Rayon de la courbe de glissement.

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U) dl] \operatorname{tg} \phi + c dl] R \quad (VI.32)$$

- Les forces motrices :

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (N_t), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = \sum_{i=1}^n T_n \quad (VI.33)$$

$\sin \alpha$ = Numéro d'ordre de la divisée / Nombre total des tranche

$$\text{Avec : } \cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

V.4.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

Le coefficient « K_s » sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

A) Fin de construction (aval et amont) :

L'étape la plus critique se situe juste à la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

$$\text{Sans séisme : } K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum C dl}{\sum T_n} \quad (VI.34)$$

$$\text{Avec séisme : } K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum C dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum^a G_n d_n} \quad (VI.35)$$

B) Fonctionnement normale (talus aval)

De même que pour la fin de construction, le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

$$\text{Sans séisme} : K_{ss} = \frac{\sum(N_n - P)tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \quad (\text{VI.36})$$

$$\text{Avec séisme} : K_{as} = \frac{\sum(N_n - P)tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum^a G_n d_n} \quad (\text{VI.37})$$

C) Vidange rapide (talus amont)

La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

$$\text{Sans séisme} : K_{SS} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \quad (\text{VI.38})$$

$$\text{Avec séisme: } K_{as} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum^a G_n d_n} \quad (\text{VI.39})$$

Tableau VI.13 : Caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	Fondation
φ	Degré (°)	18,06°
C	t/m ²	0.565
γ _{sat}	t/m ³	1.957
γ _d	t/m ³	1.57
γ'	t/m ³	0.957

Le calcul de stabilité se fait dans les différents cas de fonctionnement d'où les résultats sont présentées dans l'annexe N° 3

Tableau VI.14 : tableau récapitulatif des résultats de coefficient de sécurité

Coefficient de sécurité											
Fin de construction						Vidange rapide			En fonctionnement normal		
Talus amont			Talus aval			Talus amont			Talus aval		
R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)	R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)	R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)	R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)
29,38	2.4	1.62	26.66	2.11	1.51	29.38	2.4	1.62	26,66	1,58	1,14
25	1.94	1.41	25.66	1.8	1.34	25	1.94	1.41	25.66	1.34	1
24	1.92	1.39	23.5	1.68	1.26	24	1.92	1.39	23	1.25	0.94
22	2.09	1.36	22	1.35	1.08	22	2.09	1.36	22	1.03	0.82

Conclusion :

Après une longue étude de notre variante, on peut conclure par des petites conclusions :

- Les dimensions de la digue sont déterminées définitivement.
- Les conditions de dimensionnement des drains et des filtres sont vérifiées grâce à sa bonne granulométrie.
- L'étanchéité de la digue est assurée par la clé de l'ancrage, protection de la crête et protection contre l'envasement.
- Les conditions de l'infiltration à travers la fondation et la digue sont vérifiées ce qui provoque une bonne résistance contre l'infiltration.
- Le calcul de stabilité par la méthode de FELLENIUS pour les différents cas de fonctionnement est assuré par des coefficients de sécurité plus importants que le coefficient de sécurité admissible.

CHAPITRE VII :
ÉTUDE DES OUVRAGES
ANNEXES

Introduction :

Les barrages réservoirs sont généralement équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, en utilisant pour ce but, la charge hydraulique effective disponible.

Parmi les ouvrages annexes prévus pour les barrages citons :

- ❖ L'ouvrage de l'évacuation de crues (l'évacuateur de crues).
- ❖ L'ouvrage de vidange de fond.
- ❖ L'ouvrage de prise d'eau.
- ❖ L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Les dimensions en plan et en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que les conditions de réalisation et d'exploitation.

VII.1 Ouvrage d'évacuation de crues :

L'évacuateur de crue dont la fonction est d'assurer la sécurité du barrage. Il sert à évacuer, en période de crue, l'eau excédentaire du réservoir, dans le bief aval ou dans le bassin versant voisin et ce afin d'éviter la submersion de la crête du barrage. Les évacuateurs de crue peuvent être disposés dans la partie centrale du barrage (barrage déversoir), sur les rives (évacuateur latéral) ou combinés à d'autres ouvrages d'exploitation de la retenue. Dans le barrage déversoir L'évacuateur latéral peut être projeté aussi bien dans le cas du barrage en remblai que dans le cas du barrage en béton.

VII.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue :

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences topographiques du site.
4. les exigences géologiques du site.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories, selon les principes types :

- a. l'évacuateur à écoulement libre.
- b. L'évacuateur par puits noyé

VII.1.2 Différents types des évacuateurs de crues :

VII.1.2.1 Evacuateur de crues en puits (tulipe) :

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée. Ce type d'ouvrage équipera, le plus souvent, les grands barrages vu les avantages qu'il offre.

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

Ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

1. Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
2. Problème de vibration.
3. Prévention des protections anti vortex (d'où les coûts et l'entretien).
4. Dissipation au pied de la digue.

VII.1.2.2 Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique. Il présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant. L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

VII.1.2.3 Evacuateur de crue latérale à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre.

Il représente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Ses inconvénients sont :

1. Le coût peu élevé.
2. La difficulté de modification.

VII.1.2.4 Evacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage,

Il représente les avantages suivants :

1. Aucune exigence topographique.
2. Calcul usuel.

Ses inconvénients sont :

1. Amorçage et désamorçage.
2. Entretien indispensable.
3. Débit faible à évacuer.
4. Dispositif sur le corps de la digue.

VI.1.3 Choix du tracé de l'axe

Pour un tracé judicieux, l'axe de l'évacuateur de crue doit être :

1. Le plus court possible.
2. Suffisamment éloigné du pied aval de la digue.
3. Rectiligne (si possible).
4. Plus ou moins orthogonal à l'axe de la digue.

Chaque catégorie des ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre barrage.

VII.1.4 Type d'évacuateur de crue

Les types d'évacuateurs de crue qui sont normalement associés aux barrages en remblai sont énumérés dans le tableau suivant :

Tableau VII.01 : Sélection des types d'évacuateurs de crue

Type d'évacuateur de Crue :	Commentaires :
Déversoir latéral avec un seuil de déversement en dos d'âne	<ul style="list-style-type: none">- Pour des versants à fortes pentes- Volume des déblais importants
Déversoir frontal avec seuil déversant en dos d'âne	<ul style="list-style-type: none">- Pour des versants à faibles pentes- Volume des terrassements faible- La meilleure disposition du point de vue hydraulique
Déversoir frontal avec seuil déversant en labyrinthe	<ul style="list-style-type: none">- Réduira la largeur du coursier d'évacuateur, mais pas autant que l'option de l'évacuateur latéral
Evacuateur en puits	<ul style="list-style-type: none">- Utilisé où il n'existe pas d'options d'évacuateur à surface libre à cause de facteurs géologiques ou topographiques

Outre les conditions citées ci-dessus, le choix de l'évacuateur de crue considère d'autres facteurs, à savoir le type de barrage, le débit à évacuer et la sécurité de l'ouvrage.

Ainsi, pour des raisons de sécurité on doit choisir des évacuateurs à seuils libres sans organes mécaniques de contrôle.

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation. Donc cette variante peut être rejetée.

Donc conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue à entonnement frontal sur la rive droite de la vallée.

VII.1.5 Etude de la variante retenue :

Les évacuateurs de crue à surface libre, se composent principalement des ouvrages suivants :

- ✓ Un canal d'approche.
- ✓ Un déversoir.
- ✓ Un chenal d'écoulement.
- ✓ Un convergent.
- ✓ Un coursier.
- ✓ Un bassin de dissipation.
- ✓ Un canal de fuite.

VI.1.5.1 Caractéristiques de l'évacuateur de crue

- Déversoir de type Creager.
- Niveau normal de la retenue NNR =901.50m NGA.
- Niveau les plus hautes eaux : NPHE =902.64m NGA.
- Débit de pointe à évacuer $Q_{\text{évacuer}}=23.72\text{m}^3/\text{s}$
- Largeur du bassin d'affouillement $l=9\text{m}$.

VII.1.5.2 Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue :

a) 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 :

$$V_a = \frac{Q_{\text{projet}}}{S} \quad (\text{VII.1})$$

Avec:

Va : Vitesse d'approche.

Q : Débit de projet évacué (m³/s).

h : Charge d'eau (m). $h = H + P$

S : Section du canal (m²).

P : Hauteur de pelle (m).

H: Lane déversante (m).

AN: $h=0,5+1.14=1,64$ m $S = h \times L=1,64 \times 9=14.76$ m².

Donc : $V_a = \frac{Q_{projet}}{S} = \frac{23,72}{14,76} = 1.61$ m/s

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

$V_a \leq V_{adm}$ Donc pas de risque de l'érosion et d'affouillement.

- **Hauteur du mur du canal d'approche :**

La hauteur de mur est :

$$H_m = H + P + R \quad (VII.2)$$

Avec : Larevanche $R = 0,61 + 0,14(v)^{1/3}$

AN : $R = 0,77$ m alors $H_m = 2.41$ m

On adopte une valeur de : **$H_m = 2,5$ m.**

- **Longueur du canal d'approche :**

La longueur du canal d'approche dépend de la topographie, elle est égale à 24.1m

b) 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.

Le profil du seuil déversant est de type Creager. 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.

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \quad (\text{VII.3})$$

Tableau VII.02 : Coordonnées du profil de déversoir.

X (m)	0	0.114	0.228	0.342	0.456	0.684	0.912	1.14	1.368	1.596	1.938	2.28	2.85	3.42	3.99
Y (m)	0.144	0.041	0.008	0	0.008	0.068	0.168	0.292	0.448	0.644	0.995	1.408	2.234	3.219	4.353

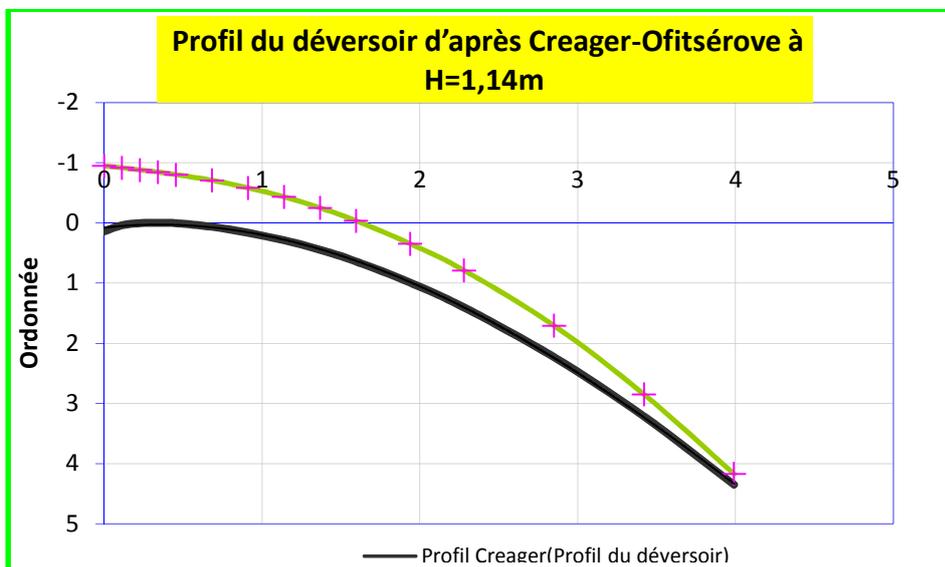


Figure VII.01: Profil du déversoir type Creager

a) **Chenal d'écoulement :**

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial

La longueur du chenal est égale à 7m

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique

"yc" et la pente critique.

$$Yc = (Q/b(g)^{0.5})^{1/3} \quad Yc = 0.94m$$

- Pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K.S. Rh^{2/3}.I^{1/2} \quad (VII.4)$$

Avec :

RH : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée;

K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71)

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[\frac{Q.(b+2.y_c)^{2/3}}{K.(b.y_c)^{5/3}} \right]^2 \quad (VII.5)$$

$$\text{AN : } I_{cr} = [23.73.(9+(2*0.94))^{3/2}/(71.(9.094)^{2/3})]^2 \quad \text{alors}$$

$$I_{cr} = 0.22\%$$

I_{cr} = 0.22% > 0.1%, donc la condition est vérifiée

- Calcul de la profondeur normale :

La profondeur normale hn (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement est uniforme) se déduit de la formule de Chézy.

$$Q = S.C. \sqrt{RI} \quad (VII.6)$$

Avec :

S : Section du chenal S=b.hn ;

I : Pente du chenal I=0,1% ;

C_n : Coefficient de Chézy C_n = R^{1/6} /n. (1/n=K=71);

$$R : \text{Rayon hydraulique} = R = \frac{S}{P} = \frac{b \times hn}{2hn + b} .$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q = n \times I^{1/2} \times (b \times hn)^{5/3} \times (2hn + b)^{-2/3} \quad (VII.7)$$

Puis on fait l'itération comme suit :

Tableau VII.03 : Calcul de la profondeur normale

Hn(m)	A=hn ^{5/3}	B=(1/2hn+b) ^(2/3)	A.B	Q,n/b ^{(5/3)*I^{0,5}}
2	3,17	0,18	0,574	0,2697
1,5	1,97	0,19	0,375	0,2697
1,4	1,75	0,19	0,338	0,2697
1,3	1,55	0,20	0,302	0,2697
1,25	1,45	0,20	0,285	0,2697
1,23	1,41	0,20	0,278	0,2697
1,21	1,37	0,20	0,271	0,2697
1,204	1,36	0,20	0,269	0,2697
1,2	1,36	0,20	0,268	0,2697

On aura : **hn=1.204m.**

Conclusion :

Hn=1.204m > hc =0,94 alors l'écoulement est fluvial.

b) Le convergent:

Le convergent et l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2.5 (l_1 - l_2) \tag{VII.8}$$

Avec :

l₁ : Largeur au plafond du bief amont l₁=9m

l₂ : Largeur au plafond de la section de contrôle l₂=4.5m

Donc : L = 2.5 (9-4.5) =11.25m

$$L=11.25m$$

$$l_1=9m, l_2=4.5m \quad \theta = \text{tg}^{-1} \left(\frac{l_1/l_2 - 1}{2F_1} \right) \tag{VII.9}$$

$$Y_1=1.64m, F_1=V_1/(g \cdot Y_1)^{0.5} \quad V_1=Q/Y_1 \cdot l_1 \quad V_1=23.72/1.64 \cdot 9$$

$V_1=1.61\text{m/s}$ alors $F_1=0.4$

$Y_2=?$ $F_2/F_1=0.5(1+l_2/l_1)$ $F_2=V_2/(g \cdot Y_2)^{0.5}$ et $V_2=Q/Y_2 \cdot l_2$

En remplaçant dans l'équation on trouve

$$Y_2 = \left(\frac{2 \cdot Q}{g^{0.5} \cdot l_2 \cdot F_1 \left(1 + \frac{l_2}{l_1}\right)} \right)^{2/3} \quad (\text{VII.10})$$

Alors $Y_2=3.16\text{m}$

Donc $\theta = \text{tg}^{-1} \left((9/4.5 - 1) / 2 * 0.4 \right) = 51.34^\circ > 10^\circ$

c) Le coursier :

- La profondeur critique :

On exécute le même calcul que celui du chenal d'écoulement en utilisant la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{23.72^2}{4.5^2 \cdot 9.81}} = 1.67\text{m}$$

Avec :

q : Débit spécifique (m²/s) ;

b : Largeur du coursier b=4.5m.

La Profondeur critique est hcr=1,41m **hcr=1,41m**

- La pente critique :

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} on associera donc la relation du régime uniforme

$$Q = Sc \cdot C \cdot \sqrt{RI} \quad (\text{VII.11})$$

Avec celle du régime critique :

$$\frac{Q^2 \times b}{g * Sc^3} = 1 \quad (\text{VII.12})$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire (S=h.b) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g \times hc}{Rc * C^2} \quad (\text{VII.13})$$

$Sc=6.35\text{m}^2$, $P=2hcr+b=2(1,41) + 4.5=7.32\text{m}$

$$Rc = \frac{S}{P} = \frac{6.35}{7.32} = 0,86\text{m} ; \text{ et } C = R^{1/6} / n = (0,86)^{1/6} / 0.014 = \mathbf{69,66\text{m}}$$

$$\text{Donc : } Icr = \frac{9,81 \times 1,41}{0,86 \times 69,66^2} = 0,0033 \approx \mathbf{0,33\%} \quad Icr = \mathbf{0,33\%}$$

- Calcul de la profondeur normale :

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (cela veut dire que la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes). Elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy)

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{RI} \quad (\text{VII.14})$$

Avec :

S : Section du coursier $S = b \cdot hn$;

I : Pente du coursier $I = 18.0\%$;

C_n : Coefficient de Chézy $C_n = R^{1/6} / n$;

$$R : \text{Rayon hydraulique} = R = \frac{S}{P} = \frac{b \times hn}{2hn + b}$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = K \times I^{1/2} \times (b \times hn)^{5/3} \times (2hn + b)^{-2/3} \quad (\text{VII.15})$$

Tableau VII.04 : Calcul de la profondeur normale

Hn(m)	$A = hn^{5/3}$	$B = (1/2hn + b)^{(2/3)}$	A. B	$Q_n / b^{(5/3)} \cdot I^{0,5}$
2,5	4,61	0,22	1,027	0,0638
2	3,17	0,24	0,762	0,0638
1,5	1,97	0,26	0,513	0,0638
1	1,00	0,29	0,287	0,0638
0,5	0,31	0,32	0,101	0,0638
0,4	0,22	0,33	0,071	0,0638
0,38	0,20	0,33	0,066	0,0638
0,376	0,20	0,33	0,0648	0,0638
0,372	0,19	0,33	0,0637	0,0638

Donc on aura $h_n=0.372\text{m}$.

- **Classification du mouvement et du régime d'écoulement :**

$I=18\%$ ($h_n=0.372\text{m}$), $I_{cr}=0,33\%$ ($h_{cr}=1.41\text{m}$)

Suivant les valeurs numériques ci-dessus on constate que $I > I_{cr}$ ($h_n < h_{cr}$) alors le régime d'écoulement est torrentiel et le coursier est à forte pente.

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

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par la **méthode indirecte d'intégration numérique** :

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement d'où elle est résolue en considérant $\frac{dQ}{dx} = 0$

$$\text{On a } \frac{dy}{dx} = (S_0 - S_f) / (1 - Fr^2) \quad (\text{VII.16})$$

Avec :

S_0 : pente du fond

S_f : pente de la ligne d'énergie

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning. L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2) (A^2 R^{4/3})}{1 - (Q^2 B) (g A^3)} \quad (\text{VII.17})$$

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcule la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i et on calcule la profondeur moyenne : $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcule Δx à chaque valeur de y_i , utilisant y_{moy} et on l'ajoute à Δx cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieure à la longueur L de coursier.

Donc notre cas toujours $y_i < y_0$

On a : $Q=23,72\text{m}^3/\text{s}$, $b=9\text{m}$, $L=41\text{m}$, $h_n=0,372\text{m}$, $h_c=1,41\text{m}$, $n=0,014$, $i_0=0,18$

Tableau VII.05 :Données de calcul

Q m3/s	b	n	I0 (mm)	hn	hc	Lbief(m)
23.72	4.5	0.014	0,18	0,372	1.41	43

Tableau VII.06 :Résultat de calcul

y	ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr ²	1-FR ²	n ² Q ² /A ² R ^{4/3}	I0-G1	DELTAx	L
1										
0,915	0,958	8,618	10,915	0,790	0,807	0,193	0,002	0,198	0,08	0
0,83	0,873	7,853	10,745	0,731	1,066	-0,066	0,003	0,197	-0,03	0
0,745	0,788	7,088	10,575	0,670	1,450	-0,450	0,004	0,196	-0,19	0
0,66	0,703	6,323	10,405	0,608	2,042	-1,042	0,005	0,195	-0,46	1
0,575	0,618	5,558	10,235	0,543	3,007	-2,007	0,008	0,192	-0,89	2
0,49	0,533	4,793	10,065	0,476	4,689	-3,689	0,013	0,187	-1,68	3
0,405	0,448	4,028	9,895	0,407	7,901	-6,901	0,023	0,177	-3,31	7
0,32	0,363	3,263	9,725	0,335	14,865	-13,865	0,044	0,156	-7,58	14
0,235	0,278	2,498	9,555	0,261	33,135	-32,135	0,106	0,094	-28,99	43

$$\text{On a : } F = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad (\text{VII.18})$$

Où :

Fr : Nombre de Froude;

$$V : \text{Vitesse de sortie du coursier tel que } V = \frac{Q}{S} \quad (\text{VII.19})$$

$$\text{AN: } V = \frac{Q}{S} = \frac{23.72}{4.5 \times 0.235} = 11,21 \text{ m/s, } F = \frac{11.21}{\sqrt{9,81 \times 0,235}} = 7.39$$

d) Dissipateur d'énergie :

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'oued, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) "The bureau Of Réclamation".

- ❖ $1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.
- ❖ $1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- ❖ $2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.
- ❖ $4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

Froude est entre 4.5 et 9, donc il y'aura formation d'un ressaut stable (stationnaire).

Pour la dissipation de cette énergie on a opté pour un bassin à ressaut, la mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée est inférieure à 15m/s. Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes.

$Fr > 4,5$ et $V < 15$ /s alors selon la classification d'USBR le bassin est de type II.

❖ **Détermination des caractéristiques du bassin :**

On a $F = 7.39$, $y_1 = 0,24$ m

En utilisant l'abaque, on a :

$\frac{y_2}{y_1} = 10$ d'où $y_2 = 2.4$ m.

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

Longueur du bassin On a; de l'abaque $\frac{L}{Y_2} = 2.7$

Donc : $L = 6.48$ m. On prend : **$L = 6.5$ m.**

Afin d'avoir des dimensions raisonnables, il sera projeté en sac de gabions de dimension 1x1m sans utiliser du béton.

e) Canal de restitution :

Le rôle du canal de fuite est d'acheminer les eaux évacuées par l'évacuateur de crue vers l'oued, il aura une forme trapézoïdale avec une largeur égale à 5,00m, la pente des talus $m = 1$, sa longueur est de 44.00 m.

➤ **La hauteur critique :**

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105 \sigma_{cr}^2 \right) \quad (\text{VII.20})$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad (\text{VII.21})$$

$$\text{Et } \sigma_{cr} = \frac{K \cdot m}{b} \quad (\text{VII.22})$$

m : fruit des talus du canal de fuite $m=1$.

Ce qui donne : $K = 1.31$, $\sigma_{cr} = 0,26$ d'où

$h_{cr} = 1.2$ m.

➤ **La pente critique :**

Elle est donnée par : $I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c}$ (VII.23)

Avec :

I_{cr} : pente critique ;

S_c : section critique $S_c = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c = S_c / P_c$;

P_c : périmètre critique $P_{cr} = b + 2 \cdot h_{cr} \sqrt{1 + m^2}$

C_c : coefficient de Chézy $C_c = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité du sol $n = 0,02$

Ce qui donne :

- $S_c = 7.44 \text{m}^2$;
- $P_c = 8.4 \text{m}$;
- $R_c = 0.89 \text{m}$;
- $C_c = 70$.

La pente critique est : $I_{cr} = 0,2\%$

➤ **Profondeur normale dans le canal :**

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (\text{VII.24})$$

Pour la hauteur normale on a :

- $S_c = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n$
- $P_n = b + 2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2}$
- $R = S_n / P_n$
- $C_n = R^{1/6} / n$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (m h_n^2 + b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \quad (\text{VII.25})$$

Tableau VII.07 :Le résultat du calcul par itération donne :

H_n	$A=(h_n^2+bh_n)^{5/2}$	$A=(2, hn\sqrt{(1+m^2)} + b)^{-3/2}$	A. B	$Q_n/I^{0,5}$
2	733,36	0,03	21,08	0,74
1	88,18	0,05	4,03	0,74
0,8	46,38	0,05	2,37	0,74
0,7	31,80	0,05	1,72	0,74
0,6	20,69	0,06	1,19	0,74
0,55	16,28	0,06	0,97	0,74
0,5	12,54	0,06	0,77	0,74
0,49	11,87	0,06	0,74	0,74

$$h_n = 0.49m$$

➤ **Vitesse dans le canal :**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{mh_n^2 + b.h_n} \quad (VII.26)$$

D'où $V=8.8m/s$

f) Hauteurs des murs bajoyers :

❖ **Chenal d'écoulement :**

Au long du chenal d'écoulement, les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue ($N_{cr}=904m$) qui correspond à une hauteur de 2,0m.

❖ **Coursier :**

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en deux tronçons. Les hauteurs des murs bajoyers seront différentes.

Le premier tronçon : $L = 16.67 m$, $I = 3.00 \%$.

Le deuxième tronçon : $L = 13.23 m$, $I = 16.6 \%$.

Le troisième tronçon : $L = 28.92 m$, $I = 20.00 \%$.

• **Hauteur au début de 1^{er} tronçon**

$$H_m = h_e + r$$

Ou : h_m : hauteur du mur bajoyer ;

h_e : hauteur d'eau $h_e = 0.47m$;

r : revanche de sécurité donnée par :

$$r = 0.61 + 0.14V^{1/3}$$

V : la vitesse au niveau de la section de contrôle $V=12.61\text{m/s}$;

$$V = \frac{Q}{h \times b} = \frac{23.72}{0.47 \times 4} = 12.61\text{m/s}$$

Ce qui donne : $r=0,82\text{m}$, $H_m=1,26\text{m}$

Donc **$H_m=1,3\text{m}$**

- **Hauteur à la fin de 2^{ème} tronçon**

$H_e=0,29\text{m}$ on aura $V=20.45\text{m/s}$, $r=0,84\text{m}$, $H_m=1,13\text{m}$ alors on prend $H_m=1.2\text{m}$

Pour des raisons constructives et de sécurité, on prend les hauteurs suivantes :

- Premier tronçon : $H_m=1,5\text{m}$
- Deuxième tronçon : $H_m=1,5\text{m}$
- Deuxième tronçon : $H_m=1,5\text{m}$

❖ **Le bassin de dissipation :**

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du canal de restitution.

❖ **Le canal de restitution :**

$h_e=0,49\text{m}$ on aura $V=8.8\text{m/s}$, $r=0,9\text{m}$

$H_m=1,4\text{m}$ on prend: $H_m=2\text{m}$

VII.1.5.3 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

- **Vagues roulantes :**

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

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12)$$

$$\text{Et } Fr^2 < 40$$

Avec :

b : Largeur du coursier, Fr : Nombre de Froude;

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

$$\text{AN : } Fr^2 = \frac{V^2}{g \times h} = 34.6 ; b/h = 10.81$$

Les deux conditions d'absence des vagues roulantes sont vérifiées

Donc, il n'y a aucun risque d'apparition de vague roulante.

VII.2 Ouvrage de vidange :

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- ✓ D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval).
- ✓ De vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).
- ✓ De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

VII.2 .1 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :

VII.2.1.1 Calcul du débit de vidange :

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue et du volume entrant durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r \quad (\text{VII.27})$$

Avec :

Vu : volume utile en [m³].

T : temps de vidange (5 jours).

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal au débit moyen annuel).

$$\text{AN: } Q_{vf} = \frac{0,102 \times 10^6}{5 \times 86400} + 0.4 Q_{vf} = \frac{0.102 \times 10^6}{5 \times 86400} + 0.3$$

$$Q_{vf} = 0,54 \text{ m}^3/\text{s}$$

VII.2.1.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

On a:

$$Q_{vf} = \mu.S.\sqrt{2.g.H} \quad (\text{VII.28})$$

$$D'ou: S = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gH}} \quad (VII.29)$$

Avec :

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m^3/s);

H : Charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m]. (H=12m);

μ : Coefficient de débit : $\mu = 0,8$.

$$AN : S = 0,044 m^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,04}{\pi}} = 0,237 m \quad \text{donc on prend } D = 300 mm$$

Le diamètre normalisé est de 300mm

VII.2.1.3 Vérification du temps de vidange :

$$\text{On a: } Q = C_d \cdot S_{or} \cdot \sqrt{2g} \cdot \sqrt{H} \quad (VII.30)$$

$$\text{Et : } T = \frac{2V}{Q} \quad (VII.31)$$

Avec :

$$D = 300 mm \quad S = 0,044 m^2 \quad C_d = \mu = 0,8$$

VII.2.1.4 Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \quad (VII.32)$$

$\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille}$$

$$\xi_{va} = 0,5 ; \xi_{ent} = 0,1 ; \xi_{sor} = 1 ; \xi_{grille} = 0,25$$

$$\text{Donc: } \sum \xi_s = 1,85$$

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} \quad (VII.33)$$

L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 96m.

d: diamètre de la conduite de vidange 300mm.

λ : Coefficient de perte de charge calculé par la formule de Strickler :

$$\lambda = \frac{124.6n^2}{d^{1/3}} \quad (\text{VII.34})$$

n : rugosité de la conduite en acier (n=0,013)

On trouve : $\lambda = 0.031 \Rightarrow \sum \xi_L = 10$.

Ce qui nous donne : $\mu = 0,28$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à $d=407\text{mm}$

On adopte la valeur de : **$D_{vf} = 400\text{mm}$** .

La conduite étant en acier d'un diamètre de 400mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes : $V_s = Q_{vf} / S_{con}$ (VII.35)

Ça donne **$V_s = 4.15 \text{ m/s}$**

VII-3 La prise d'eau :

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau de la retenue et celui des plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

VII.3.1 Type de prise :

a) Prise d'eau en charge :

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de command au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

b) Prise d'eau flottante :

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

c) Tour de prise :

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

VII.3.2 Choix de la variante :

Vu la destination du retenue (irrigation des arboricultures.), le prélèvement des eaux peut être effectué à un niveau unique, la qualité des eaux n'est pas d'une grande turbidité vu les apports solides faibles. L'ouvrage de prise en conduite permet la prise avec faible perte de charge, et un coût relativement faible par rapport aux deux autres variantes (flottantes, tour de prise), cela rend celle-ci la variante la plus adéquate.

Le but de cet ouvrage est d'assurer un débit exigé à l'aval mais aussi une eau qui soit compatible à sa destination (de qualité).

La variante choisie pour la prise d'eau est celle prise d'eau et vidange de fond son tracé sera implanté dans la galerie de dérivation provisoire.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

La consommation maximale est en mois de juillet : $V_{\max} = 30325\text{m}^3$.

$$\text{Donc : } Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} \quad (\text{VII.36})$$

Avec :

T : temps de prise (T=5 jours).

$$\text{D'où : } \quad \quad \quad Q_{\max} = 0,071 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \text{ (m}^3/\text{s)}.$$

μ : coefficient de débit $\mu=0,2$.

S : section de la conduite en m^2 .

H : charge d'eau minimale H=8m.

$$\text{On trouve : } S = 0,028\text{m}^2$$

$$\text{Donc : } d = 200 \text{ mm}$$

- Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \quad (\text{VII.37})$$

$\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

On suppose que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D}. \quad (\text{VII.38})$$

Avec $\lambda = 0,03$.

$$\text{AN} : \sum \xi = 16,56\text{m}.$$

$\mu=0,24$. Donc : $S=0,024 \text{ m}^2$. On trouve : $d = 0,178 \text{ m}$.

On prend **d=200 mm**

3. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a : $V=Q/S$ **$V=2.96\text{m/s}$** .

La conduite de prise de diamètre de 200 mm. Le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une côte élevée par rapport à celle du volume mort. Les organes de commandes seront regroupés avec ceux de la vidange au pied aval de la digue.

VII.4 Dérivation provisoire :

La période de construction du barrage s'étalera, au moins, sur une saison pluvieuse. Pour cette raison, la rivière devra être dérivée. Cette dérivation sera faite au moyen d'un conduit en béton armé et des batardeaux amont et aval.

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue ou venue d'eau qui peut provoquer des dégâts ou entraver le bon déroulement des travaux.

VII.4.1 Type d'ouvrage de dérivation provisoire :

- **Galerie de dérivation :**

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites. Il permet d'éviter l'interférence entre les failles et la construction du barrage proprement dit.

- **Conduite de dérivation :**

La conduite de dérivation sous le remblai est recommandée dans le cas où la roche de la galerie est de mauvaise qualité. Cependant, plusieurs problèmes techniques peuvent apparaître, essentiellement, au contact entre le béton et les fondations.

L'avantage commun de ces deux ouvrages réside dans l'aspect économique, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

- **Canal de dérivation :**

Cet ouvrage est, le plus souvent, adopté dans les vallées larges où les débits à évacuer (de façon économique) par les galeries ou les conduites sont importants.

En fonction des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques, la dérivation se fait par une galerie et batardeaux.

VII.4.2 Choix de la crue de dimensionnement :

En réalité, il n'existe aucune loi ou règle qui définit le choix de la crue avec laquelle se dimensionne l'ouvrage de dérivation provisoire. Le choix de la crue dépend du degré du risque admis en cas de dépassement de celle-ci, il agit sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation, sur le coût de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

En Algérie, le plus souvent, le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50ans. Donc, vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue et pour le dimensionnement de la dérivation provisoire de notre ouvrage, nous optons pour la cruevingtenale.

Le débit maximum de cette crue est $Q_{\max \cdot 5\%} = 13.24 \text{m}^3/\text{s}$

VII.4.3 Succession des travaux

1ère étape : Mise en place d'un batardeau partiel pour la construction de la galerie.

2ème étape : Construction d'une galerie.

3ème étape : Construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux vers la galerie et amortir à la fois la crue et un batardeau aval pour empêcher le retour des eaux vers le chantier.

4ème étape : Une fois les travaux de réalisation sont terminés on enlève les batardeaux et on passe à la mise en eau.

VII.5 Dimensionnement de la galerie :

VII.5.1 Laminage de crue de chantier :

L'écoulement dans la galerie est un écoulement libre qui passe à un écoulement en charge

- L'écoulement à surface libre :

L'écoulement sera régi par la formule suivante:

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{RI} \quad (\text{VII.39})$$

Avec :

Q : Débit évacué;

C : Coefficient de CHEZY; $C = 1/n \cdot R^{1/6}$;

R : Rayon hydraulique ; $R_{cr} = \frac{S}{P}$;

S : Section mouillée ; $S = \frac{R^2}{2} (\theta - \sin \theta)$

P: Périmètre mouillé ; $P=R. \theta_{rad}$;

I : Pente du radier de la galerie ; $I = 0,005$

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h=(r-1-\cos\frac{\theta^\circ}{2}) \quad ; \theta^\circ =2.Arc \cos (1-\frac{h}{r}).$$

- **L'écoulement en charge** : L'écoulement devient en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie. Cet écoulement est régit par la formule suivante :

$$Q=S. \mu.g.\sqrt{2.g.Z} \quad (VII.40)$$

Avec :

Q : Débit évacué;

S : Section de la galerie;

g : Accélération de la pesanteur [m/s^2];

Z : La dénivelée;

μ : coefficient de débit.

$$Z=(H+L+I)-\frac{D}{2} \quad (VII.41)$$

H : hauteur d'eau devant la galerie;

D : diamètre de la galerie;

L : longueur de la galerie [$L = 180m$];

I : pente de la galerie [$I = 0,005$];

$$n= 0,014m^{-1/3}.s$$

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot l}{D}}} \quad (VII.42)$$

- **Coefficient de résistance singulière**

$$\sum \xi_i = \xi_{entrée} + \xi_{sortie}$$

À l'entrée :

$$\sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5m$$

λ : coefficient de résistance linéaire.

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \quad (\text{VII.43})$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau VII-01

Tableau VII.08 : Coefficient de débit pour différents diamètres

Dg(m)	$\sum \xi_i$	λ	$\lambda \cdot L/D$	$(1 + \sum \xi_i + \lambda \cdot L/D)^{0,5}$	μ
0,5	1,5	0,031	11,113	3,690	0,271
1	1,5	0,025	4,410	2,629	0,380
1,5	1,5	0,021	2,568	2,251	0,444
2	1,5	0,019	1,750	2,062	0,485
2,5	1,5	0,018	1,300	1,949	0,513

- Pour l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z} \quad (\text{VII.44})$$

$$Z = h + (L \cdot I - D/2) \quad (\text{VII.45})$$

Tableau VII.09: Variation du débit en fonction du diamètre

Dg [m]	μ	S [m ²]	$\mu \cdot S \sqrt{2g}$
0,5	0,33	0,196	0,286
1	0,44	0,785	1,53
1,5	0,50	1,766	3,91
2	0,53	3,14	7,37

Le laminage de la crue se fait comme suite : A partir de l'hydrogramme de la crue de fréquence (5%), nous calculons le volume de la crue correspondant, et on tire toutes les hauteurs correspondantes à chaque volume de chaque heure jusqu'au temps de montée (t = 1,66h) de la courbe (capacité – hauteur).

Il est nécessaire de vérifier que la vitesse dans le canal soit inférieure à la vitesse admissible (critique) pour laquelle se produit un entrainement des matériaux par charriage. La vitesse idéale pour les canaux à surface libre peut atteindre 10m/s.

On prend : $V_a=6\text{m/s}$ (vitesse admissible).

$Q=13.24\text{m}^3/\text{s}$; Donc : $Se=2.21\text{m}^2$

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau suivant

Tableau VII.10: Variation de la hauteur déversante en fonction du temps

Temps(h)	$Q_c(\text{m}^3/\text{s})$	$Q_{\text{moy}}(\text{m}^3/\text{s})$	V (m3)	h dév
0	0	0,601	1081,080	0,13
0,5	1,201	3,003	5405,400	0,35
1	4,805	7,808	14053,950	0,38
1,5	10,811	12,025	6926,602	0,17
1,66	13.24			

Les résultats du laminage sont donnés dans le Tableau suivant

Tableau VII.11: Résultats de laminage

D (m)	0,5	1,0	1,5	2,0
Z (m)	0.78	0.75	0.53	0.07
Q (m^3/s)	0.253	1.325	2.847	1.950

VII.5 Dimensionnement du batardeau :

VII.5.1 Type de batardeau :

Il est prévu un batardeau du même type que la digue. Il sera donc construit en remblai et exigera des caractéristiques géotechniques précises qui nécessitent un contrôle rigoureux des teneurs en eau.

-Calcul de la revanche du batardeau :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0,75 + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{VII.46})$$

$$H = 0,75 + 0,34 \sqrt{F} + 0,26 \sqrt[4]{F} \quad (\text{VII.47})$$

Avec :

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

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

[F = 0,5km].

$$\text{A.N: } H = 0,75 + 0,34 \sqrt{0,5} + 0,26 \sqrt[4]{0,5} = 1,21\text{m}$$

$$V = 1,5 + 2.H = 1,5 + 2.1,21 = 3,92\text{m/s}$$

Donc:
$$R = 0,75 + \frac{3,5^2}{2.9,81} = 1,53\text{m}$$

b) Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0,75 + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{VII.48})$$

$$H = 0,5 + 0,33 \sqrt{F} \quad (\text{VII.49})$$

Donc: $H = 0,5 + 0,33 \sqrt{0,5} = 0,73\text{m}$ $V = 1,5 + 2.H = 1,5 + 2.0,73 = 2,97\text{m/s}$

$$R = 0,75 + \frac{3,54^2}{2.9,81} = 1,2\text{m}$$

c) Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \sqrt{F} \quad (\text{VII.50})$$

$$R = 1 + 0,3. \sqrt{0,5} = 1,21\text{m} \quad (\text{VII.51})$$

Tableau VII.12 : Récapitulation des résultats des formules

Formules utilisées :	Valeurs :
Formule de STEVENSON GAILLARD	1,53m
Formule de MALLET et PAQUANT	1,2m
Formule Simplifiée	1,21m

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1 à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur donc on prend la valeur $R=1,2m$

- Largeur en crête :

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

- Formule T. KNAPPEN:

$$b=1,65H_b^{0.5} \text{ (VII.52)}$$

- Formule E.F.PREECE:

$$b=1,1H_b^{0.5} \text{ (VII.53)}$$

- Formule SIMPLIFIEE:

$$b=3,6.H^{1/3}-3 \text{ (VII.54)}$$

- Formule pratique:

$$b=5/3 \sqrt{Hb} \text{ (VII.55)}$$

Avec : H_b : Hauteur du barrage [m];

Tableau VII.13: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Hb	3	3.5	4	4.5	5
Formule :	b_{cr}	b_{cr}	b_{cr}	b_{cr}	b_{cr}
KNAPPEN	2,86	3,09	3,30	3,50	3,69
PREECE	1,91	2,06	2,20	2,33	2,46
SIMPLIFIEE	2,19	2,46	2,71	2,94	3,15
PRATIQUE	2,89	3,12	3,33	3,54	3,73

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{cr} = 3 \text{ m}$.

VII.5.2 Calcul d'optimisation

Le calcul est effectué par une méthode basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie, ainsi que son équivalent en béton. Après cela, le tracé de la courbe d'optimisation est effectué afin de déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois la hauteur de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode

- **Hypothèses de calcul :**

- Ecoulement uniforme.
- Les pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY.
- Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.
- La courbe de tarage nous donne les niveaux avals correspondants aux débits maximum et minimum Q_{max} et Q_{min}

Le tableau suivant illustre les paramètres à déterminer

Tableau VII.14: Calcul d'optimisation

Paramètres hydrauliques	1	Diamètre	D (m)
	2	Section du tunnel	A (m ²)
	3	Profondeur de remplissage	$h_o = 0,7D$ (m)
	4	Section mouillée	$A_m = 0,74.A$ (m ²)
	5	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D$ (m)
	6	Coefficient de Chezy	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	$V = Q_{max}/A_1$ (m/s)
	8	Pente	$i = V^2/C^2R$
	9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l$ (m)
	10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2/2gQ^2$ (m)
	11	Perte de charge totale	$Z_o = Z_{entr} + h_l$ (m)
	12	Niveau amont pour Q_{max}	$N_{am} = N_{av} + Z_o$ (m NGA)
	13	La cote de niveau d'eau à l'entrée de tunnel	$N_1 = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)
	14	Cote du seuil	$C_s = N_1 - h_o$ (m NGA)
Calcul des volumes des travaux	15	Hauteur du batardeau	$bat = N_{am} + R - C_f$ (m)
	16	Section du batardeau	$S_{bat} = (10 + 3H_{bat}).H_{bat}$
	17	Longueur moyenne du batardeau	L_{bmoy} (m)
	18	Volume du batardeau	$V_{bat} = L_{bmoy} * S_{bat}$ (m ³)
	20	Conversion en volume de béton	$V'_{bat} = 0,1 V_{bat}$
	21	Volume d'excavation du tunnel	$V_{tun} = L. A$
	21	Conversion en volume de béton	$V'_{tun} = 1,5 V_{tun}$
	22	Coût total des travaux	$\Sigma V' = V'_{bat} + V'_{tun}$

Tableau VII.15: Application numérique

	N°	Désignation	Valeurs			
Paramètres hydrauliques	1	D (m)	1,5	2	2,5	3
	2	A (m ²)	1,766	3,140	4,906	7,065
	3	h _o (m)	1,050	1,400	1,750	2,100
	4	A ₁ (m ²)	1,307	2,324	3,631	5,228
	5	Rh (m)	0,450	0,600	0,750	0,900
	6	C	62,528	65,599	68,085	70,185
	7	V (m/s)	10,130	5,698	3,647	2,532
	8	i	0,058	0,013	0,004	0,001
	9	j (m)	10,498	2,263	0,689	0,260
	10	Z _{entr} (m)	0,030	0,009	0,004	0,002
	11	Z _o (m)	10,528	2,273	0,692	0,262
	12	N _{am} (m)	900,528	892,273	890,692	890,262
	13	N ₁ (m NGA)	900,498	892,263	890,689	890,260
	14	Cs (m NGA)	899,448	890,863	888,939	888,160
Calcul des volumes des travaux	15	H _{bat} (m)	11,728	3,473	1,892	1,462
	16	F _{bat} (m ²)	529,931	70,913	29,668	21,037
	17	L _{bmoy} (m)	28,260	13,550	11,900	11,490
	18	V _{bat} (m ³)	14975,849	960,875	353,044	241,717
	19	V' _{bat} (m ³)	1497,585	96,087	35,304	24,172
	20	V _{tun} (m ³)	317,925	565,200	883,125	1271,700
	21	V' _{tun} (m ³)	476,888	847,800	1324,688	1907,550
	22	Σ V' (m ³)	1974,472	943,887	1359,992	1931,722

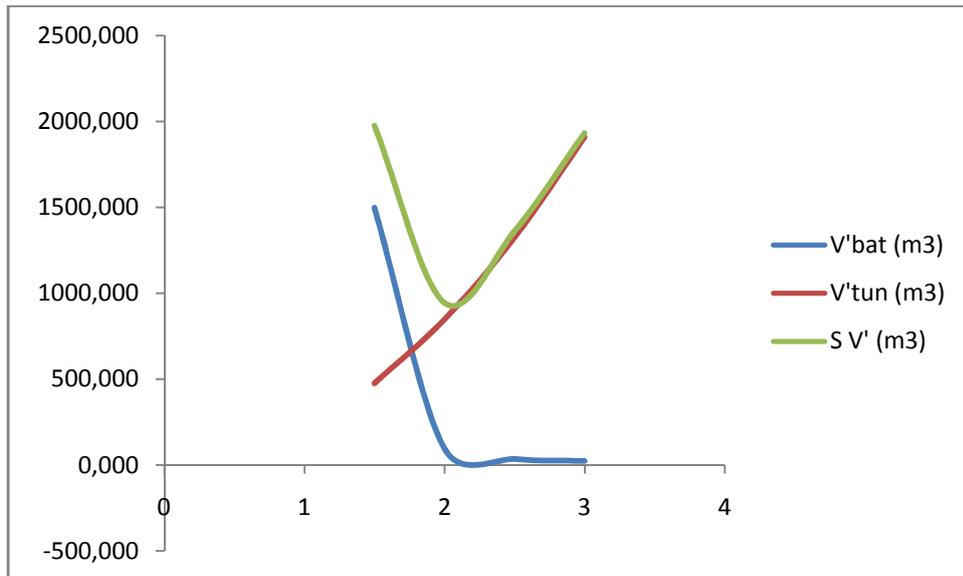


Figure VII.02 : Courbe d'optimisation

D'après le tableau et la courbe d'optimisation nous remarquons que le diamètre optimum est égal à 2m. Ceci qui correspondant à une hauteur de batardeau égale à 3.5m.

Le batardeau de 3.5m de hauteur sera incorporé dans la digue pour des raisons économiques et sera constitué de mêmes matériaux que la digue

VII.5.3 Construction du batardeau :

On construit le batardeau comme suit :

1. Construction d'une banquette en béton.
2. Réalisation d'un filtre inverse (son rôle est d'empêcher le retour d'eau)
3. Remblayage du batardeau.

Il faut que Z_0 soit inférieur à 3m, autrement la fermeture de cours d'eau devient difficile.

VII.5.3.2 Détermination de Z_0 :

Supposons que le portail d'entrée du tunnel ait une section rectangulaire de largeur D, donc il va fonctionner comme un seuil déversant dénoyé à seuil épais.

$$h = \left[\frac{Q_{\min}}{m \cdot D \cdot \sqrt{2g}} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (\text{VII.56})$$

$m=0,35$ Donc : $h=0,15\text{m}$

Connaissant h on détermine la côte du niveau d'eau amont :

$$Z_0 = N'_{\text{amont}} - N'_{\text{aval}}$$

$$N'_{\text{amont}} = C_s + h = 891\text{m}$$

N'_{aval} : Déterminé à partir de la courbe de tarage $N'_{\text{aval}}=890.18\text{m}$

Avec : $Q_{\text{min}}=0,18\text{m}^3/\text{s}$

On trouve $Z_0=0,19\text{ m} < 3\text{ m}$

VII.5.3.3 Portail d'entrée :

La galerie de dérivation est constituée d'un portail d'entrée (déversoir à large seuil), d'un ouvrage intermédiaire et d'un portail de sortie.

Pour une perte de charge supérieure à $0,3D$, l'entrée est noyée, au lieu d'un déversoir nous aurons un orifice noyé.

Dans ce cas, la ventilation est rompue, l'écoulement va aspirer l'air se trouvant dans la galerie. Par conséquent, il y aura une dépression ($P < P_{\text{atm}}$) qui implique une vibration

À l'intérieur. Le portail d'entrée est un déversoir à large seuil à une section rectangulaire de largeur D .

$$\text{-Pente critique : } i_{\text{cr}} = \frac{Q^2}{C_{\text{cr}}^2 \cdot S_{\text{cr}}^2 \cdot R_{\text{cr}}} \quad (\text{VII.57})$$

$$\text{-Le débit unitaire : } q = Q/l \quad (\text{VII.58})$$

$$\text{-La hauteur critique : } Y_c = 3\sqrt{\frac{q^2}{g}} \quad (\text{VII.59})$$

$$Y_c = 1.65\text{ m}$$

$$S_{\text{cr}}: \text{ Section critique } S_{\text{cr}} = 2 \times 1.65 = 3.3\text{m}^2 ;$$

$$P_{\text{cr}}: \text{ Périmètre critique } P_{\text{cr}} = 5.3\text{m};$$

$$R_{\text{cr}}: \text{ Rayon hydraulique critique } R_{\text{cr}} = 0.62\text{m} ;$$

$$C_{\text{cr}}: \text{ Coefficient de CHEZY } C_{\text{cr}} = 65.96.$$

$$\text{AN: } q = 6.62\text{m}^3/\text{s/m}$$

$$\text{A.N: } I_{\text{cr}} = \frac{13.24^2}{65.96^2 \cdot 3.3^2 \cdot 0.62} \quad \text{Icr} = 0.6\%$$

VII.5.3.4 Crête du batardeau :

La crête du batardeau aura un largueur de 3m ce qui permettra la circulation des engins de terrassement, et puisque le batardeau est incorporé dans le corps du barrage cette crête sera immergée après la mise en eau du barrage. Il est donc inutile de mettre une couche de matière synthétique.

VII.5.3.5 Les talus du batardeau :

Les talus du batardeau auront des pentes identiques qui sont se 1 :2,5

VII.5.3.6 Le drain du batardeau :

C'est un drain incorporé dans le batardeau, il est fait en enrochement avec une pente de talus externe qui est égale à celle du batardeau.

VII.6 Ouvrage de restitution :

L'objectif de l'ouvrage de restitution est la dissipation de l'énergie cinétique de l'eau à la sortie de la galerie de dérivation.

La vitesse de l'eau à la sortie de la galerie est :

$$Q = \frac{V}{S} \quad (\text{VII.60})$$

Où :

Q: Débit laminé.

S: Section de la galerie.

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad (\text{VII.61})$$

h: Hauteur d'eau à la sortie de la galerie.

$$\text{A.N : } V = \frac{Q}{S} = \frac{1.95}{3.14} = 0.62 \text{ m/s} \Rightarrow F = \frac{V}{\sqrt{gh}} = 0,28$$

Les déflecteurs et seuils ne sont pas encore nécessaires et il faudra que le bassin soit suffisamment long pour contenir l'écoulement pendant son ralentissement.

Conclusion :

Le calcul hydraulique des différents ouvrages annexes consiste à prendre tous les paramètres et les conditions en considérations pour assurer la sécurité du barrage et diminuer la probabilité d'avoir des phénomènes qui déstabilisent ou provoquent une rupture pour les ouvrages.

*CHAPITRE VIII:
ORGANISATION DE
CHANTIER*

Introduction :

L'organisation de chantier exige une utilisation rationnelle et correcte de la main d'œuvre et l'ensemble des moyens mis en œuvre dans le cadre du projet. Et pour atteindre ces objectifs, il est impératif de :

1. Définir, avec précision, les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en œuvre des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
2. Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée et qualifiée ;
3. Structurer convenablement les postes de travail ;
4. Opter pour une mécanisation de plus en plus poussée ;
5. Disposer d'un personnel à employer en quantité et en qualité ;

Notre étude consistera, donc à organiser le chantier de réalisation du barrage collinaire de MECHIKEL, tout en assurant :

1. Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.).
2. La rapidité des diverses opérations.
3. Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
4. Une organisation de l'utilisation du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs sont d'une importance capitale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleurs délais et les meilleures conditions.

VIII.1 Organisation technique de préparation :

Les opérations essentielles de préparation dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser les 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.

VIII.2 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

Avant de commencer les travaux de réalisation du barrage, il paraît indispensable de rappeler le rôle de chacune des différentes parties concernées par l'intervenir dans l'acte de construction.

- Le maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux.

- Le maître d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de concevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation pour les entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

- L'entrepreneur :

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître de l'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction.

VIII.3 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite des terrainsspacieux, afin de pouvoir aménager les diverses aires de stockages, ouvrir des pistes de circulation d'engins, les occupations progressives par les locaux, les engins, les postes fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

➤ Installations destinées au personnel :

Généralement, ce sont des dortoirs, des réfectoires, des installations sanitaires et des bureaux de chantier.

➤ Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciments, nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats peuvent être stockés en plein air. Pour éviter leur mélange et faciliter le dosage du béton on doit prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats. Les aciers sont stockés des baraquements ou des hangars afin d'éviter leur oxydation...etc.

➤ **Installations destinées à la réparation des engins :**

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

➤ **Installation destinée pour la préfabrication :**

Cette installation est constituée de hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.

VIII.4 Ordre d'exécution des travaux :

1. Installation du chantier;
2. Implantation des axes des différents ouvrages;
3. Coupure et dérivation de l'oued ;
4. Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dite et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues;
5. Coupure finale et mise en eau ;

VIII.5 Travaux de réalisation :

VIII.5.1 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.

VIII.5.2 Travaux d'excavations :

Les différentes opérations d'excavation doivent être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces derniers comprennent le décapage, l'excavation et la mise en dépôt des déblais.

Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue 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.

VIII.5.3 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 aux alentours du barrage.

VIII.6 Les moyens de 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 compétences.

Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechniciens spécialistes en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre 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 petit barrage.

A- Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains, indispensables 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.

B- Les engins de terrassement : En général, le matériel de terrassement comprend les Engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction, le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai-enrochement ...).

- Le bulldozer.
- La pelle mécanique.
- Le chargeur à pneus ou à chenilles.
- La décapeuse.
- Les niveleuses et les camions et les camions citernes.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant, à pneus ou à pied dameurs.
- Les canions dumpers.
- Les citernes d'eau et de fuel.
- Les brises roches et compresseurs.
- Les groupes électrogènes.

Le compactage des remblais est une tâche très importante du moment que cette opération est liée de façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. Pour cela, 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.

C- Le matériel de bétonnage : On utilise, le plus souvent, des bétonnières pour la fabrication des bétons nécessaires pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

VII.7 Programme des travaux :

La réalisation de la retenue d'Oued MECHIKEL se fera en deux saisons sèches et sans difficultés particulières.

- Installations du chantier
- Excavations pour l'assise adéquate du barrage
- Construction de la galerie de dérivation provisoire
- Exécution des batardeaux amont et aval
- Exécution des remblais pour le corps du barrage
- Construction de l'évacuateur de crues
- Construction de la tour de prise
- Construction de la passerelle d'accès à la tour de prise
- Défrichage de la cuvette
- Tamponnement de la galerie de dérivation provisoire
- Installations des équipements hydromécaniques de la vidange de fond et des prises d'eau
- Traitement de la fondation
- Construction des accès
- Installation des équipements d'auscultation

VIII.8 Planification :

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Economique (avec des bénéfices).

VIII.8.2 Techniques de la planification :

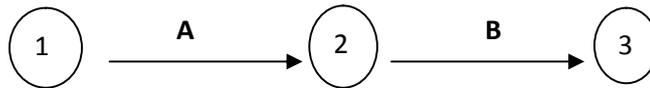
Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

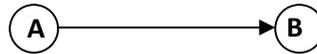
VIII.8.2.1 méthodes basées sur le réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches :** L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



- **Réseau à nœuds** : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

- **Construction du réseau** : Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq (5) opérations suivantes :
1. Etablissement d'une liste des tâches.
 2. Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.
 3. Construction des graphes partiels.
 4. Regroupement des graphes partiels.
 5. Construction du réseau.

VIII.8.2.2 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue.

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes :

1. Collection des informations ;

2. Décomposition du projet ;
3. Définition de la relation entre les tâches ;
4. Attribution des durées;
5. Construction du réseau.

- **les paramètres de la méthode C.P.M :**

Les paramètres indispensables pour l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR:Temps de réalisation ;

DCP:Date de commencement au plus tôt ;

DCP:Date de commencement au plus tard ;

DFP:Date de finition au plus tôt ;

DFPP:Date de finition au plus tar;

MT:Marge totale.

$$\text{Et : } \begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

- **Chemin critique (C.C):**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.Pcc} \end{cases}$$

- **Attribution des durées de chaque opération :**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VIII.8.3 Plannings :

Il existe deux types de plan de travail :

- **plan de travail au plus tôt**

Dans ce cas, toutes les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

- **Plan de travail au plus tard**

Toutes les opérations commencent à une date au plus tard; les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsque ses moyens sont limités (plus économique).

VIII.9 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :

- 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 ;
- Exécution du travail le plus économiquement possible ;

VIII.10 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.01: Symboles des opérations

Tavaux	Opérations	Durée (jours)
Installation de chantier	A	40
Réalisation de la galerie de dérivation	B	30
Réalisation du batardeau	C	45
Excavation du tranché de la clé d'encrage	D	20
Remblais de la clé d'encrage	E	15
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	F	20
Aménagement du canal d'amenée	G	25
Remblais du barrage, et prisme de drainage	H	30
Excavation et fouille pour l'évacuateur de crue	I	20
Construction de l'évacuateur de crue	J	40
Exécution du bassin de dissipation d'E.C	K	30
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	30
Équipements hydromécaniques	M	20
Travaux de finition	N	40

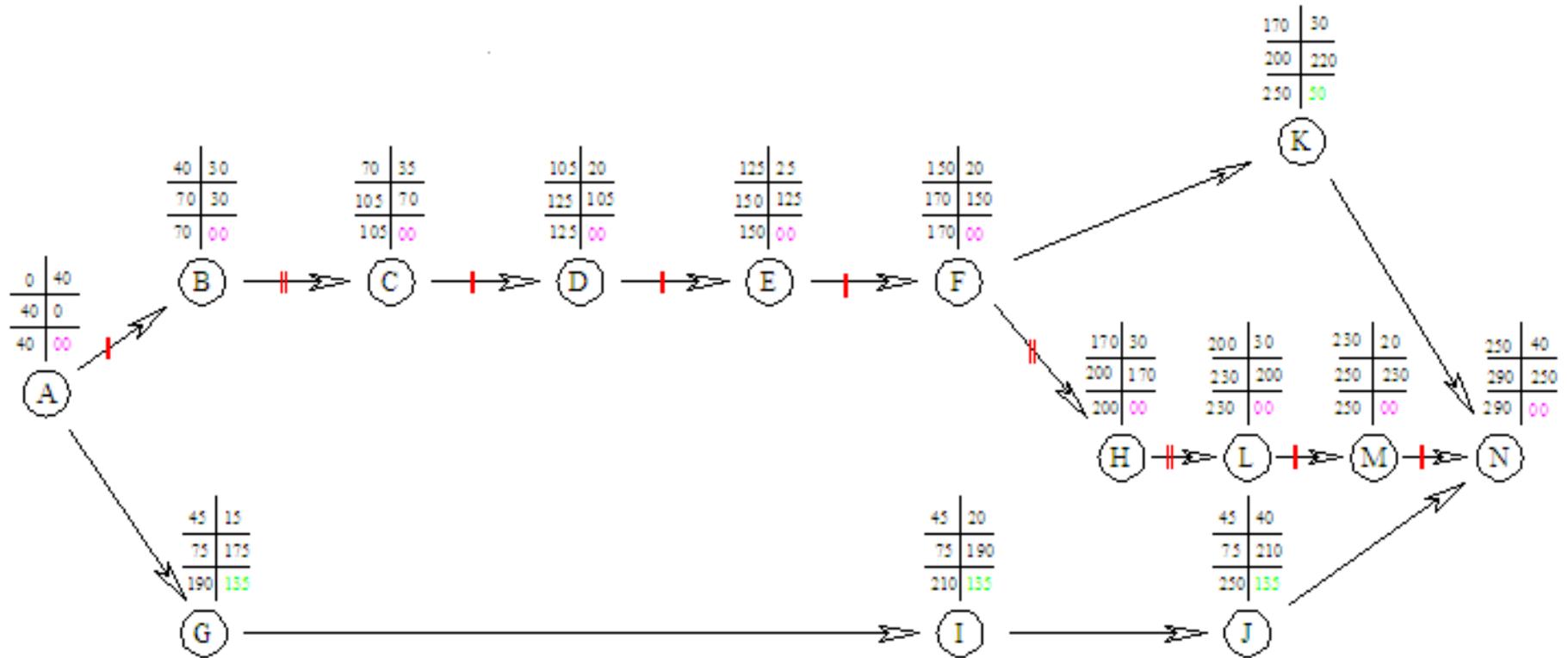


Figure VIII.01: Réseau à nœuds pour la réalisation de la retenue

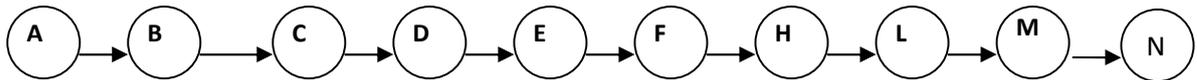
OP	TR	La durée (jours)															
		20j	40j	60j	80j	100j	120j	140j	160j	180j	200j	220j	40j	260j	280j	300j	
A	40	A															
B	30			B													
C	35				C												
D	20					D											
E	25						E										
F	20							F									
G	15			G													
H	30								H								
I	20				I												
J	40				J												
K	30									K							
L	30											L					
M	20												M				
N	40													N			

Figure VIII.02 : le programme de la construction de la retenue collinaire MECHIKEL

Étude d'une retenue collinaire et son impact environnemental sur Oued MECHIKEL
Commune de KHELIL Wilaya de BOURDJ BOU ARRERIDJ Et son impact sur l'environnement

VII.11 Détermination du chemin critique :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant une marge totale nulle (0) est donnée par le chemin suivant :



$$DTR = \sum TR = 40 + 30 + 35 + 20 + 25 + 20 + 30 + 30 + 20 + 40 = 290 \text{ jours.}$$

C'est-à-dire que la durée totale de réalisation de notre retenue est environ 10 mois (290 jours).

Conclusion :

En conclusion, on peut dire que malgré la réalisation de la retenue collinaire ne présente pas de difficultés particulières mais il y'a toujours le retard à cause du climat ou problème mécanique, alors si on suit le programme des travaux on peut minimiser les retards donc la période de la réalisation de la retenue est estimée par 9 mois.

La mise en exploitation du barrage, après avoir terminé la construction peut être estimée à 08-12 mois (remplissage de la retenue).

CHAPITRE IX:
IMPACT DE LA RETENUE
SUR L'ENVIRONNEMENT

Introduction :

La nécessité de limiter les dommages à la nature se traduit depuis les années 1970 par des lois visant à atténuer les impacts des projets d'aménagement. Pour ce faire, des « études d'impact environnemental » sont devenues obligatoires préalablement à la réalisation de travaux, d'aménagements ou d'ouvrages qui, par l'importance de leurs dimensions ou leurs incidences sur le milieu naturel, pourraient porter atteinte à ce dernier.

Les barrages et les seuils en rivières sont des infrastructures qui, par construction, modifient les flux liquides, les flux solides, les flux de matières et d'organismes et le régime thermique des cours d'eau sur lesquels ils sont implantés. Il s'en suit des transformations des fonctions générales de ces cours d'eau ayant de nombreux liens avec les services écosystémiques qu'ils assurent (régulation des flux sédimentaires, hydriques, organiques, régulation thermique, dépollution, biodiversité, équilibres dynamiques des zones aval fluviales et côtières...)

Impacts d'un ouvrage transversal, barrage ou seuil :

Les différents impacts potentiels de l'implantation d'un barrage peuvent se décomposer entre compartiments abiotiques (débits, sédiments, chimie et thermie) et biotiques (organismes aquatiques) (fig.1a et b) :

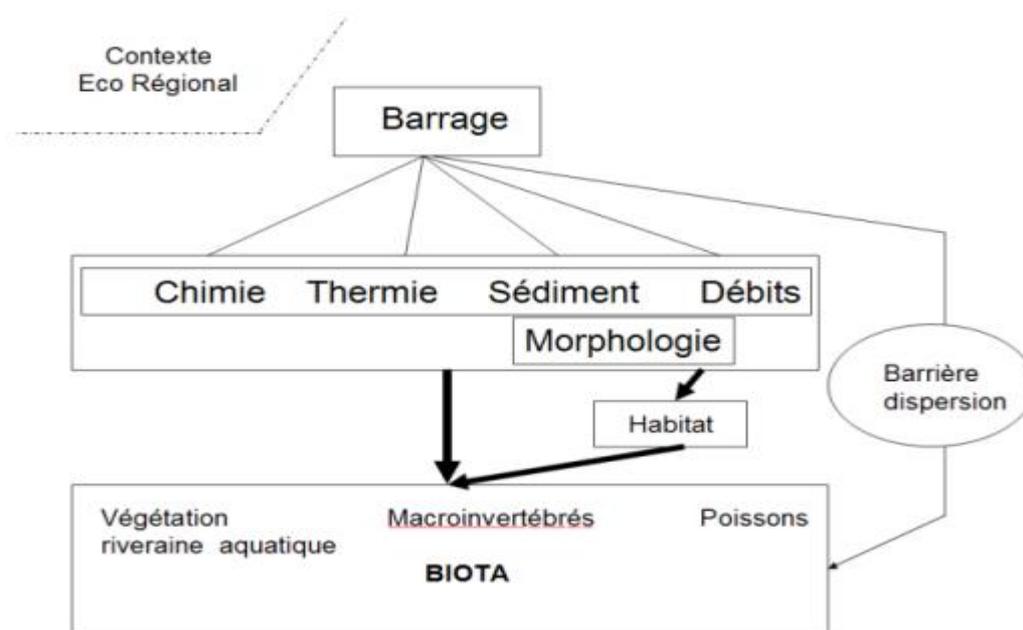


Figure IX.01 : Principaux compartiments susceptibles d'être influencés.

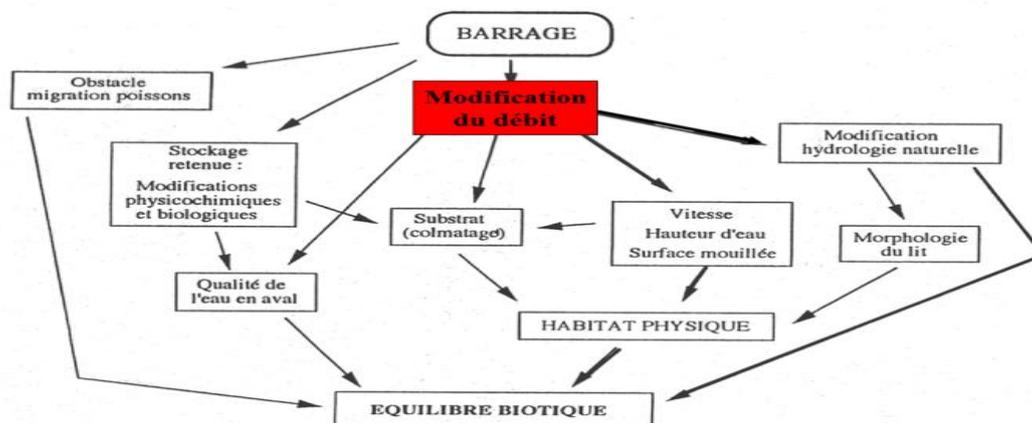


Figure IX.02 : Effets potentiels plus détaillés des modifications aval de débit

IX.1 Caractérisation des impacts :

Les termes suivants sont normalement utilisés pour caractériser les impacts :

- **Direct-indirect** : caractérise un impact direct causé par le projet lui-même (par exemple, la submersion d'un forêt) et un impact indirect conséquence d'une modification due au projet (par exemple, présence de moustiques dans la zone du réservoir, ce qui peut être cause de malaria).
- **Total-partiel** : caractérise l'ampleur d'un impact sur un élément spécifique (par exemple une zone d'habitation dans l'emprise de la retenue peut être partiellement ou totalement submergée).
- **Permanent-transitoire** : caractérise la durée de l'impact (par exemple, le barrage coupe la rivière de façon permanente, par contre les nuisances dues au chantier sont de durée limitée).
- **Impacte-négligeable** : caractérise la signification de l'impact (par exemple, la submersion de monuments historique est à considérer comme importante, par contre celle de terres non cultivables comme négligeable).
- **Positif-négatif (parfois désirable-indésirable)** : caractérise des impacts sur l'activité humaine, mais dépend de la perception des impacts et de ses conséquences (par exemple, la submersion d'un village est impact négatif, alors que la possibilité de pêche dans le lac est impact positif).
- **Acceptable-inacceptable** : acceptable signifie << en accord avec les bases légales, si elles font défaut, un consensus doit être recherché, la conséquence d'un impact inacceptable peut conduire à une remise en question du projet.

IX.2 Exemples d'impacts :

- ✓ Impacts liés à l'atmosphère : incidence sur le climat,
- ✓ Impacts liés à la création d'une barrière à l'écoulement : migrations des poissons,
- ✓ Impacts liés à la création d'une retenue : effet sur les poissons,
- ✓ Impacts liés à la modification du régime d'écoulement à l'aval : fluctuations des débits,
- ✓ Impacts hors retenue : installations de chantier.

IX.3 Mesures techniques :

En ce qui concerne la mitigation d'impacts négatifs, les mesures qui peuvent être prises sont de trois sortes :

1. Mesures de sauvegarde (renoncement, préservation) :

Mesures (modification du projet, choix d'un autre site, etc.) pour prévenir qu'un certain impact se produise vraiment, ce qui conduit dans de nombreux cas sur une décision, car certains impacts ne peuvent être évités qu'en renonçant au projet. Ceci doit être considéré comme une option.

2. Mesures de minimisation :

Réduction d'un impact en appliquant des mesures adéquates (par exemple, réduction de la hauteur du barrage et par conséquent de la dimension de la retenue pour limiter la zone submergée ou le défrichement pour réduire sur la qualité de l'eau).

3. Mesures de compensation :

Recours à des mesures de compensation dans le cas où un impact ne peut pas être évité et qu'une mesure de mitigation n'est pas possible. Avec cette solution, l'objet concerné est remplacé dans un autre lieu par quelque chose de valeur égale ou supérieure. Une telle compensation peut conduire à fournir à un agriculteur des champs cultivables de même grandeur et valeur ailleurs ou de remplacer une surface de forêt par une reforestation dans un autre endroit.

IX.4 Impact de la retenue de MECHIKEL sur l'environnement :

En complément, une étude du risque occasionnée par une rupture éventuelle du barrage de MECHIKEL a été menée de façon à évaluer l'emprise des zones inondées, celle-ci est affectée par l'onde de submersion après que ce soit déclenché le phénomène de « renard » qui marque le déclenchement du processus de rupture.

IX.5 Problèmes de réalisation :

En ce qui concerne les autres aspects physiques, les aspects biotiques et socio-économiques, les effets potentiellement négatifs découlant de la réalisation et de l'exploitation du système Oued sont liés aux problèmes suivants :

- Déplacement des populations touchées par la mise en eau des retenues,
- Nuisances de voisinage liées aux chantiers,
- Interruption d'infrastructures par la création des retenues,
- Modification des paysages locaux par les zones d'emprunts, les pistes et la création des retenues,
- Destruction des végétaux et d'habitats de faune sauvage,
- Réduction des débits transitant en aval des ouvrages en phase de remplissage,
- Risque de dégradation de la qualité des eaux dans les retenues et en aval via l'eau lâché,
- Risques sanitaires de maladies à mode de transmission hydrique,
- Modification des pratiques agricoles et influence sur les équilibres socio-économiques.

IX.5.1 Déplacement de la population :

La création de la retenue de MECHIKEL ne pose pas un problème de déplacement de population car elle a une petite capacité

Les compensations peuvent prendre plusieurs formes qui relèvent des choix de l'Etat, par exemple : la mise à disposition de terres dans un autre secteur de la commune, mis à disposition de logements, proportion d'emplois dans d'autres régions ou villes.

IX.5.2 Nuisances au voisinage des chantiers :

La recommandation principale pour pallier ces nuisances consiste à organiser le fonctionnement des chantiers en tenant compte des habitudes de vie et des contraintes des habitants proches de sites à aménager et à développer une information ciblée auprès de la population.

IX.5.3 Interruption d'infrastructures :

Routes, lignes électriques et téléphoniques, réseaux d'eaux éventuels, interrompus par la mise en eau des retenues, doivent être établis en tenant compte de l'éventuel changement d'emplacement des hameaux ou logements reconstruits.

IX.5.4 Modification des paysages :

La création des retenues va modifier les paysages locaux en transformant des sites de vallées plus aux moins encaissés et valoriser par l'agriculture en surfaces en eau cette transformation revêt un caractère subjectif et peut être perçue positivement (rupture de l'uniformité, effet miroir, grande étendue lisse) ou négativement (contraste avec le milieu environnant) selon les individus.

Les effets potentiellement négatifs sont davantage liés aux pistes à créer pour la desserte des chantiers, aux carrières d'extraction de matériaux et aux zones de décharge.

Il conviendra de supprimer les pistes à la fin des travaux (sauf celle qui peuvent trouver une affectation utile aux déplacements locaux)

Concernant les zones d'emprunt, on peut avancer trois positions :

- Les zones d'emprunt situées dans l'emprise des retenues disparaîtront avec la mise en eau. Elles ne donnent pas lieu à précautions particulière,
- Les zones d'emprunt correspondant à des sites de carrière déjà en exploitation devront faire l'objet d'un mode d'exploitation respectant la sécurité des lieux et correspondant aux prescriptions réglementaires en vigueur,
- Les zones d'emprunt à créer en dehors de l'emprise des retenues devront faire l'objet d'une attention particulière

Pour les zones de décharges des matériaux non utilisées provenant du creusement des galeries, des décapages de sites, des constructions d'ancrage des ouvrages etc. il conviendra de procéder dans le même esprit que pour les zones d'emprunts.

IX.5.5 Destruction de végétaux et d'habitats de la faune sauvage :

Il n'existe pas d'alternative à cette situation. Par contre, on peut considérer que la présence de retenues va entraîner la création de nouveaux biotopes et favoriser l'installation d'espèces inféodées à l'eau. Il y aura donc transformation des conditions de milieux et des écosystèmes locaux associés.

IX.5.6 Réduction des débits transitant à l'aval des ouvrages :

Pour éviter l'assèchement des rivières et ses conséquences sur le milieu et sur les usages en aval, il est préconisé de maintenir à l'aval des ouvrages existant de 1/40 des apports naturels.

Vu les faibles valeurs correspondantes pour les ouvrages à créer et dans un souci de simplification de la gestion, il est proposé de maintenir ce débit en tout temps à l'aval des ouvrages à créer.

IX.5.7 Risque de dégradation de la qualité des eaux dans les retenues :

Une dégradation significative de la qualité de l'eau stockée entraînerait des désordres locaux et à l'aval qui ont été précisés dans la deuxième partie du présent dossier et dont l'inconvénient majeur est lié à l'usage AEP prévu pour cette ressource.

Plusieurs mesures peuvent éviter ou limiter ces altérations :

- Surveiller la qualité des apports
- Connaître l'évaluation de la qualité de l'eau des retenues

- Réduire les apports potentiellement polluants
- Adapter la gestion des retenues de façon à éviter l'alimentation en période de crues (pour limiter les apports en matières en suspension)
- Eviter l'alimentation en cas de problème constaté en amont (par exemple une pollution accidentelle à une retenue moduler la hauteur des prises d'eau pour les restitutions de façon à favoriser les mélanges, atténuer la satisfaction thermique, favoriser la chasse de particules sédimentées.

IX.5.8 Risques sanitaires :

L'effet négatif potentiel du projet sur la santé publique est lié au développement possible d'insectes, vecteurs potentiels de maladies, dû à la présence de conditions écologiques favorables. Si aucun cas de paludisme et de schistosomiase n'est répertorié, des secteurs proches sont considérés comme zone endémiques de Leishmanioses.

La précaution consiste à organiser un contrôle du développement des vecteurs, larves et mollusques. Ceci passe par des moyens de lutte mécanique et chimique sur les berges et des plans d'eau susceptibles d'héberger les insectes. La lutte chimique doit être réservée au cas de problème avéré ou de risque probable de façon à éviter les phénomènes de résistance des insectes aux produits.

IX.5.9 Modification des pratiques agricoles :

La mise à disposition d'eau pour l'irrigation conduira à des modifications des pratiques agricoles dont on attend des effets bénéfiques. Cependant, des effets négatifs peuvent également survenir tant sur le facteur de production « sol » que sur les équilibres socio-économiques de région.

Pour éviter des désordres en matière de pédologie, de nappes souterraines etc., consécutives à une mauvaise maîtrise des techniques d'irrigation vis-à-vis des capacités des sols en place, il s'agira d'organiser ou de favoriser la mise en œuvre d'un accompagnement technique des agriculteurs.

De même, la filière amont doit s'organiser pour pouvoir répondre aux besoins en approvisionnement et en matériels, et la valorisation des produits par les filières locales de commercialisation et/ou de transformation devra être encouragée ou incitée pour dynamiser les retombées dans l'économie de la région et y développer les plus-values.

Conclusion :

Considérant que l'environnement est un capital essentiel, l'étude sur celle-ci s'avère primordiale afin d'éviter des risques imprévus. La réalisation des travaux peut affecter l'environnement sur les aspects physique, biotiques et socio-économiques.

Les actions mis en place se concrétisent sous forme d'intervention et d'évaluation pour objectif d'éviter les problèmes décrits au-dessus, ces considérations peuvent déloger les effets négatifs des travaux.

Conclusion Générale :

Dans notre travail, nous avons défini les caractéristiques les plus adaptées pour la réalisation de la retenue collinaire en se basant principalement sur les données collectées, les points suivants peuvent être résumés :

- Délimitation du bassin versant, les couches de remplissage du barrage et l'axe de la digue et ces ouvrages annexes à partir d'un levé topographique et une carte d'état majeure.
- L'étanchéité du site de la retenue collinaire et son assiette est totalement assurée par les argiles rouges Mio-pliocènes formant le Bed rock. Et les matériaux de construction d'une digue en terre homogène sont disponibles qualitativement dans la cuvette de ce site.
- L'hydrologie du site favorise totalement la réalisation de la retenue à partir des résultats de paramètres, le dimensionnement du barrage, la régularisation et le laminage de crues.
- Le choix de la variante de la digue a été obtenu en respectant l'aspect technico-économique. La variante choisie est la digue homogène.
- Toutes les conditions défavorables ont été incluses dans le calcul des ouvrages annexes pour assurer la sécurité du barrage.
- La bonne organisation de chantier provoque une bonne circulation des travaux dans la retenue collinaire.

Donc la retenue de l'Oued MECHIKEL est faisable du point de vue géologique, hydrologique et économique.

Références bibliographiques :

- 1- **TOUAIBIA, B. (2004)** Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie.
- 2- **BENLAOUKLI B et TOUAIBIA B (2004)** : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida
- 3- **GERARD DEGOUTTE (1997)** : petits barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. Edition Cemagref.
- 4- **Eléments d'hydrologie de surface (2000)** Université de Nice (Sophia Antipolis)
- 5- **United States department of the interior, 1960.**Design of small dams. A Water Resources Technical Publication. Third Edition, 1987.

Site Web :

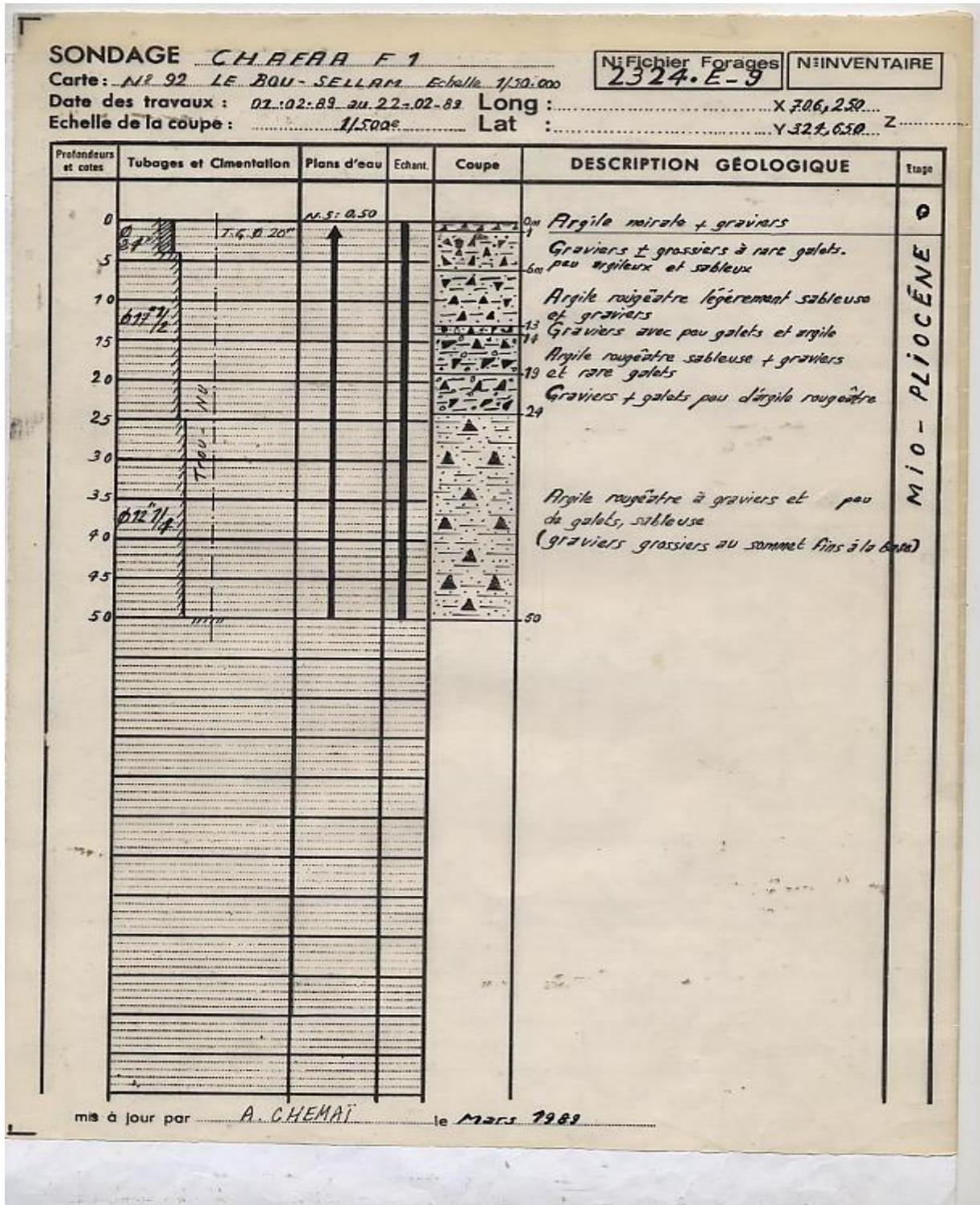
- 1- <http://www.google.dz/url?sa=t&source=web&rct=j&url>
- 2- http://horizon.documentation.ird.fr/exl-doc/pleins_textes/pleines_textes_4/hydrologie_cont/26519.pdf&ved=0ahUKEwi-4s_po9zUAhQKHekuA4KQFggmlMAI&usg=AFQjCNH7LQVXn5I5ATMtVNyKCzP30qatuA
- 3- http://www.hydrologie.org/BIB/manuels/Laborde_2009.pdf
- 4- http://documents.irevues.inist.fr/bitstream/handle/2042/32784/C&T_1992_26_134.pdf?sequence=1
- 5- http://www.doc-developpement-durable.org/file/construction-Maisons_et_barrages-irrigation/barraes%20seuils_principaux%20impacts%20environnementaux.pdf
- 6- http://scholar.google.fr/scholar?cluster=4935780342186776563&hl=fr&as_sdt=2005&sciodt=0.5
- 7- <http://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pfd/pb2002-fr.pdf&ved=0ahUKEwjy4aiAo9zUAhUG1RQKHZsJADoQFggcMAE&usg=AFQjCNHtpBXT6xpb0nyYmb42xKNdkirbkg>
- 8- http://www.grr.ulaval.ca/gae_3005/References/barrages/petirs_barrages.pdf&ved=0ahUKEWjy4aiAo9zUAhUG1RQKHZsJADoQFggpMAU&usg=AFQCNHcAjZCtYKCVA3nBfkm-9XdDFDj8Q

LES ANNEXES

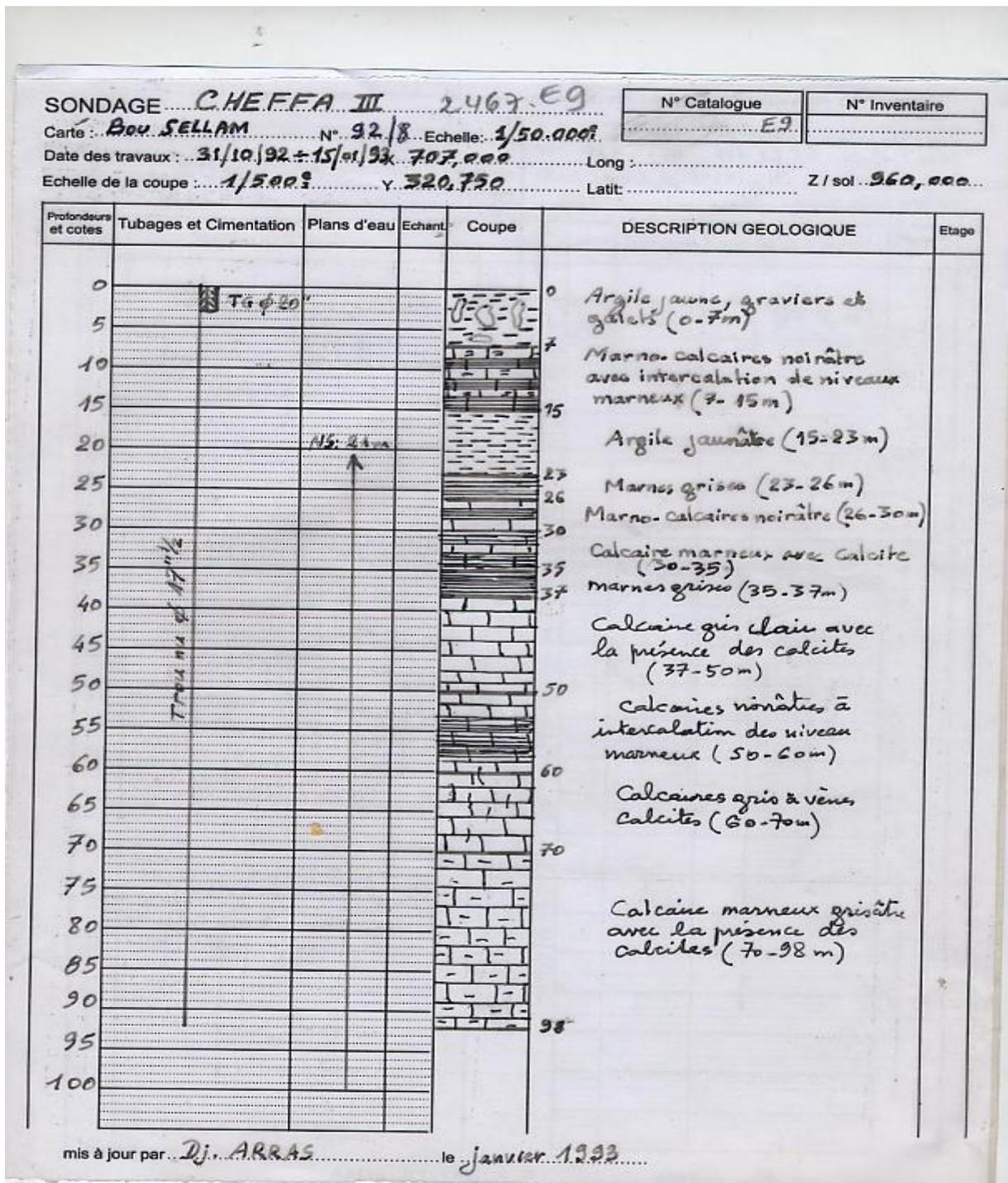
Annexes N° 01.1 : la carte d'état majeure LE BOU SELLAM N° 92



Annexes N° 01.3 : la fiche technique des forages sur le BOU SELLAM (1989)



Annexes N° 01.4 : la fiche technique des forages sur le BOU SELLAM (1993)



Annexe N°02.1 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles (mm)

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Pa (mm)
1975	50,9	3,1	47,2	36,8	12,8	60,3	50,8	122,3	128,9	25,2	34,8	13,3	586,4
1976	32,9	37,4	34,9	45,9	40,1	1,9	9,8	35,3	35,6	22,4	0	0	296,2
1977	0	14,3	78,2	6,4	41,9	18,7	22,1	67,7	35	9,8	0	5,6	299,7
1978	5,3	32,8	26,9	4,5	35,1	55,3	32,5	70	13,9	8	13	12	309,3
1979	69	20,1	19,2	5,9	32,8	20,8	59,9	37,8	53	1,5	0	1,4	321,4
1980	2,6	11,2	49,3	84,9	12,8	32,5	39,6	31,2	18,9	11,9	3,1	10,6	308,6
1981	45,7	23	4,5	59,8	112,1	33	61,5	98,8	73,4	10,5	0	5,9	528,2
1982	38,9	50,3	54,8	100,4	0	18,6	24,2	33,7	23,3	0,7	5	23	372,9
1983	0	13,9	24,8	15,7	83,5	111,6	30,3	46	24,5	10,1	0	5,4	365,8
1984	2,6	61,4	15,9	96,7	57,3	24,1	113	23,6	41,6	7,4	0	0	443,6
1985	26,5	39,4	10,6	35	31,2	30,8	91,1	22,7	16,5	27,3	0	10,9	342
1986	57	21,2	57,6	146,3	28,3	58,7	33,9	13,5	44,3	9,5	20,7	4	495
1987	0	15	43,3	19,3	1,5	7,8	17	7,6	32,1	12,7	0	1,5	157,8
1988	16,7	0	18,8	18,3	7	4,6	8,2	61,9	4,5	30,7	11,6	10	192,3
1989	10	26,4	11,2	11,8	30,6	1,5	19,5	42,4	59,9	13,7	10,4	77,3	314,7
1990	9,2	2,3	67,1	62	5	51,4	26	34,4	68,7	7,3	1,3	3,5	338,2
1991	48,2	67	20,4	14,3	9,7	29	44,6	50,3	86,9	42	94,4	0	506,8
1992	20	22	23,9	87,4	9	26,5	29,1	9	44,1	7,4	0	3,9	282,3
1993	34,9	2,8	59,2	28,3	15,9	32,2	13,1	31	1,9	0	3,4	0	222,7
1994	102	66,6	4,6	15,4	77,5	33,8	54,7	32,5	3,5	30,5	3,8	0,8	425,7
1995	50,2	12,7	16,6	12,4	49,3	97,3	53,5	63,4	59,6	102,5	6,2	22,4	546,1
1996	13,8	4,1	12,5	24,9	38,1	11,8	1,7	53,2	28	12,2	6,2	19,4	225,9
1997	29	28,2	67,1	20,6	10,4	36,5	4,2	40,3	89,6	2,1	0	16,3	344,3
1998	78,8	6,8	51,9	20,1	75,2	33,6	20,2	7,7	2,3	0,7	0	9,1	306,4
1999	40,2	9,2	15,4	60	0,6	0	15,9	12,8	83,1	17,5	0	3,5	258,2
2000	11	23,3	12,9	61,9	63,1	21,5	7,2	33,8	12,4	0	0	0,3	247,4
2001	65,7	8,2	32,6	8,7	13,9	27,3	5,2	11,2	8,5	0,4	31	40,3	253
2002	0,4	25,2	152,7	76	137,7	49,8	36,7	121	34,5	35,9	4	58,6	732,5

2003	18,4	78	25,8	107,4	18,9	12,3	50,5	74	101,5	27	5,5	14,7	534
2004	62,9	34,7	67,6	117,8	43,7	59,3	4,4	70,4	1,1	16,8	6,9	7	492,6
2005	35	31,2	87,3	41,2	44,9	35,8	13,3	45,5	80,2	3,5	5,4	0	423,3
2006	88,6	2,8	15,3	53	12,8	31,7	94	66,8	34,1	46,7	6,1	0	451,9
2007	94,5	42,7	20	10,8	4,4	41,2	58,4	25,6	89,6	4,3	33,5	36,9	461,9
2008	32	35,7	46,8	51,5	111,1	37	44,3	95,9	11,4	6,7	1,6	39,3	513,3
2009	66,1	18,4	42,8	35,1	42,6	50,8	56,3	44,9	60	5,7	7,7	33,8	464,2
2010	1,2	65,6	73,7	36	26,1	71,8	38,4	113,4	54,2	34,5	0,7	13,1	528,7
Moyenne	35.5	26.58	39.26	45.35	42.49	35.3	36.09	48.66	43.35	16.73	8.78	14.84	392.72

Annexe N° 2.2 : Pluies maximales journalières (mm)

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Pjmax (mm)
1975	18,5	2,7	15,4	9,4	7,7	19	11,4	28,3	41,5	21	16,2	13,3	41,5
1976	23,6	11,5	13,9	10,5	21,4	1,9	4,3	13,4	20,8	12,3	0	0	23,6
1977	0	6,5	39,3	3,8	17,2	4,4	8,2	33,8	12,8	9,8	0	3,2	39,3
1978	3,8	9	8,2	2,7	8,8	30	7,2	26,3	4,6	12	5	7	30
1979	21,3	4,3	7,6	2,1	17,2	8,1	25,9	16,5	17,1	1,5	0	0,9	25,9
1980	2,6	6,5	13,5	26	4,8	13	18,6	11,6	9,6	7,1	2,3	5,4	26
1981	24,1	12,4	4,5	22,6	28,5	10,5	38,4	57,5	21	10,5	0	5,9	57,5
1982	12	18	10,4	24	0	8,5	12,8	21,2	9,2	0,7	2,6	15,5	24
1983	0	7,9	5,2	10,5	26,6	31,8	8,8	11,7	15	5,5	0	4,2	31,8
1984	2,6	20	4,8	17,4	11,8	8,5	38,5	11,6	18	7,4	0	0	38,5
1985	7,8	14,5	7,5	12,5	6,5	9,2	37,5	20,5	10,5	13,8	0	7,2	37,5
1986	36	4,4	22	95,5	8	14,8	26,4	9	35	7	10,5	4	95,5
1987	0	15	9,5	7	1	3,7	6	3	9,7	7	0	1,5	15
1988	8,4	0	7	10,2	5	2,8	5	21,5	2,5	8	7,5	4	21,5
1989	8	25,3	3,1	2,5	11,3	1,5	7,6	27,2	25,8	8,5	9,5	72,4	72,4
1990	2,9	0,9	13,1	13,5	2,8	13,2	22	9,9	24,9	4,2	1,3	2,7	24,9
1991	13,4	26,8	12,4	6,7	8,1	25,7	10,7	13,6	30,4	37,9	49,8	0	49,8
1992	8,9	10,3	12,9	30	7	11,7	11,4	8,5	15,5	5,9	0	2,5	30
1993	19,6	1,7	25,9	12,2	9,6	12,4	10,3	12,2	1,9	0	2,9	0	25,9
1994	69,9	34,4	4,2	5,5	20,6	10,5	14,9	19,8	1,9	8,3	1,9	0,4	69,9
1995	13,3	6,2	8,2	7,9	16,8	30,4	25,7	29,6	34,5	59,8	4,1	18,8	59,8
1996	6,7	1,8	4,5	4,6	12,8	7,3	1,2	15,8	24,9	6,7	5,6	8,9	24,9
1997	13,4	6,9	14,1	6,8	2,3	10,4	1,4	14,8	20,9	1,4	0	8,4	20,9
1998	27,6	3,9	11,3	6,7	19,7	16,6	9,9	6,3	2,1	0,7	0	3,8	27,6
1999	10,5	4,3	12,1	33,8	0,4	0	9,5	5,4	43,8	17,2	0	3,5	43,8
2000	4,7	9,6	5,9	16,9	11,8	8,4	5,4	30,6	8,8	0	0	0,3	30,6
2001	20,8	4,6	7,9	2,8	4,9	22,8	2,5	4,3	5,8	0,4	9,8	13,6	22,8

2002	0,4	7,8	37,9	18,8	27,8	24,8	16,9	34,9	14,8	15,8	1,7	38,8	38,8
2003	6	19,8	13	22,8	7,9	8,4	16,2	14,8	36,5	26,8	4,6	4,9	36,5
2004	17,8	17,9	43,7	35,8	15,8	12,5	2,8	23,8	0,7	5,9	6,9	3,8	43,7
2005	11,8	12,7	27,7	12,4	16,4	18,3	6,8	38,9	56,8	2,9	2,3	0	56,8
2006	32,7	1,9	14,4	13	10,9	14,8	18,2	18,8	14,8	23,7	2,1	0	32,7
2007	33,8	23,6	6,8	3,8	4,2	20,3	24,7	14,8	45,7	1,8	12,7	14,8	32,7
2008	14,6	14,9	22,3	15	27,3	11,9	14,8	38,6	5,5	5,8	1,1	30,2	38,6
2009	12,6	10,7	16,4	8,8	14,2	12,8	23,7	12,4	32,7	3,5	2,9	11,8	32,7
2010	0,9	24,8	20	11,1	7,5	17,9	10,3	54,1	21,4	13,6	0,7	6,9	54,1

Annexe N° 2.3: La série des apports liquides de la station de MAGRAOUA s'étale sur une période de 15 ans d'observations

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Apport annuel hm ³
1977	1,43	0,75	2,64	6,24	11,69	2,58	0,78	0,87	0,44	0,16	0,05	0,05	27,68
1978	0,05	0,08	0,50	0,24	0,41	0,93	0,79	5,41	0,77	0,24	0,02	0,83	10,29
1979	0,05	0,17	0,23	0,44	0,42	1,05	5,31	9,12	1,02	1,85	0,17	0,02	19,85
1980	11,45	0,23	0,38	0,18	0,34	0,29	4,57	0,63	0,56	0,19	0,00	0,04	18,87
1981	0,24	0,06	0,21	2,71	5,78	4,77	1,96	3,01	0,45	0,30	0,02	0,04	19,56
1982	5,03	1,00	0,19	1,93	3,88	30,05	17,91	14,36	11,91	6,06	0,39	0,58	93,28
1983	2,51	3,13	3,03	17,47	12,75	5,03	3,24	1,06	0,57	0,24	0,08	0,03	49,13
1984	0,4797	0,7981	0,2036	2,128	0,5429	0,3503	4,291	0,5978	0,1434	0,2768	0	0,0306	9,84
1985	2,532	0,4308	0,479	2,531	4,379	8,656	3,928	3,036	0,7691	0,2965	0,1259	0	27,16
1986	0	0,3331	0,5509	0,2017	0,1998	0,1653	0,316	0,1377	0,1652	0,0129	0	0	2,08
1987	0,023	0,0005	0,1303	3,99	1,468	1,382	0,8592	0,9822	0,756	0,2047	0,219	0,0823	10,10
1988	0,8393	0,077	0,0543	0,2255	0,3385	0,0769	0,05	0,4443	1,389	0,0451	1,284	3,877	8,70
1989	0,8483	0,0008	1,634	1,892	0,2629	1,087	2,066	0,8949	0,3067	0,2306	0,0812	0	9,30
1990	0,9506	1,161	0,0901	0,1011	0,2629	0,3489	0,6401	2,399	3,041	1,187	0,4898	0,0287	10,70
1991	0,2612	0,0298	0,2663	1,774	3,952	1,114	8,764	1,469	0,3996	0,0216	0	0,0392	18,09
1992	0,95	1,16	0,09	0,10	0,26	0,35	0,64	2,40	3,04	1,19	0,49	0,03	10,69
1993	0,26	0,03	0,27	1,77	3,95	1,11	8,76	1,47	0,40	0,02	0,00	0,04	18,09
1994	0,27	0,03	0,18	1,50	0,82	1,15	0,25	0,23	0,04	0,00	0,00	0,00	4,47
1995	4,07	3,34	0,05	0,14	10,81	2,70	5,46	1,57	0,27	0,56	0,00	0,00	28,99

Annexe N° 2.4 : Série chronologique des crues observées à la station de MEGRAOUA

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Qmax
1976-1977	40,20	6,04	13,32	15,97	24,90	1,69	0,60	0,94	2,75	0,15	0,03	0,03	40,20
1977-1978	0,12	0,86	3,88	0,12	0,49	0,78	1,02	37,80	4,76	0,34	0,02	13,32	37,80
1978-1979	0,7	0,87	1,49	0,61	1,25	3,28	13,62	21,2	3,28	67,9	0,56	0,01	67,90
1979-1980	185,40	0,29	0,86	0,19	4,90	1,61	42,60	3,82	1,96	0,26	0,01	5,78	185,40
1980-1981	3,82	0,03	4,90	19,90	7,54	4,90	4,36	67,90	1,61	4,63	0,05	0,66	67,90
1981-1982	52,65	18,60	0,10	33,80	19,25	29,00	45,85	50,10	46,70	202,20	0,28	50,95	202,20
1982-1983	74,35	74,35	21,98	80,05	9,30	2,49	1,63	0,98	0,76	0,18	0,07	0,08	80,05
1983-1984	16	19,25	7,93	8,32	1,764	1,446	50,1	3,84	1,87	10,78	0	3,84	50,10
1984-1985	87	19,25	13,58	17,3	3,84	21,2	5,6	8,71	5,6	0,199	6,84	0	87,00
1985-1986	0	30,6	11,34	3,32	0,245	0,078	1,068	1,764	9,1	0,796	0	0	30,60
1986-1987	1,068	0,0125	1,552	27,44	1,204	6,53	2,056	5,6	37	1,552	11,9	14,7	37,00
1987-1988	33,84	0,209	0,023	0,1586	5,67	0,0476	0,023	35,42	16,34	1,385	91	86,13	91,00
1988-1989	22,78	0,0044	45,25	14,18	4,05	8,048	13,1	5,94	3,316	0,347	8,832	0,0004	45,25
1989-1990	25,94	25,94	0,0784	0,0784	4,05	6,48	0,6398	8,81	31,47	21,99	13,1	0,021	31,47
1990-1991	10	0,384	4,84	14,72	6,43	0,6914	10	2,62	3,78	1,118	0	1,692	14,72
1992-1993	34,63	62,50	0,08	0,08	4,84	6,43	0,64	8,81	26,73	29,89	15,80	0,02	62,50
1993-1994	10,40	0,38	10,40	17,96	6,43	0,69	15,26	2,62	15,80	1,69	0,00	2,39	17,96
1995-1996	21,20	0,69	14,18	5	40,30	17,96	0,27	6,17	0,02	0,00	0,00	0,00	40,30
1996-1997	126,20	77,35	0,06	1,37	30,68	2,16	21,20	5,64	2,39	34,63	0,00	0,00	126,20

Annexe N° 2.5 : laminage de crues pour des différentes largeurs du déversoir

Tableau 2.5.1 : Pour B=5m et Hd=1.68m

Hd m	Cote (m)	B (m)	Surface	S (m3)	O (m3/s)	2S/T+O (m3/s)
0	901,5	5	2804927,1	15595394,676	0,00	17328,22
0,5	902	5	2806482,8	15604044,368	3,84	17341,66
1	903	5	2809594,2	15621343,752	10,85	17367,90
1,5	904,5	5	2814261,3	15647292,828	19,94	17405,82
1,68	906,18	5	2819488,452	15676355,793	23,63	17441,8

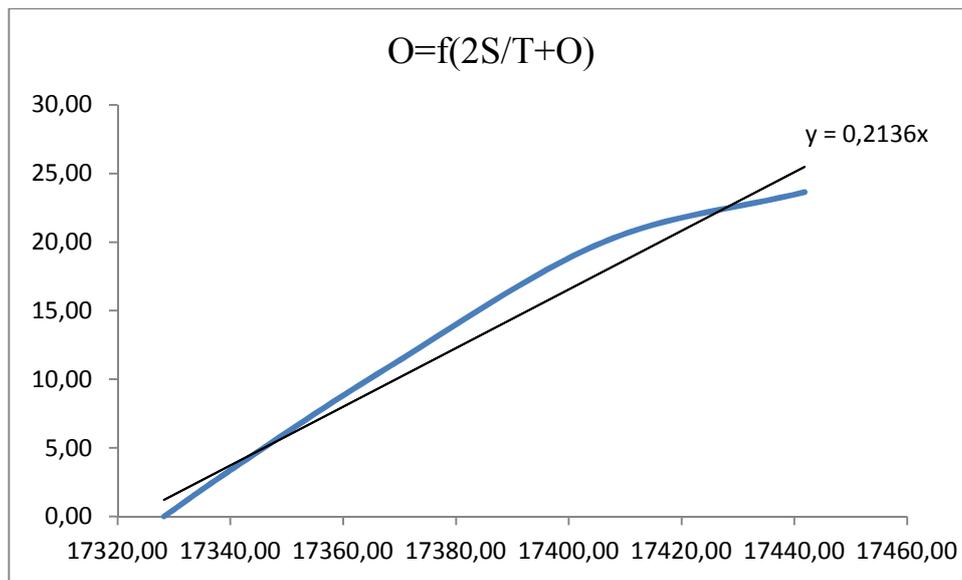


Figure 2.5.1 : Représentation graphique de $O=f(2S/T+O)$

Tableau 2.5.2: Détermination de l'hydrogramme de sortie

temps	I	I1+I2	2*S/T+O	2*S/T+O-2*O	O
0	0	0	0	0	0
0,5	2,152	2,152	2,152	1,233	0,460
1	8,608	10,760	3,385	1,939	0,723
1,5	19,368	27,976	12,699	7,274	2,712
2	3,298	22,666	35,250	20,191	7,529
2,5	1,491	4,789	42,857	24,549	9,154
3	0,505	1,996	29,338	16,805	6,267
3,5	0,091	0,596	18,801	10,769	4,016
4	0,001	0,092	11,365	6,510	2,428
4,5	0	0,001	6,602	3,782	1,410

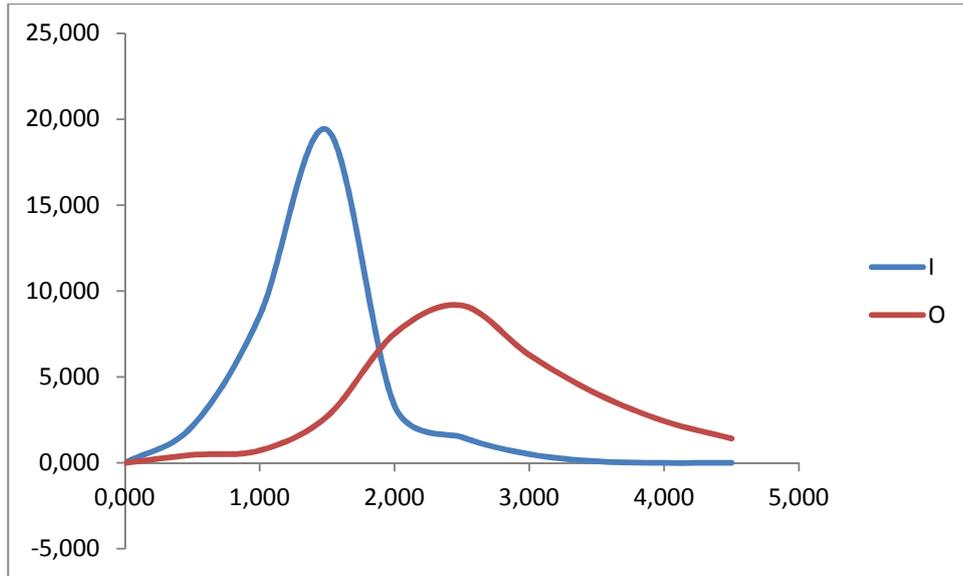


Figure 2.5.2: Hydrogramme de crue d'entrée et de sortie pour B=5m

Tableau 2.5.3: Pour B=6m et Hd=1.49m

H m	cote m	B m	surface	S (m3)	O (m3/s)	2S/T+O (m3/s)
0	901,5	6	2804927,1	15595394,68	0	17328,21631
0,5	902	6	2806482,8	15604044,37	4,60417517	17342,43125
1	903	6	2809594,2	15621343,75	13,02257394	17370,07119
1,5	904,5	6	2814261,3	15647292,83	23,92399597	17409,80492

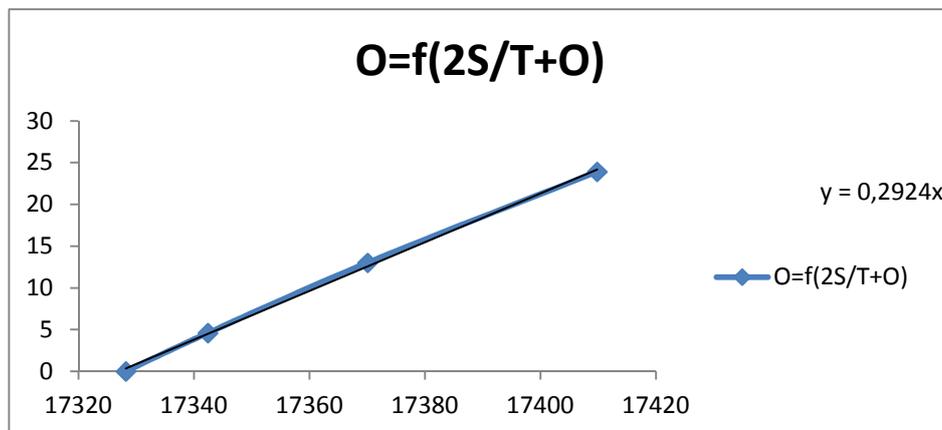


Figure 2.5.3 : Représentation graphique de $O=f(2S/T+O)$

Tableau 2.5.4 : Détermination de l'hydrogramme de sortie

Temps	I	I1+I2	2*S/T+O	2*S/T+O- 2*O	O
0	0	0	0	0	0
0,5	2,152	2,152	2,152	0,887	0,633
1	8,608	10,760	3,039	1,252	0,893
1,5	19,368	27,976	12,012	4,949	3,532
2	3,298	22,666	32,925	13,565	9,680
2,5	1,491	4,789	36,231	14,927	10,652
3	0,505	1,996	19,717	8,123	5,797
3,5	0,091	0,596	10,119	4,169	2,975
4	0,001	0,092	4,765	1,963	1,401
4,5	0	0,001	2,055	0,847	0,604

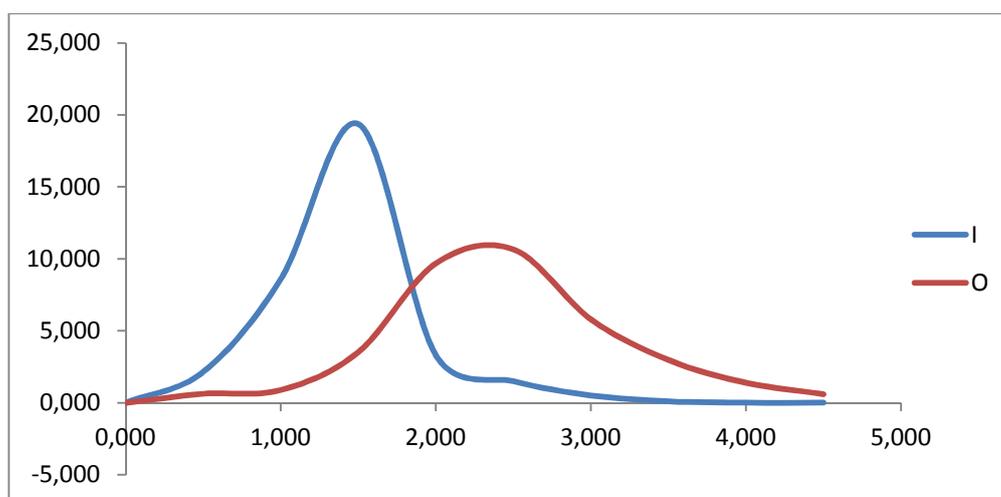


Figure 2.5.4: Hydrogramme de crue d'entrée et de sortie pour B=6m

Tableau 2.5.5: Pour B=7m et hd=1.35m

1,35	cote m	B m	surface	S (m3)	O (m3/s)	2S/T+O (m3/s)
0	901,5	7	2804927,10	15595394,68	0,00	17328,22
0,4	901,9	7	2806171,66	15602314,43	3,84	17339,75
0,8	902,7	7	2808660,78	15616153,94	10,87	17362,15
1,2	903,9	7	2812394,46	15636913,20	19,97	17394,32
1,35	905,25	7	2816594,85	15660267,37	23,83	17424,13

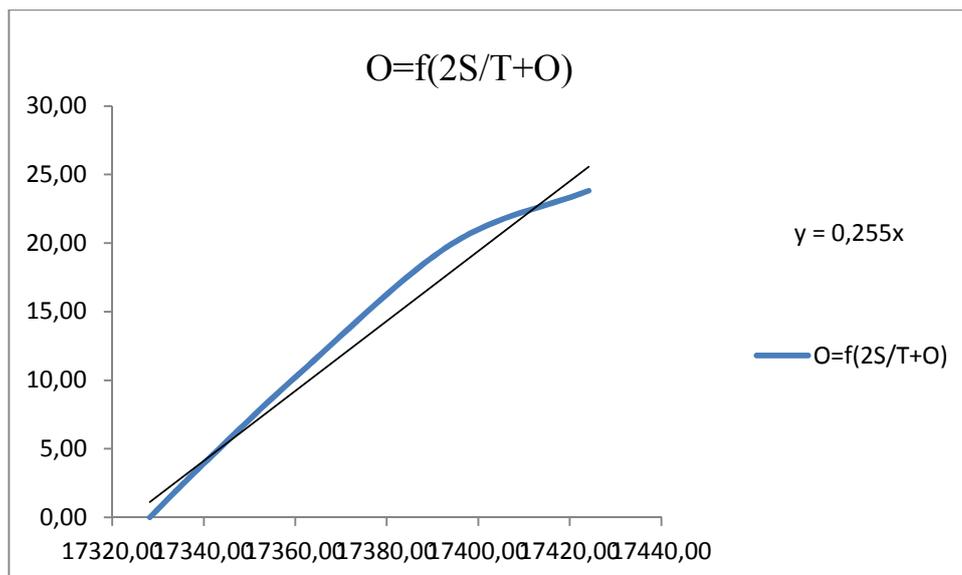


Figure 2.5.5 : Représentation graphique de $O=f(2S/T+O)$

Tableau 2.5.6 : Détermination de l'hydrogramme de sortie

Temps	I	I1+I2	$2*S/T+O$	$2*S/T+O-2*O$	O
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,500	2,152	2,152	2,152	0,861	0,646
1,000	8,608	10,760	3,013	1,205	0,904
1,500	19,368	27,976	11,965	4,786	3,590
2,000	3,298	22,666	32,762	13,105	9,829
2,500	1,491	4,789	35,771	14,308	10,731
3,000	0,505	1,996	19,098	7,639	5,729
3,500	0,091	0,596	9,635	3,854	2,891
4,000	0,001	0,092	4,450	1,780	1,335
4,500	0,000	0,001	1,872	0,749	0,562

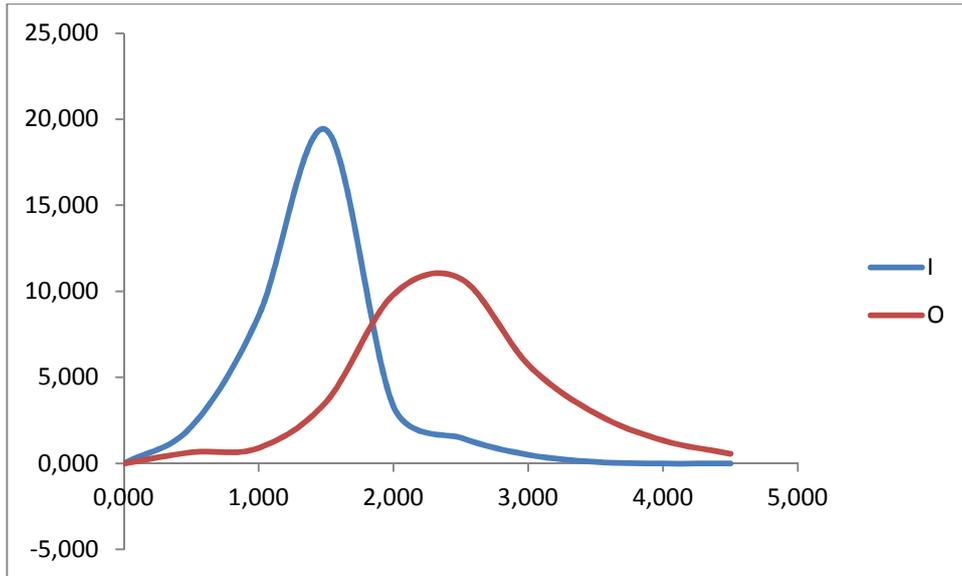


Figure 2.5.6 : Hydrogramme de crue d'entrée et de sortie pour B=7m

Tableau 2.5.7 : Pour B=8m et $h_d=1.23m$

H m	cote (m)	B (m)	surface (m ²)	S (m ³)	O (m ³ /s)	2S/T+O (m ³ /s)
0	901,5	8	2804927,1	15595394,676	0	17328,216
0,5	902	8	2806482,8	15604044,368	6,139	17343,966
0,8	902,8	8	2808971,92	15617883,875	12,424	17365,629
1	903,8	8	2812083,32	15635183,259	17,363	17389,789
1,23	905,03	8	2815910,342	15656461,502	23,686	17419,754

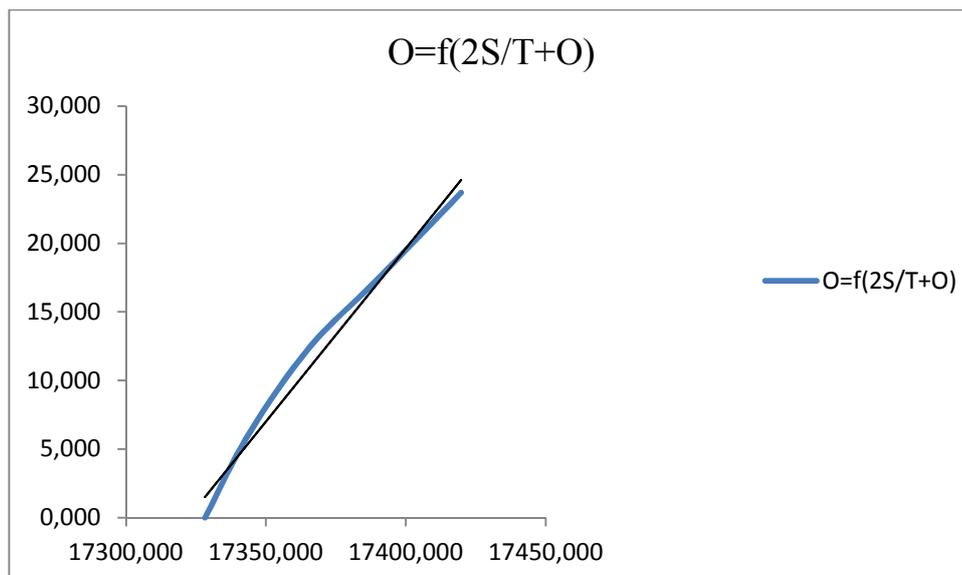


Figure 2.5.7 : Représentation graphique de $O=f(2S/T+O)$

Tableau 2.5.8 : Détermination de l'hydrogramme de sortie

Temps	I	I1+I2	2*S/T+O	2*S/T+O- 2*O	O
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,500	2,152	2,152	2,152	0,818	0,667
1,000	8,608	10,760	2,970	1,129	0,921
1,500	19,368	27,976	11,889	4,518	3,685
2,000	3,298	22,666	32,493	12,348	10,073
2,500	1,491	4,789	35,014	13,305	10,854
3,000	0,505	1,996	18,094	6,876	5,609
3,500	0,091	0,596	8,872	3,371	2,750
4,000	0,001	0,092	3,967	1,508	1,230
4,500	0,000	0,001	1,600	0,608	0,496

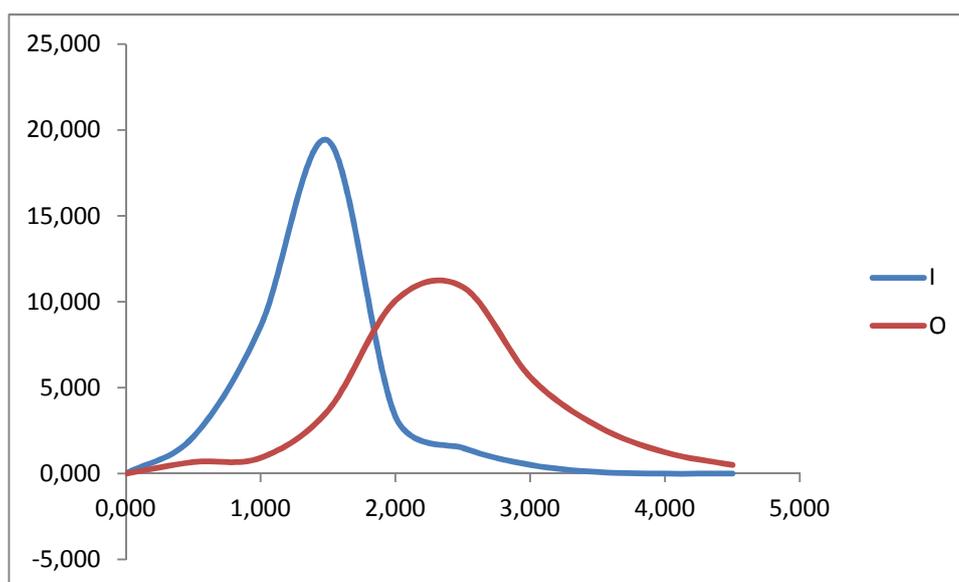


Figure 2.5.8 : Hydrogramme de crue d'entrée et de sortie pour B=8m

Tableau 2.5.9: Pour B=9m et hd=1.14m

H (m)	Cote (m)	B (m)	Surface (m ²)	S (m ³)	O (m ³ /s)	2S/T+O (m ³ /s)
0	901,5	9	2804927,1	15595394,68	0	17328,21631
0,5	902	9	2806482,8	15604044,37	6,906262756	17344,73334
1	903	9	2809594,2	15621343,75	19,53386091	17376,58247
1,14	904,14	9	2813141,196	15641065,05	23,77636001	17402,73753

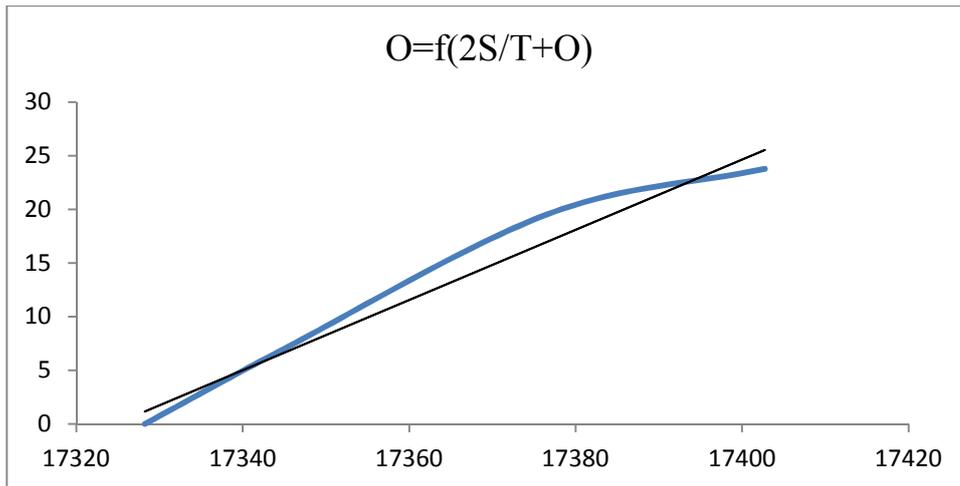


Figure 2.5.9 : Représentation graphique de $O=f(2S/T+O)$

Tableau 2.5.10 : Détermination de l'hydrogramme de sortie

Temps	I	I1+I2	2*S/T+O	2*S/T+O-2*O	O
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,500	2,152	2,152	2,152	0,746	0,703
1,000	8,608	10,760	2,898	1,004	0,947
1,500	19,368	27,976	11,764	4,078	3,843
2,000	3,298	22,666	32,053	11,110	10,472
2,500	1,491	4,789	33,776	11,707	11,035
3,000	0,505	1,996	16,496	5,718	5,389
3,500	0,091	0,596	7,714	2,674	2,520
4,000	0,001	0,092	3,270	1,133	1,068
4,500	0,000	0,001	1,225	0,425	0,400

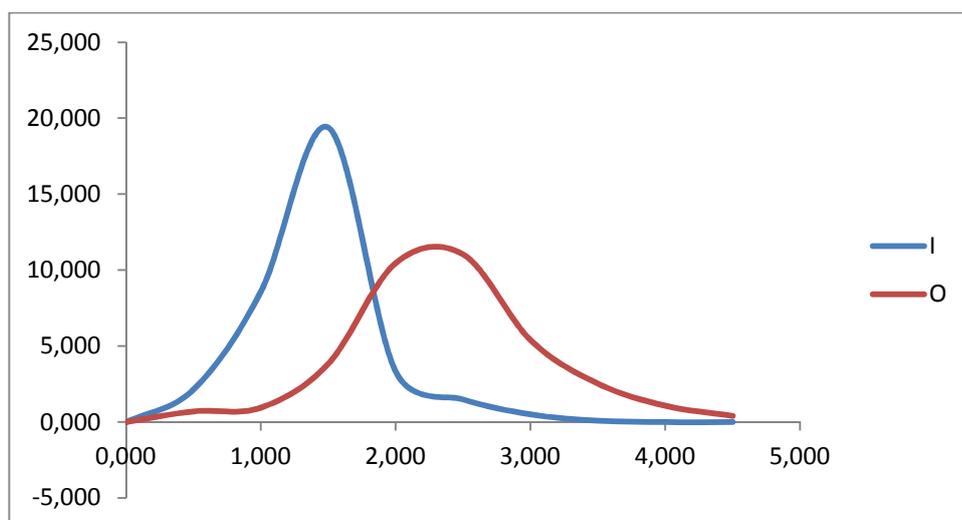


Figure 2.5.10 : Hydrogramme de crue d'entrée et de sortie pour $B=9m$

Annexes N° 03 : calcul de stabilité pour des différents types de fonctionnement

Stabilité pour vidange rapide

$a=0,1$; $\text{tang}(\varnothing)=0,45$; $\varnothing=24$; $R=29,38\text{m}$; $C=7,2$; $\gamma_1=2,06$; $\gamma_2=2,12$

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \varnothing	N*tang \varnothing	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \varnothing	dn	a*Gn*dn
-4	2,4	0	1,86	-0,3	1,0	9,5	-2,9	9,0	2,5	1,8	0,4	4,0	1,9	4,7	2,1	27,0	25,6
-3	3	1,86	3,83	-0,2	1,0	35,9	-8,3	34,9	3,2	2,3	0,4	15,5	3,8	12,3	5,5	27,0	96,8
-2	3	3,83	5,45	-0,2	1,0	58,3	-9,0	57,6	3,0	2,2	0,4	25,6	5,5	16,4	7,3	27,0	157,5
-1	3	5,45	6,76	-0,1	1,0	76,7	-5,9	76,4	3,1	2,2	0,4	34,0	6,8	21,0	9,3	27,0	207,0
0	3	6,76	7,76	0,0	1,0	91,1	0,0	91,1	3,2	2,3	0,4	40,6	7,8	24,7	11,0	27,0	246,1
1	3	7,76	8,45	0,1	1,0	101,7	7,8	101,4	3,2	2,3	0,4	45,1	8,5	26,6	11,8	27,0	274,6
2	3	8,45	8,83	0,2	1,0	108,4	16,7	107,1	3,2	2,3	0,4	47,7	8,8	28,3	12,6	27,0	292,6
3	3	8,93	8,86	0,2	1,0	111,5	25,7	108,5	3,3	2,3	0,4	48,3	8,9	28,8	12,8	27,0	301,1
4	3	8,86	8,51	0,3	1,0	108,9	33,5	103,6	3,5	2,5	0,4	46,1	8,5	29,8	13,3	27,0	294,0
5	3	8,51	7,73	0,4	0,9	101,8	39,1	93,9	3,5	2,5	0,4	41,8	7,7	26,7	11,9	27,0	274,7
6	3	7,73	6,4	0,5	0,9	88,5	40,8	78,5	3,4	2,5	0,4	34,9	6,4	21,8	9,7	27,0	238,9
7	3	6,4	4,31	0,5	0,8	67,0	36,1	56,4	3,1	2,2	0,4	25,1	4,3	13,4	5,9	27,0	180,8
8	2	4,31	0	0,6	0,8	17,8	10,9	14,0	2,2	1,6	0,4	6,2	0,0	0,0	0,0	27,0	47,9
Somme						976,9	184,6	932,6		29,0		415,0		254,2	113,1		2637,6

$K_{ss}=1.79$

$K_{as}=1.2$

Stabilité pour vidange rapide

a=0,1; tangø= 0,45;ø=24 ; C=7,2 ; $\gamma_1=2,06$; $\gamma_2=2,12$; R=25m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2,43	0	1,61	-0,25	0,97	8,29	-2,07	8,03	2,70	1,94	0,45	3,57	1,61	4,35	1,93	23,00	19,08
-2	2,5	1,61	3	-0,17	0,99	24,19	-4,03	23,85	2,81	2,02	0,45	10,61	3,00	8,43	3,75	23,00	55,64
-1	2,5	3	4,12	-0,08	1,00	37,29	-3,11	37,16	2,93	2,11	0,45	16,53	4,12	12,07	5,37	23,00	85,76
0	2,5	4,12	5	0,00	1,00	47,72	0,00	47,72	3,00	2,16	0,45	21,23	5,00	15,00	6,68	23,00	109,75
1	2,5	5	5,63	0,08	1,00	55,59	4,63	55,40	2,90	2,09	0,45	24,65	5,63	16,33	7,27	23,00	127,85
2	2,5	5,63	6	0,17	0,99	60,79	10,13	59,94	3,30	2,38	0,45	26,68	6,00	19,80	8,81	23,00	139,83
3	2,5	6	6,12	0,25	0,97	63,34	15,83	61,32	3,45	2,48	0,45	27,29	6,12	21,11	9,40	23,00	145,67
4	2,5	6,12	5,93	0,33	0,94	62,95	20,98	59,35	3,60	2,59	0,45	26,41	5,93	21,35	9,50	23,00	144,78
5	2,5	5,93	5,41	0,42	0,91	59,21	24,67	53,83	3,38	2,43	0,45	23,95	5,41	18,29	8,14	23,00	136,19
6	2,5	5,41	4,48	0,50	0,87	51,61	25,80	44,69	3,10	2,23	0,45	19,89	4,48	13,89	6,18	23,00	118,69
7	2,5	4,48	3,03	0,58	0,81	39,13	22,83	31,78	2,90	2,09	0,45	14,14	3,03	8,79	3,91	23,00	90,00
8	2,75	3,03	0	0,67	0,75	17,16	11,44	12,79	3,70	2,66	0,45	5,69	0,00	0,00	0,00	23,00	39,48
Somme						527,27	127,11	495,87		27,19		220,66		159,40	70,93		1212,72

Kss=1.39

Kas=1.01

Stabilité pour vidange rapide

R=24m a=0,1; tangø=0,45; ø=24 ; C=7,2 ; $\gamma_1=2,06$; $\gamma_2=2,12$

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	1,58	0	1	-0,25	0,97	3,35	-0,84	3,24	1,60	1,15	0,45	1,44	1,00	1,60	0,71	22,60	7,57
-2	2,2	1	2,29	-0,17	0,99	15,21	-2,54	15,00	2,30	1,66	0,45	6,67	2,29	5,27	2,34	22,60	34,38
-1	2,2	2,29	3,31	-0,08	1,00	25,82	-2,15	25,73	2,35	1,69	0,45	11,45	3,31	7,78	3,46	22,60	58,34
0	2,2	3,31	4,1	0,00	1,00	34,12	0,00	34,12	2,30	1,66	0,45	15,18	4,10	9,43	4,20	22,60	77,12
1	2,2	4,1	4,66	0,08	1,00	40,32	3,36	40,18	2,40	1,73	0,45	17,88	4,66	11,18	4,98	22,60	91,11
2	2,2	4,66	4,94	0,17	0,99	44,16	7,36	43,54	2,50	1,80	0,45	19,38	4,94	12,35	5,50	22,60	99,80
3	2,2	4,94	4,96	0,25	0,97	45,52	11,38	44,08	2,45	1,76	0,45	19,61	4,96	12,15	5,41	22,60	102,88
4	2,2	4,96	4,83	0,33	0,94	45,01	15,00	42,43	2,25	1,62	0,45	18,88	4,83	10,87	4,84	22,60	101,71
5	2,2	4,83	4,3	0,42	0,91	41,94	17,48	38,13	2,45	1,76	0,45	16,97	4,30	10,54	4,69	22,60	94,80
6	2,2	4,3	3,5	0,50	0,87	35,81	17,91	31,01	2,20	1,58	0,45	13,80	3,50	7,70	3,43	22,60	80,93
7	2,2	3,5	2,32	0,58	0,81	26,68	15,56	21,67	2,30	1,66	0,45	9,64	2,32	5,34	2,37	22,60	60,30
8	2,67	2,32	0	0,67	0,75	12,76	8,51	9,51	3,00	2,16	0,45	4,23	0,00	0,00	0,00	22,60	28,84
Somme						370,70	91,03	348,64		20,23		155,15		94,20	41,92		837,79

Kss=1.47

Kas=1.06

Stabilité pour vidange rapide

$a=0,1$; $\text{tang}\varnothing=0,45$; $\varnothing=24$; $C=7,2$; $\gamma_1=2,06$; $\gamma_2=2,12$; $R=22\text{m}$

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \varnothing	N*tang \varnothing	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \varnothing	dn	a*Gn*dn
-2	1,6	0	0,75	-0,22	0,97	2,54	-0,57	2,48	1,80	1,30	0,45	1,10	0,75	1,35	0,60	21,00	7,48
-1	2,18	0,75	1,6	-0,11	0,99	10,76	-1,20	10,70	2,22	1,60	0,45	4,76	1,60	3,55	1,58	21,00	31,64
0	2,18	1,6	2,2	0,00	1,00	17,35	0,00	17,35	2,24	1,61	0,45	7,72	2,20	4,93	2,19	21,00	51,02
1	2,18	2,2	2,5	0,11	0,99	21,43	2,38	21,30	2,20	1,58	0,45	9,48	2,50	5,50	2,45	21,00	63,02
2	2,18	2,5	2,8	0,22	0,97	24,17	5,37	23,56	2,23	1,61	0,45	10,49	2,80	6,24	2,78	21,00	71,05
3	2,18	2,8	2,6	0,33	0,94	24,59	8,20	23,18	2,19	1,58	0,45	10,32	2,60	5,69	2,53	21,00	72,30
4	2,18	2,6	2	0,44	0,90	20,92	9,30	18,74	2,25	1,62	0,45	8,34	2,00	4,50	2,00	21,00	61,50
5	2,18	2	1,24	0,56	0,83	14,71	8,17	12,23	2,26	1,63	0,45	5,44	1,24	2,80	1,25	21,00	43,25
6	1,9	1,24	0	0,67	0,75	4,85	3,24	3,62	2,00	1,44	0,45	1,61	0,00	0,00	0,00	21,00	14,27
Somme	18,76					141,34	34,89	133,17		13,96		59,26		34,57	15,38		415,53

$K_{ss}=1.66$

$K_{ss}=1.07$

Stabilité pour fin de construction amont :

R=29,38m a=0,1; tangø=0,45; ø=24 ; C=7,2 ; $\gamma_1=2,06$; $\gamma_2=2,12$

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2,4	0	1,86	-0,3	1,0	9,5	-2,9	9,0	2,5	1,8	0,4	4,0	1,9	4,7	2,1	27,0	25,6
-3	3	1,86	3,83	-0,2	1,0	35,9	-8,3	34,9	3,2	2,3	0,4	15,5	3,8	12,3	5,5	27,0	96,8
-2	3	3,83	5,45	-0,2	1,0	58,3	-9,0	57,6	3,0	2,2	0,4	25,6	5,5	16,4	7,3	27,0	157,5
-1	3	5,45	6,76	-0,1	1,0	76,7	-5,9	76,4	3,1	2,2	0,4	34,0	6,8	21,0	9,3	27,0	207,0
0	3	6,76	7,76	0,0	1,0	91,1	0,0	91,1	3,2	2,3	0,4	40,6	7,8	24,7	11,0	27,0	246,1
1	3	7,76	8,45	0,1	1,0	101,7	7,8	101,4	3,2	2,3	0,4	45,1	8,5	26,6	11,8	27,0	274,6
2	3	8,45	8,83	0,2	1,0	108,4	16,7	107,1	3,2	2,3	0,4	47,7	8,8	28,3	12,6	27,0	292,6
3	3	8,93	8,86	0,2	1,0	111,5	25,7	108,5	3,3	2,3	0,4	48,3	8,9	28,8	12,8	27,0	301,1
4	3	8,86	8,51	0,3	1,0	108,9	33,5	103,6	3,5	2,5	0,4	46,1	8,5	29,8	13,3	27,0	294,0
5	3	8,51	7,73	0,4	0,9	101,8	39,1	93,9	3,5	2,5	0,4	41,8	7,7	26,7	11,9	27,0	274,7
6	3	7,73	6,4	0,5	0,9	88,5	40,8	78,5	3,4	2,5	0,4	34,9	6,4	21,8	9,7	27,0	238,9
7	3	6,4	4,31	0,5	0,8	67,0	36,1	56,4	3,1	2,2	0,4	25,1	4,3	13,4	5,9	27,0	180,8
8	2	4,31	0	0,6	0,8	17,8	10,9	14,0	2,2	1,6	0,4	6,2	0,0	0,0	0,0	27,0	47,9
Somme						976,9	184,6	932,6		29,0		415,0		254,2	113,1		2637,6

Kss=1.79

Kas=1.2

Stabilité pour Fin de construction amont :

$a=0,1$; $\text{tang}(\varnothing)=0,45$; $\varnothing=24$; $C=7,2$; $\gamma_1=2,06$; $\gamma_2=2,12$ $R=25\text{m}$

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \varnothing	N*tang \varnothing	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \varnothing	dn	a*Gn*dn
-3	2,43	0	1,61	-0,25	0,97	8,29	-2,07	8,03	2,70	1,94	0,45	3,57	1,61	4,35	1,93	23,00	19,08
-2	2,5	1,61	3	-0,17	0,99	24,19	-4,03	23,85	2,81	2,02	0,45	10,61	3,00	8,43	3,75	23,00	55,64
-1	2,5	3	4,12	-0,08	1,00	37,29	-3,11	37,16	2,93	2,11	0,45	16,53	4,12	12,07	5,37	23,00	85,76
0	2,5	4,12	5	0,00	1,00	47,72	0,00	47,72	3,00	2,16	0,45	21,23	5,00	15,00	6,68	23,00	109,75
1	2,5	5	5,63	0,08	1,00	55,59	4,63	55,40	2,90	2,09	0,45	24,65	5,63	16,33	7,27	23,00	127,85
2	2,5	5,63	6	0,17	0,99	60,79	10,13	59,94	3,30	2,38	0,45	26,68	6,00	19,80	8,81	23,00	139,83
3	2,5	6	6,12	0,25	0,97	63,34	15,83	61,32	3,45	2,48	0,45	27,29	6,12	21,11	9,40	23,00	145,67
4	2,5	6,12	5,93	0,33	0,94	62,95	20,98	59,35	3,60	2,59	0,45	26,41	5,93	21,35	9,50	23,00	144,78
5	2,5	5,93	5,41	0,42	0,91	59,21	24,67	53,83	3,38	2,43	0,45	23,95	5,41	18,29	8,14	23,00	136,19
6	2,5	5,41	4,48	0,50	0,87	51,61	25,80	44,69	3,10	2,23	0,45	19,89	4,48	13,89	6,18	23,00	118,69
7	2,5	4,48	3,03	0,58	0,81	39,13	22,83	31,78	2,90	2,09	0,45	14,14	3,03	8,79	3,91	23,00	90,00
8	2,75	3,03	0	0,67	0,75	17,16	11,44	12,79	3,70	2,66	0,45	5,69	0,00	0,00	0,00	23,00	39,48
Somme						527,27	127,11	495,87		27,19		220,66		159,40	70,93		1212,72

$K_{ss}=1.39$

$K_{as}=1$

Stabilité pour Fin de construction amont :

$a=0,1$; $\text{tang}(\varnothing)=0,45$; $\varnothing=24$; $C=7,2$; $\gamma_1=2,06$; $\gamma_2=2,12$; $R=24\text{m}$

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	$T=Gn*\text{Sin} \alpha$	$N=Gn*\text{Cos} \alpha$	dli	C*dli	tang \varnothing	N*tang \varnothing	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \varnothing	dn	a*Gn*dn
-3	1,58	0	1	-0,25	0,97	3,35	-0,84	3,24	1,60	1,15	0,45	1,44	1,00	1,60	0,71	22,60	7,57
-2	2,2	1	2,29	-0,17	0,99	15,21	-2,54	15,00	2,30	1,66	0,45	6,67	2,29	5,27	2,34	22,60	34,38
-1	2,2	2,29	3,31	-0,08	1,00	25,82	-2,15	25,73	2,35	1,69	0,45	11,45	3,31	7,78	3,46	22,60	58,34
0	2,2	3,31	4,1	0,00	1,00	34,12	0,00	34,12	2,30	1,66	0,45	15,18	4,10	9,43	4,20	22,60	77,12
1	2,2	4,1	4,66	0,08	1,00	40,32	3,36	40,18	2,40	1,73	0,45	17,88	4,66	11,18	4,98	22,60	91,11
2	2,2	4,66	4,94	0,17	0,99	44,16	7,36	43,54	2,50	1,80	0,45	19,38	4,94	12,35	5,50	22,60	99,80
3	2,2	4,94	4,96	0,25	0,97	45,52	11,38	44,08	2,45	1,76	0,45	19,61	4,96	12,15	5,41	22,60	102,88
4	2,2	4,96	4,83	0,33	0,94	45,01	15,00	42,43	2,25	1,62	0,45	18,88	4,83	10,87	4,84	22,60	101,71
5	2,2	4,83	4,3	0,42	0,91	41,94	17,48	38,13	2,45	1,76	0,45	16,97	4,30	10,54	4,69	22,60	94,80
6	2,2	4,3	3,5	0,50	0,87	35,81	17,91	31,01	2,20	1,58	0,45	13,80	3,50	7,70	3,43	22,60	80,93
7	2,2	3,5	2,32	0,58	0,81	26,68	15,56	21,67	2,30	1,66	0,45	9,64	2,32	5,34	2,37	22,60	60,30
8	2,67	2,32	0	0,67	0,75	12,76	8,51	9,51	3,00	2,16	0,45	4,23	0,00	0,00	0,00	22,60	28,84
Somme						370,70	91,03	348,64		20,23		155,15		94,20	41,92		837,79

Kss=1.47

Kas=1.06

Stabilité pour Fin de construction amont :

$a=0,1$; $\tan(\varnothing)=0,45$; $\varnothing=24$; $C=7,2$; $\gamma_1=2,06$; $\gamma_2=2,12$, $R=22m$

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \varnothing	N*tang \varnothing	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \varnothing	dn	a*Gn*dn
-2	1,6	0	0,75	-0,22	0,97	2,54	-0,57	2,48	1,80	1,30	0,45	1,10	0,75	1,35	0,60	21,00	7,48
-1	2,18	0,75	1,6	-0,11	0,99	10,76	-1,20	10,70	2,22	1,60	0,45	4,76	1,60	3,55	1,58	21,00	31,64
0	2,18	1,6	2,2	0,00	1,00	17,35	0,00	17,35	2,24	1,61	0,45	7,72	2,20	4,93	2,19	21,00	51,02
1	2,18	2,2	2,5	0,11	0,99	21,43	2,38	21,30	2,20	1,58	0,45	9,48	2,50	5,50	2,45	21,00	63,02
2	2,18	2,5	2,8	0,22	0,97	24,17	5,37	23,56	2,23	1,61	0,45	10,49	2,80	6,24	2,78	21,00	71,05
3	2,18	2,8	2,6	0,33	0,94	24,59	8,20	23,18	2,19	1,58	0,45	10,32	2,60	5,69	2,53	21,00	72,30
4	2,18	2,6	2	0,44	0,90	20,92	9,30	18,74	2,25	1,62	0,45	8,34	2,00	4,50	2,00	21,00	61,50
5	2,18	2	1,24	0,56	0,83	14,71	8,17	12,23	2,26	1,63	0,45	5,44	1,24	2,80	1,25	21,00	43,25
6	1,9	1,24	0	0,67	0,75	4,85	3,24	3,62	2,00	1,44	0,45	1,61	0,00	0,00	0,00	21,00	14,27
Somme	18,76					141,34	34,89	133,17		13,96		59,26		34,57	15,38		415,53

$K_{ss}=1.66$

$K_{as}=1.06$

Stabilité pour Fin de construction aval

$a=0,1$; $\text{tang}(\varnothing)=0,45$; $\varnothing=24$; $C=7,2$; $\gamma_1=2,06$; $\gamma_2=2,12$; $R=26,66$ m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	$T=Gn \cdot \text{Sin } \alpha$	$N=Gn \cdot \text{Cos } \alpha$	dli	C*dli	tang \varnothing	N*tang \varnothing	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \varnothing	dn	a*Gn*dn
-4	1,09	0	0,95	-0,29	0,96	2,20	-0,63	2,10	1,20	0,86	0,45	0,95	0,95	1,14	0,51	23,01	5,05
-3	2,66	0,95	2,92	-0,21	0,98	21,67	-4,64	21,17	2,77	1,99	0,45	9,53	2,92	8,09	3,64	23,01	49,87
-2	2,66	2,92	4,59	-0,14	0,99	41,88	-5,98	41,45	2,74	1,97	0,45	18,65	4,59	12,58	5,66	23,01	96,38
-1	2,66	4,59	5,93	-0,07	1,00	58,59	-4,19	58,44	2,59	1,86	0,45	26,30	5,93	15,36	6,91	23,01	134,82
0	2,66	5,93	7,15	0,00	1,00	72,81	0,00	72,81	2,66	1,92	0,45	32,77	7,15	19,02	8,56	23,01	167,55
1	2,66	7,15	7,97	0,07	1,00	84,12	6,01	83,91	2,68	1,93	0,45	37,76	7,97	21,36	9,61	23,01	193,57
2	2,66	7,97	8,56	0,14	0,99	91,94	13,13	91,00	2,92	2,10	0,45	40,95	8,56	25,00	11,25	23,01	211,56
3	2,66	8,56	8,86	0,21	0,98	96,87	20,76	94,62	2,79	2,01	0,45	42,58	8,86	24,72	11,12	23,01	222,90
4	2,66	8,86	8,82	0,29	0,96	98,29	28,08	94,19	2,90	2,09	0,45	42,39	8,82	25,58	11,51	23,01	226,16
5	2,66	8,82	8,42	0,36	0,93	95,81	34,22	89,49	3,07	2,21	0,45	40,27	8,42	25,85	11,63	23,01	220,46
6	2,66	8,42	7,55	0,43	0,90	88,71	38,02	80,15	3,32	2,39	0,45	36,07	7,55	25,07	11,28	23,01	204,13
7	2,66	7,55	6,07	0,50	0,87	75,60	37,80	65,47	3,73	2,69	0,45	29,46	6,07	22,64	10,19	23,01	173,96
8	2,66	6,07	3,56	0,57	0,82	53,34	30,48	43,77	4,44	3,20	0,45	19,70	3,56	15,81	7,11	23,01	122,73
9	1,82	3,56	0	0,64	0,77	13,35	8,58	10,22	3,91	2,82	0,45	4,60	0,00	0,00	0,00	23,01	30,71
Somme							193,06			30,04		377,37			101,88		2029,13

$K_{ss}=1.51$

$K_{as}=1.14$

Stabilité pour Fin de construction aval

$a=0,1$; $Tang(\varnothing)=0,45$; $\varnothing=24$; $C=7,2$; $\gamma_1=2,06$; $\gamma_2=2,12$; $R=25,66$

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \varnothing	N*tang \varnothing	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \varnothing	dn	a*Gn*dn
-3	1,59	0	1,14	-0,23	0,97	3,84	-0,89	3,74	1,65	1,19	0,45	1,68	1,14	1,88	0,85	22,57	8,67
-2	2,56	1,14	2,73	-0,15	0,99	20,83	-3,20	20,58	2,59	1,86	0,45	9,26	2,73	7,07	3,18	22,57	47,01
-1	2,56	2,73	4,07	-0,08	1,00	36,49	-2,81	36,38	2,56	1,84	0,45	16,37	4,07	10,42	4,69	22,57	82,35
0	2,56	4,07	5,15	0,00	1,00	49,41	0,00	49,41	2,55	1,84	0,45	22,24	5,15	13,13	5,91	22,57	111,53
1	2,56	5,15	5,98	0,08	1,00	59,61	4,59	59,44	2,57	1,85	0,45	26,75	5,98	15,37	6,92	22,57	134,55
2	2,56	5,98	6,56	0,15	0,99	67,14	10,33	66,34	2,06	1,48	0,45	29,85	6,56	13,51	6,08	22,57	151,53
3	2,56	6,56	6,83	0,23	0,97	71,66	16,54	69,73	3,15	2,27	0,45	31,38	6,83	21,51	9,68	22,57	161,74
4	2,56	6,83	6,8	0,31	0,95	72,92	22,44	69,39	2,80	2,02	0,45	31,22	6,80	19,04	8,57	22,57	164,59
5	2,56	6,8	6,42	0,38	0,92	70,70	27,19	65,26	2,94	2,12	0,45	29,37	6,42	18,87	8,49	22,57	159,58
6	2,56	6,42	5,59	0,46	0,89	64,20	29,63	56,95	3,20	2,30	0,45	25,63	5,59	17,89	8,05	22,57	144,89
7	2,56	5,59	4,18	0,54	0,84	52,17	28,09	43,96	3,57	2,57	0,45	19,78	4,18	14,92	6,72	22,57	117,74
8	2,56	4,18	2,18	0,62	0,79	33,88	20,85	26,70	3,74	2,69	0,45	12,02	2,18	8,15	3,67	22,57	76,46
9	1,63	2,18	0	0,69	0,72	7,32	5,07	5,28	3,40	2,45	0,45	2,38	0,00	0,00	0,00	22,57	16,52
Somme							157,82			26,48		257,92			72,80		1377,15

Kss 1,34

Kas 1,34

Stabilité pour Fin de construction aval

$a=0,1$; $\text{tang}(\varnothing)=0,45$; $\varnothing=24$; $C=7,2$; $\gamma_1=2,06$; $\gamma_2=2,12$; $R=23,5\text{m}$

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \varnothing	N*tang \varnothing	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \varnothing	dn	a*Gn*dn
-2	2,61	0	1,66	-0,17	0,99	9,19	-1,53	9,06	2,67	1,92	0,45	4,08	1,66	4,43	1,99	21,80	20,02
-1	2,35	1,66	2,89	-0,08	1,00	22,43	-1,87	22,36	2,37	1,71	0,45	10,06	2,89	6,85	3,08	21,80	48,91
0	2,35	2,89	3,89	0,00	1,00	33,37	0,00	33,37	2,35	1,69	0,45	15,02	3,89	9,14	4,11	21,80	72,75
1	2,35	3,89	4,65	0,08	1,00	42,00	3,50	41,85	2,36	1,70	0,45	18,83	4,65	10,97	4,94	21,80	91,56
2	2,35	4,65	5,17	0,17	0,99	48,27	8,04	47,59	2,40	1,73	0,45	21,42	5,17	12,41	5,58	21,80	105,22
3	2,35	5,17	5,43	0,25	0,97	52,08	13,02	50,43	2,46	1,77	0,45	22,69	5,43	13,36	6,01	21,80	113,54
4	2,35	5,43	5,4	0,33	0,94	53,19	17,73	50,15	2,56	1,84	0,45	22,57	5,40	13,82	6,22	21,80	115,95
5	2,35	5,4	5,04	0,42	0,91	51,25	21,35	46,59	2,72	1,96	0,45	20,97	5,04	13,71	6,17	21,80	111,73
6	2,35	5,04	4,27	0,50	0,87	45,67	22,84	39,55	2,94	2,12	0,45	17,80	4,27	12,55	5,65	21,80	99,56
7	2,35	4,27	2,95	0,58	0,81	35,37	20,63	28,73	3,30	2,38	0,45	12,93	2,95	9,74	4,38	21,80	77,10
8	2,35	2,95	0,78	0,67	0,75	18,17	12,11	13,54	3,94	2,84	0,45	6,09	0,78	3,07	1,38	21,80	39,60

$K_{ss}=1.25$

$K_{as}=1.26$

Stabilité pour Fin de construction aval

$a=0,1$; $\text{tang}(\varnothing)=0,45$; $\varnothing=24$; $C=7,2$; $\gamma_1=2,06$; $\gamma_2=2,12$; $R=22$ m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \varnothing	N*tang \varnothing	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \varnothing	dn	a*Gn*dn
-1	1,12	0	0,59	-0,1	0,995	1,40	-0,14	1,39	1,25	0,90	0,45	0,63	0,59	0,74	0,33	20,41	2,86
0	2,2	0,59	1,61	0	1,00	10,18	0,00	10,18	2,20	1,58	0,45	4,58	1,61	3,54	1,59	20,41	20,78
1	2,2	1,61	2,84	0,1	1,00	20,54	2,05	20,44	2,22	1,60	0,45	9,20	2,84	6,30	2,84	20,41	41,93
2	2,2	2,84	3,2	0,2	0,98	27,80	5,56	27,23	2,26	1,63	0,45	12,26	3,20	7,23	3,25	20,41	56,73
3	2,2	3,2	3,45	0,3	0,95	30,59	9,18	29,18	2,22	1,60	0,45	13,13	3,45	7,66	3,45	20,41	62,44
4	2,2	3,45	3,38	0,4	0,92	31,40	12,56	28,78	2,40	1,73	0,45	12,95	3,38	8,11	3,65	20,41	64,09
5	2,2	3,38	3	0,5	0,87	29,31	14,66	25,38	2,53	1,82	0,45	11,42	3,00	7,59	3,42	20,41	59,82
6	2,2	3	2,23	0,6	0,80	24,00	14,40	19,20	2,75	1,98	0,45	8,64	2,23	6,13	2,76	20,41	48,98
7	2,2	2,23	0,89	0,7	0,71	14,26	9,98	10,18	3,13	2,25	0,45	4,58	0,89	2,79	1,25	20,41	29,10
8	0,92	0,89	0	0,8	0,60	1,69	1,35	1,01	1,39	1,00	0,45	0,46	0,00	0,00	0,00	20,41	3,44
Somme							69,59			16,09		77,84			22,54		390,17

K_{ss}=1.03

K_{as}=1.08

Stabilité pour Fonctionnement normal

$a=0,1$; $\text{tang}(\theta)=0,45$; $\theta=24$; $C=7,2$; $\gamma_1=2,06$; $\gamma_2=2,12$; $R=26.66\text{m}$

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang θ	N*tang θ	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang θ	dn	a*Gn*dn
-4	1,09	0	0,95	-0,29	0,96	2,20	-0,63	2,10	1,20	0,86	0,45	0,95	0,95	1,14	0,51	23,01	5,05
-3	2,66	0,95	2,92	-0,21	0,98	21,67	-4,64	21,17	2,77	1,99	0,45	9,53	2,92	8,09	3,64	23,01	49,87
-2	2,66	2,92	4,59	-0,14	0,99	41,88	-5,98	41,45	2,74	1,97	0,45	18,65	4,59	12,58	5,66	23,01	96,38
-1	2,66	4,59	5,93	-0,07	1,00	58,59	-4,19	58,44	2,59	1,86	0,45	26,30	5,93	15,36	6,91	23,01	134,82
0	2,66	5,93	7,15	0,00	1,00	72,81	0,00	72,81	2,66	1,92	0,45	32,77	7,15	19,02	8,56	23,01	167,55
1	2,66	7,15	7,97	0,07	1,00	84,12	6,01	83,91	2,68	1,93	0,45	37,76	7,97	21,36	9,61	23,01	193,57
2	2,66	7,97	8,56	0,14	0,99	91,94	13,13	91,00	2,92	2,10	0,45	40,95	8,56	25,00	11,25	23,01	211,56
3	2,66	8,56	8,86	0,21	0,98	96,87	20,76	94,62	2,79	2,01	0,45	42,58	8,86	24,72	11,12	23,01	222,89
4	2,66	8,86	8,82	0,29	0,96	98,29	28,08	94,19	2,90	2,09	0,45	42,39	8,82	25,58	11,51	23,01	226,16
5	2,66	8,82	8,42	0,36	0,93	95,81	34,22	89,49	3,07	2,21	0,45	40,27	8,42	25,85	11,63	23,01	220,46
6	2,66	8,42	7,55	0,43	0,90	88,71	38,02	80,15	3,32	2,39	0,45	36,07	7,55	25,07	11,28	23,01	204,13
7	2,66	7,55	6,07	0,50	0,87	75,60	37,80	65,47	3,73	2,69	0,45	29,46	6,07	22,64	10,19	23,01	173,96
8	2,66	6,07	3,56	0,57	0,82	53,34	30,48	43,77	4,44	3,20	0,45	19,70	3,56	15,81	7,11	23,01	122,73
9	1,82	3,56	0	0,64	0,77				3,91	2,82	0,45	0,00	0,00	0,00	0,00	23,01	0,00
Somme							193,06			30,04		377,37			101,88		2029,13

K_{ss}=1.58

K_{as}=1.14

Stabilité pour Fonctionnement normal

$a=0,1$; $\text{tang}(\varnothing)=0,45$; $\varnothing=24$; $C=7,2$; $\gamma_1=2,06$; $\gamma_2=2,12$; $R=25.66\text{m}$

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \varnothing	N*tang \varnothing	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \varnothing	dn	a*Gn*dn
-3	1,59	0	1,14	-0,23	0,973	3,84	-0,89	3,739	1,65	1,19	0,45	1,68	1,14	1,88	0,846	22,57	8,67
-2	2,56	1,14	2,73	-0,15	0,988	20,83	-3,20	20,580	2,59	1,86	0,45	9,26	2,73	7,07	3,182	22,57	47,01
-1	2,56	2,73	4,07	-0,08	0,997	36,49	-2,81	36,378	2,56	1,84	0,45	16,37	4,07	10,42	4,689	22,57	82,35
0	2,56	4,07	5,15	0,00	1,000	49,41	0,00	49,414	2,55	1,84	0,45	22,24	5,15	13,13	5,910	22,57	111,53
1	2,56	5,15	5,98	0,08	0,997	59,61	4,59	59,437	2,57	1,85	0,45	26,75	5,98	15,37	6,916	22,57	134,55
2	2,56	5,98	6,56	0,15	0,988	67,14	10,33	66,339	2,06	1,48	0,45	29,85	6,56	13,51	6,081	22,57	151,53
3	2,56	6,56	6,83	0,23	0,973	71,66	16,54	69,728	3,15	2,27	0,45	31,38	6,83	21,51	9,682	22,57	161,74
4	2,56	6,83	6,8	0,31	0,951	72,92	22,44	69,386	2,8	2,02	0,45	31,22	6,8	19,04	8,568	22,57	164,59
5	2,56	6,8	6,42	0,38	0,923	70,70	27,19	65,264	2,94	2,12	0,45	29,37	6,42	18,87	8,494	22,57	159,58
6	2,56	6,42	5,59	0,46	0,887	64,19	29,63	56,948	3,2	2,30	0,45	25,63	5,59	17,89	8,050	22,57	144,89
7	2,56	5,59	4,18	0,54	0,843	52,17	28,09	43,957	3,57	2,57	0,45	19,78	4,18	14,92	6,715	22,57	117,74
8	2,56	4,18	2,18	0,62	0,788	33,87	20,85	26,701	3,74	2,69	0,45	12,02	2,18	8,15	3,669	22,57	76,46
9	1,63	2,18	0	0,69	0,722	7,32	5,07	5,282	3,4	2,45	0,45	2,38	0	0,00	0,000	22,57	16,52
Somme							157,82			26,48		257,92			72,800		1377,15

K_{ss}=1.34

K_{as}=1

Stabilité pour Fonctionnement normal

$a=0,1$; $\text{tang}(\varnothing)=0,45$; $\varnothing=24$; $C=7,2$; $\gamma_1=2,06$; $\gamma_2=2,12$; $R=23\text{m}$

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \varnothing	N*tang \varnothing	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \varnothing	dn	a*Gn*dn
-2	2,61	0	1,66	-0,17	0,99	9,19	-1,53	9,06	2,67	1,92	0,45	4,08	1,66	4,43	1,99	21,8	20,02
-1	2,35	1,66	2,89	-0,08	1,00	22,43	-1,87	22,36	2,37	1,71	0,45	10,06	2,89	6,85	3,08	21,8	48,91
0	2,35	2,89	3,89	0,00	1,00	33,37	0,00	33,37	2,35	1,69	0,45	15,02	3,89	9,14	4,11	21,8	72,75
1	2,35	3,89	4,65	0,08	1,00	42,00	3,50	41,85	2,36	1,70	0,45	18,83	4,65	10,97	4,94	21,8	91,56
2	2,35	4,65	5,17	0,17	0,99	48,27	8,04	47,59	2,4	1,73	0,45	21,42	5,17	12,41	5,58	21,8	105,22
3	2,35	5,17	5,43	0,25	0,97	52,08	13,02	50,43	2,46	1,77	0,45	22,69	5,43	13,36	6,01	21,8	113,53
4	2,35	5,43	5,4	0,33	0,94	53,19	17,73	50,15	2,56	1,84	0,45	22,57	5,4	13,82	6,22	21,8	115,95
5	2,35	5,4	5,04	0,42	0,91	51,25	21,35	46,59	2,72	1,96	0,45	20,97	5,04	13,71	6,17	21,8	111,73
6	2,35	5,04	4,27	0,50	0,87	45,67	22,84	39,55	2,94	2,12	0,45	17,80	4,27	12,55	5,65	21,8	99,56
7	2,35	4,27	2,95	0,58	0,81	35,37	20,63	28,73	3,3	2,38	0,45	12,93	2,95	9,74	4,38	21,8	77,10
8	2,35	2,95	0,78	0,67	0,75	18,17	12,11	13,54	3,94	2,84	0,45	6,09	0,78	3,07	1,38	21,8	39,60
9	0,61	0,78	0	0,75	0,66	0,98	0,74	0,65	1,21	0,87	0,45	0,29	0	0,00	0,00	21,8	2,14
Somme							116,56			22,52		172,74			49,53		898,077487

K_{ss}=1.25

K_{as}=0.94

Stabilité pour Fonctionnement normal

$a=0,1$; $\text{tang}(\varnothing)=0,45$; $\varnothing=24$; $C=7,2$; $\gamma_1=2,06$; $\gamma_2=2,12$; $R=22\text{m}$

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tang \varnothing	N*tang \varnothing	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang \varnothing	dn	a*Gn*dn
-1	1,12	0	0,59	-0,1	0,99	1,40	-0,14	1,39	1,25	0,90	0,45	0,63	0,59	0,74	0,33	20,41	2,86
0	2,2	0,59	1,61	0	1,00	10,18	0,00	10,18	2,20	1,58	0,45	4,58	1,61	3,54	1,59	20,41	20,78
1	2,2	1,61	2,84	0,1	0,99	20,54	2,05	20,44	2,22	1,60	0,45	9,20	2,84	6,30	2,84	20,41	41,93
2	2,2	2,84	3,2	0,2	0,98	27,80	5,56	27,23	2,26	1,63	0,45	12,26	3,20	7,23	3,25	20,41	56,73
3	2,2	3,2	3,45	0,3	0,95	30,59	9,18	29,18	2,22	1,60	0,45	13,13	3,45	7,66	3,45	20,41	62,44
4	2,2	3,45	3,38	0,4	0,92	31,40	12,56	28,78	2,40	1,73	0,45	12,95	3,38	8,11	3,65	20,41	64,09
5	2,2	3,38	3	0,5	0,87	29,31	14,66	25,38	2,53	1,82	0,45	11,42	3,00	7,59	3,42	20,41	59,82
6	2,2	3	2,23	0,6	0,80	24,00	14,40	19,20	2,75	1,98	0,45	8,64	2,23	6,13	2,76	20,41	48,98
7	2,2	2,23	0,89	0,7	0,71	14,26	9,98	10,18	3,13	2,25	0,45	4,58	0,89	2,79	1,25	20,41	29,10
8	0,92	0,89	0	0,8	0,60	1,69	1,35	1,01	1,39	1,00	0,45	0,46	0,00	0,00	0,00	20,41	3,44
Somme							69,59			16,09		77,84			22,54		390,17

$K_{ss}=1.03$

$K_{as}=0.82$