

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE DE FAISABILITE D'UN PETIT
BARRAGE SUR L'OUED
ROUMANE(W.MOSTAGANEM)**

Présenté par :

M^r TAIBI LAKHDAR

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r M.K.MIHOUBI	MC.A	Président
M^r M.BACHIR CHERIF	MA.B	Examineur
M^{me} N.HADJ SADOUK	MA.A	Examinatrice
M^r M.D BENSALAH	MA.A	Examineur
M^r A.RASSOUL	MC.B	Promoteur

Septembre 2012

Remerciment



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

Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu »

Je remercie fortement mon promoteur : M^R. RASSOUL A

De m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail. Nos vifs remerciements vont également à nos enseignants de L'ENSH

Je tiens à remercier aussi :

 *Le président de jury et Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*

 *Les étudiants de l'ENSH*

 *Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire de fin d'étude*

TAIBI LAKHDAR

Dédicace



*Je dédie ce modeste travail à tous ceux qui j'aime
Mais surtout
A mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont délimité
mon Chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez
(Ma mère et mon père que Dieu me les garde); ET Surtout
Le ministère des ressources en eaux: Mr. Abdelmalak Salal
Le directeur de ANRH: Mr. Taibi Mohamed
Le directeur de ENSH: Mr. ben hafid
LE CHEF DEPARTEMENT: Mr M. K. MIHOUBI

mes frères : Baghdad, Karim, Amina, Brahim, Djilali, Ghafia
A tous les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes
études.

A toutes mes amis (es): Ayoub Cherif, belkacem Hichem, Ahmed
Khelfi, Redah, Abdou Ahmed, Amine, Mohamed Amine, Salah, Abed
Elallah, Adlen, Nasro, Karim, Mohamed, Hichem, Abed Elhak, Assia,
Nadjat, Youssef

A tous mes collègues de L'ENSH surtout la promotion 2011/2012;
A toute personne utilisant ce document pour un bon usage.*

TAIBI LAKHDAR

ملخص :

تعتبر السدود من اكبر خزانات المياه التي تستعمل في مختلف الميادين لذلك قمنا في مذكرتنا هاته بدراسة إمكانية إنجاز سد على واد رومان ببلدية سيدي علي ولاية مستغانم. باعتبار إنشاء هذا السد سيسمح بسقي الأراضي الفلاحية المجاورة والتي تقدر بـ 274 هكتار.

ومن أجل هذا يجب التحقق من الشروط الجيولوجية والهيدرولوجية والطبوغرافية ثم نقوم باختيار وحساب النموذج من أجل ضمان الاستغلال الآمن للسد طوال فترة الخدمة أما فيما يتعلق بالإنجاز , الأنسب للسد وكذلك المنشآت الملحقة بهذا السد قمنا بشرح معمق و دقيق يضم مختلف أطوار الإنجاز

Résumé :

Les barrages sont les plus grands réservoirs d'accumulation des eaux qui sont utilisées dans les divers domaines. Dans ce travail nous avons étudié la possibilité de réaliser un barrage dans l'oued de Roumane dans la commune Sidi Ali, W. Mostaganem. La réalisation de ce barrage va permettre d'irriguer une surface agricole avoisinante de presque 274 Ha.

Pour cela, il faut vérifier que les conditions géologiques, hydrologiques et topographiques sont favorables, puis nous choisissons et nous calculons le modèle de barrage le plus adéquat ainsi que le type et les détails des ouvrages annexes qui assureront une exploitation sécurisée et un bon fonctionnement pendant toute la vie de l'ouvrage. Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract:

It is knowledgeable that dams are the big reserves of water which are used in different fields.

Our dissertation, we have studied the possibility of realizing a dam in the river of Roumane situated in Sidi Ali (Mostaganem). The realization of this dam will allow us to irrigate a neighboring agricultural surface of about 274Ha.

In order to do so, we should check that the geological, hydrological and topographical conditions, and then ancillaries and calculating the most adequate dam model. Also the type and the details of annexes which insure safety exploitation and a good function all over the age of the dam. For the realisation this aim we gave an explanation supplements containing the various stages of calculation.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE :	1
-------------------------------	---

CHAPITRE I : ETUDE TOPOGRAPHIQUE

I.1.INTRODUCTION :	2
I.2.SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE :	2
I.3.LOCALISATION DES SITES SUR CARTE D'ETAT MAJOR.....	2
I.4.LES CARACTERISTIQUES PRINCIPAUX DU BASSIN VERSANT :	3
I.4.1 Localisation des sites proposes	4
I.4.1.1 Localisation de site 1 :	4
I.4.1.3.Conclusion :	4
I.4.2.1.localisation du site. n°02.....	4
I.4.2.2.Accès au site :	5
I.4.2.3.conclusion.....	5
I.4.3.1.localisation du site n°3	5
I.4.3.2Accès au site :	6
I.4.3.3Conclusion :	6
I.4.4 des caractéristiques du petit barrage des trois (03) sites :	7
I.5.Conclusion :	7

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

II.1. INTRODUCTION:.....	9
II .2.SYNTHESE D’ETUDE PRELIMINAIRE :	9
II.2.1.données générales du site choisie	9
II.2 .1.2 -lithostratigraphie du site:.....	9
II.2.1.3 tectonique du site	11
II.2.1.4. géologie du site :	12
II.2.1.5. accès au site :	13
II.3.ETUDE GEOTECHNIQUE.....	13
II.3.1.rive gauche :	14
II.3.2.rive droite :	14
II.3.3.lit d’oued :	14
II.3.4.cuvette :	14
II.4. ANALYSE DES RESULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE :	14
II.4.1.axe de la digue :	15
II.4.1.1.granulométrie :	15
II.4.1.1.4.limite de consistance ou limite d’atterberg	18
II.4.1.1.6.Analyse corrélatoire des données géotechniques et leur comparaison aux données géologiques générales du site :	20
II.5.EMPLACEMENT DE L’EVACUATEUR DE CRUE :	22
II.5.1.données géotechniques du sondage réalise sur la berge gauche :	22
II.5.1.1.granulométrie :	22
II.5.1.2.limite de consistance ou limite d’atterberg :	23
II.5.2.Zone d’emprunt :	23

II.6.INTERPRETATION DES RESULTATS GEOTECHNIQUES.....	24
II.6.1.TENEUR EN CARBONATE DE CALICIUM (CaCO ₃) :.....	24
II.7.COEFFICIENT DE PERMEABILITE.....	25
II.7.1.Pour l'axe de la digue :.....	25
II.7.2 les données de base du rapport géotechnique :.....	26
II.7.2.1.les caractéristiques de la fondation.....	26
II.7.3.INTERPRETATION DES RESULTATS GEOTECHNIQUES :.....	27
II.6.ESTIMATION DES RESERVES DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION :.....	28
II.7.CONCLUSION.....	28

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

III.1. INTRODUCTION.....	29
III.2. LE BASSIN VERSANT ET SON COMPLEXE :.....	29
III.2.1. définition du bassin versant	29
III. 3. ETUDE GEOMORPHOLOGIQUE.....	30
III.3.1 caractéristiques géomorphologique du bassin versant.....	30
III.3.2 paramètres géométriques et des reliefs	30
III.3.2.1 paramètres géométriques	30
Fig. III.1(2) : chevelue hydrographique du bassin versant oued Roumane	30
III.3.2.2 paramètres de relief	31
III.4 .PARAMETRES HYDROGRAPHIQUE.....	34
III.4.1.1 classification des talwegs.....	34
III.4.2 coefficient de torrencialité.....	35
III.4.3 temps de concentration	35
III.4.4 coefficient de ruissellement	36
III.4.5 profil en long du cours d'eau	36
III.4 .6. Caractéristiques générales du bassin versant	37
III.4.6.1.réseau hydrographique.....	38
III.4.6.2 caractéristiques physiques.....	38
III.4.7 conclusion.....	39
III.5 CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES	39
III.5.1 .évapotranspiration	40
III.5.2.régime pluviométrique.....	41
III.5.2.2 analyse statistique des précipitations annuelles.....	43
III.5.3 régime des températures	45
III.6.INTENSITES DE COURTES DUREES.....	46
III.6.1 précipitations maximales journalières annuelles (pj max).....	47
III.6.2. analyse statistique des pluies maximales annuelles.....	47
III.6.3 Intensité durées fréquences en mm de durée T site du barrage d'oued	49
III.7 Apport liquide.....	50
III.7.1 Répartition mensuelle des apports annuels selon la station hydrométrique de Kramis	50
III.7.2 estimation par rapport à un bassin de référence	50
III.7.3. formule régionale	51
III.7.4. méthodes empiriques	51
III.8. ANALYSE STATISTIQUE DE L'APPORT ANNUEL	53
III.8.1. Méthode empirique.....	53
III .8.1.1 apports annuels fréquentiels du bassin de Roumane en hm ³ /an.....	53
III.8.2. méthode régionale	54
III.8.5 Apports annuels fréquentiels projetés au site du Barrage de Roumane.....	55

III.9.1. Analyse statistique des débits maxima	55
III.9.1.1 Débits de pointe au site du barrage projeté de Roumane Site de référence de Mekhaissia	56
III.9.2. Estimation par des formules empiriques	56
B. Méthode synthétique	57
III.9.3. Hydrogramme fréquentsiels de crue	58
III.9.3.2. hydrogramme synthétiques fréquentsiels au site du barrage	59
III.10. TRANSPORTS SOLIDES	60
III.10.1. considérations générales	60
III.10.2. estimation du taux d'abrasion	60
III.10.3. garde d'envasement	61
III.11. RECAPITULATIF DES RESULTATS AU SITE DU BARRAGE DE ROUMANE (STATION DE MOSTAGANEM)	62
III.12. ESTIMATION DES DIFFERENTS VOLUMES ET NIVEAUX	63
III.12.1. volume mort	63
III.12.2. volume total	63
III.12.3. Régularisation saisonnière :	65
III.12.3.1 Calcul du volume utile sans tenir compte les pertes (méthode de bilan d'eau)	65
III.12.3.2 Calcul du volume utile en tenant compte des pertes ($V'u$) :	65
III.13. LAMINAGE DE CRUE PAR LA METHODE ANALYTIQUE	66
III.13.1 méthodologie de calcul	67
III.13.2-optimisation	68
III.13.3 calcul des débits spécifiques du déversoir	70
III.13.4 Détermination des paramètres hydrauliques du déversoir	70

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES

IV.1. ETUDE DES TALUS :	71
IV.1.1. prédimensionnement des talus	71
IV.1.2. largeur de la crête :	71
IV.2. DIFFERENTS TYPES DE RETENUES COLLINAIRES	72
IV.2.1. petit barrage en terre zoné (hétérogène)	72
IV.2.2. petit barrage en terre homogène	72
IV.3. ETUDE COMPARATIVE TECHNICO-ECONOMIQUE	73
IV.3.1. introduction	73
IV.3.2. devis quantitatif et estimatif de la 1ere variante	74
IV.3.2.1- Digue en terre avec un évacuateur de crue en Béton Armé	74
IV.3.2.1.1. Ouvrage de la digue :	74
IV.3.3. devis quantitatif et estimatif de la 2eme variante :	78
IV.3.3.1 Digue hétérogène avec noyau argileux et évacuateur de crue en béton	78
IV.4. LES TABLEAUX RECAPITULATIFS:	82
IV.4.2. Tableau récapitulatif (2 ème variante) :	82
IV.5. CONCLUSION :	82

CHAPITRE V : ETUDE DE LA VARIANTE CHOISIE

V.1. TYPE DE PROFIL EN TRAVERS DE LA DIGUE	83
V.1.1. DIGUE EN TERRE HOMOGENE (1ere VARIANTE)	83
V.2. Profil général du PETIT BARRAGE	83
V.4.1. généralités :	87
V.4.2. la ligne de saturation :	87
V.4.3 Le drainage du barrage	89
V.4.4. But du drainage :	89
V.4.5. Constitution et fonction des filtres et drains	89

V.4.5.1 les filtres :	89
V.4.5.2 les drains :	90

CHAPITRE VI : ETUDE DE STABILITE DES TALUS

Introduction:	91
VI-1- Conséquences de l'instabilité des talus :	92
VI-2 -Ordre de calcul (Méthode des tranches) :	93
VI.2.2 Les caractéristiques géotechniques des sols	94
VI-3-Calcul des forces appliquées à chaque tranche :	95
VI-4-Classement des forces :	96
VI-5- Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement:	97
Conclusion :	98

CHAPITRE VII : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

VII.1.Evacuateur de crue latéral en BETON	100
VII.1.1.Les caractéristiques hydrauliques du déversoir :	100
VII.1.2.Les caractéristiques hydrauliques du canal de transition :	100
VII.1.3. Les caractéristiques hydrauliques du Coursier :	100
-VII.1.4. Bassin d'amortissement :	101
VII.1.5. Les caractéristiques hydrauliques du Canal de fuite	103
VII.2.CONDUITE DE VIDANGE ET CHAMBRE DE VANNE	103
VII.2.1.tour de prise	103
VII.2.2.CONDUITE de vidange	103
VII.2.3.Débit de vidange	104
VII.2.4.Bassin d'amortissement de prise d'eau et vidange de fond	105
VII.2.5.Chambre de manoeuvre	105
VII.2.6.Clé d'ancrage	105
VII.2.7.Résultats de calcul hydraulique :	106
VII.2.7.1.Canal de Transition	106
VII.2.7.2 : coursier	107
VII.2.7.3 Canal de Fuite :	107
VII.3 CONCLUSION	108

CHAPITRE VIII : PLANNING DES TRAVAUX

VIII.1.INTRODUCTION	109
VIII.2.TRAVAUX PREPARATOIRES:	109
VIII.3.realisation de la galerie de derivation, la vidange de fond et la prise d'eau:	109
VIII.4.REALISATION DE L'EVACUATEUR DE CRUE:	109
VIII.5.REALISATION DU CORPS DU BARRAGE:	110
VIII.6.LE PLANNING	110
VIII.6.1.méthode de chemin critique :	110
VII.8.CONCLUSION	113

CHAPITRE IX :PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

IX.1.INTRODUCTION :	114
IX.2.COMITE DE SECURITE :	114
IX.3.INSTRUCTIONS STRUCTURELLES SUR LA SECURITE :	114
IX.3.1.instructions a donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier :	114
IX.3.2.instructions a donner au chef d'équipe :	114
IX.4.CONTROLE ET ENTRETIEN DU MATERIEL :	114
IX.5.ORGANISATION DU SERVICE DE LA SECURITE D'OUVRAGE :	115
IX.7.LES CAUSES DES ACCIDENTS DE TRAVAIL :	115
IX.7.1.mesures préventives :	116
CONCLUSION GENERALE :	117

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : ETUDE TOPOGRAPHIQUE

Tableau I.1 : Présentation des trois sites projetés.....	3
Tableau I.2 : les caractéristiques des trois sites proposés.....	7

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Tableau II.1 : log Lithostratigraphique de la fouille de la rive gauche.....	14
Tableau II.2 : Log Lithostratigraphique de la fouille de la rive droite.....	15
Tableau II.3 : Log Lithostratigraphique de la fouille de lit de l'Oued.....	15
Tableau II.4 :. Données de l'analyse granulométrique des différents échantillons de la fouille de la rive droite	16
Tableau II.5 : Différents paramètres granulométriques calculés des différents échantillons de la rive droite.....	16
Tableau II.6 l :analyse granulométrique des différents échantillons de la fouille de la rive gauche.....	17
Tableau II.7 : Différents paramètres granulométriques calculés des différents échantillons de la rive gauche.....	18
Tableau II.8 : Données de l'analyse granulométrique des différents échantillons de la fouille du lit de l'Oued.....	18
Tableau II.9 : Différents l'analyse granulométrique des différents échantillons de la fouille du lit de l'Oued.....	19
Tableau II .10 : classification des sols suivant l'indice de plasticité.....	19
Tableau II.11 : Données de l'analyse granulométrique des différents échantillons de la cuvette	20
Tableau II.12 : Différents paramètres granulométriques calculés des différents échantillons du lit de l'Oued.....	20
Tableau II.13 : Données de l'analyse granulométrique des différents échantillons de la berge gauche.....	23
Tableau II.14 : Différents paramètres granulométriques calculés des différents échantillons de la berge gauche.....	23
Tableau II.15 : Données de l'analyse granulométrique des différents échantillons des fouilles de la zone d'emprunt.....	24
Tableau II.16 : Données des différents indices calculés des fouilles de la zone d'emprunt.....	24
Tableau II.17 : Teneur en carbonate de calcium (caco3).....	25
Tableau .II.18 : Teneur en carbonate de calcium (caco3) en fonction de profondeur.....	25
Tableau II.19 :la teneur en caco 3 dans la zone d'emprunt.....	25
Tableau II.20 : les caractéristiques mécaniques et physiques de la fondation.....	26
Tableau II.21 : caractéristiques de la zone d'emprunt.....	26

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III.1 : Répartition en % de la surface élémentaire.....	32
Tableau III.2 : les surfaces partielles entre les courbes des niveaux.....	34
Tableau III.3 : Classification des ordres de talwegs (HORTON).....	34
Tableau III.4 : Temps de concentration.....	36
Tableau III.5 : caractéristiques de cours d'eau.....	36
Tableau III.6 : des Caractéristiques Morpho métriques du Bassin de l'oued Roumane.....	39
Tableau III.7 : évaporation potentielle dans la station Mostaganem (ANRH).....	40
Tableau III.8 : Répartition mensuelle de la pluviométrie dans le bassin de Roumane (1928-2010).....	41
Tableau III.9 : Valeurs fréquentielles annuelles des précipitations Station de Mostaganem (1972-2010).....	43
Tableau III.10 : Répartition des températures extrêmes station de Mostaganem (1968/2010).....	45
Tableau III.11 : Résultats des estimations statistiques des Intensités Durées.....	47
Tableau III.12 : Intensité durées fréquences en mm de durée T site du barrage de oued Roumane.....	49
Tableau III.13 : Répartition mensuelle des apports annuels de barrage Kramis.....	50
Tableau III.14 : Estimation par rapport à un bassin de référence.....	51
Tableau III.15 : Répartition mensuelle de l'apport annuel de l'oued Roumane.....	52
Tableau III.16 : Apports annuels fréquents du bassin de Roumane en Hm ³ /an.....	53
Tableau III.17 : Evaluations des Apports annuels fréquents au site du barrage d'oued Roumane.....	54
Tableau III.18 : Apports annuels fréquents projetés au site du Barrage de Roumane.....	55
Tableau III.19 : Débits de pointe au site du barrage projeté de Roumane.....	56
Tableau III.20 : Résultats des Débits de crue obtenus par la méthode de transfert Station de référence de Kramis au site du barrage de Roumane.....	56
Tableau III.21 : Débits de pointe au site du barrage projeté roumane.....	57
Tableau III.22 : les débits de pointe obtenus par la méthode Synthétique au site barrage Roumane.....	57
Tableau III.23 : Les débits fréquents au site de barrage oued Roumane.....	58
Tableau III.24 : les débits de crues fréquentielles au site de petit barrage.....	59
Tableau III.25 : récapitulatif des résultats au Site du barrage.....	62
Tableau III.26 : les données topographiques de la cuvette d'oued Roumane.....	63
Tableau III.27 : Calcul de volume utile sans tenir compte les pertes.....	65
Tableau III.28 : Calcul des pertes.....	66
Tableau III.29 : Calcul de volume utile en tenant compte les pertes.....	66
Tableau III.30 : détermination de débit laminé en fonction de Hd.....	68
Tableau III.31 : Détermination des paramètres hydrauliques du déversoir.....	70

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES

Tableau IV.1 : valeurs indicatives des pentes des talus.....	71
Tableau IV.2 : devis estimatif de la digue (1ere variante).....	74
Tableau IV.3 : devis estimatif de l'évacuateur de crue (1ere variante).....	75

Tableau IV.4: devis estimatif du tour de prise et canal d'amenée (1ere variante).....	75
Tableau IV.5: devis estimatif de la conduite forcée (1ere variante).....	76
Tableau IV.6 : devis estimatif de le bassin d'amortissement (1ere variante).....	76
Tableau IV.7 : devis estimatif de la chambre des vannes (1ere variante).....	77
Tableau IV.8 : devis estimatif du canal de fuite (1ere variante).....	77
Tableau IV.9 : devis estimatif de la digue (2 eme variante).....	78
Tableau IV.10 : devis estimatif de l'évacuateur de crue (2 eme variante).....	79
Tableau IV.11 : devis estimatif du tour de prise et canal d'amenée (2 eme variante).....	79
Tableau IV.12: devis estimatif de la conduite forcée (2 eme variante).....	80
Tableau IV.13 : devis estimatif du bassin d'amortissement (2 eme variante).....	80
Tableau IV.14: devis estimatif de la chambre des vannes (2 eme variante).....	81
Tableau IV.14: devis estimatif du canal de fuite (2 eme variante).....	81
Tableau IV.15 : devis estimatif de 1 ère variante.....	82
Tableau IV.16 : devis estimatif de 2 ème variante.....	82

CHAPITRE V : ETUDE DE LA VARIANTE CHOISIE

Tableau V.1 : le diamètre D50 de filtre.....	85
Tableau V.2 : caractéristiques principaux du petit barrage d'oued Roumane.....	86
Tableau V.3: Coordonnées de la parabole de KOZENY.....	88

CHAPITRE VI : ETUDE DE STABILITE DES TALUS

Tableau VI-4 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement	95
Tableau VI-2 : valeurs de K1 et K2.....	96
Tableau VI-3: Caractéristique géotechnique :	97
Tableau VI-1 : Coefficient de stabilité admissible des talus.....	99

CHAPITRE VIII : PLANNING DES TRAVAUX

Tableau VIII.1: symboles des opérations et les durées de réalisation.....	110
Tableau VIII.2 : Détermination des chemins critiques (tableau de Gantt).....	112

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : ETUDE TOPOGRAPHIQUE

Fig. I.1 : Plan de situation géographique de la zone d'étude.....	2
Fig. I.2 : la carte d'état major de la willaya de Mostaganem 1/25000.....	3
Fig. I.3: Situation géographique du 1 ^{er} site.....	5
Fig. I.4: Situation géographique du 2 ^{eme} site.....	6
Fig. I.5: Situation géographique du 3 ^{eme} site.....	7

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Fig. II.1: Extrait de la carte géologique de l'Oran Echelle 1/500 000.....	11
Fig. II.2 : Cadre géologique du 1 ^{er} site	12
Fig. II.3: Courbe granulométrique et définition des paramètres.....	18
Fig. II.4: Projection des données de la fouille de la rive droite.....	20
Fig. II.5: Projection des données de la fouille de la rive gauche.....	21
Fig. II.6: Projection des données de la fouille de le lit d'oued.....	21
Fig. II.7: Projection des données de la fouille de la cuvette	23
Fig. II.8 : Coupe corrélatrice et les indices de plasticité (l'axe d la digue).....	24
Fig. II.9 : Coupe corrélatrice et les indices de perméabilité	25
Fig. II.10 : Projection des données de la fouille de la Berge gauche	26

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Fig. III.1 : chevelue hydrographique du bassin versant Roumane.....	30
Fig. III.2 : Courbe hypsométrique.....	33
Fig. III.3. : Profil en long du cours d'eau.....	37
Fig. III.4 : Carte du réseau hydro climatologique Localisation de la retenue d'Oued Roumane.....	40
Fig. III.5: répartition mensuelle de l'évaporation potentielle (station Mostaganem).....	41
Fig. III.6 : Répartition mensuelle de la pluviométrie dans le bassin de Roumane (1928-2010).....	42
Fig. III.7 : Ajustement à une loi log normale des pluies annuelles (loi de Galton).....	44
Fig. III.8 : Ajustement à une loi de Gumbel des pluies annuelles (loi de normale)	44
Fig. III.9 : Répartition des températures extrêmes station de Mostaganem.....	45
Fig. III.10 : graphes des températures extrêmes station Mostaganem 1968-2010.....	46
Fig. III.11: ajustement à une loi Galton des pluies journalières maximales Pjmax.....	48
Fig. III.12: ajustement à une loi normale des pluies journalières maximales	48
Fig. III.13 : Répartition mensuelle de l'apport annuel de l'oued Roumane.....	53
Fig. III.14: Ajustement à une loi de Gumbel des apports annuels au bassin de Kramis.....	54
Fig. III.15 : Ajustement à une loi log normale des débits maxima (station Kramis).....	56
Fig. III.16 : Hydrogramme synthétique fréquents au site du barrage	60
Fig. III.17. : Courbe Capacité –Hauteur de la cuvette d'oued Roumane.....	64
Fig. III.18 : laminage de crue pour différentes largeurs de déversoir.....	68
Fig. III.19 : courbe d'optimisation.....	69

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES

Fig. IV.1: petit barrage en Terre Zoné (hétérogène).....	72
Fig. IV.2 : petit barrage en Terre Homogène.....	73

CHAPITRE VIII : PLANNING DES TRAVAUX

Fig. VIII.1 : réseau a nœuds.....	111
-----------------------------------	-----

Liste des planches

- Planche N°01 : plan de situation de la digue
- Planche N°02 : plan d'Implantation de la digue
- Planche N°03 : Coupe géologique sur l'axe de la digue
- Planche N°04 : Profil en long sur l'axe de la digue
- Planche N°05 : profil en travers de la digue
- Planche N°06 : étude d'infiltration a travers le corps de la digue
- Planche N°07 : Profil en long et vue en plan de l'évacuateur de crue
- Planche N°08 : Profil en long sur l'axe de tour de prise et vidange de fond

Liste des annexes

- Abaque « A » : les abaques de casagrande (plasticité)
- Annexe «B1 » : rectangle équivalent du bassin versant de oued roumane
- Annexe « B 2» :la pluie annuelle de la station de mostaganem (1972/2010)
- Annexe « B3 » : la pluie maximale journalière de la station Mostaganem
- Annexe « B4 » : Température mensuelle moyenne de la station de Mostaganem 1968-2010
- Annexe « B.5 » : la série d'écoulement de la station de Kramis (1989/2003)
- Annexe « C » : bassin de dissipation type III
- Annexe « D » : tableaux du calcul de stabilité

INTRODUCTION GENERALE:

Le manque de sites favorables à la réalisation de grands barrages, nous incite à réaliser des retenues collinaires. Ce sont des petits barrages de faible profondeur construits avec des digues en terres qui permettent une gestion locale de ce mode de stockage, L'Algérie dispose actuellement de plus de 61 petits barrages répartis sur les 04 bassins hydrographiques de l'Algérie du nord

L'Algérie s'est engagée au début des années quatre-vingt avec un programme ambitieux pour la réalisation d'un nombre considérable de retenues collinaires.

Malheureusement, cette expérience s'est soldée par un semi échec, puisque plusieurs retenues se sont envasées durant les premières années d'exploitation et d'autres ont été emportées par les premières crues. Actuellement, l'Algérie a programmé la réalisation de plus de 500 retenues collinaires durant les 05 années à venir dans le but de conserver l'eau et le sol et même de minimiser l'arrivée des sédiments dans les grands barrages.

Ces petits ouvrages économiques peuvent mobilisés plusieurs millions de m^3 des eaux superficielles qui seront destinées à l'irrigation. Cependant, la réalisation d'un ouvrage nécessite une étude technique sérieuse très poussée de telle façon à éviter deux grands problèmes :

- Envasement rapide de la retenue lors d'une crue ou deux
- Destruction de la digue à l'arrivée d'une crue, suite à non connaissance de la ligne de saturation dans la digue.

Vue la situation critique qu'elle connue la Wilaya de Mostaganem surtout que cette région à un caractère agricole ce qui oblige la réalisation des barrages et des retenues collinaires a proximité des zones agricoles et cela pour compenser le déficit en besoin en eau d'irrigation

L'objet de cette étude est l'étude de faisabilité d'un petit barrage sur l'oued Roumane qui est de priorité agricole. (Irrigation d'un périmètre de 274ha), notre petit barrage est caractérisé par $H=18.2m$ et $V_{nnr}=1.2Mm^3$

Chapitre I

Etude Topographique

I.1.INTRODUCTION :

Le présent dossier a pour but l'élaboration de l'étude préliminaire du petit barrage sur Oued Roumane dans la wilaya de Mostaganem.

I.2.SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE :

La commune de SIDI ALI dépend administrativement de la wilaya de Mostaganem, son territoire est délimité comme suit :

Au Nord : commune de Sidi LAKHDAR ;

Au Sud : commune de Sidi Khatab;

A l'Ouest : commune de Sid Bellater;

A l'Est : commune de Tazghait et Ouedmaallah.



Fig.I.1 : Plan de situation géographique de la zone d'étude ANRH

I.3.LOCALISATION DES SITES SUR CARTE D'ETAT MAJOR

Une sortie sur terrain a eu lieu dans le but d'arrêter le site du petit barrage et définir les critères du choix de son implantation. Il s'agit de trois sites localisés sur Oued Roumane :

1er site dont les coordonnées U.T.M sont :

X = 279,384km ; Y= 4009,386km ; Z = 53,00m

2ème site dont les coordonnées U.T.M sont :

X = 282,300 km ; Y=4007,093km ; Z = 106,00m

3ème site dont les coordonnées U.T.M sont :

X = 281,484km; Y=4003,525km ; Z = 155,00m

Sur la carte d'Etat Major de la wilaya de Mostaganem; échelle: 1/25 000.

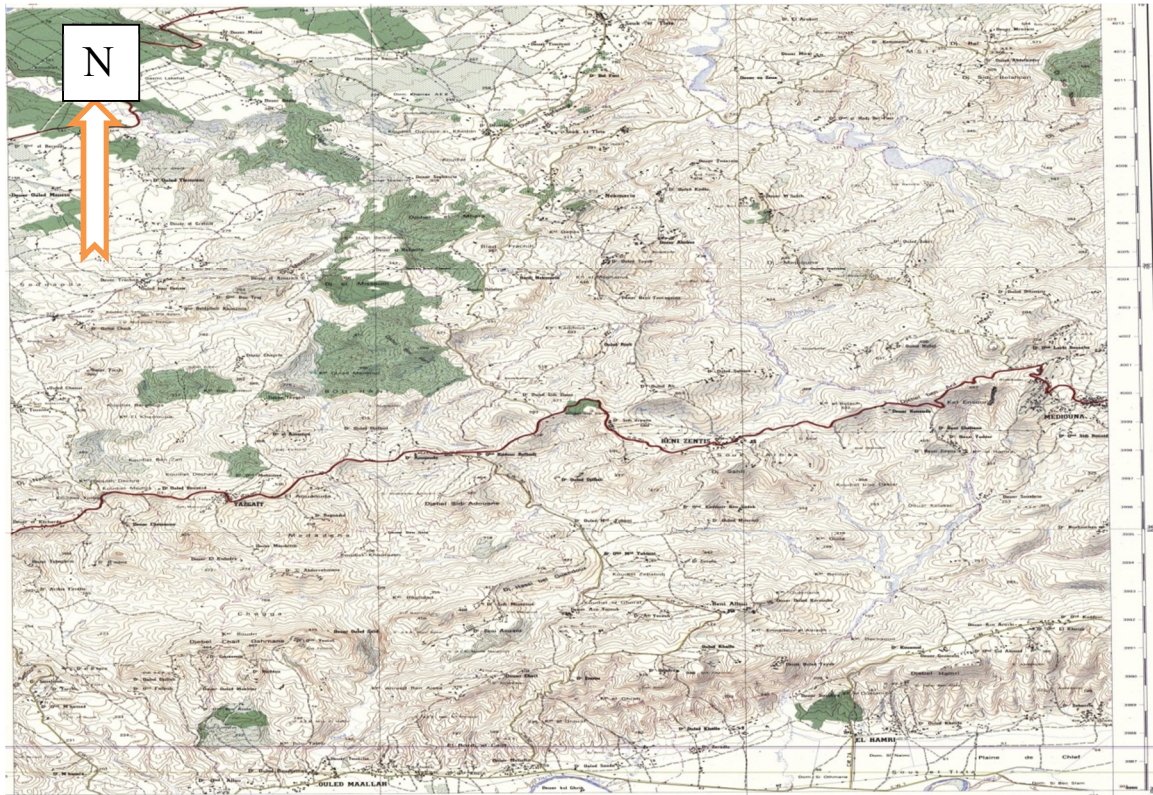


Fig. I.2 : la carte d'état-major de la wilaya de Mostaganem 1/25000 (ANRH)

I.4.LES CARACTERISTIQUES PRINCIPAUX DU BASSIN VERSANT :

Le bassin versant de Oued Roumane qui se jette dans la mer, couvre une superficie de 105 km², culminant à une altitude de 593 m dans le Djebelouled Sidi Zidane. Il se situe dans le bassin des cartiers oranais et dans le sous bassin des cartiers de Mostaganem.

Le bassin versant relatif à chaque site est un sous bassin du bassin versant de Oued Roumane, il est limité au Nord par la mer, à l'Ouest, par les communes Sidi Lakhdar et Sidi Ali, à l'Est, par l'Oued Zerrifa, et au Sud, par la commune Tazghait.

Les caractéristiques physiques du bassin versant ont été déterminées sur la base de la carte d'Etat-major de Mostaganem, Echelle : 1/25 000

Tableau I.4 : Présentation des trois sites projetés

n° du bassin	superficie (km ²)	U.T.M X(km)	U.T.M. Y(km)	U.T.M Z(m)
01	90,9	279,384	4009,386	53
02	75,65	282,300	4007,093	106
03	21,52	281,484	4003,525	155

I.4.1 Localisation des sites proposes

I.4.1.1 Localisation de site 1 :

Le site du futur petit barrage se trouve à peu près à 20 km du centre de la commune de Sidi Ali et à 10 km du chef-lieu du village Sidi Lakhdar.

Les coordonnées U.T.M. « fuseau 31 » du site sont :

X = 279,384 km ; Y = 4009,386 km

Sur carte d'état-major échelle 1/50.000 de MAZOUNA « NJ - 31 - I - 8 OUEST »

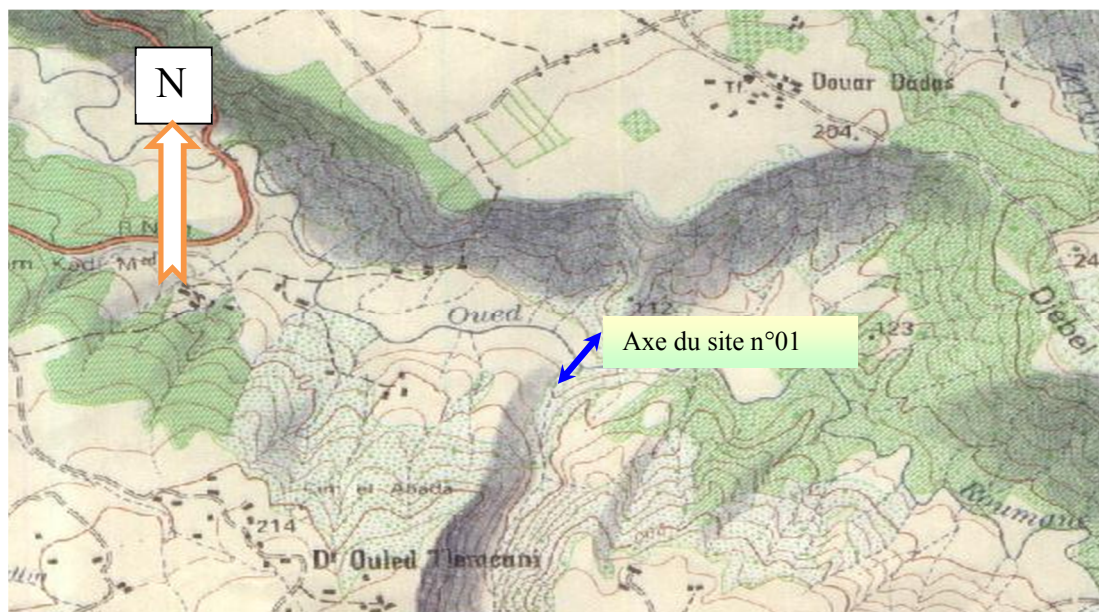


Fig. I.3: Situation géographique du 1er site
(Extrait de la carte d'état-major Mazouna 1/50.000) (ANRH D'ORAN)

I.4.1.2 Accès au site :

Suite à la mission de reconnaissance faite sur terrain, un site a été visité.

Le tronçon nécessitant un aménagement sur un linéaire de 800m en allant en amont de la confluence de l'Oued Roumane avec Oued Chourfa.

I.4.1.3. Conclusion :

Regroupant certains critères de faisabilité et plus précisément l'affleurement des couches argileuses d'une signifiante épaisseur sur les deux flancs de l'Oued, le site paraît faisable à la projection d'un petit barrage, reste seule la géotechnique qui fait preuve

I.4.2.1. localisation du site. n°02

Le site du futur petit barrage se trouve à peu près à 6 km en amont du premier site. Dont les coordonnées U.T.M. « fuseau 31 » du site sont :

X = 282,300 km ; Y = 4007,093 km

Sur carte d'état-major échelle 1/50.000 de MAZOUNA « NJ - 31 - I -8 OUEST »

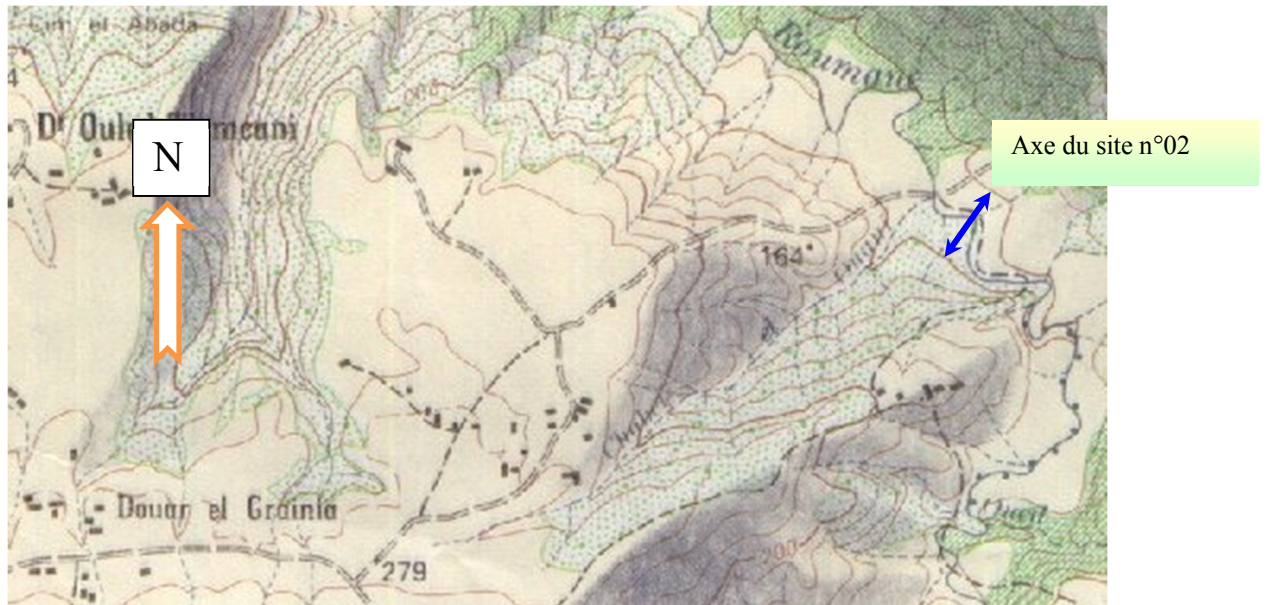


Fig. I.4.: Situation géographique du 2^{ème} site (ANRH D'Oran)

I.4.2.2. Accès au site :

Suite à la mission de reconnaissance faite sur terrain, un site a été visité, le site2 se trouve à peu près à 15 km du chef-lieu du village Sidi Ali, à partir de la route nationale RN11, nous pouvons emprunter à droite une piste sur 4 km qui mène vers Douar el Grainai. Une autre piste a été empruntée sur un linéaire de 4 km qui mène directement sur le site.

I.4.2.3.conclusion

Les conditions géologiques au niveau du deuxième site visité sur Oued Roumane paraient défavorables à l'affleurement par la présence de masse de gypse qui peuvent causer un Problème de stabilité de la digue.

I.4.3.1.localisation du site n°3

A quelques 800m au sud de la route menant vers El Nekmaria en passant par Douar Amarich se situe le site N°1 Hamaim avec ces coordonnées UTM (Fuseau 31)

$$X= 2814.84 \text{ km} \quad ; \quad Y= 4003.525 \text{ km}$$



Fig I.5 : Situation géographique du 3ème site (ANRH Oran)

I.4.3.2 Accès au site :

Suite à la mission de reconnaissance faite sur terrain, un site a été visité, le site se trouve à peu près à 10 km du chef-lieu du village Sidi LAKHDAR, à partir de la route nationale RN11, nous pouvons emprunter à droite une piste sur 2 km qui mène vers Douar Oued Tlemcani. De cet endroit aucun accès n'est disponible pour le site du futur barrage, nous avons descendu une montagne sur linéaire de 02Km pour accéder au site. Sur la base de la carte d'état-major et à l'aide des points GPS pris au cours de la sortie de reconnaissance, l'accès présente une pente forte environ 9%.

I.4.3.3 Conclusion :

Les conditions géologiques au niveau de Oued Romane paraissent acceptables l'affleurement. Par contre le relief est défavorable vu que le terrain est très accidenté avec des pentes brutes, ce qui causera un problème d'accès pour la réalisation de la géotechnique, qui est très importante pour l'avancement de l'étude.

I.4.4 des caractéristiques du petit barrage des trois (03) sites :**Tableau I.4.4** : les caractéristiques des trois sites proposés

	site n°1	site n°2	site n°3
- hauteur de la digue	18,20	18,90	15,30
- largeur en crête de la digue	6,00	6,00	5,00
- longueur en crête de la digue	166.00	220.00	260.00
- côte de la crête	94.2	124,90	170,30
- côte du niveau d'eau normal	92.0	121,40	166,80
- hauteur normale des eaux	16.0	15,40	11,80
- volume total de la retenue (Mm ³)	1.200	0.670 157	0.753 889
- volume utile de la retenue (Mm ³)	0.784	0.246 290	0.632 030
- volume mort de la retenue (Mm ³)	0.416	0.432 867	0.121 859
- volume remblais (m3)	96918,30	168 606,90	93 632,50
- surface inondée (ha)	40,00	36,47	13,78
surface irriguée 5000 m3/ha/an	274	149	126

I.5.Conclusion :

A l'issue de la mission de reconnaissance in situ, de l'analyse des informations recueillies à partir des différents supports disponibles (carte d'état majeur, carte géologique, données hydrologiques) les différentes possibilités d'aménagement d'un petit barrage sur Oued Roumane ont été envisagées.

Les sites retenus par la direction d'hydraulique de Mostaganem en collaboration du bureau d'études dans cette phase de reconnaissance peuvent être classés selon leur nature géologiques, leurs volumes emmagasinés et leur facteur spécifique.

Cette classification mène à déduire que les trois sites projetés pour la construction d'un petit barrage sur Oued Roumane ont un meilleur avantage du point de vue volume, hauteur et facteur spécifique mais l'inconvénient majeur est la configuration du terrain (le relief de la région) qui paraît très défavorable vu que le terrain est très accidenté avec des pentes brutes, où l'ouverture de pistes d'accès s'avère indispensable pour l'avancement du projet.

Ainsi que les conditions géologiques marquées par la présence de masse de gypse au niveau du deuxième site qui jouera sur la stabilité de l'ouvrage et l'existence de faille aux alentours du 3^{ème} site.

Seul le site (N°1) paraît favorable vue qu'il regroupe certains critères de faisabilité: la disponibilité de matériaux de construction argileux , observé par l'existence des couches d'argile d'une signifiante épaisseur sur les deux flancs de l'oued, le terrain d'assise qui est caractérisé par des formations argilo-marneuse, le facteur spécifique ou l'indice de rentabilité qui est moyennement élevé (il est utile de rappeler que pour qu'un site soit qualifié de bon site cet indice doit se situer au-delà de 5), reste l'accès au site qui est difficile.

Chapitre II

Etude Géologique et Géotechnique

II.1. INTRODUCTION:

Sur proposition de la direction d'hydraulique de la wilaya de Mostaganem une investigation a eu lieu pour la recherche d'un site pour la construction d'un petit barrage.

Après une sortie sur terrain et en collaboration avec les représentants de la Direction d'hydraulique de la Wilaya de Mostaganem trois sites ont fait l'objet d'une visite.

Le site du futur petit barrage projeté est situé dans la wilaya de Mostaganem, il sera construit sur Oued Roumane, commune de Sidi Ali.

II .2.SYNTHESE D'ETUDE PRELIMINAIRE :

Une étude préliminaire a été réalisée par cette dernière et mise à la disposition par la suite aux services de la direction des ressources en eau de la Wilaya de Mostaganem. Ce dossier contenait les premières investigations (Hydrologique, géologique, prédimensionnement) discuter au cours d'une séance du travail organisée au siège de la direction de l'Hydraulique et qui avait pour but de sélectionner un site parmi les trois mentionnés sur l'étude préliminaire et qui fera l'objet d'une étude géotechnique dont les résultats de ces travaux vont être discutés dans cette phase. Etant donné les difficultés d'accès sur le site par les engins mécaniques (Camion et sondeuse), il a été décidé de procéder à l'exécution d'une fouille manuelle et ce en accord avec le maître d'œuvre.

II.2.1.données générales du site choisie**II.2.1.1 -lithostratigraphie du site:**

La région d'étude comprend deux ensembles lithologiques :

- *Les formations anténéogènes.
- * Les formations néogènes et quaternaires.

A. Les formations anténéogènes:**B.Les formations néogènes et quaternaires:****B.1. Les terrains néogènes et post-nappes.****B.2. Le Pliocène:**

On distingue un Pliocène marin et un Pliocène continental.

B.3. Le Pliocène marin:

Le cycle pliocène se divise approximativement en deux ensembles de faciès qui se superposent assez fréquemment :

B.4. Le Pliocène continental:

Le Pliocène continental affleure largement sur toute la bordure Sud - Est du Dahra Au Sud du Chélif, sur la bordure de L'Ouarsenis, le Pliocène disparaît complètement. A ce niveau le Quaternaire vient recouvrir directement les calcaires gréseux miocènes

B.5.Le Villafranchien:

Les différences de faciès permettent de distinguer deux ensembles :

B.5.1. Villafranchien1:

Lacustre ou continental, il débute par des niveaux de base formé de calcaires, de limons gréseux qui passent à des sables roux, des sables argileux et des argiles grises à blanches de sommet.

B.5.2. Villafranchien2

Représenté par un complexe hétérogène rouge formé d'argiles, de limons, d'argiles sableuses, de grès et de conglomérats grossiers, de poudingues et de sables grossiers à concrétion calcaire et lentilles de poudingues. Cette formation s'étend sur toute la rive droite de l'Oued Chélif et réapparaît au Sud de la plaine en formant les reliefs d'El Kherba situés au Nord - Ouest de la localité de Boukadir (KAHLAL, 1984)

C-Les Terrains Quaternaires :

C.1. Le Quaternaire ancien :

L'épaisseur de ces dépôts est en moyenne de 100 à 120m mais ils peuvent atteindre localement des épaisseurs beaucoup plus grandes au synclinal de Boukadir, Ouled Farès 200 m d'épaisseur.

C.2.Le Quaternaire récent: Il correspond à des alluvions dont le caractère essentiel est la prédominance des éléments fins (limons). Ces limons correspondent à d'anciennes vases asséchées qui recouvrent le centre de la plaine

C.2.1. Les limons bruns rougeâtres

Ces limons succèdent en discordance au conglomérat du quaternaire ancien. Ils se présentent sous forme de dépôts très fins d'alternances sablo-argileuses, lesquelles sont interrompues par des niveaux gréseux à stratifications entrecroisées qui passent vers des niveaux à poudingues.

C.2.2. Les limons gris

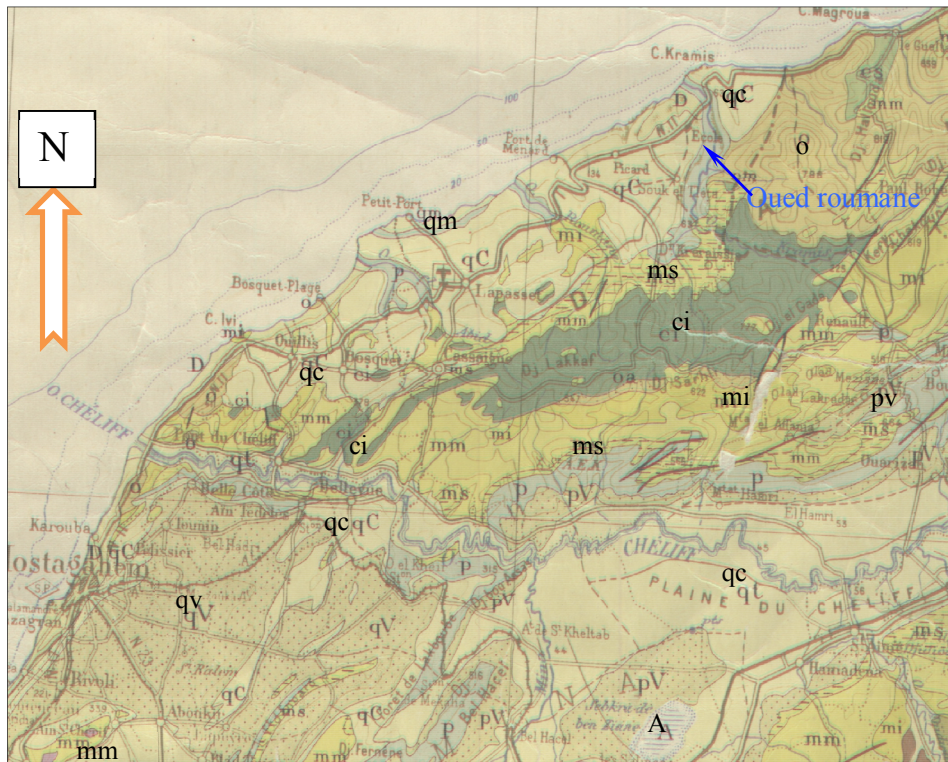
Ce sont des dépôts très fins qui forment les terrasses alluviales où ils atteignent 5 à 10m d'épaisseur

C.2.3. Les Alluvions actuels :

Ces dépôts forment surtout le lit majeur de l'Oued Chélif et de ses affluents. Ils sont formés de galets et cailloux bien arrondis

II.2.1.2 tectonique du site

Le bassin du bas Chélif oriental est un bassin intramontagneux lié à la tectonique alpine, où les phénomènes tectoniques



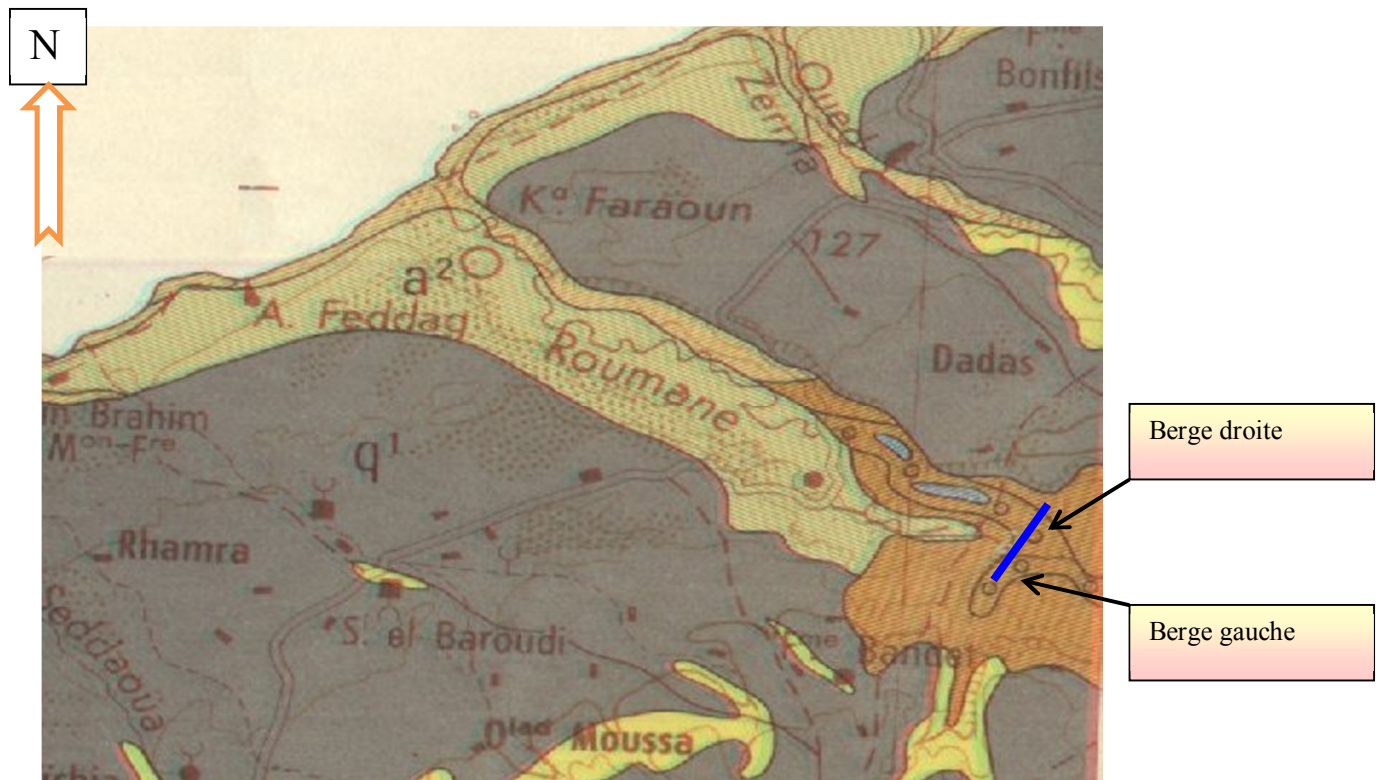
- | | |
|----|--|
| A | Alluvions actuels :Lacs, marécages, Days ,chotts, sebkhas ,limons et croûte gypso saline |
| qm | Quaternaire marin :Plages anciennes et formations dunaires consolidées qui les accompagnent |
| qc | Calabrien :Grès marins et formations dunaires associées |
| qv | Villafranchien : Calcaires lacustres, Argiles à lignite, couches rouges |
| ms | Miocène terminal marin et lagunaire : Couches à tripoli, marnes à gypses |
| mi | Miocène inférieur marin (Burdigalien) |

Fig. II.1:Extrait de la carte gologique de l'Oran Echelle 1/500 000

II.2.1.3. géologie du site :

La berge droite de l'axe du site est caractérisée par une formation détritique argileuse peu friable en surface, elle consiste en sables et grès ou grès calcaires, le tout est glauconieux de couleur rougeâtre.

La berge gauche est représentée par une argile peu calcaire de couleur gris –bleue, gris vert ce qui correspond aux marnes bleues du Tortonien. L'axe du site est caractérisé par une forte végétation, ce qui rend la détection de faille est très difficile, mais sur la base de carte géologique



Quaternaire

	Alluvions
	Calabrien : grès calcaire lumachilique argile rouge

Cycle-laguno continental

	Argile calcaire
	Grès, conglomérat,

Fig. II.2 : Cadre géologique du 1^{er} site (Extrait de la carte géologique Bosquet – Mostaganem 1/200000 source : ANRH D'Oran

II.2.1.5. accès au site :

Suite à la mission de reconnaissance faite sur terrain, un site a été visité. se trouve à peu près à 10 km du chef lieu du village Sidi Lakhdar, à partir de la route nationale RN11, nous pouvons emprunter à droite une piste sur 2 km qui mène vers Douar Ouled Tlemcani. De cet endroit aucun axé n'est disponible pour le site du futur barrage, nous avons descendu une montagne sur un linéaire de 2Km pour accéder au site.

Sur la base de la carte d'état major et à l'aide des points GPS pris au cours de la sortie de reconnaissance, l'accès présente une pente forte environ 9%.

Une autre piste existante, toujours à partir de la RN11 on emprunte à droite une piste parfois longeant et parfois franchissant Oued Roumane sur 3Km environ, cette dernière ne présente pas des pentes fortes mais nécessite des aménagements sur plusieurs points.

II.3.ETUDE GEOTECHNIQUE

Une étude géotechnique a été réalisée dans le cadre de l'étude de faisabilité du petit barrage de Oued Roumane, il a été procédé à l'exécution de cinq fouilles à la main le long de l'axe de la digue des berges et de la cuvette.

La profondeur des fouilles est de 05 mètres linéaires.

En ce qui concerne le choix de la zone d'emprunt, cette dernière se situe à 200 m environ à l'Ouest de la rive gauche, les échantillons prélevés de matériaux furent prélevés suite aux excavations des puits de deux mètres de profondeur.

Les trois fouilles ont réalisés dans l'axe de la digue ont mis en évidence la stratigraphie suivante :

II.3.1.Rive gauche :

Tableau .II.1 : log Lithostratigraphique de la fouille de la rive gauche

Profondeur	Description du sol
0.0 à 0.70m	Sable limoneux Trace de gravier
0.70 à 1.50	Argile limono sableuse
2.50 à 3.90m	Argile limoneuse trace du sable

II.3.2.Rive droite :**Tableau. II.2:** Log Lithostratigraphique de la fouille de la rive droite

Profondeur	Description du sol
0.0 à 0.20m	Gravier Limono sableux
2.00 à 4.00m	Argile limoneuse ,gravier et sable.
4.00 à 4.50m	Argile limoneuse et sable un peu de gravier

II.3.3.Lit d'oued :**Tableau II.3:** Log Lithostratigraphique de la fouille de lit de l'Oued

Profondeur	Description du sol
0.0 à 3.00m	Galets à matrice sablo limoneuse (Alluvions)
3.00 à 3.80m	Argile un peu de sable trace de gravier
3.80 à 4.65m	Argile trace de sable et gravier

II.3.4.Cuvette :

La fouille réalisée présente la stratigraphie suivante :

- *Sable fin à moyen et galets à matrice sablo limoneuse
- *Alternance de sable grossier limoneux et galets centimétriques

II.4. ANALYSE DES RESULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE :**II.4.1.axe de la digue :****II.4.1.1.granulométrie :**

La granulométrie se définit comme la répartition de la dimension moyenne des particules du sol, exprimé en pourcentage de la masse totale du matériau. En ce qui concerne les échantillons prélevés des différentes fouilles sont comme suit :

II.4.1.1.1a rive droite :

l'analyse granulométrique des différents échantillons de la fouille de la rive droite

Tableau II.4: Données de l'analyse granulométrique des différents échantillons de la fouille de la rive droite

Profondeur	Argile %	Limon %	Sable fin %	Sable Gros %	Graviers %	Cailloux %	<80μ %
(P1) 0.00-1.50m	11	08	17	11	43	10	29.89
(P2) 3.00-4.00m	15	13	18	12	30	12	37.14
(P3) 4.00-4.50m	32	20	33	10	5	00	79.83
(P4) 4.50-5.00m	20	11	26	18	15	10	47.15

Différents paramètres granulométriques calculés des différents échantillons de la rive droite

Tableau II.5: Différents paramètres granulométriques calculés des différents échantillons de la rive droite

Profondeur	Diamètre efficace D ₁₀ (mm)	Coefficient d'uniformité Hazen Cu = D ₆₀ /D ₁₀	Coefficient de courbure Cc = D ₃₀ ² /D ₁₀ *D ₆₀	Observations
(P1) 0.00-1.50m	1	8.000	0.58	Granulométrie non uniforme (étalée) et mal calibré
(P2) 3.00-4.00m	1.4	2.214	0.207	Granulométrie non uniforme (étalée) et mal calibré
(P3) 4.00-4.50m	1	2.124	0.065	Granulométrie non uniforme (étalée) et mal calibré
(P4) 4.50-5.00m	1	2.80	1.157	Granulométrie non uniforme (étalée) et bien calibré

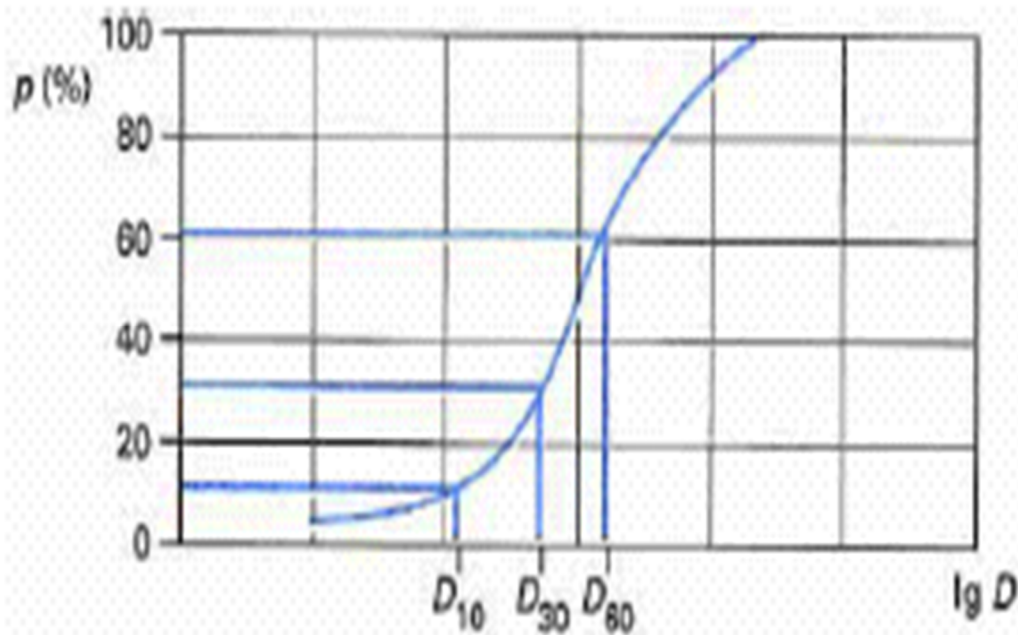


Fig. II.3 : Courbe granulométrique et définition des paramètres D_{10} , D_{30} et D_{60}

II.4.1.1.2. La rive gauche :

l'analyse granulométrique des différents échantillons de la fouille de la rive gauche

Tableau II.6 : l'analyse granulométrique des différents échantillons de la fouille de la rive gauche

Profondeur	Argile %	Limon %	Sable fin %	Sable Gros %	Graviers %	Cailloux %	<80 μ %
(P1) 0.0-0.70m	10	06	25	58	01	00	23.50
(P2) 0.70-1.50m	31	14	43	11	01	00	74.69
(P3) 2.50-3.90m	30	25	44	01	00	00	92.81

II.4.1.1.2.2. différents paramètres granulométriques des différents échantillons

Tableau II.7 : Différents paramètres granulométriques calculés des différents échantillons de la rive gauche

Profondeur	Diamètre efficace $D_{10}(\text{mm})$	Coefficient d'uniformité de Hazan $C_u = D_{60}/D_{10}$	Coefficient de courbure $C_c = D_{30}^2 / D_{10} * D_{60}$	Observations
(P1) 0.00-0.70m	1.4	6.00	0.5748	Granulométrie non uniforme (étalée) et bien calibré
(P2) 0.70-1.50m	1.5	16.33	0.0612	Granulométrie non uniforme (étalée) et mal calibré
(P3) 2.50-3.90m	1.6	16.25	0.0615	Granulométrie non uniforme (étalée) et mal calibré

II.4.1.1.3. lit d'oued :

L'analyse granulométrique des différents échantillons de la fouille du lit de l'oued

Tableau. II.8: Données de l'analyse granulométrique des différents échantillons de la fouille du lit de l'Oued

Profondeur	Argile %	Limon %	Sable fin %	Sable Gros %	Graviers %	Cailloux %	<80μ %
(P1) 0.00-3.00m	00	00	02	10	33	55	06.99
(P2) 3.00-3.80m	27	27	41	03	01	01	88.18
(P3) 3.80-4.65m	26	32	39	02	01	00	92.56
(P4) 4.65-5.00	23	37	35	03	02	00	88.36

L'analyse granulométrique des différents échantillons de la fouille du lit de l'oued

Tableau II.9: Différents l'analyse granulométrique des différents échantillons de la fouille du lit de l'Oued

Profondeur	Diamètre efficace $D_{10}(\text{mm})$	Coefficient d'uniformité $C_u = D_{60}/D_{10}$	Coefficient de courbure $C_c = D_{30}^2 / D_{10} * D_{60}$	Observations
(P1) 0.00-3.00m	30.0	133.33	0.468	Granulométrie non uniforme
(P2) 3.00-3.80m	1.6	13.75	0.255	Granulométrie non uniforme
(P3) 3.80-4.65m	1.4	15.00	0.306	Granulométrie non uniforme
(P4) 4.65-5.00	1.4	14.28	0.571	Granulométrie non uniforme

D'après les résultats de l'étude granulométrique les différents échantillons des différents fouilles sur l'axe de la digue (Rive droite, rive gauche, Lit d'Oued) Présentent un pourcentage élevé des matériaux grossiers (Graviers cailloux sables grossiers avec), ce pourcentage commence à affaiblir à partir des profondeurs allant de 1.00 à 1.50m pour le deux rives et de 4.00m pour le lit d'Oued.

Les pourcentages des matériaux ayant un diamètre inférieur à 80μ correspondent aux profondeurs déjà citées, traduisant bien la création de faciès argileux à partir de ces dernières.

II.4.1.1.4. limite de consistance ou limite d'atterberg :

L'indice de plasticité est la différence entre les limites de liquidité et de plasticité des sols :

$$IP = WL - WP \dots\dots\dots \text{II.1}$$

Tableau II .10 : classification des sols suivant l'indice de plasticité

Indice de plasticité	Degré de plasticité
$0 < IP < 5$	Sol Non plastique
$5 < IP < 30$	Sol peu plastique
$30 < IP < 50$	Sol plastique
$50 < IP$	Sol très plastique

II.4.1.1.4.1. rive droite

* $IP \approx 25.00$, $LP \approx 16.00$, $LL \approx 41.00$

Suivant ces données les sols rencontrés sont classés comme peu plastique, en les projetant ainsi sur l'abaque de Casagrande la classification obtenue est donc de type CL qui correspond aux Argiles inorganiques de faible plasticité, argile graveleuse sableuse limoneuse.

II.4.1.1.4.2. rive gauche :

$12.00 < IP < 28.00$, $12.00 < WP < 17.00$, $25.00 < WL < 46.00$

Suivant ces données les sols rencontrés sont classés comme peu plastique, en les projetant ainsi sur l'abaque de Casagrande la classification obtenue est donc de type CL-ML et ML -OL

qui correspond aux Argiles et limon et sable très fin inorganiques de faible plasticité.

II.4.1.1.4.3. lit d'oued :

IP $\approx$ 25.00, WP $\approx$ 17.00, WL $\approx$ 42.00

Suivant ces données les sols rencontrés sont classés comme peu plastique, en les projetant ainsi sur l'abaque de Casagrande la classification obtenue est donc de type ML -OL qui correspond aux Argiles et limon et sable très fin inorganiques de faible plasticité

II.4.1.1.5.la Cuvette du bassin versant :

II.4.1.1.5.1.Granulométrie :

Tableau II.11 : Données de l'analyse granulométrique des différents échantillons de la cuvette

Profondeur	Argile %	Limon %	Sable fin %	Sable Gros %	Graviers %	Cailloux %	%<80 μ
(P1) 0.00-1.00m	09	10	46	27	08	00	31.88
(P2) 1.20-4.00m	04	02	05	24	60	05	09.07
(P3) 4.00-5.00m	06	06	23	24	35	06	18.86

Tableau II.12 : Différents paramètres granulométriques calculés des différents échantillons du lit de l'Oued

Profondeur	Diamètre efficace D ₁₀ (mm)	Coefficient d'uniformité Hazen Cu =D ₆₀ /D ₁₀	Coefficient de courbure Cc=D ₃₀ ² /D ₁₀ *D ₆₀	Observations
(P1) 0.00-1.00m	3.8	4.857	0.1075	Granulométrie non uniforme (étalée) et bien calibré
(P2) 1.20-4.00m	12.0	15.00	0.0016	Granulométrie non uniforme (étalée) et bien calibré
(P3) 4.00-5.00m	1.4	16.25	0.0765	Granulométrie non uniforme (étalée) et bien calibré

D'après les résultats de l'étude granulométrique les différents échantillons de la fouille de la cuvette Présentent un pourcentage élevé des matériaux grossiers (Graviers cailloux sables grossiers avec un pourcentage des matériaux inférieurs à 80 μ quand à lui présente des valeurs inférieures), traduisant bien une lithostratigraphie de type sablo graveleuse examinée par la fouille réalisée.

II.4.1.1.5.1.Limite de consistance ou limite d'Atterberg :

$$11.00 < IP < 23.00; 13.00 < WP < 18.00; 30.00 < WL < 40.00$$

Suivant ces données les sols rencontrés sont classés comme peu plastique, en les projetant ainsi sur l'abaque de Casagrande la classification obtenue est donc de type ML -OL qui correspond aux Argiles et sable inorganiques de faible plasticité.

II.4.1.1.6.Analyse corrélatrice des données géotechniques et leur comparaison aux données géologiques générales du site :

II.4.1.1.6. 1.Axe de la digue :

D'après la coupe géologique établie sur l'axe de la digue sous forme d'une cuvette avec à sa base un substratum argileux trouvé à 3.00m servant comme sol portant de la digue.

Revenant à la carte géologique de la région « Bosquet 1/500000, ces formations correspondent aux formations du cycle laguno continental traduisant par des argiles calcaires des grès des conglomérats et des argiles

1- plasticité des matériaux :

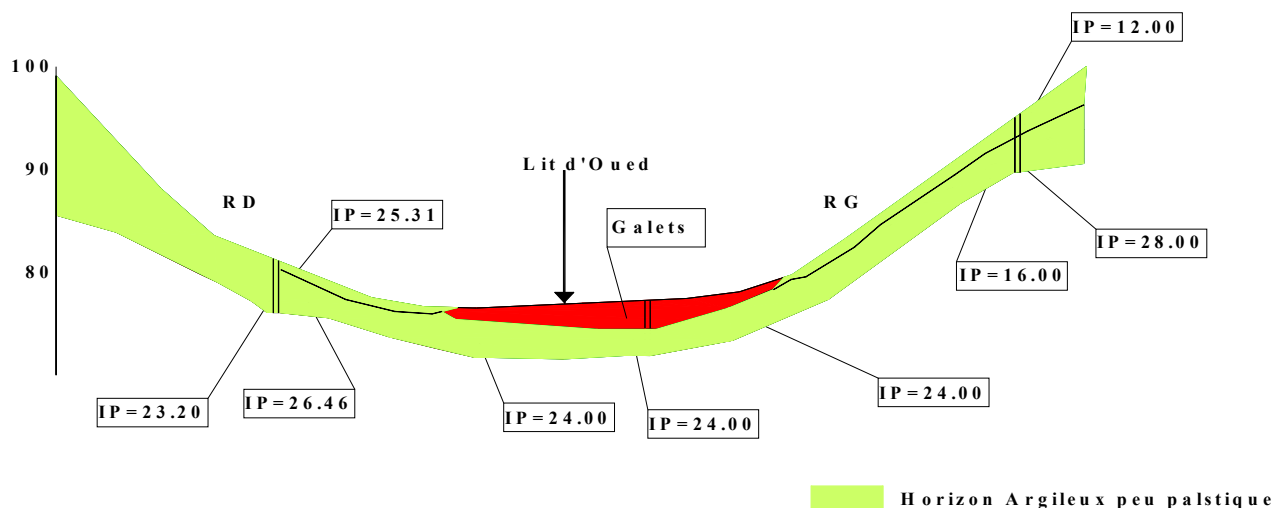


Fig. II.4.1.1.6 .1(1) : Coupe corrélatrice et les indices de plasticité sur l'axe d la digue

D'après la coupe mentionnée ci dessus les terrains assurant l'assise et l'ancrage du corps de la digue sont des terrains peu plastiques, assurant une bonne assise au corps de la digue.

2- étanchéité de l'assise :

L'étanchéité de l'assise est vérifiée afin d'éviter tout type d'infiltration d'eau au niveau du corps, des berges et de la cuvette.

Sur l'axe de la digue en corrélant les données déjà établis par le laboratoire les terrains encaissants du corps de la digue présente trois horizons :

- Horizon perméable : Se situe sur l'axe du lit de l'Oued avec une constitution de galets.
- Horizon peu perméable : Traduit par des structures de surface, ces structures sont de prédominance sableuse.
- Horizon imperméable : Se localise essentiellement sur l'axe de la digue ,il a été mise a nue par une fouille sur une profondeur de 3.00m ,sur les deux berges cet Horizon se présente mais avec un taux d'imperméabilité moins élevé surtout sur la rive droite .

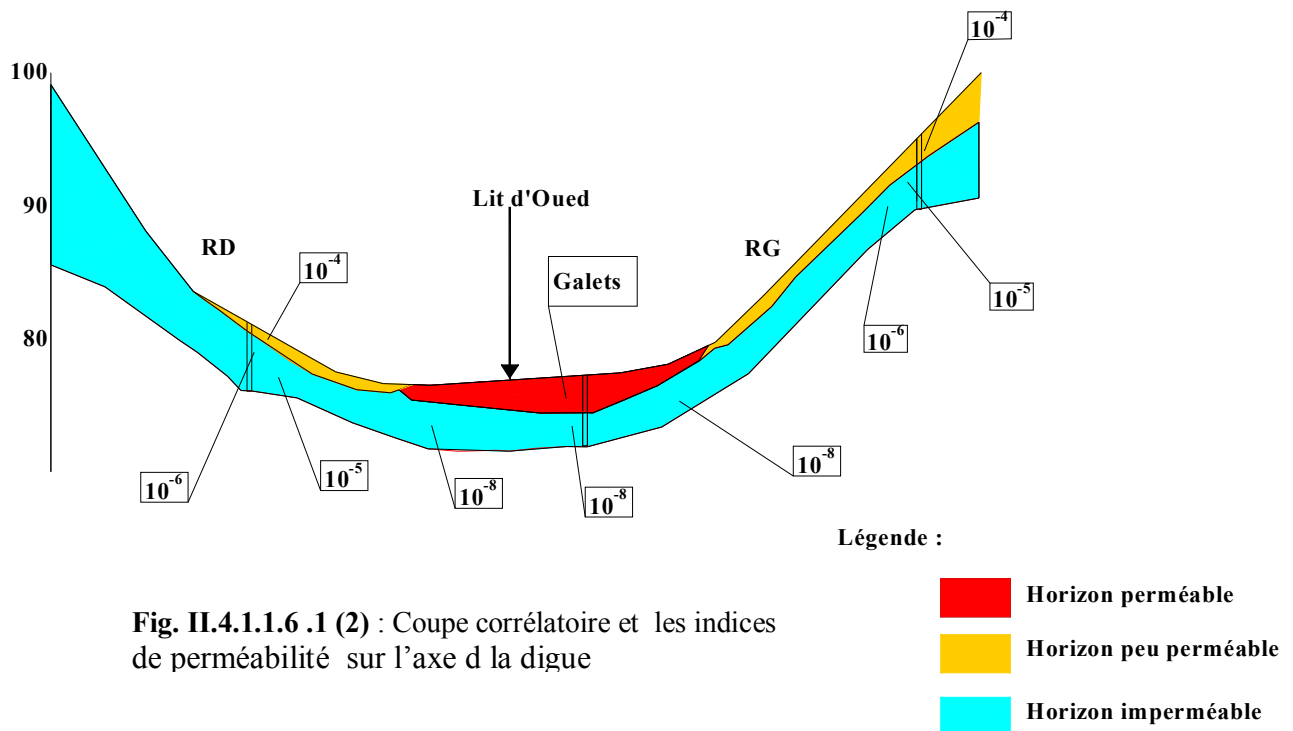


Fig. II.4.1.1.6 .1 (2) : Coupe corrélatrice et les indices de perméabilité sur l'axe d la digue

II.4.1.1.6. 2.la cuvette:

II.4.1.1.6. 2.1.problème d'étanchéité de la cuvette :

En analysant le log Lithostratigraphique ainsi les données déjà citées sur la cuvette , on observe l'absence d'un écran imperméable assurant l'étanchéité de la cuvette jusqu' à un profondeur de 05 mètres , représenté par des matériaux sablo graveleux de surface ,sachant que ces derniers sont des dépôts récents d'oued ainsi la fouille de la cuvette a été réalisée à plus de

100m environ de vers l'amont de l'axe de la digue ,pour cela nous étions obligées de faire un profil géologique de l'aval vers l'amont synthétisant les deux fouilles où par principe de continuité des formations et aussi vue les conditions Hydrogéologiques défavorables alors qu'aucun aquifère où source n'a été détecté aux alentours on a pu conclure que les formations sou jacentes présentent une étanchéité pour la cuvette.

II.5.EMPLACEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE :

A partir des données géologiques visuelles de terrain appuyé par des données de sondage géotechniques ainsi les données topographiques, la berge gauche voir la mieux adaptée à l'emplacement de l'évacuateur de crue.

II.5.1.données géotechniques du sondage réalise sur la berge gauche :

II.5.1.1.granulométrie :

Tableau II.13 : Données de l'analyse granulométrique des différents échantillons de la berge gauche

Profondeur	Argile %	Limon %	Sable fin %	Sable Gros %	Graviers %	Cailloux %	%<80μ
(P1) 0.90-2.40m	25	18	42	14	01	00	69.89
(P2) 2.40-2.80m	19	10	31	36	04	00	43.94
(P3) 2.80-4.00m	08	20	55	16	01	00	65.47

Tableau II.14: Différents paramètres granulométriques calculés des différents échantillons de la berge gauche

Profondeur	Diamètre efficace D_{10} (mm)	Coefficient d'uniformité de Hazen $C_u = D_{60}/D_{10}$	Coefficient de courbure $C_c = D_{30}^2/D_{10} * D_{60}$	Observations
(P1)0.00-1.00m	1.4	4.64	0.058	Granulométrie non uniforme (étalée) et bien calibré
(P2) 1.20-4.00m	1.6	8.50	1.95	Granulométrie non uniforme (étalée) et bien calibré
(P3) 4.00-5.00m	1.4	5.00	0.71	Granulométrie non uniforme (étalée) et bien calibré

D'après les résultats de l'étude granulométrique les différents échantillons de la fouille de La berge, les échantillons présentent des bonnes valeurs des matériaux ayant un pourcentage inférieur à 80μ où on enregistre en moyenne 65%.

II.5.1.2.limite de consistance ou limite d'atterberg :

Les valeurs des différentes indices sont :

$$21.00 < IP < 32.00 ; 17.00 < WP < 23.00 ; 39.00 < WL < 56.00$$

Les matériaux prélevés sont classés comme des matériaux peu plastiques et suivant la classification de Casagrande ce sont des Argiles inorganiques de faible plasticité

Suivant ces données ainsi les données du sondage de la berge droite et celui de la rive droite on peut se renseigner sur la structure de la formation qui fera l'objet du sol portant l'évacuateur de crue, le sol s'avère faisable.

Voir les abaques de plasticité dans les annexes

II.5.2.Zone d'emprunt :

Trois fouilles ont été réalisées dans ce cadre il s'agit de trois trous manuels dispatchés en triangle avouant d'un matériau argileux avec de bons caractéristiques, ces matériaux peuvent être utilisés comme matériaux de construction pour le corps de la digue.

Tableau II.15 : Données de l'analyse granulométrique des différents échantillons des fouilles de la zone d'emprunt

Zone d'emprunt N°	Argile %	Limon %	Sable fin %	Sable Gros %	Graviers %	Cailloux %	%<80μ
01	23	22	40	11	04	00	71.10
02	28	22	45	04	01	00	79.42
03	31	20	39	06	04	00	65.47

Tableau II.16 : Données des différents indices calculés des fouilles de la zone d'emprunt

Zone d'emprunt	Type du matériau	Poids volumique γ_d t/m ³	Teneur en eau Wopt %	Indice de plasticité IP (%)
01	Argile limoneuse sableuse trace du gravier beige	1.722	17.50	27.61
02	Argile limoneuse sableuse de coloration beige à marron	1.682	16.80	25.94
03	Argile limoneuse sableuse trace du gravier rougeâtre	1.700	18.20	18.20

II.6.INTERPRETATION DES RESULTATS GEOTECHNIQUES

II.6.1.TENEUR EN CARBONATE DE CALICIUM (CaCO₃) :

La teneur en CaCO₃ d'un sol fin est un bon indice de sa résistance mécanique et de sa sensibilité à l'eau. Suivant la valeur de cette teneur, le comportement du sol évolue depuis celui d'une argile jusqu'à celui d'une roche, la valeur de transition étant aux alentours de 60-70%.

Tableau 17 : Teneur en carbonate de calcium (caco3)

Teneur en CaCO ₃ (%)	Désignation géotechnique
0-10	Argile
10-30	Argile marneuse
30-70	Marne
70-90	Calcaire marneux
90-100	Roches

Tableau .18 : Teneur en carbonate de calcium (caco3) en fonction de profondeur

Sondage	Profondeur	Teneur en CaCO ₃ %
Rive droite (S1)	4.50-6.00	15.74
	7.50-9.00	14.81
Lit d'Oued (S3)	5.00-6.50	15.74
	8.00-9.50	18.52
Rive gauche (S4)	4.50-6.00	32.41
	7.50-9.00	21.30
Cuvette (S2)	1.50-3.60	21.76
	5.00-7.20	17.13
Berge gauche (S5)	6.00-7.50	12.04
	7.50-9.00	10.18

II.6.2.Zone d'emprunt :**Tableau 19** :la teneur en caco 3 dans la zone d'emprunt

Sondage	Profondeur	Teneur en CaCO3%
Fouille 1	0.00-2.00	19.95
Fouille 2	0.00-2.00	15.31
Fouille 3	0.00-2.00	20.70

D'après les résultats des teneurs en CaCO₃, les argiles rencontrées dans les différents sondages et fouilles à des différentes profondeurs sont des argiles marneuses.

II.7.COEFFICIENT DE PERMEABILITE**II.7.1.Pour l'axe de la digue :**

Les valeurs de perméabilité obtenues correspondent à une formation semi perméable dans la partie supérieure du lit de l'Oued ($2,94.10^{-4}$ m/s) à imperméable à partir de 4m de profondeur où elle atteint 10^{-11} m/s.

le passage sableux limoneux identifié sur les parties supérieures des deux rives (rive droite et rive gauche) est le niveau le plus perméable ($K=10^{-5}$ m/s), à partir de 2m de profondeur, la perméabilité devient très faible.

Les résultats des essais de perméabilité mettent en évidence la présence d'un sol imperméable dans la fondation. On prend la valeur moyenne des trois sondages, le coefficient de perméabilité K est de 10^{-10} m/s

II.7.2 les données de base du rapport géotechnique :**II.7.2.1.les caractéristiques de la fondation**

Les caractéristiques mécaniques et physiques de la fondation sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 20: les caractéristiques mécaniques et physiques de la fondation

Nomination	Caractéristiques mécaniques		Caractéristiques Physiques				
	ϕ (°C)	C (Kg/m ³)	γ sec (Kg/m ³)	γ humide (Kg/m ³)	γ saturé (Kg/m ³)	Ip %	W%
Rive Droite	31.00	1.85	1.781	2.065	2.636	23.30	16.37
Lit de l'Oued	42.00	0.83	1.685	2.107	2.664	23.25	23.25
Rive Gauche	-	-	1.656	2.000	2.642	22.54	14.51
Moyenne	36.50	1.34	1.707	2.078	2.647	23.03	18.04

NB . On travaille par les valeurs moyennes de ces paramètres pendant tout les calculs

II.7.2.2.Carrière d'emprunt :

Les caractéristiques de la carrière (zone) d'emprunt sont regroupées

Tableau 21: caractéristiques de la zone d'emprunt

Nomination	Ip %	Proctor Normal	
		γ_d (g/cm ³)	W%
Fouille N°1	20.81	1.785	18.25
Fouille N°2	27.61	1.730	16.30
Fouille N°3	22.68	1.720	18.55

Au point de vue identification des sols, on peut considérer que pour un bon matériau, on peut obtenir une densité sèche maximale voisine de 2 g/cm³. De même une teneur en eau optimale, elle voisine le 20% d'où c'est un indice favorable.

Les significations des caractéristiques ci-dessus (**Tableau 20-21**) sont comme suit :

ϕ : Angle de frottement interne.

C : Cohésion.

γ Sec : Poids volumique sec.

γ Hum : Poids volumique humide.

γ sat : Poids volumique saturé.

W% : la teneur en eau optimale.

IP : Indice de plasticité.

γ_d : Densité optimale.

II.7.3.INTERPRETATION DES RESULTATS GEOTECHNIQUES :

- D'après le tableau récapitulatif des résultats de perméabilité, le sol est considéré comme un sol imperméable selon la classification des sols.

- L'analyse granulométrique des différents échantillons à différentes profondeurs montre que la granulométrie est de type très étalée avec un pourcentage élevé des matériaux fins par rapport aux autres matériaux.

- L'analyse des résultats montre que les sols sont consolidés et très consistants, moyennement compressibles, peu gonflants à gonflants et peu plastiques à plastiques.

- La teneur en CaCo₃ montre que les argiles rencontrées dans le terrain étudié sont des argiles marneuses, pour le puits (fouille n°01), la teneur en CaCo₃ est de l'ordre de 19.95% elle est de l'ordre de 20.70 % pour le puits (fouille n° 03), le puits (fouille n°2) est caractérisé par un pourcentage de 15.31% ce qui implique que ce matériau est plus argileux que les deux précédents.

- Le sol est caractérisé en général par des formations argilo limoneuses, associés à des sables et des traces de gravier, et en particulier par des formations sablo limoneuses avec peu d'argile dans la partie supérieure de la rive gauche.

- Les fouilles N°1 et N°2 présentent des caractéristiques géotechniques satisfaisantes, elles peuvent être utilisées pour la construction de la digue.

II.8.ESTIMATION DES RESERVES DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION :

Vue les données géotechniques adéquats des différentes fouilles réalisées il est à signaler que ces fouilles ont été réalisées sur une vaste colline avec des dimensions approximatives (L=250m, l=200m) avec un affleurement d'une épaisse couche de ces matériaux au niveau de l'oued allant parfois jusqu'à 05 mètres et par un petit calcul du volume.

$$V = \text{Longueur} * \text{Largeur} * \text{Hauteur} \dots\dots\dots \text{II..2}$$
$$V=250*200*05*= 250000\text{m}^3$$

NB : Il est à signaler que le matériau de constitution de la berge gauche présente des bons caractères géotechniques, ce qu'il peut être utilisé comme matériaux de construction et dans le cas il est considéré comme matériaux de réserve.

II.9.CONCLUSION

D'après toutes les conditions géologiques et géotechniques calculés du site et d'après aussi les recommandations du laboratoire sur la faisabilité du site, ce dernier paraît faisable à la construction d'un petit barrage.

Chapitre III

Etude Hydrologique

III.1. INTRODUCTION

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liés à une évaluation correcte de l'importance de la crue. Dans ce cadre nous procédons dans une étude hydrologique du bassin versant de l'Oued Roumane pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation du barrage, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues....etc.

Rentre dans le cadre de l'étude hydrologique de faisabilité de barrage au site de Sidi Ali Est, sur Oued Roumane dans le bassin des Côtiers algérois ouest. Elle a pour objet de définir les principaux éléments hydrologiques des apports liquides et solides et de pouvoir déterminer les paramètres de projet nécessaires pour le dimensionnement de la retenue au site prévu, localisé à près de 60 km à l'Est de Mostaganem.

En coordonnées géographiques UTM Lambert, le site projeté est situé selon le fonds topographique conforme, en Longitude X et latitude Y, comme suit :

$$x=279.38\text{km}, y=4009.38\text{km}, z=53\text{m}$$

III.2. LE BASSIN VERSANT ET SON COMPLEXE :

III.2.1. définition du bassin versant

Le bassin versant est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en eaux ou en matières solides transportés par l'eau forment à un point unique de l'espace une embouchure ou exutoire.

Aujourd'hui, en hydrologie, les termes bassin et bassin versant sont synonymes. Ils désignent soit :

- La totalité de l'espace drainer par un système fluvial quelque soit sa taille.
- Une partie de cet espace (par ex., le bassin versant d'un affluent ou d'un sous affluent).
- Encore la superficie, même très petite, drainée par un cours d'eau quelconque en amont d'un point précis qui est souvent une station de jaugeage (ex. les petits bassins versants "d'investigation" ou "expérimentaux" ou "représentatifs").

Toutefois, le terme de bassin versant est peut-être plus explicite que celui de bassin. Il désigne à la fois :

- ♦ L'aire drainée, à l'intérieur de la ligne de partage des eaux, par le réseau hydrographique.
- ♦ Et la surface réceptrice des hydrométéores qui alimentent plus ou moins directement les cours d'eau comprise dans ce même espace.

Il peut arriver que le bassin versant topographique diffère quelque peu du bassin versant réel (cas des interfluves glaciaires, karstiques ou marécageux...).

L'emploi de bassin versant est devenu fréquent à l'époque où la recherche s'est principalement attachée à "appréhender le fait hydrologique, et d'abord le débit, comme un fait spatial, comme le produit d'un espace géographique saisi dans toutes ses dimensions, dans toute son épaisseur, dans toute sa dynamique". Le bassin versant n'est pas seulement une somme de caractères moyens, tels que la superficie, le relief, la forme, le sol, la végétation. Il est composé de parties aux caractéristiques particulières qui répondent différemment aux impulsions climatiques et météorologiques.

III. 3. ETUDE GEOMORPHOLOGIQUE

III.3.1 caractéristiques géomorphologiques du bassin versant

La quantification des facteurs physiques du bassin versant s'impose pour la définition des paramètres hydrologiques et leur variation. Nous allons dans cette partie estimer les différents paramètres géométriques (relief et morphométrie).

III.3.2 paramètres géométriques et des reliefs

III.3.2.1 paramètres géométriques

Les paramètres géométriques se résument dans la superficie du bassin versant (s), son périmètre (p), son indice de forme ou de compacité (if) et le rectangle équivalent avec ces différentes cotes. la détermination de ces paramètres repose sur le trace du bassin versant sur carte d'état-major avec précision

III.3.2.1.1 superficie et périmètre

Le bassin versant de l'oued roumane occupe une superficie de 90.9 km², un périmètre de 43.6 km et la longueur du talweg principal (ltp) est de 21.5 km.

III.3.2.1.2 indice de forme ou de compacité (gravelius 1914)

la valeur de cet indice permet d'avoir une idée sur la forme du bassin versant. il est donné par la formule suivante :

$$Kc = 0.28 * P / (S)^{1/2} \dots\dots\dots \text{III.1}$$

$Kc = 1,28$. $Kc > 1,12$. Nous avons donc un bassin versant est de forme allongée.

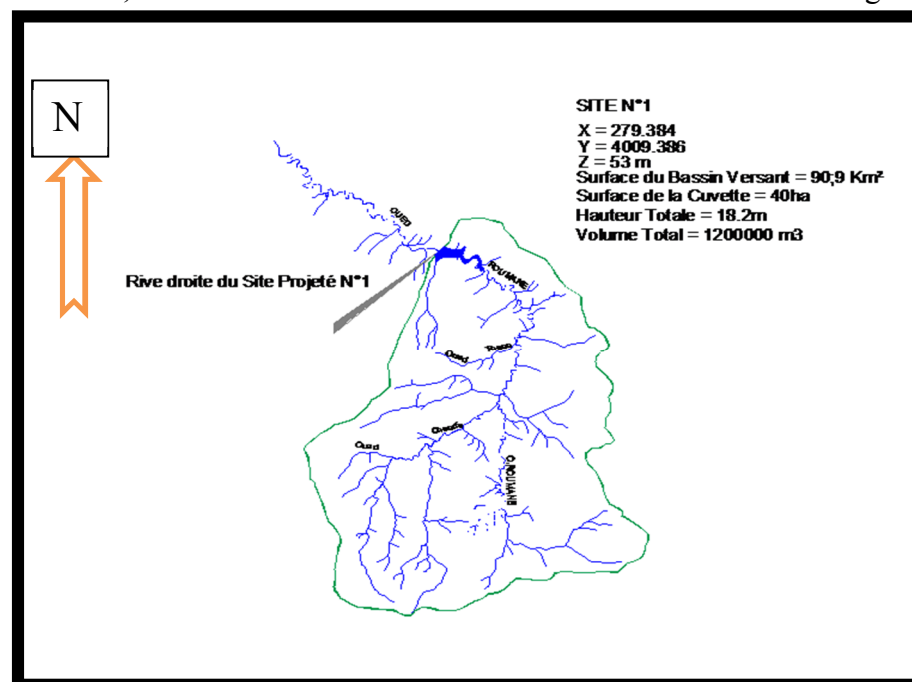


Fig. III.1 : chevelue hydrographique du bassin versant oued Roumane

Situé dans les Côtiers, versant nord, le bassin de Oued Roumane présente une forme pratiquement triangulaire moins endoréique où est localisé un relief qui domine la région. Il s'agit d'un site dominant les côtes au vent des Monts de Dahra qui interceptent les principales périodes pluvieuses remarquables en matière de crue. Ces montagnes, représentant notamment une barrière climatique, sont les plus arrosées de la région de Mostaganem dont les crues, parfois très importantes, peuvent atteindre des hauteurs d'eau assez conséquentes en matière d'inondation en aval.

Se présentant comme un bassin longitudinal de montagne, dominé au Nord par le littoral accentué par les Monts de Dahra et au Sud Ouest par le Massif de Mostaganem, le site du barrage est très exposé à des aléas hydroclimatiques en générant directement des crues violentes. Ces remarquables crues sont généralement provoquées par de fortes intensités pluviales favorisées en effet par des perturbations atmosphériques méditerranéennes. Malgré la faible étendue du bassin, faisant partie des crêtes des côtiers algérois, l'aval du bassin est fréquemment envahi par les crues fortes dont les débits de pointe peuvent causer des dégâts matériels sous toutes les formes.

L'altitude de ces crêtes varie en moyenne entre 450 et 550 mètres, pouvant générer des crues assez remarquables aux différents sites en aval. Quant au barrage projeté, son bassin constitue la partie source humide du flanc Nord des côtiers. Ses crêtes avoisinent les 600 m, donnant une altitude moyenne estimée à 320 m, dont la compacité du bassin est pratiquement encaissée, ce qui témoigne de la violence du ruissellement en peu de temps, voire quelques heures. Les terrains sont dans l'ensemble, structurés de reliefs parallèles formés essentiellement de terrains jurassique- crétacés que l'on retrouve aussi dans la plaine (Dahra et massifs épi-métamorphiques à schistosités. La perméabilité reste donc faible, favorisant ainsi l'écoulement pluvial. Les crues sont plus rapides et brusques relativement aux bassins de montagne, provoquant ainsi des débordements des lits des cours d'eau en aval, en s'étalant dans la vaste plaine du fait de la faiblesse des pentes orographiques près de la mer.

III.3.2.1.3 dimensionnement du rectangle équivalent

Le dimensionnement du rectangle équivalent (Figure III.02) consiste à la détermination de sa largeur (l) et longueur (L) respective. La largeur et la longueur du rectangle équivalent sont données par les relations qui suivent.

$$L = (Kc/1,12) * (S)^{1/2} * [1 + (1 - (1,12/Kc)^2)^{1/2}] \dots \dots \dots \text{III.2}$$

$$l = (Kc/1,12) * (S)^{1/2} * [1 - (1 - (1,12/Kc)^2)^{1/2}] \dots \dots \dots \text{III.3}$$

$$L = 16.21 \text{ Km}; \quad l = 5.61 \text{ Km}$$

Voir le rectangle équivalent dans l'annexe « B1 »

III.3.2.2 paramètres de relief

Les paramètres de relief se résument dans l'indice de pente de roche (i_p) et l'indice global (i_g) qui requièrent la connaissance de la répartition hypsométrique et de la dénivelée utile (D).

III.3.2.2.1 répartition de surface élémentaire

Tableau III.1 : Répartition en % de la surface élémentaire

Altitude	Surfaces partielles (Km ²)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (%)
593	-	-	0
550	3.2	3,52	3,52
450	13.6	14,96	18,48
350	16.3	17,93	36,41
250	26.8	29,48	65,90
150	17.2	18,92	84,82
100	13.7	15,07	99,89
53	0.1	0,11	100,00
Total	90.9	100,00	-

III.3.2.2.2 courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

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

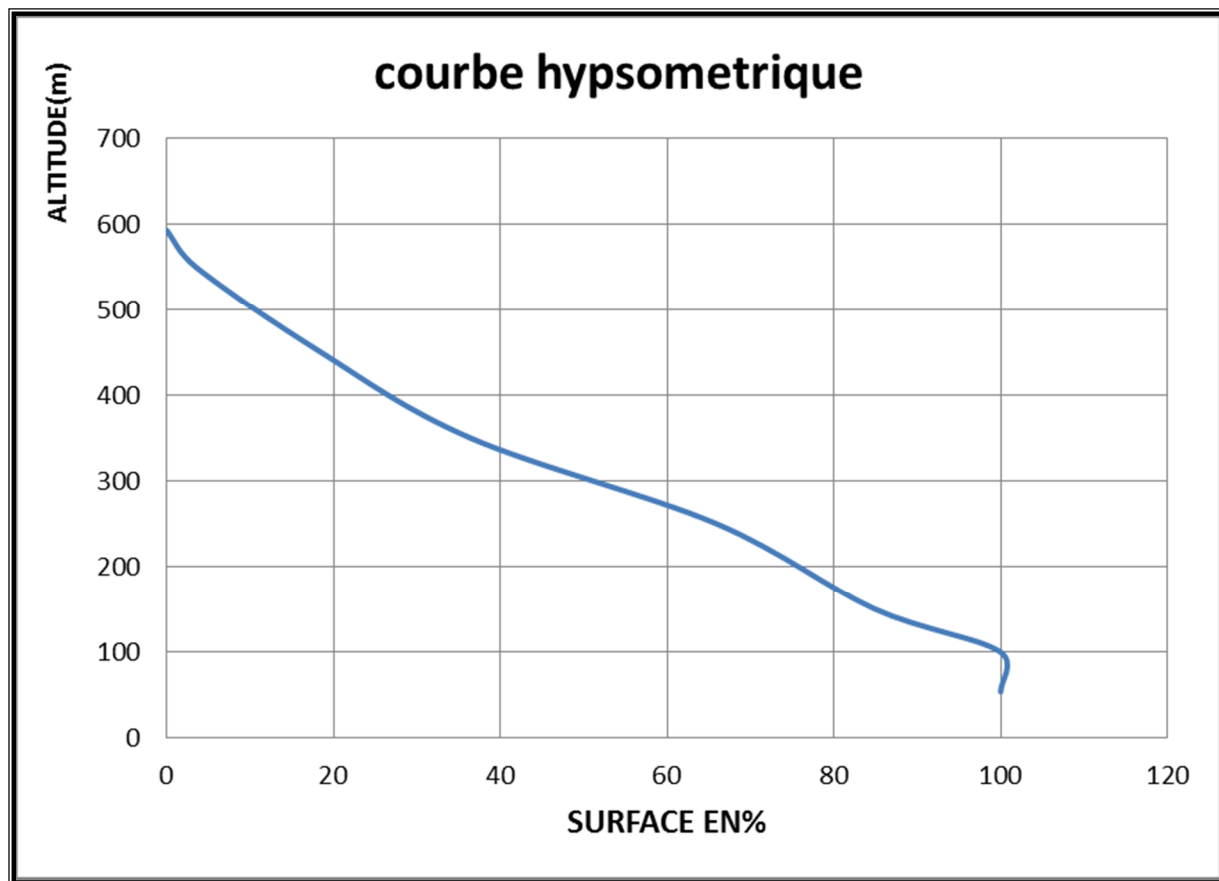


Fig. III.2 .Courbe hypsométrique

III.3.2.2.3 les altitudes

A.1 altitude moyenne

Elle est donnée par la relation :

$$H_{moy} = \frac{1}{S_T} \sum S_i \times \frac{H_{i-1} + H_i}{2} \quad \text{.....III.4}$$

Si : Surface partielle ;

ST : Surface totale ;

Hi-1 : Altitude d'ordre (i-1) ;

Hi : Altitude d'ordre (i).

$$H_{moy} = 312 \text{ m}$$

A .2 altitude de fréquence 50 %

Elle est déduite de la courbe hypsométrique:

$$H_{50\%} = 320 \text{ m}$$

A.3 dénivelée spécifique (d)

La dénivelée spécifique est la différence d'altitudes (H) comprise entre la surface cumulée de 5% (H5% = 553 m) et 95% (H95% = 93 m) :

$$D = H_{5\%} - H_{95\%}$$

$$D = 460 \text{ m}$$

B.1 indice de pente de roche « ip »

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{S_i \times d_i}$$

Il est donné par la formule suivante :III.5

Si : Fraction en % de la surface S comprise entre deux courbes de niveau ;

di : Distance entre deux courbes de niveau ;

tableau III.2 :les surfaces partielles entre les courbes des niveaux

Altitude (m)	d (m)	S (km ²)	(S*d) ^{1/2}	d /2
593 - 550	43	3,2	11,73	21 ,5
550 - 450	100	13,6	36,88	50 ,0
450 - 350	100	16,3	40,37	50 ,0
350 - 250	100	26,8	51,77	50 ,0
250 - 150	100	17,2	41,47	50 ,0
150 - 100	50	13,7	26,17	25
100 -53	47	0,1	2,17	23,5

Ip=9,79%

B.2 indice de pente global « ig »

C'est le rapport de la dénivelée spécifique D sur la longueur du talweg principal, il est donné par la relation suivante : $I_g = (D/L)$

Ig = 21.4 m/Km

III.4 .PARAMETRES HYDROGRAPHIQUE

Les paramètres hydrographiques se résument essentiellement dans la densité de drainage, sa détermination repose sur une classification des talwegs par ordres et détermination des longueurs de chaque ordre.

En conséquence toute mesure s'appuie sur l'établissement du plan chevelu hydrographique complet du bassin versant.

III.4.1 chevelue hydrographique

Le cours principal d'un oued est alimenté par les affluents les plus importants qui sont eux-mêmes alimentés par des affluents de second ordre, ainsi de suite jusqu'aux ruisselets et petits cours d'eau de tête du bassin formant ce que les cartographes appellent le chevelu. (Figure III.1(2))

III.4.1.1 classification des talwegs

Les résultats de la classification des ordres par la méthode de Horton sont regroupés dans le tableau

Tableau III.3 : Classification des ordres de talwegs (HORTON)

Ordre de talweg	Nombre de talweg	Longueurs cumulées des talwegs (Km)
5	1	12,2
4	4	13,9
3	10	17,9
2	48	12,3
1	176	40,3

On peut en déduire que :

L'ordre du talweg principal est de (05).

La longueur cumulée totale de tous les talwegs est de 96,6 Km.

III.3.1.2 Densité de drainage

La relation de la densité de drainage est donnée par la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots \text{III.6}$$

$D_d = 6,23 \text{ Km}^{-1}$

$\sum L_i$: La longueur totale de tous les talwegs. S: surface totale

Ainsi Le réseau pluvial du bassin versant est bien développé, le bassin en question est donc bien drainé.

III.4.2 coefficient de torrentialité

Il se calcul à partir de la formule suivante :

$$C_T = D_d \times F_1 \dots\dots\dots \text{III.7}$$

F_1 : Fréquence des talwegs d'ordre 01 ;

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots \text{III.8}$$

N_1 : Nombre de talwegs d'ordre 01

$$C_T = 19,36 \text{ Km}^{-3}$$

III.4.3 temps de concentration

Pour l'estimation du temps de concentration, on calculera à l'aide des relations suivantes :

❖ KIRPICH



$$T_c = 0,945 \times \frac{L^{1,115}}{(H_{\max} - H_{\min})^{0,385}} \dots\dots\dots \text{III.9}$$

❖ PASSINI



$$T_c = 0,108 \times \frac{\sqrt[3]{S \times L}}{\sqrt{I_p}} \dots\dots\dots \text{III.10}$$

❖ GIANDOTTI



$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H}} \dots\dots\dots \text{III.11}$$

L : Longueur du talweg principal

S : Superficie du bassin versant
 Hmoy : Altitude moyenne du bassin versant
 Hmax : Altitude maximale du bassin versant
 Hmin : Altitude minimale du bassin versant
 IP : Indice de pente

Tableau III.4 :Temps de concentration

Relation	KIRPICH	PASSINI	GIANDOTTI
Tc (heure)	2,86	4,32	4,93

On prend une valeur comprise entre [2 ,86-4,93] :

Tc (heure) =3.7 h

III.4.4 coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est généralement tabulé en fonction des conditions physiques du bassin versant (relief, sols, végétation, taux d'urbanisation), il est déterminé sur la base de classification dressée par L'ANRH sur les bassins versants algériens en fonction de leurs sols, de la taille du bassin, et de la pluviométrie journalière de fréquence 1%. Dans notre cas le coefficient de ruissellement est de : $Cr = 0.55$

III.4.5 profil en long du cours d'eau

Le cours d'eau est composé de pente variante entre un 5 % -1.2%

Tableau. III.5 : caractéristiques de cours d'eau

Tranche d'Altitude (m)	Longueur Partielle (km)	Longueur Cumulée (km)
593	0	0
450	60,2	60.2
350	51,2	111, 4
250	85,3	196.7
200	82,9	279.6
150	50,7	330.3
53	165,7	496

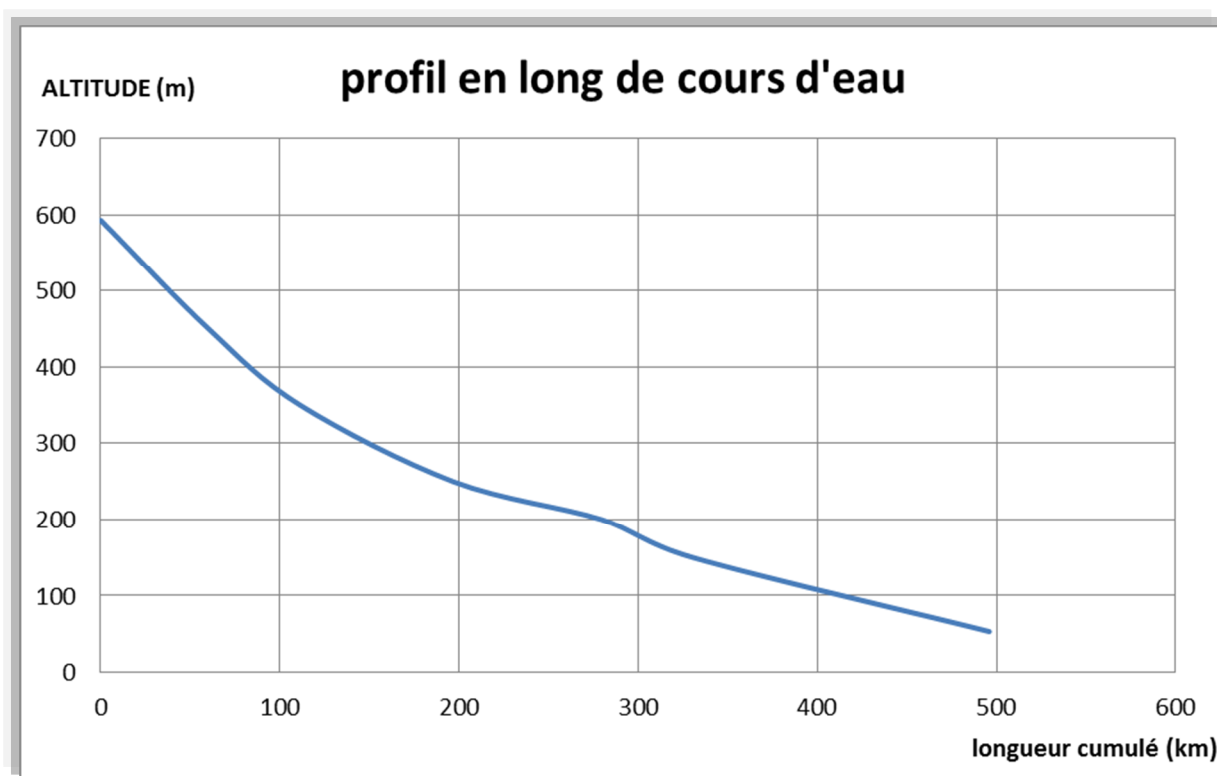


Fig.III.3 : Profil en long du cours d'eau

III.4 .6. Caractéristiques générales du bassin versant

Le bassin étudié s'étend dans la chaîne de montagnes côtières, au Djebel Nador au Sud-ouest dans les Monts de Dahra, formant dans le prolongement Est des Monts sublittoraux allongés Ouest-Est de Ben Arif à Kramis et mis en place après la dernière phase alpine de tectonique tangentielle. Au Nord, cette dépression est séparée de la mer par le Tell septentrional, remontant les crêtes à plus de 590 m d'altitude. Le bassin de l'oued Roumane s'allonge du Sud au Nord parallèlement aux affleurements dominants des crêtes limitantes. L'agglomération, moins développée, est concentrée dans le village d'Ouled Moussa à l'Est, entre autres, la zone urbaine de Sidi Lakhdar qui représente la localité la plus proche du site qui est largement accessible par des routes secondaires allant vers Mostaganem.

La zone des côtiers, dont le relief est moins marqué, favorise ainsi les phénomènes du processus de formation des précipitations sous un climat tributaire de la Méditerranée. Le régime d'écoulement, soumis au caractère très irrégulier, subit directement l'influence continentale, traduisant un ruissellement rapide et violent de type orageux.

Le réseau hygrométrique actuel n'est pas suffisant pour donner une réponse exhaustive sur les ressources en eau de cette région, mais la lame précipitée est nettement contrôlée tant en qualité qu'en quantité, par un bon nombre de stations pluviométriques limitrophes au bassin. Il est à noter que, du fait des variations brusques des précipitations, les conditions, formant l'écoulement pluvial, changent en conformité avec le régime hydrologique local dont les

principaux cours d'eau des côtiers, généralement pérennes à l'amont immédiat, sont alimentés par des sources souterraines ou des résurgences latérales. L'écoulement du bassin versant de l'oued Roumane, s'effectuant du Sud vers le Nord à proximité de la route nationale n°11, avant d'atteindre le littoral, parcourt près de 10 km.

III.4.6.1.réseau hydrographique

Le bassin Oued Roumane appartenant au flanc nord des côtiers, prend sa source dans les hauteurs méridionales des Monts de Dahra au djebel Nador à l'Est (593), sous le nom de l'oued Sébaane. L'artère principale coule en aval de façon moins pérenne, en effectuant des méandres très prononcés dans toutes ses parties basses sur un parcours près de 10 km. Sous différentes formes lithologiques composées de formations argilo-marneuses, et gréseuses par endroit, le thalweg principal collecte, en rive droite comme en rive gauche, des affluents secondaires pour former l'oued Roumane jusqu'à l'exutoire. Avant de se jeter dans la mer, l'oued Roumane vient grossir son tribut d'écoulement par un affluent de grande importance, l'oued Cheurfâ, qui contribue largement aux différentes crues caractérisées par la violence et la rapidité du ruissellement.

L'oued présente en aval une pente régulière plus active, longeant la plaine du Douar Grainia qui domine le relief accidenté de part et d'autre du cours d'eau. Par contre, la partie amont conserve son caractère montagneux jouant un rôle générateur de perturbations pluviométriques fortement orageuses dont les crues sont accentuées par les pentes abruptes du relief. Ajouté à l'état des terrains hautement dégradés par toutes les formes de l'érosion, cet aspect orographique permettrait, en effet, d'emmagasiner un volume significatif d'eau de bonne qualité sous les dépôts alluvionnaires dans la vallée.

En revanche, les bassins limitrophes à notre bassin, ayant une couverture végétale suffisante pour retenir les eaux pluviales qui s'infiltrent favorablement, donnant une minéralisation globale, en étiage, conforme aux normes de potabilité de l'eau. La moyenne du résidu sec, enregistrée pendant les périodes sèches peuvent avoisiner les 2g/l, contrairement à la saison des hautes eaux où il est observé des valeurs parfois inférieures à 1g/l.

En période de crues, le bassin projeté subit en aval un laminage de ruissellement à tel point que l'écoulement se déverse dans une grande dépression latérale du village de Grainia, écrétant les grands débits de pointe générés par les pluies à caractère orageux.

Généralement, les cours d'eau sont moins pérennes en été par suite du tarissement des sources résurgentes latérales et coulent, de manière significative, qu'en périodes pluvieuses. L'écoulement, en été, est moins significatif en raison de la forte évaporation.

III.4.6.2 caractéristiques physiques

Enclavé entre deux chaînes de montagnes (Forêt de Djebel Nador à l'Ouest et Djebel Bou Hanni à l'Est), le bassin étudié, relativement moins important, couvre une superficie estimée à 90.9 km². L'altitude moyenne est évaluée à près de 320 m. Les lignes de crêtes, situées entre 500 et 550 m dont le point culminant étant 593 m, forment des chaînons montagneux, très arrosés en hiver. Par conséquent, les affluents afférents, assez importants, drainent de manière énergique la partie latérale des versants montagneux.

Au site projeté, sur l'oued Roumane, les caractéristiques physiques du bassin ont été déterminées à partir des estimations physiographiques, effectuées à échelle de 1/50 000^{ème} du fonds topographique conforme dont l'erreur commise ne peut dépasser les 5%. Les paramètres essentiels de base, donnant le caractère morphologique du bassin sont résumés ci-après:

III.4.7 conclusion

Les paramètres hydro-morphométriques sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.6 : des Caractéristiques Morpho métriques du Bassin de l'oued Roumane

P A R A M E T R E	EVALUATION	U N I T E
Superficie du bassin	90.9	Km ²
Périmètre du bassin	43.6	Km
Altitude maximale	593	m
Altitude moyenne	320	m
Altitude minimale	53	m
Longueur du Thalweg principal	21.5	Km
Longueur du rectangle équivalent	16.21	Km
Largeur du rectangle équivalent	5.61	Km
Quotient des composants C	2.89	-
Indice de compacité K _C	1.28	-
Pente moyenne	1.28	%
Temps de concentration T _c	3.7	H
Densité de drainage D _d	4.2	Km-1

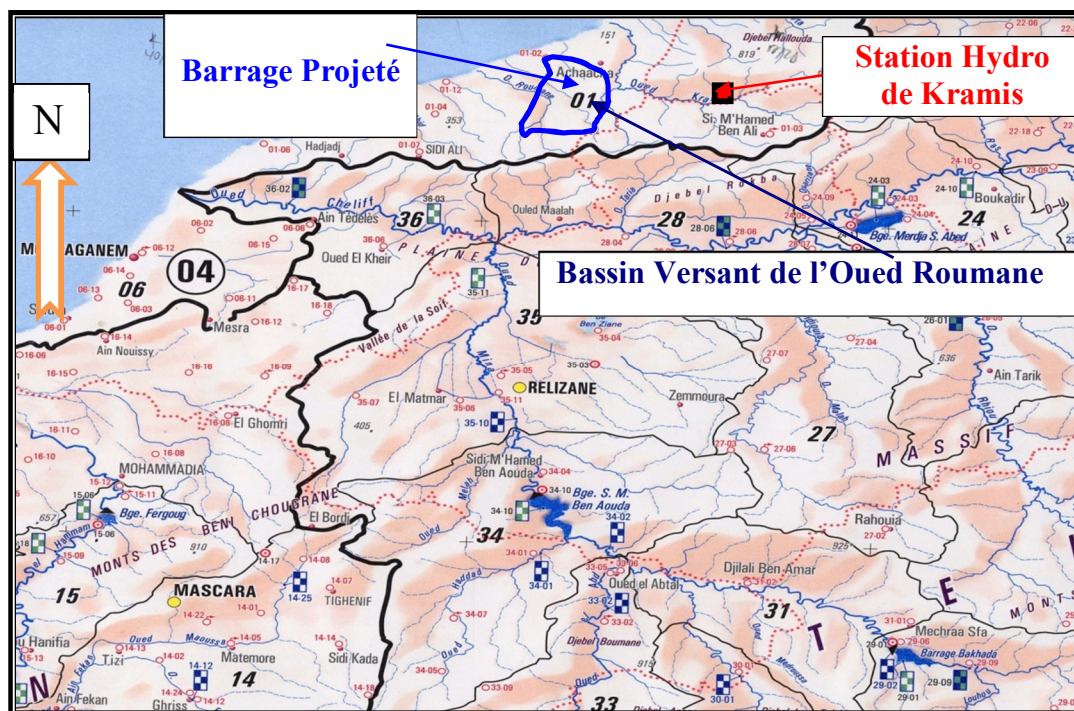
III.5 CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES

Positionné dans la zone côtière, au Nord des Monts de Dahra, le bassin de Roumane est soumis à l'influence de deux régimes entièrement opposés en matière de formation de précipitations. L'un, méditerranéen dominant, agit directement par des entrées marines, provoquant de fortes précipitations en saison d'hiver; l'autre, continental, est marqué par la vaste étendue de la plaine de Chélif, où la pluviométrie, plus intense en altitude, est caractérisée par les effets orageux des saisons estivales.

Le fait que le bassin est orienté vers le Nord, enclavé entre deux formations montagneuses, les caractéristiques climatiques diffèrent nettement dans ces deux régions. Le régime pluviométrique est conditionné sur cette zone étroite par un changement du climat local brusque du versant sous le vent. En effet, une diminution pluviométrique est marquée dans la plaine où les conditions de formations orageuses ne sont pas favorables. Ce phénomène trouve son explication dans le transfert des masses d'air très chargées en vapeur d'eau vers le Sud, en passant sans encombre, le long du bassin où la région en altitude est nettement plus arrosée.

Ayant passé ces crêtes, les masses d'air se réchauffent en réduisant brusquement le volume potentiel susceptible de générer les pluies. C'est pour cette raison que les moyennes

interannuelles passent de 400-450mm dans les hautes montagnes du littoral, à moins de 400mm, au Sud, dans l'extrême limite de la plaine de la Mina.



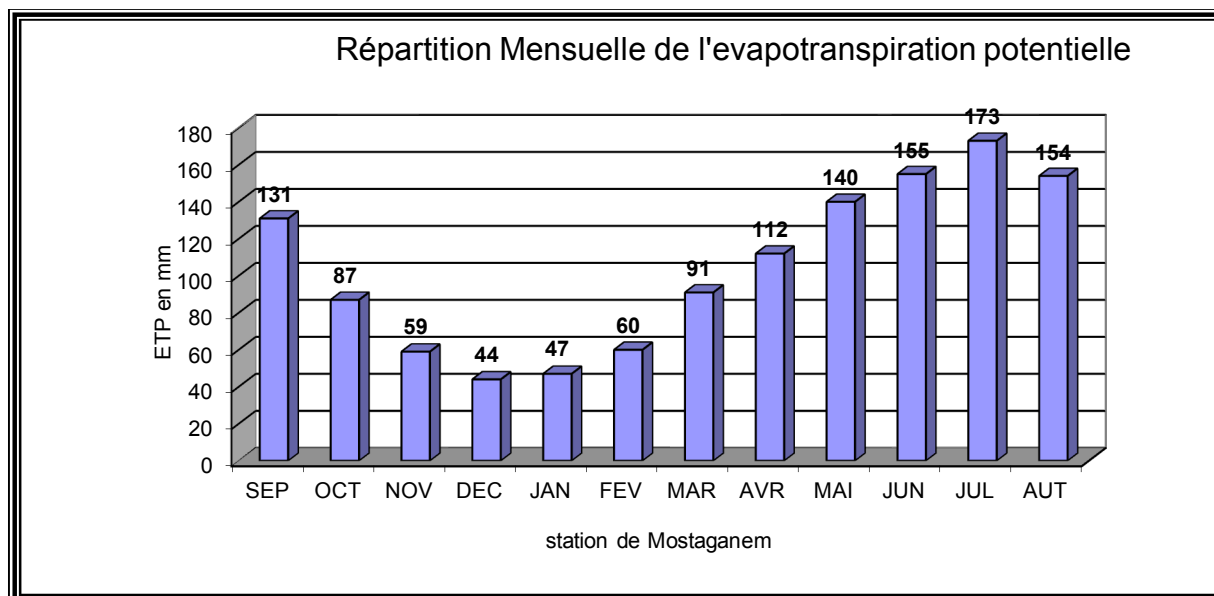


Fig. III.5: répartition mensuelle de l'évaporation potentielle (station Mostaganem)

III.5.2.régime pluviométrique

la position géographique dans la zone méditerranéenne du site étudié, flanc nord des côtières, cette région est soumise à l'influence des régimes mixtes en matière de formation des précipitations. En effet, l'un, atlantique à l'ouest, souvent méditerranéen, agit directement par des entrées marines, provoquant de fortes précipitations, en saison d'hiver ; l'autre, continental à relief montagneux, est marqué par la vaste étendue orographique, où la pluviométrie, plus intense, est caractérisée par les facteurs orageux des saisons à tendance humide.

Au climat semi-aride, le bassin de Roumane se caractérise par deux grandes saisons, respectivement froides et pluvieuses en hiver, et aride sans précipitations significatives, en été. Les indices climatiques, appliqués à cette région, donnent un caractère du type de climat semi-aride, compte tenu du régime hydrologique irrégulier à l'échelle des trois dernières décennies. La notion de climat se trouve interférée dans cette zone par deux indices conditionnés par la pluviométrie irrégulière et la température des valeurs extrêmes, très fortes en relief

III.5.2.1 .répartition mensuelle de pluies

Le réseau pluviométrique, bien que peu étoffé, est cependant réparti d'une façon suffisamment satisfaisante pour évaluer, sans faire trop d'erreurs, les précipitations annuelles sur l'ensemble du bassin. Les données disponibles couvrent, en effet, une période longue pour la station de Mostaganem, de Sid Ali et de Sidi Lakhdar dont d'autres stations auxiliaires, situées à la périphérie du bassin étudié, ont été exploitées en termes d'extrapolation spatiale de la pluie. Comme les périodes diffèrent d'une station à l'autre pour estimer la pluviométrie annuelle, il a été étudié pour cette station l'évolution de ce paramètre pratiquement sur

l'ensemble de phases humides et sèches sur la période 1928-2010, donnant la répartition mensuelle pluviométrique dont le nombre de jours de pluie varie en moyenne de 50 à 70 par an.

Répartition mensuelle de la pluviométrie dans le bassin de Roumane, 1928-2010

Tableau III.8 : Répartition mensuelle de la pluviométrie dans le bassin de Roumane

(1928-2010)

ANRH D'Oran

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aût	Année
P(mm)	18.4	48.4	63.2	67.9	62.9	51.1	48.2	35.2	28.4	8.2	1.4	3.6	437.0
En %	4.21	11.1	14	16	14	12	11	8.05	6.5	1.9	0.3	0.8	100
Nb jours	3	5	5	6	7	5	7	6	5	4	2	3	58

Ainsi, l'analyse de la carte pluviométrique établie, à l'échelle nationale par le secteur des ressources hydrauliques, (édition 1992, ANRH), montre que la pluviométrie diminue dans les côtières du sud dans les crêtes au nord au littoral. Néanmoins, à l'échelle de notre bassin, l'estimation de la pluie moyenne peut être légèrement diminuée du fait du gradient pluviométrique faible, pris généralement égal à 10-15mm tous les 100 mètres d'altitude. La carte des isohiètes, ainsi établie, indique que la pluviométrie annuelle dans la région varie entre 400 et 480mm dont le pic (484mm) est enregistré sur les crêtes côtières. Compte tenu de la dernière décennie relativement sèche (4.8%), proposons-nous la valeur moyenne de **437mm** de pluie interannuelle dans le bassin projeté.

La saison pluvieuse est généralement active entre le mois d'octobre et le mois d'avril. Les données pluviométriques montrent que les pluies sont relativement bien réparties au cours de l'année, à l'exception des mois d'été (Juin à Août) où les précipitations, sous forme d'averses peu durables, sont peu significatives. Les mois les plus pluvieux sont enregistrés aux mois de novembre et décembre, favorisés par les intensités de type orageux

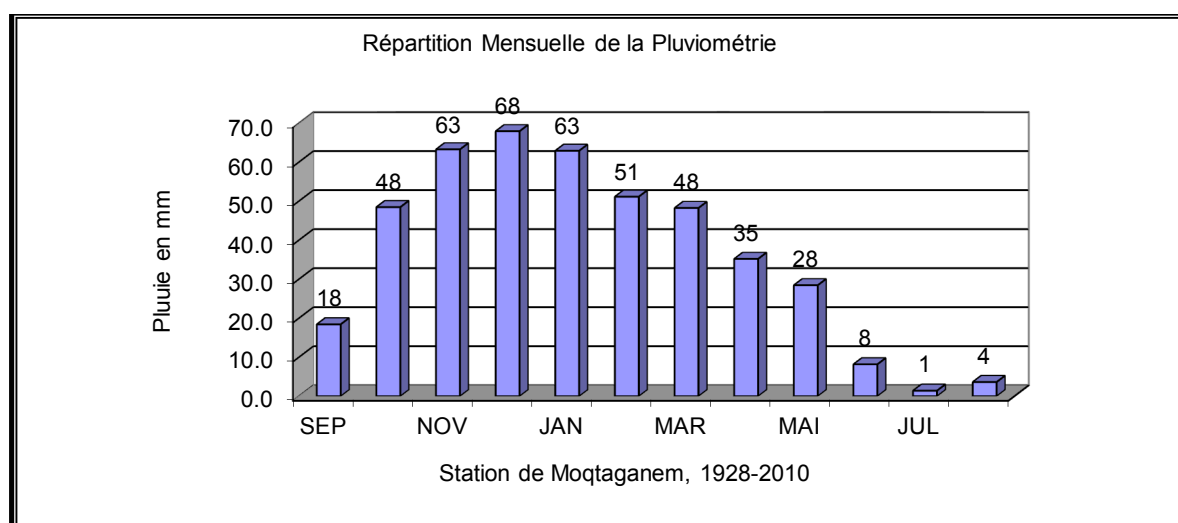


Fig. III.6 : Répartition mensuelle de la pluviométrie dans le bassin de Roumane (1928-2010)

III.5.2.2 analyse statistique des précipitations annuelles

L'estimation statistique de la pluie annuelle donne aussi bien pour la loi de Galton que pour la loi de Gumbel, des valeurs fréquentielles qui se rapprochent convenablement. En effet, l'adéquation d'ajustement statistique réduisant les erreurs d'estimation à un niveau acceptable a été adoptée en vue d'obtenir des valeurs fréquentielles escomptées pour le projet. Pour différentes méthodes utilisées, on obtient ainsi les valeurs statistiques des pluies annuelles pour les périodes humides comme pour les périodes sèches qui pourraient servir de base pour les calculs des apports liquides sur le site de barrage du bassin.

A ce titre, afin de pouvoir mettre en évidence l'ajustement statistique du régime pluviométrique du bassin de Roumane, il a été traité la série des totaux annuels tout en appliquant certains critères d'adéquation en donnant les résultats fréquents qui paraissent mieux approcher les valeurs obtenues par les études antérieures réalisées dans la région similaires. La station sélectionnée pour la période de 1972-2010, est celle de Mostaganem qui, par sa position à proximité du bassin, semble être représentative de la région des côtiers. Sa distribution statistique suit aisément la loi de Galton, fournissant ainsi les valeurs fréquentielles des totaux annuels tant pour la période humide que pour la période sèche.

Tableau III.9 : Valeurs fréquentielles annuelles des précipitations Station de Mostaganem (1972-2010)

Période 1972-2010		Fréquence	2	5	10	20	50	100	1000
Etat	Pmoy	Equation	0.000	0.842	1.282	1.644	2.054	2.300	3.100
Humide	376	0.1424U+2.5533	358	472	545	614	702	761	989
Sèche	376	0.1424U+2.5533	358	272	235	209	182	168	129
Période 1928-2010									
Humide	437	-	416	541	623	700	799	870	1122
Sèche	437	-	416	316	274	243	213	196	150

III.5.2.2.1 ajustement à une loi log normale des pluies annuelles (loi de Galton) :

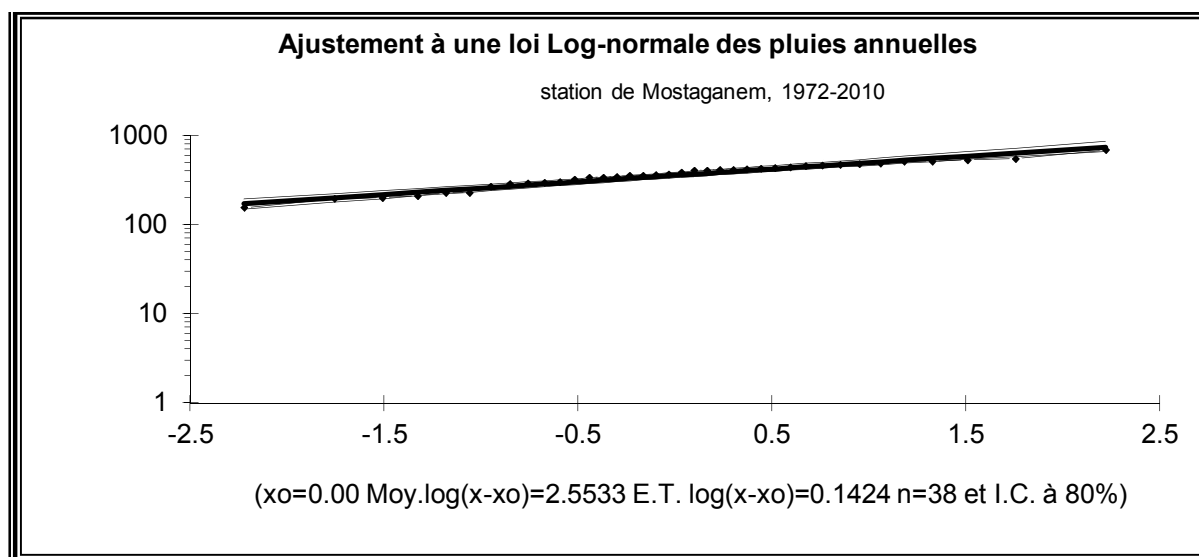


Fig. III.7 Ajustement à une loi log normale des pluies annuelles (loi de Galton)

III.5.2.2.2 Ajustement à une loi de Gumbel des pluies annuelles (loi de normale) :

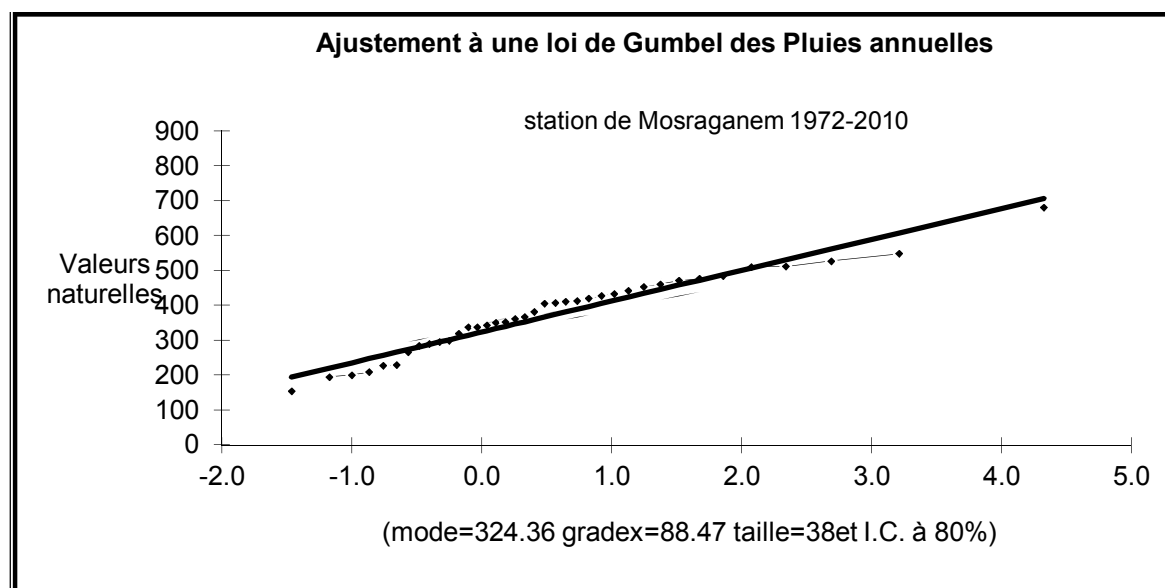


Fig. III.8 Ajustement à une loi de Gumbel des pluies annuelles (loi de normale)

Ainsi, sous l'hypothèse que le régime annuel des pluies d'un bassin versant, pris comme unité hydrologique bien définie, suit la même loi de probabilité que les séries de variables annuelles dérivées de l'ensemble de son espace, il est admis alors de traiter statistiquement chaque série d'observation (autrement dit chaque poste soumis à ce régime) par la même loi de distribution. Ceci étant, le bassin de Roumane, de par sa faible étendue, peut être considéré

comme une unité hydrologique nettement homogène pour laquelle les estimations statistiques sont plus cohérentes en matière de paramètres fréquentiels de projet.

C'est dans ce contexte que les traitements basés sur les précipitations annuelles ont été effectués de manière convenable sans pour autant commettre de grosses erreurs estimatives sur les paramètres de projet pour différentes fréquences. A ce titre, il a été possible de traiter la station de Mostaganem pour la période (1972-2010), dont les résultats obtenus ne s'éloignent que légèrement de ceux obtenus par les différents travaux réalisés dans la région des côtières

III.5.3 régime des températures

Le tableau suivant résume les paramètres moyens thermiques estimés à la station de Mostaganem comme dans les autres stations avoisinantes, extraits des différentes séries d'observations météorologiques et des annuaires édités antérieurement.

III.5.3.1. répartition des températures extrêmes station de Mostaganem

Tableau III.10 : Répartition des températures extrêmes station de Mostaganem (1968/2010)

ONM d'Oran

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy
T°c moy	22.8	19.0	15.1	12.2	11.2	12.2	13.4	15.2	18.1	21.6	24.5	25.3	16.9
Min (1.4)	26.8	23.8	19.7	16.9	15.9	16.8	18.1	19.9	21.9	25.1	27.6	28.4	22
Max (44.5)	32.1	24.7	16.3	12.9	12.4	15.4	17.4	23.5	27.4	32.7	37.6	35.7	24.0

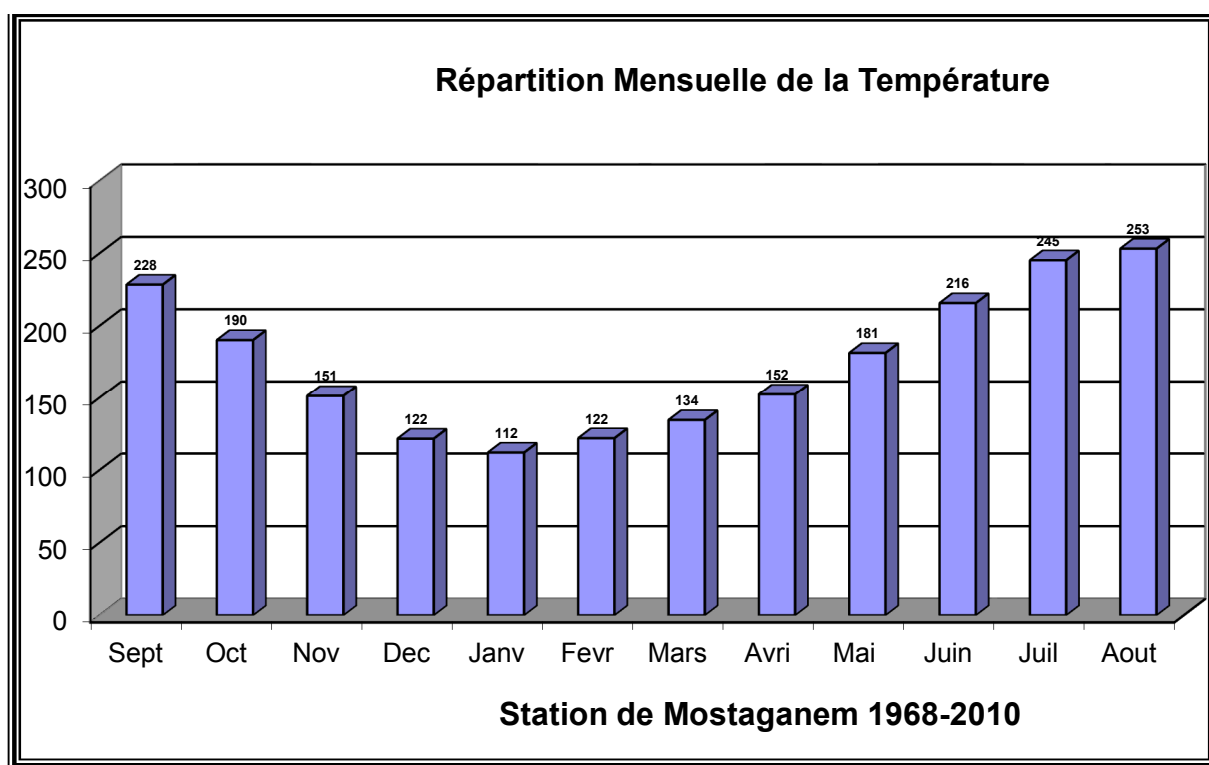


Fig.III.9 : Répartition des températures extrêmes station de Mostaganem

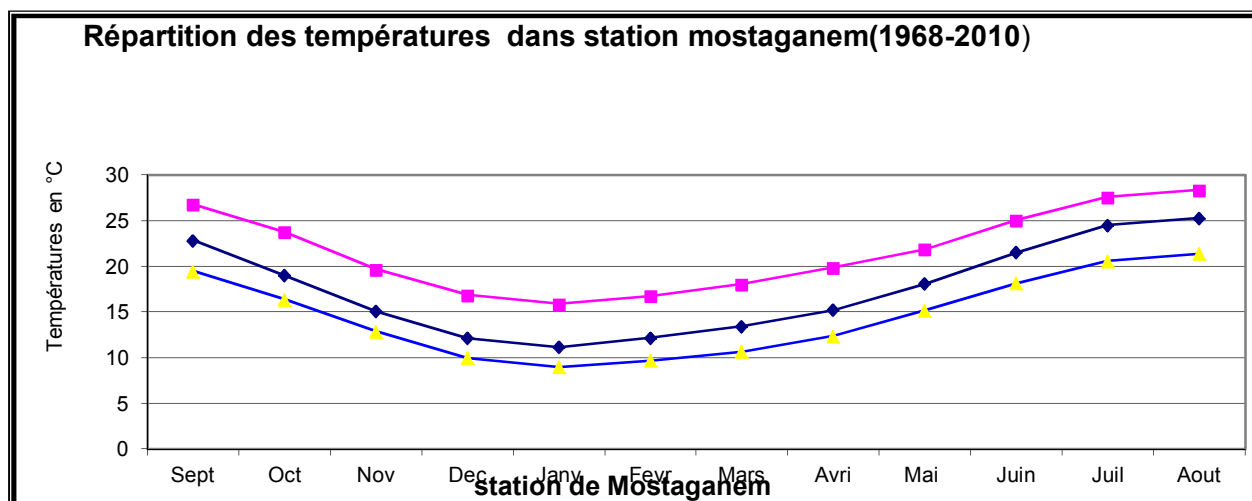


Fig.III.10 : graphes des températures extrêmes station Mostaganem1968-2010

III.6.INTENSITES DE COURTES DUREES

Afin d'étudier le caractère intensif des précipitations dans le bassin, il est nécessaire de formuler à partir du paramètre pluviométrique journalier, une expression mathématique déterminant les intensités de courtes durées significatives. Pour cela, on dispose d'un fichier d'observation standard, relevant les pluies quotidiennes maximales annuelles dont il est possible d'extrapoler, d'une zone à l'autre en utilisant des méthodes statistiques appropriées.

Ainsi, la quantité de pluie tombée, en une durée d'intensité donnée, est admise si on la lie à la pluie maximale journalière par la formule décrite par Montana, et corrigée statiquement selon les coefficients climatiques adéquats. Compte tenu des études réalisées dans la région proche de notre bassin, les intensités-durées-fréquences sont déterminées par la formule régionale élaborée pour les zones des côtiers, et affinée notamment en fonction du relief des Monts de Dahra. Cette formule se définit en relation avec les pluies maximales quotidiennes fréquentielles statistiquement déterminées, et ce par l'expression :

$$P(t) \% = a * P_{jmax} * t^b \dots\dots\dots III.12$$

a et b : Coefficients climatiques ajustés convenablement au bassin projeté,(dans ce cas, a = 0,451 et b = 0,251 par extrapolation régionale),

P_{jmax} : pluie de 24h pour une fréquence donnée,

P (t) : pluie de durée t pour la même fréquence.

L'ajustement statistique de la série des pluies maximales quotidiennes de la station de Mostaganem, semble être mieux adapté à la loi de Galton. Pour le site projeté, il apparaît logique de traiter cette station en matière d'intensité qui, selon le principe de formation d'écoulement, dispose d'un fichier plus représentatif des pluies journalières génératrices de violentes crues dans le bassin.

III.6.1 précipitations maximales journalières annuelles (pj max)

Les crues de ces oueds sont, d'après une enquête de reconnaissance sur les lieux, effectuée avec la population riveraine, brusque et très violente. Selon des témoignages recueillis sur le terrain, lors de notre mission sur site, les crues, bien qu'elles soient épisodiques mais considérables, peuvent durer plusieurs heures, voire des jours. Elles peuvent rouler des dizaines de milliers de mètres cubes très chargés en matières en suspension. Ce caractère est, en effet, caractéristique des côtières montagneux dont les intensités de courtes durées, génératrices d'importantes crues, sont accentuées par le relief accidenté dans son aspect intensif.

Les averses sont rarement généralisées sur le bassin, mais localisées dans les versants selon l'origine du flux pluvial. Un tel processus provoque, dans ce cas, des crues catastrophiques générées d'une situation potentiellement agressive en matière d'intensité.

III.6.2. analyse statistique des pluies maximales annuelles

Ainsi, l'estimation statistique de ce paramètre donne aussi bien pour la loi de Galton que pour la loi de Gumbel, des valeurs fréquentielles qui se rapprochent convenablement. D'où l'adéquation d'ajustement statistique réduisant les erreurs d'estimation à un niveau acceptable au point de vue des valeurs fréquentielles escomptées. Pour différentes méthodes utilisées, on obtient ainsi les valeurs des intensités durées fréquences qui pourraient servir de base pour les calculs des débits de pointe au site projeté dans la région du barrage Roumane

III.6.2.1 Résultats des estimations statistiques des Intensités Durées Fréquences (IDF) station de Mostaganem :

$$p(t)=0,451 \cdot P_{jmx} \cdot t^{0,251} \dots \dots \dots \text{III.13}$$

Tableau III.11 : Résultats des estimations statistiques des Intensités Durées

Temps de retour	2	5	10	20	50	100	1000	
Variable de GaussU	0	0.842	1.282	1.644	2.054	2.3	3.1	Tc
Pjmax humide	44.9	64.2	77.2	89.7	106.2	118.0	161.5	
Pjmax Sèche	45	31	26	22	19	17	12	
Barrage de Roumane P(Tc)	29.4	42.0	50.5	58.7	69.5	77.2	105.7	4.5

Les équations d'ajustement de ces valeurs fréquentielles s'expriment sous forme de droite des PJ max d'ajustement à deux paramètres :

Ajustement par la loi de Galton (log normale) :

$$\text{Log}(P) = 0.1827 \cdot U + 1.65$$

Ajustement par loi de Gumbel :

$$Y = 17.29 \cdot Y + 38.82$$

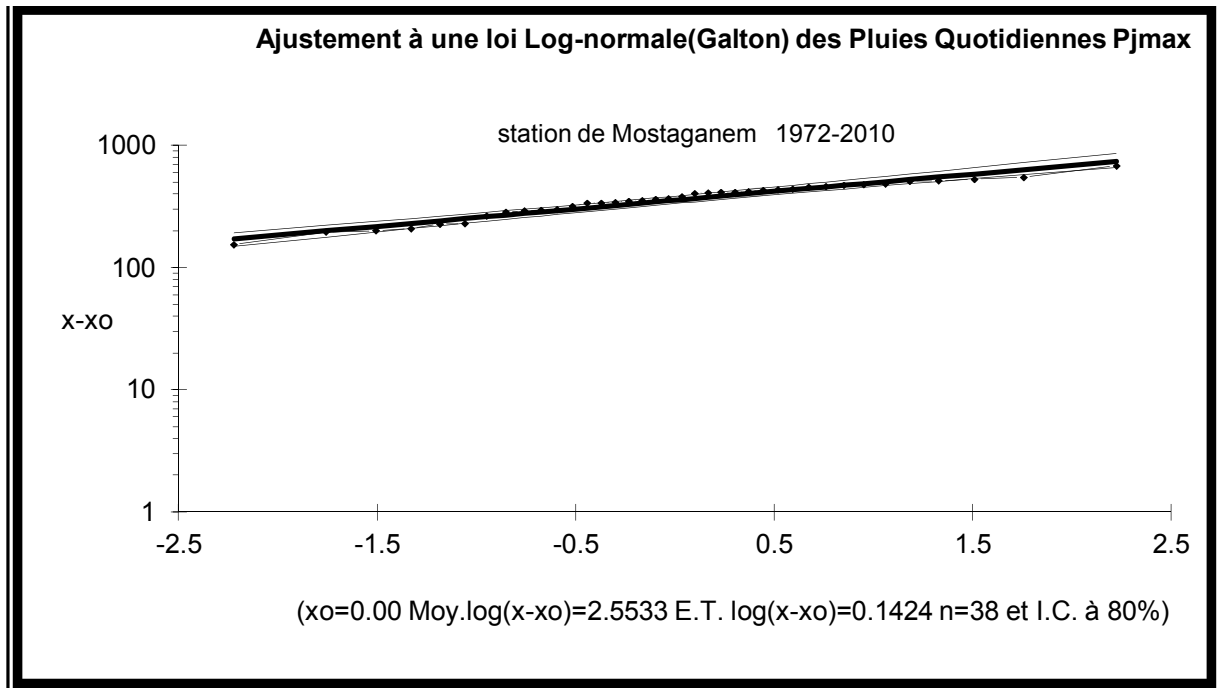


Fig. III.11:ajustement à une loi Galton des pluies journalières maximales PJ max

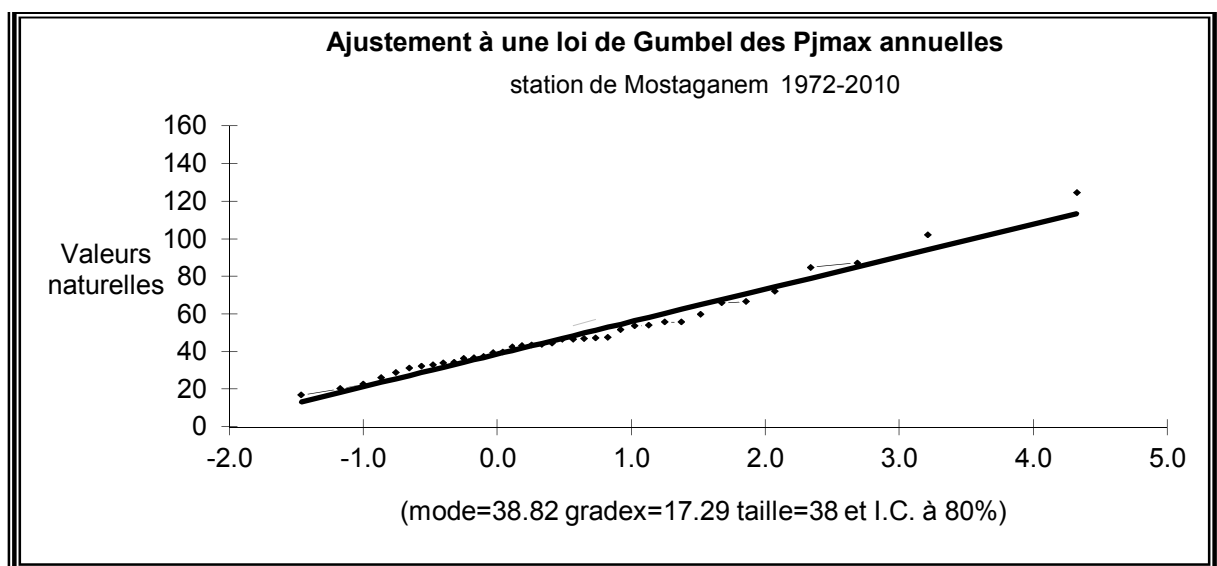


Fig. III.12:ajustement à une loi normale des pluies journalières maximal

III.6.3 Intensité durées fréquences en mm de durée T site du barrage

Tableau III.12 : Intensité durées fréquences en mm de durée T site du barrage de oued Roumane

Bassins versants	Intensités de courtes durées T (mm)							Tm	Th
$p(t)=0,451 \cdot P_{jmax} \cdot t^{0,251}$ Site du barrage Intensités en mm Pour une durée T	2	5	10	20	50	100	1000	Tc	Tc
	10.9	15.5	18.7	21.7	25.7	28.5	39.0	5	0.08
	12.9	18.5	22.2	25.8	30.5	33.9	46.4	10	0.17
	14.3	20.4	24.6	28.5	33.8	37.5	51.4	15	0.25
	15.4	22.0	26.4	30.7	36.3	40.3	55.2	20	0.33
	17.0	24.3	29.2	34.0	40.2	44.7	61.1	30	0.5
	18.8	26.9	32.3	37.6	44.5	49.4	67.6	45	0.75
	20.2	28.9	34.7	40.4	47.8	53.1	72.7	60	1
	22.4	32.0	38.4	44.7	52.9	58.8	80.4	90	1.5
	24.0	34.4	41.3	48.0	56.8	63.1	86.4	120	2
	25.4	36.3	43.7	50.8	60.1	66.8	91.4	150	2.5
	26.6	38.0	45.7	53.1	62.9	69.9	95.6	180	3
	28.6	40.9	49.1	57.1	67.6	75.1	102.8	240	4
	31.6	45.2	54.4	63.2	74.8	83.1	113.7	360	6
	35.0	50.1	60.2	69.9	82.8	92.0	125.9	540	9
	37.6	53.8	64.7	75.1	88.9	98.8	135.3	720	12
	44.8	64.0	76.9	89.4	105.8	117.5	160.8	1440	24
Bassin versant	Intensités de courtes durées T (l/s/ha)							Tm	Th
Site du barrage Intensités En(l/s/ha)	362	518	622	723	856	951	1301	5	0.08
	215	308	370	430	509	565	774	10	0.17
	159	227	273	317	375	417	571	15	0.25
	128	183	220	256	303	336	460	20	0.33
	94	135	162	189	223	248	339	30	0.5
	70	100	120	139	165	183	250	45	0.75
	56	80	96	112	133	148	202	60	1
	41	59	71	83	98	109	149	90	1.5
	33	48	57	67	79	88	120	120	2
	28	40	49	56	67	74	102	150	2.5
	25	35	42	49	58	65	89	180	3
	20	28	34	40	47	52	71	240	4
	15	21	25	29	35	38	53	360	6
	11	15	19	22	26	28	39	540	9
	9	12	15	17	21	23	31	720	12
	5	7	9	10	12	14	19	1440	24

III.7 APPORTS LIQUIDES

En l'absence de données d'observations suffisantes dans le bassin, les estimations de l'apport liquide moyen annuel se sont basées sur les caractéristiques morphologiques ainsi que sur les enregistrements hydrologiques du bassin des côtiers au site de l'oued Kramis

qui est contrôlé par une station hydrométrique de jaugeage, dont les conditions d'écoulement, présentent des analogies convenables avec le bassin étudié. Aussi, une étude bibliographique des régions ayant les mêmes caractéristiques physiques que le bassin projeté, a fait l'objet d'une analyse globale pour déterminer au mieux l'écoulement annuel probable au site du barrage.

Ainsi, la détermination des apports annuels et mensuels s'est faite sur la base des données d'écoulement enregistrées et estimées dont la période d'observation (1989-2003) est admise pour mieux évaluer les valeurs moyennes et les paramètres fréquentiels de projet. La série des observations couvre la période réduite frappée néanmoins par la sécheresse sévère dont il faudrait en tenir compte en matière d'impact climatique sur les ressources en eau de la région.

En outre, il a été appliqué plusieurs formules empiriques pour estimer cet apport dont les paramètres correctifs ont été, de manière approfondie, ajustés conformément aux études similaires. Sachant convenablement l'état physique de notre bassin, ainsi que les propriétés morphométriques du site, et ce, lors de notre mission de terrain, les lois qui régissent l'écoulement annuel ont été longuement discutées selon leur adaptation régionale.

III.7.1 Répartition mensuelle des apports annuels selon la station hydrométrique de Kramis (surface du bassin=290 km²)

Tableau III.13 : Répartition mensuelle des apports annuels de barrage Kramis .ANRH

Apports mensuels	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv.	Févr.	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	Année
Kramis (Hm ³)	0.60	1.57	2.05	2.21	2.04	1.66	1.57	1.14	0.92	0.26	0.05	0.12	14.2
%	4.2	11.1	14	16	14	12	11	8.1	6.5	1.9	0.3	0.8	100

III.7.2 estimation par rapport à un bassin de référence

Ayant une analogie globale acceptable entre le bassin étudié et celui de référence dans le domaine de la géomorphologie, de l'hydrologie fluviale et de l'état de recouvrement végétal, il a été transformé les valeurs calculées sur le site de Kramis et sur le site de Mekhaissia, situé dans les cotiers oranais ayant les memes caractéristiques hydrologiques dont on connaît les valeurs des apports annuels, en fonction de la superficie variée du bassin étudié. Les valeurs hydrologiques des bassins de référence, sont résumées, à titre indicatif, ci-dessous pour mieux les transformer au site du barrage de Roumane.

La formule de transformation s'exprime par analogie, en fonction des valeurs moyennes prises du bassin de référence. Ainsi, nous obtenons les résultats qui semblent conformes aux différentes études réalisées dans ce cadre :

$$A_M = (A_T * Cr) (S_M / S_T)^{0.8} \dots\dots\dots \text{III.14}$$

Où, les paramètres sont définis comme suit :

A_M = Apport moyen annuel au site projeté du bassin de Roumane.

A_T = Apport moyen annuel du bassin de Référence, à Kramis, Malleh et à Mékhaissia.

S_M et S_S = Superficies respectives des deux bassins.

Cr = Coefficient correctif lié au climat et type d'écoulement

Variable suivant l'étendue du bassin de référence ($Cr = 1$ pour la même région climatique).

Tableau III.14 : Estimation par rapport à un bassin de référence

Bassin de référence	Cr	App	Surf	Barrage Roumane
Kramis	0.9	14.2	290	5.61
Mekhaissia	1.1	6	104	5.93
Malleh	1.2	23	691	5.45

III.7.3. formule régionale

Etant donné que l'apport moyen annuel est fonction de la lame d'eau moyenne précipitée, il est possible alors de déterminer ce paramètre, en évaluant un coefficient d'écoulement régional moyen. En effet, si la pluie annuelle est estimée à près de **437mm** dans le bassin, et un coefficient C_e , dont le climat est subhumide, évalué à **0,125** pour notre cas, selon les études réalisées dans la région, la lame d'eau écoulée Le , serait de l'ordre de **55mm** On déduit alors l'apport moyen annuel, sans grosses erreurs, au site de l'Oued Roumane à :

$$A = 5.0 \text{ Hm}^3$$

III.7.4. méthodes empiriques

A. Formule de Samie :

Cette formule d'estimation sert à déterminer l'apport moyen annuel des cours d'eau dont le climat est pratiquement semi aride. Liée généralement à des coefficients simples, cette formule fournit, de manière grossière, des résultats convenables en surestimant légèrement la valeur pour les régions moins humides :

$$LE = P^2 * (293 - 2.2 * S^{0.5}) * K \dots\dots\dots \text{III.15}$$

($K=1.1$)

P = pluie annuelle exprimée en mètre.

S = superficie de bassin et K = coefficient correctif de la région

$$A = 5.2 \text{ Hm}^3$$

B. Formule de Chaumont

Généralement admise pour tous les types de climat, la formule de Chaumont donne le coefficient d'écoulement moyen annuel. Appliquée à plus de 70 bassins versants, toutes catégories d'échelles climatiques confondues, cette méthode, "dite algérienne", répond mieux à l'estimation de la lame d'eau écoulée. Elle s'exprime par un seul paramètre C_E , pouvant donner la proportion de la pluie efficace :

$$C_E = C * (1 - 10^{-k}) \dots \text{III.16} \quad \text{Où :}$$

$$k = - 0.36 * p^2 \dots \text{III.17}$$

C = Coefficient climatique, variant entre 1.1 et 1.5 (climat semi aride) notre cas $C=1.2$

P = Pluie moyenne du bassin, en mètre.

$$A = 5.8 \text{ Hm}^3$$

Ces valeurs des apports annuels calculés ou déduits des différentes formules ajustées climatiquement à notre bassin, varient entre 5.0 et 5.8Hm³ pour les estimations empiriques, et entre 5.5 et 5.9 Hm³ pour l'évaluation régionale, dont le résultat moyenne serait de l'ordre de 5.5 Hm³.

Si nous considérons que le régime des écoulements, répartis mensuellement, est en étroite corrélation linéaire simple avec la distribution mensuelle des Précipitations annuelles mesurées à la station de Mostaganem, il est possible de répartir l'apport annuel de l'oued Roumane par mois et par saison comme suit:

Répartition mensuelle de l'apport annuel de l'oued Roumane (au site du barrage) :

Tableau III.15: Répartition mensuelle de l'apport annuel de l'oued Roumane 'Source : ONM d'Oran'

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jl	Aût	An
Barrage de Roumane	0.23	0.61	0.80	0.85	0.79	0.64	0.61	0.44	0.36	0.10	0.02	0.05	5.5
P (%)	4.21	11.1	14	16	14	12	11	8.05	6.5	1.9	0.3	0.8	100

Comme on peut le constater, la répartition mensuelle de l'apport annuel montre que les saisons humides et sèches se compensent par les deux régimes dominants dans le bassin des côtiers, atlantique en hiver et continental en été. Ces deux saisons, en effet, plus apparentes, et dont la pondérance ne peut se distinguer de leurs écoulements, sont à la limite des mois les plus humides (décembre-février en hiver et juin-aout en été) qui caractérise la transition des saisons pluvieuses

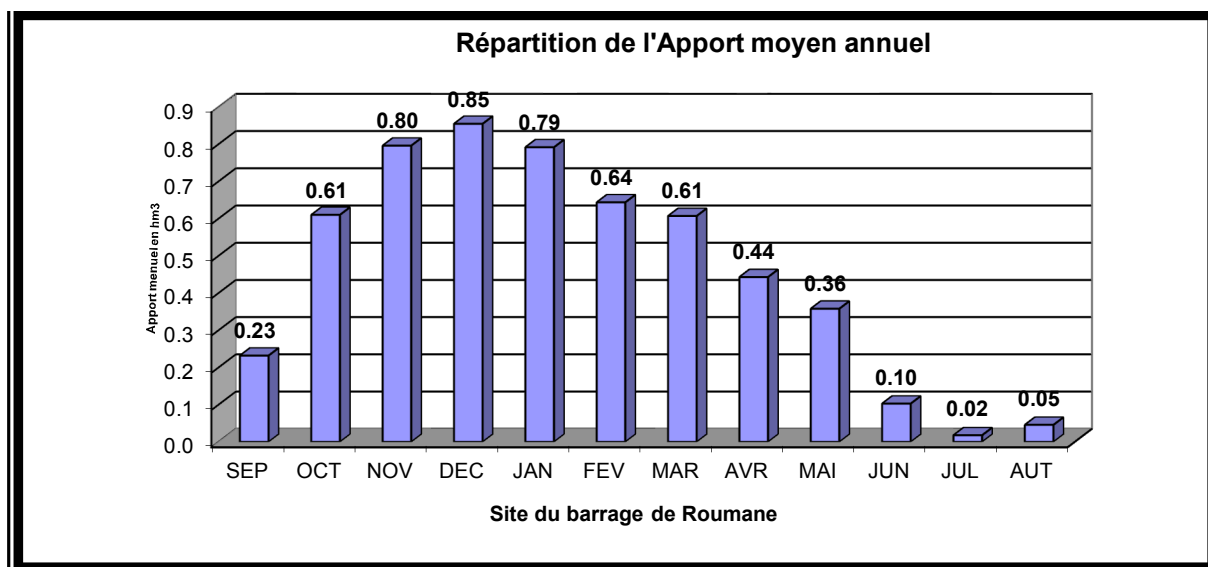


Fig. III.13 : Répartition mensuelle de l'apport annuel de l'oued Roumane

III.8. ANALYSE STATISTIQUE DE L'APPORT ANNUEL

III.8.1. Méthode empirique

L'analyse statistique des apports de certaines stations voisines montrent que la distribution des apports s'ajuste mieux à la loi de Galton (Log-Normale). Le coefficient de variation, défini comme paramètre d'irrégularité des apports dans la zone d'étude, représente une constante pour une unité hydrologique donnée. Dans notre région, ce coefficient, estimé sur plusieurs séries d'apports annuels, a été évalué à 0.58, donnant la répartition fréquentielle selon la formule exprimée en loi Log-Normale comme suit :

$$\text{App}\% = [\text{Amoy}/\text{rac}(\text{Cv}^2+1)] * [\text{Expo } U * (\text{racine}(\text{Log}(\text{Cv}^2+1)))] \dots \text{III.18}$$

D'où, l'expression sera au bassin du barrage Roumane :

$$\text{App}\% = 4.758 \text{ Expo } (0.538 * U) \dots \text{III.19}$$

III.8.1.1 apports annuels fréquentiels du bassin de Roumane en hm3/an

Tableau III.16 : Apports annuels fréquentiels du bassin de Roumane en Hm³/an

Temps de retour	Amoy	2	5	10	20	50	100	1000
Bassin de Roumane Période humide	5.5	4.8	7.5	9.5	11.5	14.4	16.4	25.3
Bassin de Roumane Période sèche	5.5	4.8	3.0	2.4	2.0	1.6	1.4	0.9

III.8.2. méthode régionale

En termes de distribution statistique des données hydrométriques enregistrées dans la station de Kramis, les équations d'ajustement des apports liquides superficiels s'expriment sous forme de droite de distribution en loi de Gumbel, comme en loi de Galton à deux paramètres :

Station de Kramis :

Gumbel : $\text{Apport (A)} = 8.11 * Y + 9.53$

Galton : $\text{Log(App)} = 0.232 * U + 0.818$

Connaissant les données fréquentielles des apports liquides, tirés des études hydrologiques basées sur les débits réellement enregistrés, il est établi les valeurs de mêmes fréquences pour le barrage du bassin projeté, dont les apports annuels sont évalués convenablement.

III.8.3 évaluations des apports annuels fréquents au site du barrage d'oued Roumane

Tableau III.17 : Evaluations des Apports annuels fréquents au site du barrage d'oued Roumane

T de retour	App	2	5	10	20	50	100	1000	S
Freq%	Moy	50%	20%	10%	5%	2%	1%	0,1/ %	Km ²
Apports à Kramis	14.2	13	22	28	34	41	47	65	290
Roumane P. Humide	5.5	5.4	9.4	12.1	14.6	17.9	20.3	28.5	90.9
Roumane P. Sèche	5.5	5.4	3.5	2.7	2.3	1.8	1.6	1.0	90.9

III.8.4 Ajustement à une loi de Gumbel des apports annuels au bassin de Kramis

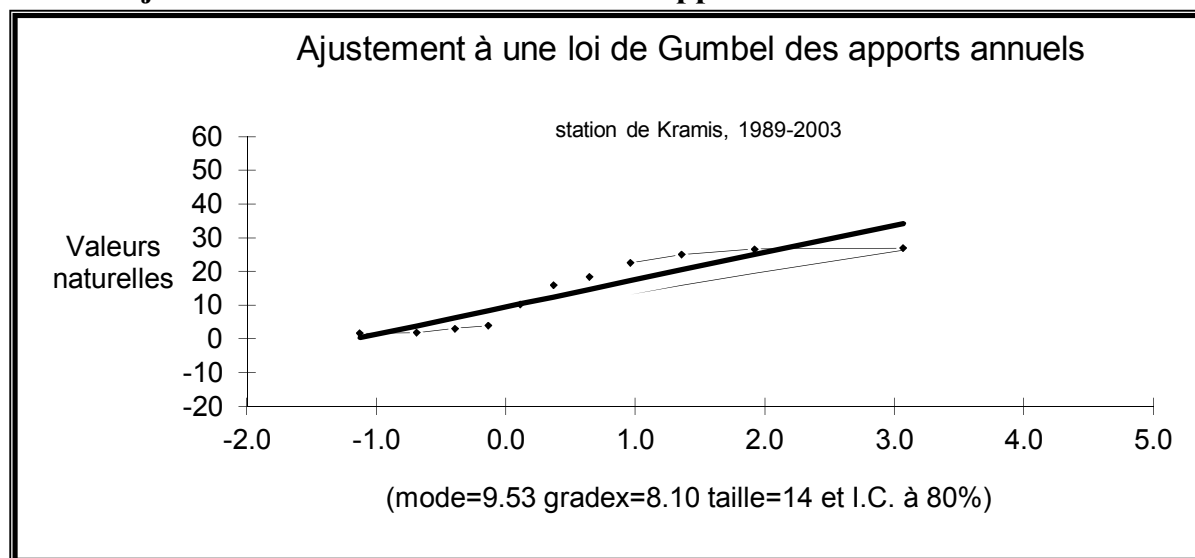


Fig.III.14 : Ajustement à une loi de Gumbel des apports annuels au bassin de Kramis

Enfin, compte tenu de l'analyse statistique effectuée sur les apports moyens annuels au bassin particulièrement de la station de Kramis qui représente une analogie acceptable avec notre bassin, il a été possible de déterminer de la sorte les valeurs fréquentielles des apports annuels

au site projeté. Notamment, la loi statistique qui régit ce paramètre dans la région est celle de la distribution de Gumbel, faisant analogie à la distribution des précipitations annuelles. Par distribution statistique, les apports fréquentiels ont été déterminés comparativement à la station de référence dont on connaît les mesures réellement enregistrées. Pour différentes périodes de retour, on obtient définitivement les valeurs des apports annuels fréquentiels suivants:

$$\text{Log(App)} = 0.232 U + 0.735$$

III.8.5 Apports annuels fréquentiels projetés au site du Barrage de Roumane

Tableau III.18 : Apports annuels fréquentiels projetés au site du Barrage de Roumane

Temps de retour	Amoy	2	5	10	20	50	100	1000
Bassin de Roumane Période humide	5.5	5.4	9.4	12.1	14.6	17.9	20.3	28.5
Bassin de Roumane Période sèche	5.5	5.4	3.5	2.7	2.3	1.8	1.6	1.0

III.9. ETUDE FREQUENTIELLE DES CRUES

Les crues de l'oued Roumane, au site projeté, s'apparente à celles provoquées par les averses de types orageux dans toute la région des côtières algérois. Elles sont généralement brusques et violentes d'origine atlantique, et accentuées par l'effet continental où les pluies génératrices, de durées limitées, engendrent des intensités d'écoulement remarquables.

Les pluies sont rarement généralisées sur la région, mais le bassin est peut être exposé aux crues assez considérables. Dans ces conditions, les crues sont catastrophiques et provoquent des inondations en aval de notre site. S'il on se réfère au profil en travers du lit majeur, de section large de 80 m environ, les crues sont énormes malgré la faiblesse de la pente au voisinage du site. La violence des crues pouvait être expliquée par l'affouillement des berges très visibles sur site du cours d'eau. Aussi, il est à signaler que les premières crues, après une longue période d'étiage, emportent des milliers de tonnes en apports solides qui peuvent être justifiés par les dépôts fameux, constitués de grès et de marnes sableuses, longeant l'oued en son lit mineur.

Ainsi, l'étude statistique des crues a été basée sur plusieurs méthodes en tenant compte des études hydrologiques réalisées dans la région. D'autre part, les calculs reposent sur l'hypothèse qu'il n'existe aucune retenue en amont du site pouvant jouer le rôle d'ouvrage laminaire des crues extraordinaires.

III.9.1. Analyse statistique des débits maxima

$$A = Q_r / (S_r)^{0.5} \dots\dots\dots\text{III.20} \quad \text{et} \quad M_{ax.} = A * S^{0.5} * C \dots\dots\dots\text{III.21}$$

Où, Q_r et S_r sont respectivement des débits maxima et surface du bassin de référence,

Alors, les débits de pointe pour le bassin de l'oued Mékhaissia sont évalués selon la loi de Galton. Par analogie statistique, les valeurs fréquentielles des débits pour notre bassin, seraient estimées suivant la même loi de distribution.

III.9.1.1 Débits de pointe au site du barrage projeté de Roumane Site de référence de Mekhaissia

Tableau III.19 : Débits de pointe au site du barrage projeté de Roumane

Méthode Régionale	2	5	10	20	50	100	1000
Mekhaisia (104 km²)	70	95	125	175	282	363	690
Site de Roumane	65	89	117	164	264	339	645

III.9.1.2 Résultats des Débits de crue obtenus par la méthode de transfert Station de référence de Kramis au site du barrage de Roumane

Tableau III.20 : Résultats des Débits de crue obtenus par la méthode de transfert Station de référence de Kramis au site du barrage de Roumane

Temps de retour	2	5	10	20	50	100	1000
Fréquence	0.5	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
Q max à Kramis							
Période Humide	71	152	225	312	452	564	1159
Période sèche	71	33	22	16	11	9	4
Q max au site du barrage de Roumane							
Période Humide	57	81	120	166	240	300	616
Période sèche	57	18	12	9	6	5	2

III.9.1.3 Ajustement à une loi log normale des débits maxima (station Kramis):

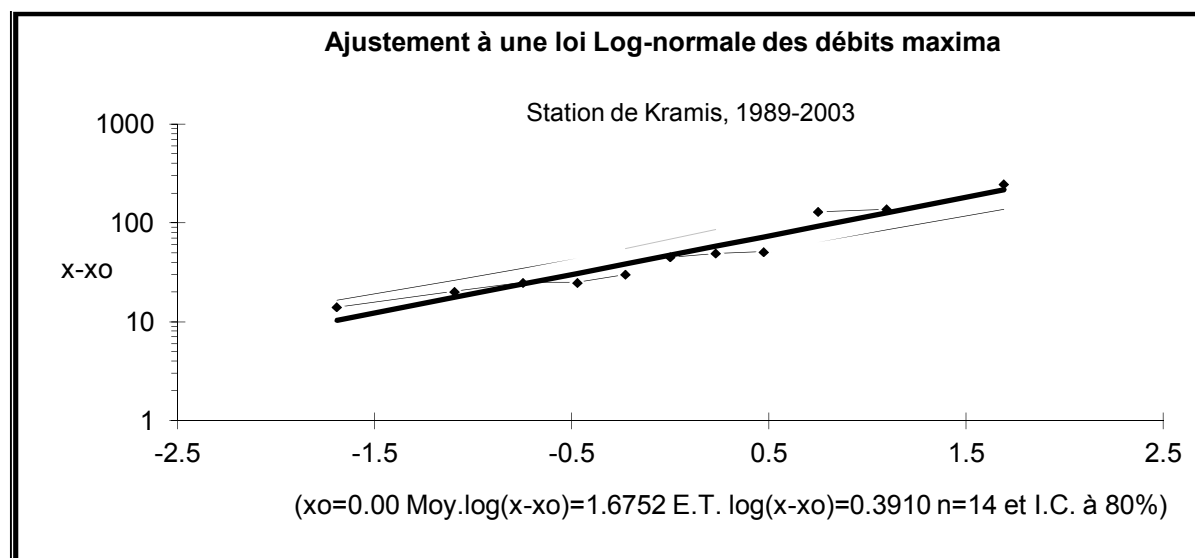


Fig III.15 Ajustement à une loi log normale des débits maxima (station Kramis)

III.9.2. Estimation par des formules empiriques

A. Formule de Mallet-Gautier :

$$Q_{\text{Max}} = 2 \cdot K \cdot \log(1+AH) \cdot S / (L^{0.5}) \cdot (1 + 4\log T - \log S)^{0.5} \dots\dots\dots \text{III.22}$$

Q_{max} : débit de pointe de temps de retour T,

L : Longueur de Thalweg principal,

P : Pluie moyenne interannuelle en mètre,

S : Superficie du bassin,

K : Paramètre lié à la géomorphologie du bassin généralement, Pris égal à 3,5 pour les petits bassins,

A : Coefficient régional, égal à 25.

Cette méthode sur- estimé généralement les valeurs des débits de fréquences moins faibles (0,9 ; 0,95 ; 0,99...).

A.1 Débits de pointe au site du barrage projeté de Roumane :

Tableau III.21 : Débits de pointe au site du barrage projeté de Roumane

Méthode Mallet Gauthier	2	5	10	20	50	100	1000
Site de Roumane	-	120	180	244	321	392	540

B. Méthode synthétique

$$Q_{\max}(t) = (C_e * P_{j\max} * S_i * f) / (3.6 * t) \dots \dots \dots \text{III.23}$$

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

C_e : Coefficient de ruissellement,

S_i : Surface participante partielle entre deux isochrones consécutives,

f : Facteur de forme, pris égal à 1 pour les petits bassins,

t : temps horaire de crue.

L'équation de droite des pluies maximale quotidiennes annuelles, donnée en fonction des deux paramètres statistiques qui sont la moyenne et l'écart type, s'exprime pour la station de Mostaganem dont la période est suffisamment longue (1972-2010) pour mieux traiter cette distribution :

Galton : $\text{Log } P_{j\max} = 0,1827 * U + 1,65$; **U variable de Gauss**

Gumbel : $P_{j\max} = 17.29 * Y + 38.82$ **Y Variable de Gumbel**

La relation, donnant les intensités de courtes durées, après avoir effectué une analyse d'application locale très détaillée, s'exprime sous la forme usuelle de Montana, et ce, en fonction de la pluie journalière maximale pour une fréquence donnée :

B.1 Résultats de débits de pointe de projet obtenus par la méthode Synthétique au site du barrage de Roumane :

Tableau III.22 : les débits de pointe obtenus par la méthode Synthétique au site du barrage de Roumane

$p(t) = 0,451 * P_{j\max} * t^{0,251}$ Station de Mostaganem							
Tps de retour	2	5	10	20	50	100	1000
P j max	44.9	64.2	77.2	89.7	106.2	118.0	161.5
Débits de pointe	66	117	166	223	300	373	566

C. Formule de Giandotti :

$$Q_{\max} = 166 * S * P(T_c) * \text{rac}(H_{\max} - H_{\min}) / ((4 * \text{rac}(S) + 1.5L) * C) \dots \dots \dots \text{III.24}$$

* tableau récapitulatif des débits fréquentielles au site de barrage

Tableau III.23 : Les débits fréquents au site de barrage oued Roumane

temps de retour	2	5	10	20	50	100	1000
Mallet- Gauthier	-	120	180	244	321	392	540
Form Giandotti	84	140	193	252	331	405	554
Form- référence	65	89	117	164	264	339	645
Form Synthétique	66	117	166	223	300	373	566
Débits Proposés au site du barrage de Roumane : $\text{Log}(Q_{\max})=0.30 U + 1.79$							
Période Humide	62	103	146	198	274	341	533
Période Sèche	62	35	26	20	15	13	7
Volumes des crues Fréquentielles (Hm3)							
Période Humide	0.8	1.3	1.9	2.6	3.5	4.4	6.9
Période Sèche	0.8	0.5	0.3	0.3	0.2	0.2	0.1
Lames Ruisselées (mm)							
Période Humide	8.9	14.7	20.8	28.2	39.0	48.5	75.9
Période Sèche	8.9	5.0	3.7	2.8	2.1	1.8	1.0

III.9.3. Hydrogramme fréquents de crue

En admettant que le temps de montée de la crue T_m est quasiment inférieur au temps de concentration T_c dans notre cas, soit $T_m = 0.75 \cdot T_c$, la forme de l'hydrogramme se présente généralement triangulaire dont la montée est atteinte brusquement par rapport à la décrue. Son équation adimensionnelle est formulée par Epson, comme suit :

$$[Q(t)/Q_{\max}(t)] = ((t/T_m)^4 * \text{Exp}[4 * (1-t/T_m)]) \dots \dots \dots \text{III.24}, \quad T_b = 2.5 \cdot T_m \dots \dots \dots \text{III.25}$$

La caractéristique principale de la crue est le temps de concentration, de durée prise supérieure au temps de montée. La courbe de l'hydrogramme est ainsi décrite par l'équation d'Epson précédemment indiquée qui, sous son expression intégrée, donne le volume de la crue et la lame ruisselée. Les graphes des différents hydrogrammes fréquents pour chaque site projeté ont été élaborés, ainsi que leurs volumes ruisselés de même fréquence par cette formule dont son intégration conduit aisément au volume ruisselé de la crue comme suit :

$$V_R = 1,28 * Q_{\max} * T_m \dots \dots \dots \text{III.26}$$

On obtient ainsi la lame ruisselée de la crue pour une fréquence décennale ($F = 0,9$):

$$T = 10 \text{ ans}$$

$$\Rightarrow L_R = 20.8 \text{ m/m} \quad V_R = L_R * S \dots \dots \dots \text{III.27 et}$$

$$Q_{\max} = V_R / (1.28 * T_m)$$

III.9.3.1 Débits de crues fréquentielles site du petit barrage de Roumane :

Tableau III.24 : les débits de crues fréquentielles au site de petit barrage

Valeurs des Débits fréquentiels en m3/s: Hydrogramme						Tc=3.7h		
Bassin versant de l'Oued Roumane S=90.9 km²						Tm =2.775h		
Temps de retour		2	5	10	20	50	100	1000
Pjmx		45	64	77	90	106	118	161
Ce bv>100km²		0.55	0.64	0.7	0.75	0.79	0.82	0.85
Fréquence		0.5	0.8	0.9	0.95	0.98	0.99	0.999
Oued Roumane		Débits Fréquentiels probables en m3/s						
Durée averse	Qmax%	62	103	146	198	274	341	533
5 mn	0.083	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10 mn	0.167	0.0	0.1	0.1	0.1	0.2	0.2	0.3
15 mn	0.25	0.2	0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.3
20 mn	0.33	0.4	0.7	1.0	1.3	1.9	2.3	3.6
30 mn	0.5	1.7	2.9	4.1	5.5	7.7	9.5	14.9
45 mn	0.75	6.2	10.2	14.4	19.5	27.0	33.7	52.7
1 heure	1	13.6	22.5	31.8	43.0	59.6	74.2	116.1
1 heure 30	1.5	33.4	55.3	78.4	106.0	146.8	182.7	285.9
2 heures	2	51.3	85.0	120.5	162.9	225.6	280.9	439.5
3 heures	3	61.5	101.8	144.3	195.1	270.2	336.4	526.4
4 heures	4	46.0	76.1	107.9	145.9	202.1	251.5	393.6
6 heures	6	13.0	21.6	30.6	41.3	57.3	71.3	111.5
9 heures	9	0.9	1.4	2.1	2.8	3.8	4.8	7.5
12 heures	12	0.0	0.1	0.1	0.1	0.2	0.2	0.3
15 heures	15	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
18 heures	18	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
24 heures	24	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
30 heures	30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
36 heures	36	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
42 heures	42	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
48 heures	48	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

III.9.3.2. hydrogramme synthétiques fréquentiels au site du barrage

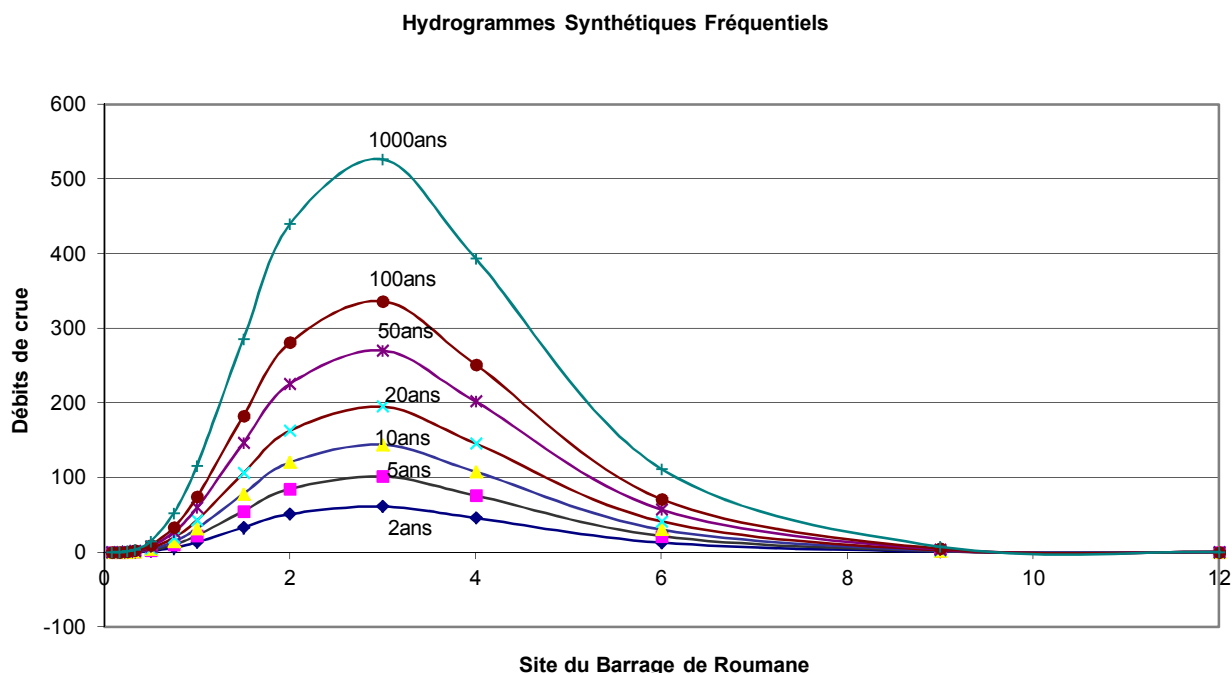


Fig. III.16 : Hydrogramme synthétique fréquentiels au site du barrage.

III.10. TRANSPORTS SOLIDES

III.10.1. considérations générales

La défense des ouvrages des prises d'eau en rivière contre les sables et graviers, ainsi que la régularisation des cours d'eau en vue de rectifier ou de stabiliser leurs lits, pose des difficultés délicates en matière d'aménagement hydraulique. Ces opérations doivent être entreprises de manière approfondie quant à l'estimation des transports solides au site de l'ouvrage. Ce problème est d'autant plus accentué qu'il se manifeste fortement dans un bassin à climat "semi aride", où la végétation est moins développée, comme c'est le cas de notre bassin projeté.

En ce qui concerne le bassin de l'oued Roumane, les crues conservent toute leur violence et leur puissance érosive, à la sortie de la zone montagneuse, sur une superficie de 70 km² environ, pour une altitude moyenne de 350 m. Ainsi, la dégradation spécifique tombe à moins de 100 T/km² en plaine, où les crues se traînent en s'étalant dans de larges zones de débordement dont témoignent les dépôts de sédiments alluvionnaires tout au long de l'artère principale.

III.10.2. estimation du taux d'abrasion

Afin d'approcher convenablement le chiffre du taux d'abrasion, il a été fait usage de différentes formules empiriques en tenant compte évidemment des résultats des observations effectuées dans les bassins analogues environnants. Il existe plusieurs relations d'estimation,

basées sur l'expérience, donnant de manière acceptable, le taux d'abrasion annuel pour un bassin versant ordinaire donné. Parmi elles, trois formules ont été appliquées et ont permis d'approcher la réalité du terrain, tout en s'inspirant des données réellement observées. Ces formules, basées sur la bonne connaissance des caractéristiques physiques et climatiques du bassin étudié, donnent généralement des résultats satisfaisants.

1. Formule de Tixeront:

$$Ta = (A1 * 75 + A2 * 350) R^{0.15} \dots\dots\dots \text{III.28}$$

Ta=383 tonnes /km²/an

A1 et A2 sont respectivement des proportions de surface perméables (50% de plaine) et imperméables (50% de montagne) du bassin,
R est la lame annuelle ruisselée.

2. Formule de Fournier:

$$Ta = (91.78 * k - 737.62) \dots\dots\dots \text{III.29}$$

$$\text{Ta}=331 \text{ tonnes /km}^2/\text{an},$$

Avec $k = (P^2/P_{\text{moy}}) * c = 11.6 \text{ mm}$

P = pluviométrie moyenne du mois le plus arrosé,

P_{moy} = pluie interannuelle en mm.

C = coefficient lié au régime pluviométrique, pris égal à 1

3. Formule de SHYL (ANRH):

$$Ta = Kg * (44.9 * Ct + 73.2 * k - 1442.8) \dots\dots\dots \text{III.30}$$

$$\text{Ta}= 404 \text{ tonnes /km}^2/\text{an}$$

k = Indice climatique de Fournier, égal à 10.6 mm

Kg = Facteur lithologique, pris égal 0.30 dans notre cas,

Ct = Coefficient de torrentialité estimé à 44.9.

La masse volumique des sédiments et évaluée de l'ordre de 1.35 T/m^3 , On se propose d'accepter la valeur moyenne du taux d'abrasion de **385 Tonnes/Km²/An**,

III.11. RECAPITULATIF DES RESULTATS AU SITE DU BARRAGE DE ROUMANE (STATION DE MOSTAGANEM)

Tableau III.25: récapitulatif des résultats au Site du barrage de Roumane (Station de Mostaganem)

Désignation des Données	Fréquence	Unités	Valeurs
Précipitation Moyenne Annuelle (P_{moy})	Année	mm	437
	0.5		45
	0.2		64
	0.1		77
Pluies Maximales Quotidiennes Annuelles	0.05	mm	90
	0.02		106
	0.01		118
(P_{jmax})	0.001		161
Evaporation Potentielle (ETP)	année	mm	1255
Température Moyenne (T_{moy})	année	T°C	17
Humidité Relative Moyenne	année	%	63
Nébulosité	année	octas	4.7
Apports Liquides Annuels au site de Roumane	Moyenne	Hm3	5.5
	0.5		4.8
	0.2		7.5
	0.1		9.5
	0.05		11.5
	0.02		14.4
	0.01		16.4
	0.001		25.3
Débits de Pointe de Crue au site de Roumane	Moyenne	m3/s	75
	0.5		62
	0.2		103
	0.1		146
	0.05		198
	0.02		274
	0.01		341
(Q_{max})	0.001		533
Taux d'abrasion	Moyenne	T/Km ² /An	385
Transports solides	Moyenne	10 ³ Tonnes	35
Garde d'envasement sur 20 ans	Million	10 ⁶ Tonnes	0.52

III.12. ESTIMATION DES DIFFERENTS VOLUMES :**III.12.1. volume mort**

Pour le calcul du volume mort, on considère une période d'envasement de 20 ans, compte tenu des caractéristiques de l'ouvrage et de l'aléa économique.

On a :

$$V_{\text{mort}} = E_s \cdot S \cdot T \cdot m / \gamma_s \dots\dots\dots \text{III.31}$$

E_s : Taux d'abrasion, il est de 385 tonnes/km²/an

S : Surface du bassin versant, $S=90,90 \text{ Km}^2$

T : Durée d'exploitation de l'ouvrage 20ans, $m=0.8$ pourcentage des alluvions restent dans le lac

V_s : L'apport solide V_s est estimé par $520\,000 \text{ m}^3$

γ_s : Masse volumique de la vase, $\gamma_s = 1,35 \text{ t/m}^3$

Alors : **$V_{\text{mort}} = 416\,000 \text{ m}^3$**

III.12.2. volume total

D'après la courbe caractéristique $H=f(V)$ on fixe une hauteur pour obtenir le volume d'environ :

H. Normale = 16,00 m $\implies V_{\text{total}} = 1\,200\,000 \text{ m}^3$

On a : les données topographiques de la cuvette de notre bassin versant sur l'oued Roumane

Tableau III.26 : les données topographiques de la cuvette d'oued Roumane

cote(m)	Smoy	surface (ha)	vol cum (m3)
		0	0
76	0,055		537,5
		0,11	
77	0,51		6155
		1,02	
78	1,28		31715
		1,54	
80	4,39		251215
		7,24	
85	8,485		420915
		9,73	
87	13,645		966715
		17,56	
91			
95	26,28	40	2017915

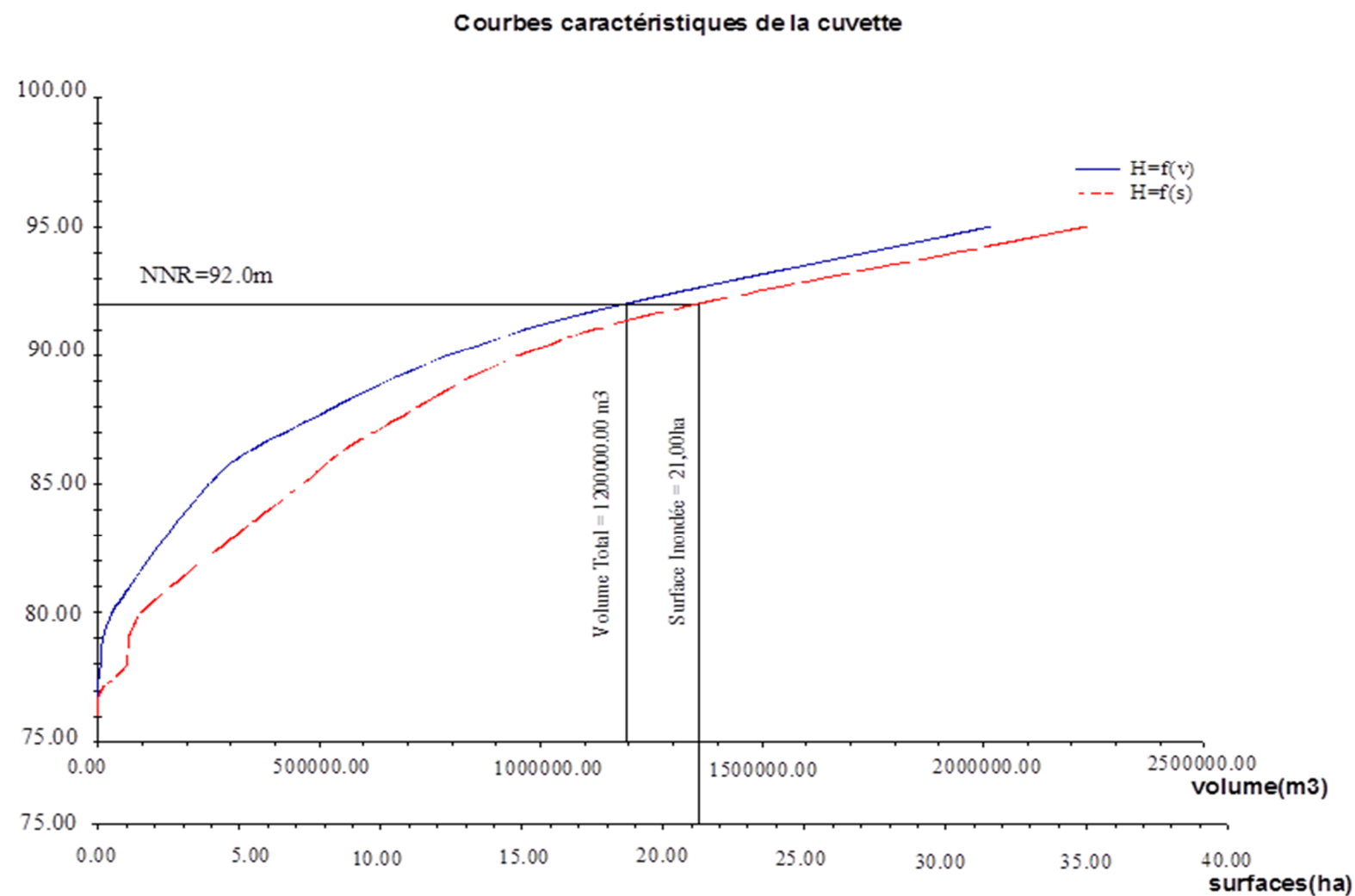


Fig.III.17. : Courbe Capacité –Hauteur de la cuvette d’oued Roumane

III.12.3.Régularisation saisonnière :

Il existe plusieurs méthodes pour calculer le volume utile.

III.12.3.1 Calcul du volume utile sans tenir compte les pertes (méthode de bilan d'eau)

On a : fonctionnement de petit barrage à un temps

$$V_s = 1.3 \text{ Mm}^3 \quad V_d = 0.77 \text{ Mm}^3$$

Fonctionnement à un temps : $V_s > V_d$ donc $V_u = V_d = 0.770 \text{ Mm}^3$

$$V_{nnr} = V_u + V_m \dots\dots\dots \text{III.32}$$

$$V_{nnr} = 1.186 \text{ Mm}^3$$

V_s : volume excédentaire -

V_d : volume déficitaire -

V_{nnr} : volume normal de retenue

Tableau III.27 : Calcul de volume utile sans tenir compte les pertes

Mois	W Mm3	U (Mm3)	W-U (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
					0,416			0,416	
Oct	0,61	0,4	0,210	0,626	0,626		-0,114	0,416	0,530
Nov	0,8	0,65	0,150	0,776	0,776		0,096	0,096	
Déc	0,85	0,65	0,200	0,976	0,976		0,246	0,246	
Jan	0,79	0,6	0,190	1,166	1,166		0,446	0,446	
Fév	0,64	0,45	0,190	1,186	1,186	0,170	0,636	0,636	
Mars	0,61	0,45	0,160	1,186	1,186	0,160	0,826	0,826	
Avril	0,44	0,3	0,140	1,186	1,186	0,140	0,986	0,986	
Mai	0,36	0,3	0,060	1,186	1,186	0,060	1,126	1,126	
Juin	0,1	0,27	-0,170	1,016	1,016		1,186	1,186	
Jll	0,02	0,3	-0,280	0,736	0,736		1,016	1,016	
Août	0,05	0,3	-0,250	0,486	0,486		0,736	0,736	
Sep	0,23	0,3	-0,070	0,416	0,416		0,486	0,486	
Total	5,500	4,97	0,215			0,530	0,416	0,416	0,530

V_{rf} : volume de remplissage final

V_{ri} : volume de remplissage initial

S : volume excédentaire à évacuer

III.12.3.2 Calcul du volume utile en tenant compte des pertes (V'_u) :

Pour faire le calcul du volume utile en tenant compte les pertes il faut calculer tout d'abord les deux volumes des pertes « volume évaporé » et « volume infiltré »

Le calcul des pertes est présenté dans le tableau III.11.3.2

Tableau III.28 : Calcul des pertes

mois	v inf	Vevp(Mm3)	$\pi = v_{evp} + v_{inf}$
Oct	0,006	0,032	0,038
Nov	0,008	0,02	0,028
Déc	0,020	0,017	0,037
Jan	0,012	0,019	0,031
Fév	0,009	0,033	0,042
Mars	0,006	0,036	0,042
Avril	0,007	0,0364	0,043
Mai	0,001	0,039	0,040
Juin	0,001	0,004	0,005
Jll	0,000	0,00305	0,003
Août	0,001	0,0027	0,004
Sep	0,001	0,0014	0,002
Total	0,072	0,24355	0,31545

On a un fonctionnement à un temps :

$V_s = 0.999 \text{ Mm}^3$ ET $V_d = 0.784 \text{ Mm}^3$ Fonctionnement à un temps $V_s > V_d$ donc

$$V'u = V_d = 0,784 \text{ Mm}^3$$

$$V'_{nnr} = V'u + V_m = 1.2 \text{ Mm}^3 \text{ Donc : cote de NNR} = 92 \text{ m}$$

Tableau III.29 : Calcul de volume utile en tenant compte les pertes

Mois	W-U (Mm3)	P (Mm3)	W- (U+P)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				0,416				0,416	
Oct	0,210	0,038	0,172	0,588	0,588		0,201	0,416	0,215
Nov	0,150	0,028	0,122	0,710	0,710		0,373	0,373	
Déc	0,200	0,037	0,163	0,873	0,873		0,495	0,495	
Jan	0,190	0,031	0,159	1,032	1,032		0,658	0,658	
Fév	0,190	0,042	0,148	1,180	1,180		0,817	0,817	
Mars	0,160	0,042	0,118	1,200	1,200	0,098	0,965	0,965	
Avril	0,140	0,043	0,097	1,200	1,200	0,097	1,083	1,083	
Mai	0,060	0,040	0,020	1,200	1,200	0,020	1,180	1,180	
Juin	-0,170	0,005	-0,175	1,025	1,025		1,200	1,200	
Jll	-0,280	0,003	-0,283	0,742	0,742		1,025	1,025	
Août	-0,250	0,004	-0,254	0,488	0,488		0,742	0,742	
Sep	-0,070	0,002	-0,072	0,416	0,416		0,488	0,488	
Total		0,315	0,215			0,215	0,416	0,416	

$$\text{L'erreur relative : } E = ((V'u - V_u) / V'u) * 100 \leq 1 \text{ à } 2\%$$

Dans notre cas $E = 1.78\%$

III.13. LAMINAGE DE CRUE PAR LA METHODE ANALYTIQUE

III.13.1 méthodologie de calcul

Le but de l'étude est de déterminer la lame déversant, le débit laminé ainsi que le volume en charge pour une largeur du seuil déversant donnée.

A- La méthode de Kotcherine consiste à :

A.1 On calcule les débits passant par le déversoir pour différentes largeurs du seuil déversant et pour différentes charges, le débit de crues transitant par l'évacuateur de crue se calcul alors avec la relation :

$$Q_c = m * b * \sqrt{2 * g} * H_0^{1.5}$$

Avec :

m : coefficient de débit dépendant de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge H, et de la forme de la crête du déversoir, ici est constant est égal à 0.48

g : accélération de la pesanteur ; g=9.81 m/s²

b : largeur du seuil déversant en m

H₀ : charge total d'eau sur le déversoir.

A.2 On détermine le volume d'eau en charge en fonction de la charge d'eau sur le seuil déversant à partir de la courbe Capacité Hauteur. Le niveau 0.00 du seuil déversant correspond au niveau normal de la retenue.

A.3 On calcule le débit laminé pour les différents volumes en charge par la relation suivante :

La formule de kotcherine amélioré par sokolovsky :

$$Q_l = 0.85 * Q_c * (1 - (V_f / V_{cr})) \dots \dots \dots \text{III.33}$$

Q_l : débit laminé en m³ / s

Q_c : débit de crue de projet ; 341,00m³/s

V_{cr} : volume de la crue de projet ; 4 400 000m³

V_f : volume d'eau en charge sur le seuil (voir le tableau c'est après)

Le débit maximum laminé est obtenu quand la condition suivante est satisfaite :

$$Q_l = Q_d$$

Avec : Q_l : débit laminé en m³ / s

Q_d : débit déversé en m³ / s

A.4 Puis on présente graphiquement la variation de débit passant par le déversoir et du débit laminé en fonction de la charge d'eau H et du volume forcé (v. régularisable) (V_f).

Les points d'intersection de la courbe Q=f(h) avec les courbes Q=f(H₀) et de la courbe Q_l=f(V_f) avec les courbes Q=f(V_f) déterminent la charge d'eau, le volume d'eau en charge et le débit laminé pour les différentes largeurs du seuil.

Les résultats de calcul sont donnés au tableau :

Tableau III.30 : détermination de débit laminé en fonction de Hd

					Qmax=Qc=m*b*((2*g)^0,5)*(Ho^1,5)					QL
Hd=Ho	PHE	côte (m)	VPHE (m3) courbe H=f(V)	Vf	b (m)					
					8	10	12	14	16	
0,4	16,40	92,40	1300000,00	100000,00	43,03	53,79	64,54	75,30	86,06	277,76
0,6	16,60	92,60	1352672,24	152672,24	79,05	98,81	118,58	138,34	158,10	274,36
0,8	16,80	92,80	1406274,63	206274,63	121,71	152,13	182,56	212,99	243,41	270,90
1	17,00	93,00	1460428,82	260428,82	170,09	212,61	255,14	297,66	340,18	267,40
1,2	17,20	93,20	1517927,66	317927,66	223,59	279,49	335,39	391,28	447,18	263,63
1,4	17,40	93,40	1573448,11	373448,11	281,76	352,19	422,63	493,07	563,51	260,10

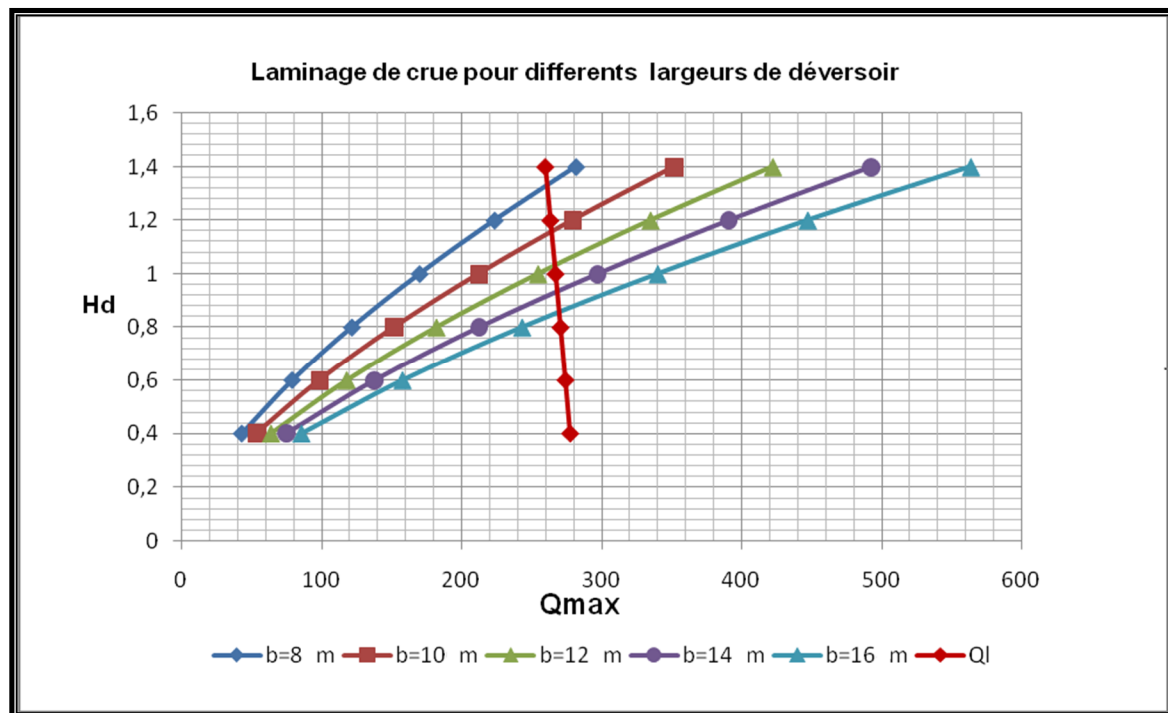


Fig. III.18 : laminage de crue pour différentes largeurs de déversoir

III.13.2-optimisation

L'optimisation est le calcul technico-économique permettant la détermination de la longueur optimale du déversoir et par ce fait la hauteur optimale déversée. Il s'agit en effet de définir l'évolution du coût de l'ouvrage en fonction des variations de la largeur de l'évacuateur de crues et des variations de la hauteur de la digue.

L'optimisation a pour deux buts :

- 1/ Assurer l'évacuation des eaux excédentaires avec une bonne sécurité.

2/Minimiser le coût de réalisation.

Parmi les cinq (05) longueurs proposées pour l'évacuateur, nous allons faire une étude technico-économique et de faire sortir la moins coûteuse.

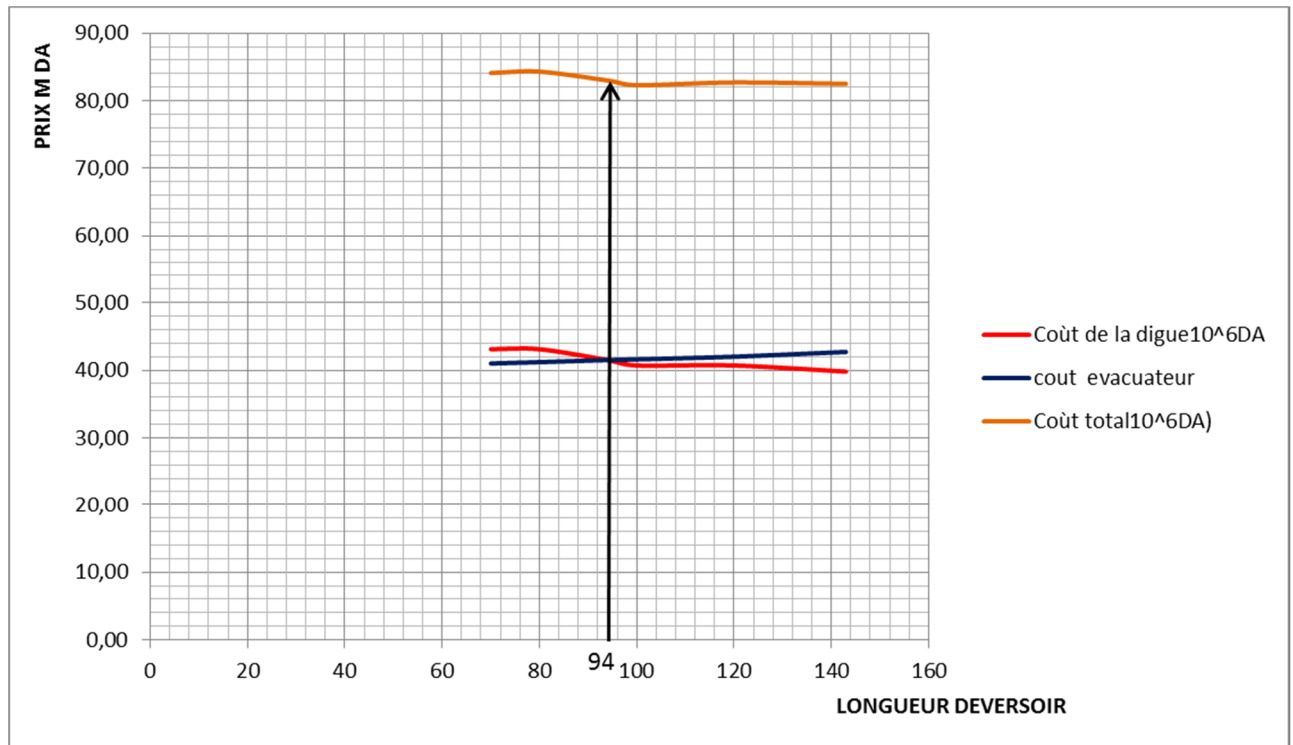


Fig. III.19 : courbe d'optimisation

A partir du graphe, on constate que la longueur du déversoir $B=94\text{m}$ est économique. Cette longueur nous donne un débit déversé $Q_d=263.63 \text{ m}^3/\text{s}$.

Pour un débit laminé égale au débit déversé $Q_L=Q_d=263.63 \text{ m}^3/\text{s}$ et pour une longueur $B=94\text{m}$ On a une charge déversante suivante :

$$H_d = 1.20\text{m}$$

Alors, nous obtenons : Un débit à évacuer $Q_l = 263.63 \text{ m}^3/\text{s}$

- Longueur optimale du déversoir $L=94\text{m}$.
- Charge d'eau (hauteur d'eau) $H_d=1.20\text{m}$.
- Soit une côte $PHE = 93.20$

III.13.3 calcul des débits spécifiques du déversoir

On a : $q_c = (Q_{dev}/b_{dev})$III.34

$$q_c = (263.63/15) = 17.57 > 15 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

La largeur minimale du fond du canal latéral bc doit être choisie de telle sorte que le débit spécifique q_c ne soit pas supérieure à 15 m³/s/m pour éviter les phénomènes de cavitation.

Pour cela on a changé la largeur b de 15.00m à 18.00m

$$\text{Donc : } q_c = (263.63/18) = 14.65 \text{ m}^3/\text{s}/$$

III.13.4 Détermination des paramètres hydrauliques du déversoir

Les paramètres hydrauliques du déversoir sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.31 : Détermination des paramètres hydrauliques du déversoir

Sec	x(m)	V _x (m/s)	b _x (m)	Q _x (m ³ /s)	S _x (m)	h _x (m)	P _x (m)	R _x (m)	I _x ‰	I _{xm} ‰	h _p _x (m)	R _T _x (m)
1	0	1,5	18	0	0	0	0	0	0			92
										0,25	0,0047	
2	19	1,9	18	52,73	28,1	1,45	22,1	1,3	0,5			92
										0,46	0,0086	
3	38	2,3	18	105,45	46,8	2,31	24,5	1,9	0,42			91,99
										0,43	0,0081	
4	56	2,6	18	158,18	60,2	2,88	26,2	2,3	0,45			91,98
										0,47	0,0089	
5	75	3	18	210,9	70,2	3,3	27,3	2,6	0,5			91,97
										0,54	0,0101	
6	94	3,4	18	263,63	78	3,61	28,2	2,8	0,58			91,96

Chapitre IV

Etude des variantes de la digue

IV.1.ETUDE DES TALUS :

IV.1.1.prédimensionnement des talus

D'après les recommandations faites sur les barrages en Terre, si la digue est en matériaux argileux homogènes, le talus amont aura une pente de 1/3 et le talus aval aura une pente de 1/2,5. Alors que si la digue est conçue avec un noyau central, le talus amont aura une pente de 1/ 2 et le talus aval 1/3.:

Tableau IV.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

IV.1.2.LARGEUR DE LA CRÈTE :

La largeur de la crête du barrage doit être assez large pour :

- ❖ Permettre la circulation des engins pour la finition de l'ouvrage, et ultérieurement pour son entretien.
- ❖ Permettre la communication entre les deux rives du barrage et surtout pour les fellahs de la région.

Pratiquement la largeur de la crête « L » est supérieure à 3 m et si la hauteur $H > 9$ m, alors $L = H/3$. D'autres formules empiriques peuvent être utilisées, pour la détermination de la largeur de crête :

- ❖ $L = 1,65 \times H^{0,5}$ IV.1
- ❖ $L = 3,6 \times H^{1/3} - 3$ IV.2
- ❖ $L = 1,1 \times H^{0,5} + 1$ IV.3

La largeur de la crête de la retenue sera de l'ordre de : $L = 6$ m

IV.2.DIFFERENTS TYPES DE RETENUES COLLINAIRES

Les retenues se classent, en fonction du type de matériaux utilisés pour leurs constructions. Il est donc possible de faire une distinction entre les retenues en terre et les celles en matériaux rocheux et parmi les premiers, entre les types « zonés », « homogènes » et « à écran d'étanchéité ».

IV.2.1.petit barrage en terre zoné (hétérogène)

- ❖ D'une partie centrale ou noyau réalisée avec des matériaux imperméables (généralement des limons argileux) ;
- ❖ De recharges ou massifs constitués de matériaux plus perméable et stables (sable) permettant d'abaisser la ligne de saturation et de dissiper la pression en cas de vidange rapide. Entre le noyau et les massifs, il faut prévoir des zones filtrantes de transition, dont l'épaisseur peut variée d'un mètre jusqu'à deux ou trois mètres.

La partie centrale étanche, de forme trapézoïdale, a une largeur en crête minimale de trois mètres, et ce pour permettre l'épandage et le compactage mécanique des matériaux. Bien que variable la largeur a la base est généralement de l'ordre de la hauteur maximale du niveau de retenue. Dans le cas de fondation semi-perméable, affleurant ou pourvue d'une mince couche de couverture imperméable inférieur à un mètre, on peut prolonger le parcours hydraulique en augmentant la largeur de base du noyau étant bien entendu que l'étanchéité de la retenue est assurée.

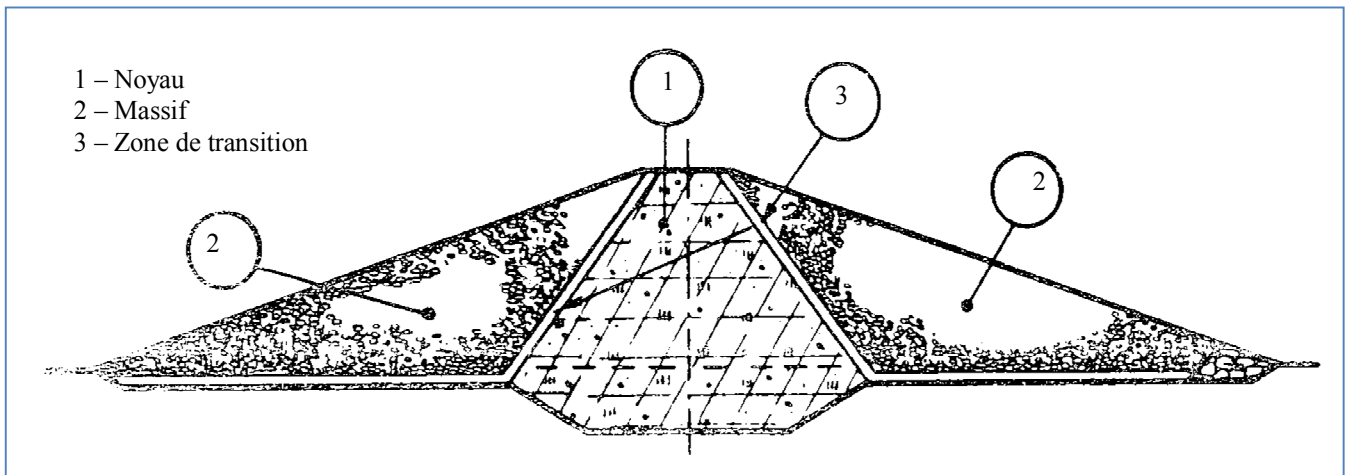


Fig. IV.1: petit barrage en Terre Zoné (hétérogène)

IV.2.2.petit barrage en terre homogène

Il s'agit du cas le plus fréquent. Ces barrages (**Figure IV.2**) sont réalisés lorsque les matériaux nécessaires à la réalisation d'une digue zonée ne sont pas disponibles en quantité

suffisante. Le remblai est constitué de matériaux suffisamment imperméables, du type sable limoneux, et de granulométrie assez étendue. Le remblai est pourvu à l'aval d'un dispositif de drainage.

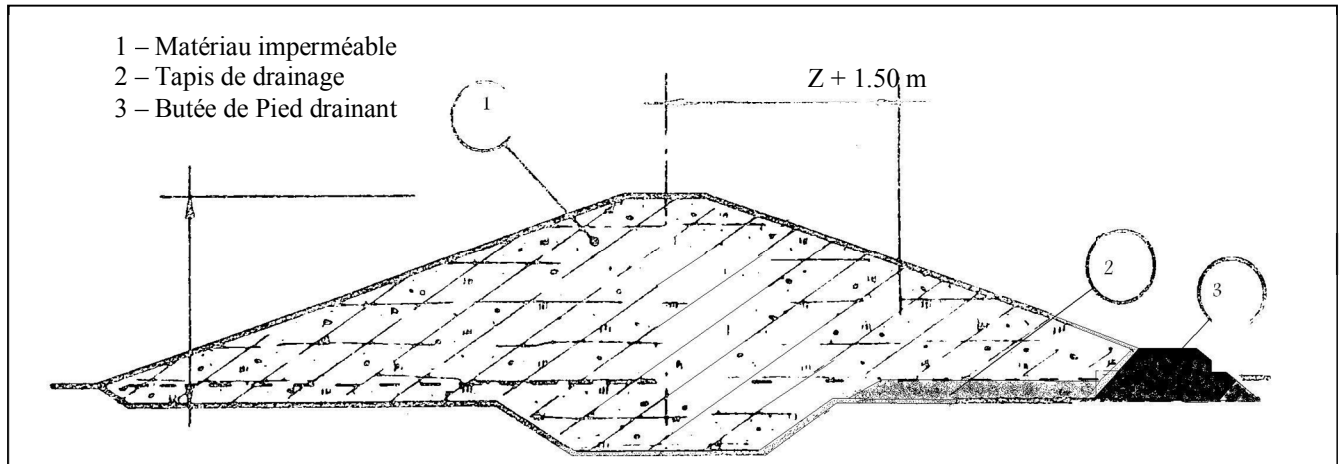


Fig. IV.2 : petit barrage en Terre Homogène

IV.3.ETUDE COMPARATIVE TECHNICO-ECONOMIQUE

IV.3.1.introduction

Le choix de type de petit barrage à réaliser est basé sur une étude comparative technico-économique qui permet de calculer le coût total de projet à partir de calculs détaillés de chaque ouvrage.

L'analyse technico-économique de l'ouvrage étudié est primordiale afin de déterminer la rentabilité ou non de l'ouvrage.

Ainsi, cette partie d'étude permettra d'estimer le coefficient d'efficacité de la retenue collinaire déterminant la rentabilité de l'ouvrage et de sa faisabilité.

Une fois le coefficient d'efficacité de la variante retenue jugé la faisabilité du petit barrage, nous procédons à l'estimation générale du coût global de l'ouvrage et de ses annexes.

IV 3.2.DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE LA 1^{ERE} VARIANTE :

IV.3.2.1- Digue en terre homogène avec un évacuateur de crue en Béton Armé

IV.3.2.1.1. Ouvrage de la digue :

Tableau IV.2 : devis estimatif de la digue (1^{ere} variante)

Remblais de la Digue					
N°	Désignation des travaux	U.	Quantité	P.U.(DA)	P.T(DA)
1	Terrassement				
1,01	Décapage de la surface d'assise de la digue (ép 0.30 m)	M ³	2 215,00	400,00	886 000,00
1,02	Excavation de clé d'ancrage	M ³	1 380,00	400,00	552 000,00
1,03	Transport des terres excédentaires	M ³	3 594,00	200,00	718 800,00
2	Corps de la digue				
2-1	Remblais de la digue				
1,01	Argile pour le corps de la digue, y compris préparation,transport, arrosage et compactage 95% PN	M ³	46 601,00	700,00	32 620 700,00
2-2	Prisme de drainage				
2,01	Filtre de sable fin, Dim-Max 5 mm, y compris préparation et mise en place.	M ³	587,00	1000,00	587 000,00
2,02	Filtre de graviers, Dim-Max 20 mm, y compris préparation et mise en place.	M ³	570,00	1000,00	570 000,00
2,03	Filtre de gros graviers,Dim-Max 80 mm,y compris préparation et mise en place.	M ³	599,00	1100,00	658 900,00
2,04	Recharge en enrochements tout-venant pour le prisme de drainage, Dim-Max 300mm ,y compris préparation et mise en place.	M ³	1 952,00	2500,00	4 880 000,00
2-3	Talus amont				
3,01	Filtre de sable fin, Dim-Max 5 mm, y compris préparation et mise en place.	M ³	536,00	1000,00	536 000,00
3,02	Filtre de graviers, Dim-Max 20 mm, y compris préparation et mise en place.	M ³	532,00	1000,00	532 000,00
3,03	Enrochement bien sélectionné pour le talus amont ,Dim-Max 500 mm, Dim-Min 100 mm	M ³	1 253,00	2500,00	3 132 500,00
2-4	Talus aval				
4,01	Couche d'humus, y compris préparation et mise en place.	M ³	874,00	1000,00	874 000,00
2-5	Fondation de la crête				
5,01	Pierres concassées ,Dim 0-20 mm, y compris préparation, arrosage et compactage.	M ³	108,00	800,00	86 400,00
5,02	Bordures éléments prefabriqués 20/10/400	M ³	21,00	400,00	8 400,00

TOT = 46642700,00DA

IV.3.2.1.2. Evacuateur de Crue :**Tableau. IV.3 :** devis estimatif de l'évacuateur de crue (1^{ère} variante)

N°	Désignation des travaux	U.	Quantité	P.U(DA)	P.T(DA)
1	Terrassement				
1,01	Déblais	M3	15400,00	400,00	6 160 000
1,02	Remblais	M3	1500,00	400,00	600 000
1,03	Transport des terres excédentaires	M3	13900,00	200,00	2 780 000
2	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage .	M3	200,00	7000,00	1 400 000
3	Béton armé dosé à 400 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage et ferrailage	M3	870,00	19000,00	16 530 000
4	Enduit étanche .	M2	2510,00	950,00	2 384 500
5	Joints de reprise type water-stop .	ML	300,00	1500,00	450 000
6	Joints de dilatation en bitume	M2	300,00	1000,00	300 000
7	Pièrres maçonnées L=5m	M3	50,00	3200,00	160 000
				TOT=	30 764 500

IV.3.2.1.3. Tour de Prise et Canal d'amenée**Tableau IV.4 :** devis estimatif du tour de prise et canal d'amenée (1^{ère} variante)

N°	Désignation des travaux	U.	Quantité	P.U(DA)	P.T(DA)
1	Terrassement				
1,01	Déblais	M3	500,00	400,00	200000,00
1,02	Remblais	M3	400,00	400,00	160000,00
1,03	Transport des terres excédentaires	M3	100,00	200,00	20000,00
2	Béton cyclopéen dosé à 250 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage	M3	20,00	7000,00	140000,00
3	Béton armé dosé à 400 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage et ferrailage	M3	60,00	19000,00	1140000,00
4	Enduit étanche .	M3	80,00	19000,00	1520000,00
5	Enduit hydrofuge pour parties enterrées de la tour de prise	M2	20,00	950,00	19000,00
6	Vanne murale (1.00x1.00) y/c accessoires de fixation et de manipulation	U	01	650000,00	650000,00
7	Vanne à guillotine	U	01	750000,00	750000,00
8	Echelle métallique en acier galvanisé avec garde corps	U	02	10000,00	20000,00
9	Grille pour trou d'homme en acier galvanisé	U	01	2800,00	2800,00
10	Conduites en acier galvanisé de prise d'eau grillagées (forme de U, D=300mm)	U	02	4000,00	8000,00
11	Grille en acier galvanisé (1.00x1.00)	U	01	4000,00	4000,00
				TOT=	4633800,00

IV.3.2.1.4. Conduite Forcée**Tableau IV.5 : devis estimatif de la conduite forcée (1^{ère} variante)****Conduite forcée**

N°	Désignation des travaux	U.	Quantité	P.U(DA)	P.T(DA)
1	Terrassement				
4,01	Déblais	M3	400,00	400,00	160 000
4,02	Remblais	M3	50,00	400,00	20 000
4,03	Remblais terre tamisée	M3	130,00	400,00	52 000
4,04	Transport des terres excédentaires	M3	280,00	200,00	56 000
4,05	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage	M3	10,00	7000,00	70 000
4,06	Béton armé dosé à 400 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage et ferrailage	M3	40,00	19000,00	760 000
4,07	Béton ordinaire dosé à 250 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage et ferrailage	M3	62,00	600,00	37 200
4,08	Enduit de bitume	M2	155,00	1000,00	155 000
4,09	Conduites en acier galvanisé de la conduite forcée - Conduite D=600mm , long.=81,00m	ml	90,00	4000,00	360 000
				TOT=	1 670 200

IV.3.2.1.5. Bassin d'amortissement**Tableau IV.6 : devis estimatif de le bassin d'amortissement (1^{ère} variante)****Bassin d'amortissement**

N°	Désignation des travaux	U.	Quantité	P.U(DA)	P.T(DA)
1	Terrassement				
5,01	Déblais	M3	70,00	400,00	21420,00
5,02	Remblais	M3	47,00	400,00	4200,00
5,03	Transport des terres excédentaires	M3	23,00	200,00	8610,00
5,04	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage	M3	5,00	7000,00	14700,00
5,05	Béton armé dosé à 400 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage et ferrailage	M3	15,00	19000,00	299250,00
5,06	Enduit étanche	M2	50,00	950,00	38902,50
5,07	Enduit hydrofuge pour parties enterrées du bassin d'amortissement	M2	25,00	950,00	14962,50
5,08	Joints de reprise type water-stop	ML	20,00	1500,00	28350,00
				TOT=	430395,00

IV.3.2.1.6. Chambre de Vannes

Tableau IV.7 : devis estimatif de la chambre des vannes (1^{ère} variante)

N°	Désignation des travaux	U.	Quantité	P.U(DA)	P.T(DA)
1	Terrassement				
6,01	Déblais	M3	10,00	400,00	4 000,00
6,02	Remblais	M3	5,00	400,00	2 000,00
6	Transport des terres excédentaires	M3	5,00	200,00	1 000,00
6,04	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage	M3	10,00	7000,00	70 000,00
6,05	Béton armé dosé à 350 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage et ferrailage	M3	20	19000,00	380 000,00
6,06	Forme de pente dosé à 250 kg/m3 de ciment CPJ45	M3	25,00	9500,00	237 500,00
6,07	Enduit de ciment	M2	40,00	950,00	38 000,00
6,08	Étanchéité multicouche	M2	25,00	1100,00	27 500,00
6,09	Enduit hydrofuge pour partie entérée de la Chambre de vannes	M2	11,00	950,00	10 450,00
6,1	Echelle métallique en acier galvanisé avec garde corps	U	01	10000,00	10 000,00
6,11	Couvercle pour trou d'homme en acier galvanisé	U	01	2800,00	2 800,00
6,12	Vannes papillons avec joint de démontage y/c accessoires de fixation et de manipulation -Vanne D=600mm , PN=10bars	U	'03	883000,00	2 649 000,00
6,13	TE :forniture et mise en place de té en Acier galvanisé D=600mm , PN=10bars	U	1	212000,00	212 000,00
6,14	Manchettes : fourniture et mise en place de Manchettes en Acier galvanisé DN 600 L=4.00 mL y/c toutes sujétions	U	3	1300,00	3 900,00

TOT= 3 648 150,00

IV.3.2.1.7. Canal de fuite

Tableau IV.8 : devis estimatif du canal de fuite (1^{ère} variante)

N°	Désignation des travaux	U.	Quantité	P.U(DA)	P.T(DA)
1	Terrassement				
7,01	Déblais	M3	10,00	400,00	4 000
7,02	Remblais	M3	4,00	300,00	1 200
7,03	Transport des terres excédentaires	M3	4,00	200,00	800
7,04	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage	M3	2,00	5000,00	10 000
7,05	Fourniture et Pose de Pierres maçonnées	M3	8,00	18000,00	144 000

TOT= 160 000

IV.3.3.devis quantitatif et estimatif de la 2^{ème} variante :

IV.3.3.1 Digue hétérogène avec noyau argileux et évacuateur de crue en béton

IV.3.3.1. Ouvrage de la digue

Tableau IV.9 : devis estimatif de la digue (2^{ème} variante)

N°	Désignation des travaux	U.	Quantité	P.U(DA)	P.T(DA)
1	Terrassement				
1	Décapage de la surface d'assise de la digue (ép 0.30 m)	M ³	2 215,00	400,00	886 000,00
1	Excavation de clé d'ancrage	M ³	1 380,00	400,00	552 000,00
1	Transport des terres excédentaires	M ³	3 594,00	200,00	718 800,00
2	Remblai de la digue				
2-1	Noyau				
1	Argile pour le corps de la digue, y compris préparation,transport, arrosage et compactage 0.50% DN	M ³	14 088,00	700,00	9 861 600,00
2-2					
2	Filtre de sable fin, Dim-Max 10 mm, y compris préparation et mise en place.	M ³	3 434,00	1000,00	3 434 000,00
2	Transition piérrese concassées, Dim-Max 10mm, y compris préparation et mise en place	M ³	3 998,00	1000,00	3 998 000,00
2	Recharge en enrochements tout-venant (calcaire gréseux, marnes), Dim-Max 500mm ,y compris préparation et mise en place.	M ³	23 145,00	2500,00	57 862 500,00
2-3	Talus amont				
3	Enrochement bien sélectionné pour le talus amont ,Dim-Max 500 mm, Dim-Min 100 mm	M ³	2 011,00	1000,00	2 011 000,00
2-4	Talus aval				
4	Couche d'humus, y compris préparation et mise en place.	M ³	1 075,00	1000,00	1 075 000,00
2-5	Fondation de la crête				
5	Pierres concassées ,Dim 0-20 mm, y compris préparation, arrosage et compactage.	M ³	87,00	800,00	69 600,00
				TOT =	80 468 500,00

IV.3.3.1.2. Evacuateur de Crue :

Tableau IV.10 : devis estimatif de l'évacuateur de crue (2^{ème} variante)

N°	Désignation des travaux	U.	Quantité	P.U(DA)	P.T(DA)
1	Terrassement				
1,01	Déblais	M3	15400,00	400,00	6 160 000
1,02	Remblais	M3	1500,00	400,00	600 000
1,03	Transport des terres excédentaires	M3	13900,00	200,00	2 780 000
2	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage .	M3	200,00	7000,00	1 400 000
3	Béton armé dosé à 400 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage et ferrailage	M3	870,00	19000,00	16 530 000
4	Enduit étanche .	M2	2510,00	950,00	2 384 500
5	Joints de reprise type water-stop .	ML	300,00	1500,00	450 000
6	Joints de dilatation en bitume	M2	300,00	1000,00	300 000
7	Pièrres maçonnées L=5m	M3	50,00	3200,00	160 000
				TOT=	30 764 500

IV.3.3.1.3. Tour de Prise et Canal d'amenée

Tableau IV.11 : devis estimatif du tour de prise et canal d'amenée (2^{ème} variante)

Tour de prise et canal d'amenée

N°	Désignation des travaux	U.	Quantité	P.U(DA)	P.T(DA)
1	Terrassement				
1,01	Déblais	M3	500,00	400,00	200000,00
1,02	Remblais	M3	400,00	400,00	160000,00
1,03	Transport des terres excédentaires	M3	100,00	200,00	20000,00
2	Béton cyclopéen dosé à 250 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage	M3	20,00	7000,00	140000,00
3	Béton armé dosé à 400 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage et ferrailage	M3	60,00	19000,00	1 140 000,00
4	Enduit étanche .	M3	80,00	19000,00	1 520 000,00
5	Enduit hydrofuge pour parties enterrées de la tour de prise	M2	20,00	950,00	19000,00
6	Vanne murale (1.00x1.00) y/c accessoires de fixation et de manipulation	U	01	650000,00	650000,00
7	Vanne à guillotine	U	01	750000,00	750000,00
8	Echelle métallique en acier galvanisé avec garde corps	U	02	10000,00	20000,00
9	Grille pour trou d'homme en acier galvanisé	U	01	2800,00	2800,00
10	Conduites en acier galvanisé de prise d'eau grillagées (forme de U, D=300mm)	U	02	4000,00	8000,00
11	Grille en acier galvanisé (1.00x1.00)	U	01	4000,00	4000,00
				TOT=	4633800,00

IV.3.3.1.4. Conduite Forcée**Tableau IV.12:**devis estimatif de la conduite forcée (2^{ème} variante)**Conduite forcée**

N°	Désignation des travaux	U.	Quantité	P.U(DA)	P.T(DA)
1	Terrassement				
4,01	Déblais	M3	400,00	400,00	160 000
4,02	Remblais	M3	50,00	400,00	20 000
4,03	Remblais terre tamisée	M3	130,00	400,00	52 000
4,04	Transport des terres excédentaires	M3	280,00	200,00	56 000
4,05	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage	M3	10,00	7000,00	70 000
4,06	Béton armé dosé à 400 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage et ferrailage	M3	40,00	19000,00	760 000
4,07	Béton ordinaire dosé à 250 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage et ferrailage	M3	62,00	600,00	37 200
4,08	Enduit de bitume	M2	155,00	1000,00	155 000
4,09	Conduites en acier galvanisé de la conduite forcée - Conduite D=600mm , long.=81,00m	ml	90,00	4000,00	360 000
				TOT=	1 670 200

IV.3.3.1.5. Bassin d'amortissement**Tableau IV.13 :** devis estimatif du bassin d'amortissement (2^{ème} variante)**Bassin d'amortissement**

N°	Désignation des travaux	U.	Quantité	P.U (DA)	P.T(DA)
1	Terrassement				
5,01	Déblais	M3	70,00	400,00	21420,00
5,02	Remblais	M3	47,00	400,00	4200,00
5,03	Transport des terres excédentaires	M3	23,00	200,00	8610,00
5,04	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage	M3	5,00	7000,00	14700,00
5,05	Béton armé dosé à 400 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage et ferrailage	M3	15,00	19000,00	299250,00
5,06	Enduit étanche	M2	50,00	950,00	38902,50
5,07	Enduit hydrofuge pour parties enterrées du bassin d'amortissement	M2	25,00	950,00	14962,50
5,08	Joints de reprise type water-stop	ML	20,00	1500,00	28350,00
				TOT=	430395,00

IV.3.3.1.6. Chambre des vannes :**Tableau IV.14 :** devis estimatif de la chambre des vannes (2^{ème} variante)

N°	Désignation des travaux	U.	Quantité	P.U(DA)	P.T(DA)
1	Terrassement				
6,01	Déblais	M3	10,00	400,00	4 000,00
6,02	Remblais	M3	5,00	400,00	2 000,00
6	Transport des terres excédentaires	M3	5,00	200,00	1 000,00
6,04	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage	M3	10,00	7000,00	70 000,00
6,05	Béton armé dosé à 350 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage et ferrailage	M3	20	19000,00	380 000,00
6,06	Forme de pente dosé à 250 kg/m3 de ciment CPJ45	M3	25,00	9500,00	237 500,00
6,07	Enduit de ciment	M2	40,00	950,00	38 000,00
6,08	Etanchéité multicouche	M2	25,00	1100,00	27 500,00
6,09	Enduit hydrofuge pour partie entérée de la Chambre de vannes	M2	11,00	950,00	10 450,00
6,1	Echelle métallique en acier galvanisé avec garde corps	U	01	10000,00	10 000,00
6,11	Couvercle pour trou d'homme en acier galvanisé	U	01	2800,00	2 800,00
6,12	Vannes papillons avec joint de démontage y/c accessoires de fixation et de manipulation -Vanne D=600mm , PN=10bars	U	'03	883000,00	2 649 000,00
6,13	TE :forniture et mise en place de té en Acier galvanisé D=600mm , PN=10bars	U	1	212000,00	212 000,00
6,14	Manchettes : fourniture et mise en place de Manchettes en Acier galvanisé DN 600 L=4.00 mL y/c toutes sujétions	U	3	1300,00	3 900,00
				TOT=	3 648 150,00

IV.3.3.1.7. Canal de fuite :**Tableau IV.15 :** devis estimatif du canal de fuite (2^{ème} variante)**Canal de fuite**

N°	Désignation des travaux	U.	Quantité	P.U(DA)	P.T(DA)
1	Terrassement				
7,01	Déblais	M3	10,00	400,00	4 000
7,02	Remblais	M3	4,00	300,00	1 200
7,03	Transport des terres excédentaires	M3	4,00	200,00	800
7,04	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3 de ciment CPJ45, y/c coffrage	M3	2,00	5000,00	10 000
7,05	Fourniture et Pose de Pierres maçonnées	M3	8,00	18000,00	144 000
				TOT=	160 000

IV.4.LES TABLEAUX RECAPITULATIFS:**IV.4.1.Tableau récapitulatif (1^{ère} variante):****Tableau IV.16 :** devis estimatif de 1^{ère} variante

N°	Types d'ouvrages	Prix total(DA)
1	Digue	46 642 700,00
2	Evacuateur de crue	30 764 500,00
3	Canal d'entrée et Tour de Prise	4 633 800,00
4	Conduite forcée	1 670 200,00
5	Chambre de vannes	3 648 150,00
6	Bassin d'amortissement	430 395,00
7	Canal de fuite	160 000,00
		87 949 745,00

IV.4.2.Tableau récapitulatif (2^{ème} variante) :**Tableau IV.17 :** devis estimatif de 2^{ème} variante

N°	Types d'ouvrages	Prix total (DA)
1	Digue	80468500,00
2	Evacuateur de crue	30764500,00
3	Canal d'entrée et Tour de Prise	4633800,00
4	Conduite forcée	1670200,00
5	Chambre de vannes	3648150,00
6	Canal d'amortissement	430395,00
7	Canal de fuite	160000,00

TOTAL : 121 775 545.00 DA**IV.5.CONCLUSION :**

Compte tenu des résultats obtenus, nous préconisons la conception d'une digue homogène avec un évacuateur de crue en béton (1^{ère} variante) pour le petit barrage sur l'oued Roumane. Toutes fois le devis estimatif est donné à titre indicatif.

Chapitre V

Etude de la variante choisie

V.1.TYPE DE PROFIL EN TRAVERS DE LA DIGUE

V.1.1.DIGUE EN TERRE HOMOGENE (1^{ère} VARIANTE)

Lorsqu'on dispose sur place et en quantité suffisante de matériaux terreux permettant d'obtenir après compactage des conditions d'étanchéité et de stabilité satisfaisante, le type de digue le plus facile à réaliser est le la digue homogène.

Le profil en travers de la digue est de forme trapézoïde, remblayé en argile bien compactée 95%PN, la longueur en crête est de 6,00m, au pied aval de la digue une prisme de drainage est envisagée pour évacuer les eaux infiltrées par le corps de la digue. (Voir planche profil en travers de la digue)

V.2. PROFIL GENERAL DU PETIT BARRAGE

1) - HAUTEUR DE LA DIGUE :

La hauteur totale de la digue à partir du terrain naturel est calculée comme suit :

$$H \text{ digue} = H_{NNR} + H_{dev} + R_e \dots\dots\dots V.1$$

On a $H_{NNR} = 16 \text{ m}$ (la hauteur normale de petit barrage)

$H_{dev} = 1,2 \text{ m}$ (la hauteur déversée)

2) - Revanche :

Pour la détermination du niveau de la crête de la digue, on peut utiliser la relation suivante:

A. Formule de STEVENSON.

Pour $F \text{ (fetch)} < 18 \text{ km}$

$$R_v = 0.75 \cdot h_v + (V_v^2 / 2g) \dots\dots\dots V.2$$

$$h_v = 0.75 + 0.34 F^{1/2} - 0.26 F^{1/4} \dots\dots\dots V.3$$

$$V_v = 1.5 + 0.66 h_v^{1/2} \dots\dots\dots V.4$$

Où:

R_v : hauteur de montée de la vague (m).

F : longueur maximale de la surface d'eau du lac en suivant la direction du vent (km).

On l'appelle "fetch" ; $F = 1,00 \text{ Km}$.

h_v : hauteur de la vague (m).

V_v : vitesse de propagation de la vague (m / s).

g : accélération de la gravité (9.81 m / s^2).

Application numérique: $h_v = 0.83 \text{ m}$, $V_v = 2.10 \text{ m/s}$; $R_v = 0.85 \text{ m}$

B. Formule de MALLET et de PAQUANT :

$$R_v = h_v + (V_v^2 / 2g); \quad h_v = 1/2 + (1/3 \cdot F^{1/2}), \quad V_v = 3/2 + (2/3 h_v) \dots\dots\dots V.5$$

Application numérique: $h_v=0.83\text{m}$, $V_v=2.06\text{ m/s}$, $R_v=1.05\text{m}$

C. Formule de l'U.S.B.R.

$$R_v = 0.75 \cdot h_v + (V_v^2 / 2g) \dots\dots\dots V.6$$

$$V_v = 1.5 + 2 \cdot h_v \dots\dots\dots V.7$$

Application numérique: $h_v = 0.75\text{m}$, $V_v = 3.00\text{m/s}$, $R_v = 1.02\text{m}$

$R_v \text{ moy} = 0.97\text{m}$ on prend la revanche égale à $R_{vmoy} = 1\text{m}$

$$H \text{ digue} = H_{NNR} + H \text{ dev} + R_v = 16 + 1.2 + 1 = 18.2\text{m}$$

3) - Longueur de la crête de la digue :

$$L \text{ crête} = 166,00 \text{ m}$$

4) - largeur en crête :

Pour cela on utilise des formules; les plus appliquées parmi elles sont :

a) T. KNAPPEN

$$b_{cr} = 1,65 \cdot (H_b)^{1/2} \dots\dots\dots V.7$$

Application numérique: $b_{cr} = 7,00 \text{ m}$

b) E. F. PREECE

$$b_{cr} = 1.1 \cdot (H_b)^{1/2} + 1 \dots\dots\dots V.8$$

Application numérique: $b_{cr} = 5,67\text{m}$

En étant:

b la largeur de la crête

H_b la hauteur du barrage.

Pour les digues dont les hauteurs sont inférieures à 10 m, la largeur de la crête ne doit pas être inférieure à 3 m. Pour les digues de hauteur supérieure à 10 m, la largeur de la crête sera égale à 1/3 de la hauteur de la digue, mais en général il est recommandable que la largeur soit de 4 à 6 m.

$$B \text{ crêtes} = 6,00\text{m}$$

5) – Revêtements des talus :

La protection des talus dans les barrages en terre est utilisée pour éviter l'érosion par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'une autre part.

Pour le cas des petits barrages, les revêtements les plus utilisés sont:

*Enrochement sur les couches de filtre.

* Couche de terre végétale.

A.TALUS EN AVAL

On doit concevoir le revêtement pour éviter le possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau.

Pour sa protection, l'utilisation d'une terre végétale avec des épaisseurs entre 0.20 et 0,3 m est très commune.

B. TALUS EN AMONT

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur au dessous du niveau minimal d'exploitation, égale à la hauteur maximale de la vague mais pas moins de 2,0 m. Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur et le diamètre D50 minimal des pierres peut être calculée en fonction de la hauteur de la vague.

Tableau V.1 : le diamètre D50 de filtre

Hauteur de la vague (m)	Épaisseur de la couche (m)	D50 minimal (m)
0,60 ÷ 1,20 $h_v = 0,84m$	0,30	0,30

- Talus amont : $m = 1 : 3,00$
- Talus aval : $m = 1 : 2,50$

6) – Dent contre l'infiltration (para fouille) :

Pour assurer l'ancrage de la digue dans la couche imperméable une dent contre infiltration est prévue le fond de la para fouille imperméable, la largeur du fond est 5.00m, l'inclinaison des talus est de 1 :1.50.

V.3. LES CARACTÉRISTIQUES PRINCIPAUX DU PETIT BARRAGE D'OUED ROUMANE :

Les caractéristiques principales du notre futur barrage sont regroupés :

Tableau V.2 : caractéristiques principaux du petit barrage d'oued Roumane

N°	DONNEES PRINCIPAUX	U.	QUANTITE
01	- Hauteur de la digue	M	18,20
02	- Longueur en crête de la digue	M	166,00
03	- Côte de la crête	N.G.A	94,20
04	- Côte du plus haut niveau d'eau	N.G.A	93,20
05	- Côte du niveau d'eau normal N.N.E	N.G.A	92,00
06	- Côte du niveau du volume mort	M	88,35
07	- Hauteur maximale des eaux	M	16,00
08	- Talus amont de la digue	-	m1 = 3,00
09	- Talus aval de la digue	-	m2 = 2,50
10	- Volume total de la retenue	M3	1 200 000,00
11	- Volume utile de la retenue	M3	784 000,00
12	- Volume mort de la retenue	M3	416 000,00
13	- Volume du remblai de la digue	M3	96 918,30
14	- Surface inondée	M2	210 000,00
15	- Surface irriguée 5000 m3/ha/an – Vt./5000	Ha	274,00
16	- Facteur économique	-	12,00
17	- Déversoir latéral à ciel ouvert : $L_{dev.}=94,00m$; $h_{dev} = 1,20m$; $Q_{dev}=263,63m$	-	-
18	- Prise d'eau et vidange de fond – conduite forcée en acier Ø 800 mm enrobé en béton armé.	ML	106,60
19	- Ouvrage de ce barrage se classifie « Petit barrage » cas 3c	-	-

Ke= (Volume D'eau/ volume de remblai)=12.38 (coefficient d'efficacité)

V.4 ETUDE DES INFILTRATIONS À TRAVERS LE CORPS DU BARRAGE :

V.4.1.généralités :

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltrations d'eau du fait qu'on crée une charge hydraulique derrière la digue.

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné, d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence des renards qui est un processus d'érosion régressive souterraine et l'eau s'infiltrant sous une certaine pression permet l'apparition de cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

Les infiltrations doivent permettre de déterminer les éléments suivants :

- La ligne de saturation du massif du barrage ;
- Le débit de fuite ;
- La pression de l'eau interstitielle dans le massif.
- La zone submergée du corps de la digue
- Hypothèse de calcul :
 - La digue est isotrope du point de vue hydraulique (coefficient de perméabilité est le même dans toutes les directions).

V.4.2. la ligne de saturation :

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ».

Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de KOZENY et qui nous permet de délimiter la partie sèche ou humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse. Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

(voir la planche « étude d'infiltration à travers la digue »)

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \dots\dots\dots V.9$$

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots V.10$$

$$a = \frac{Y_0}{2} \dots\dots\dots V.11$$

$$Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2} \dots\dots\dots V.12$$

Niveau de la retenue normale : $H = 16\text{m}$:

$$DL=BF=0.3*GB=0.3*50.64=15.2\text{m}$$

$$X0=0$$

$$d = 64.52 \text{ m}$$

$$Y0 = 2.07 \text{ m}$$

$$a = 0,5\text{m}$$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$Y^2 = 4.41X + 4.28$$

On peut déterminer les coordonnées de la parabole sont données par :

Tableau V.3: Coordonnées de la parabole de KOZENY

x	y	x	y
0	2,07	34	12,42
2	3,62	36	12,77
4	4,68	38	13,11
6	5,54	40	13,44
8	6,29	42	13,77
10	6,96	44	14,08
12	7,56	46	14,39
14	8,13	48	14,70
16	8,65	50	14,99
18	9,15	52	15,28
20	9,62	54	15,57
22	10,06	56	15,85
24	10,49	58	16,13
26	10,91	60	16,40
28	11,30	62	16,66
30	11,69	64	16,93
32	12,06	64,52	16,99

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A à une distance horizontale du talus :

$$AB = 0,3 \text{ b}$$

V.4.3 Le drainage du barrage

Le drainage interne est d'une importance vitale pour la fiabilité et la sécurité des barrages en remblai tout au long de leur vie. Il constitue le paramètre le plus significatif du point de vue de la stabilité sous chargements statique et dynamique si on n'utilise pas un système de drainage bien adapté pour le remblai, les résurgences sur le talus aval peuvent provoquer une érosion entraînant la rupture du barrage, de ce fait il convient de bien concevoir le système de drainage qui pourrait constituer une bonne méthode pour construire des barrages dans des conditions sûres et économiques et cela en assurant leur protection par des filtres aux interfaces entre zones de matériaux présentant des granulométries et perméabilités largement différentes.

V.4.3. But du drainage :

Quel que soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltration d'eau soit structurelles soit accidentelles.

La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage.

En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière aussi efficace que possible aux objectifs suivants :

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

V.4.4. Constitution et fonction des filtres et drains

V.4.4.1 les filtres :

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des particules fines du massif à drainer, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux, sa fonction principale est de retenir ces particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers.

Ils peuvent être situés :

- Entre deux couches de sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;
- Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains;
- A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;

- Sous et au-delà du pied aval du barrage ;
- Sous les recharges drainantes.

Les filtres peuvent être constitués de couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

De nos jours, on remplace souvent ces filtres granulaires naturels ou concassés par des géotextiles issus de l'industrie du textile et se présentent en rouleaux de longueur variable offrant

Ainsi l'avantage d'être économique et une facilité de mise en œuvre par rapport aux filtres à base de plusieurs couches de matériaux calibrés.

V.4.4.2 les drains :

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Il y aura :

- * Abaissement de la ligne de saturation
- * Diminution de la pression d'écoulement
- * Diminution la pression interstitielle, et accélération de la consolidation.

Notre prisme de drainage est caractérisé par :

1. les fruits de talus :

$$m_1 = 1 \quad \text{et} \quad m_2 = 1.5$$

2. la hauteur de drain :

$$H_{dr} = 3.6m$$

3. la largeur de prisme en sommet :

$$b_{dr} = 3.0m$$

4. la largeur de prisme a la base :

$$B_{dr} = 7.6m$$

Chapitre VI

Etude de stabilité

Introduction:

Il est évident qu'un remblai mal dimensionné, et instable peut, d'une part porter préjudice à la sécurité des populations, exploitations agricoles et aménagements situés à son aval et, d'autre part, appellera probablement des travaux d'entretien.

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique de FELLENIUS dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

- 1/ Soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et / ou déterminer à priori.
- 2/ Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

- a-1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).
- a-2. Glissement en cascade.
- a-3. Glissement, puit renard :

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

- l'instabilité mécanique en fondation.

VI-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.

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).

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 500 ans.

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste à déterminer le coefficient de stabilité « K », qui est le rapport des moments des efforts de stabilité sur les moments des efforts de basculement (forces motrices), par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau

Tableau VI-1 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions.	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme).	1,2 _ 1,3	1,15 _ 1,2	1,1 _ 1,15	1,05 _ 1,1
Spéciales (avec séisme)	1,05 _ 1,1		1,05	

Notre barrage fait partie de la III classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,1 - 1,15$

- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

VI-2 -Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 18,2\text{m}$).

(K_1 - K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.

Tableau VI-2 : valeurs de K_1 et K_2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas :

talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	20	46
Aval	2,5	0,875	2,025	17,5	40,5

Le centre des rayons étant le point « B ». L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles.

On trace 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 marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la section « zéro » sous le centre de glissement (projection).

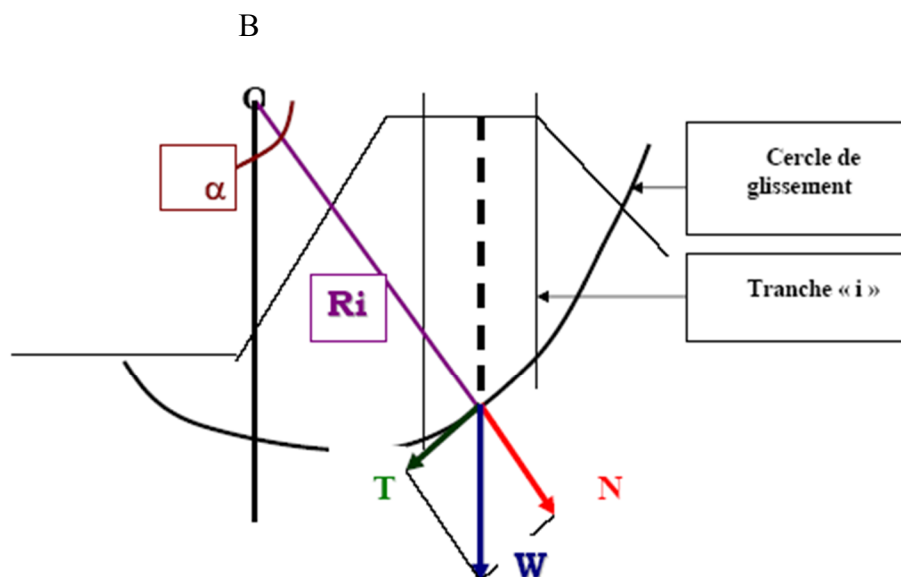


Figure 3 : forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O, Ri)

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort de séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- ❖ Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$
- ❖ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$

Avec : α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

VI.2.2 Les caractéristiques géotechniques des sols :

Elles sont représentées dans le tableau V-03 suivant :

Tableau VI-3: Caractéristique géotechnique :

Paramètres	Valeurs
γ_d (t/m ³)	1,707
γ_{sat} (t/m ³)	2,647
φ°	36.5
C bars	1.34

VI-3-Calcul des forces appliquées à chaque tranche :**a- Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3) \dots \dots \dots$ (VI.1)

h_1, h_2, h_3 : hauteurs des tranches;

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation;

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation;

γ_3 : densité de l'assise;

b : largeur de la tranche.

Cette force là a deux composantes :

$N_n = G_n \cos \alpha$ qui est une force normale stabilisatrice;

$T_n = G_n \sin \alpha$ qui est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.

Avec $\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{nombre.total.des.tranches}}$;

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

- ✱ Pour le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche la densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$.

b- Force de pression interstitielle :

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots \dots \dots$$
 (VI.2)

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 :

$$F_c = c \cdot dl \dots \dots \dots$$
 (VI.3)

C : Cohésion du sol (Matériau).

d- Forces dues au séisme : Ces forces sont considérées horizontales, appliquées aux centres des tranches et sont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme.

$$T = a \cdot G_n \dots \dots \dots$$
 (VI.4)

a : Coefficient de séisme ($a=0,15$);

G_n : Poids de la tranche.

VI-4-Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices :**

a. Force de frottement :

$$F_1 = N \tan \varphi - U \text{ dl } \tan \varphi \dots\dots\dots (VI.5)$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b. Force de cohésion :

$$F_c = c \text{ dl } \dots\dots\dots (VI.6)$$

Avec :
$$dl = \frac{2\pi \cdot R \cdot B_i}{360}$$

R : rayon de la courbe de glissement;

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement;(largeur de la tranche).

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N \tan \varphi - U \text{ dl } \tan \varphi + c \text{ dl}] R. \dots\dots\dots (VI.7)$$

Avec R : rayon de la courbe de glissement.

➤ **Les forces déstabilisatrices (motrices):**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (N_t), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (VI.8)$$

Dans le cas d'un séisme il y a une force particulière supposée horizontale qui tend à faire vibrer la tranche du talus. Le moment de cette force est :

$$M_T = a G_n d_n \dots\dots\dots (VI.9)$$

Remarque:

Les moments de toutes ces forces sont calculés par rapport au centre du cercle de glissement.

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

VI-5- Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement:

Le coefficient de sécurité est égale à : $K_s = \frac{M_{resis}}{M_{mot}}$ (VI.10)

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.

Le coefficient «**Ks**» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue (voir annexe 7).

a) Retenue pleine :

Le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; 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.

- *Sans séisme*
$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P)tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (VI-11)$$

- *Avec séisme*
$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - P)tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (VI-12)$$

d_n : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement;

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme;

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction) : L'étape la plus critique se situe juste a la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

- *Sans séisme*
$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (VI.13)$$

- *Avec séisme*
$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (VI.14)$$

c) Vidange rapide :

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.

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts. et dans ce cas là on calcule le poids de la tranche à l'aide de la densité déjàugée du matériau γ' .

- *Sans séisme*
$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \tan \phi + \sum C d L}{\sum T_n} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (VI.15)$$

- *Avec séisme*
$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \tan \phi + \sum C d L}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (VI.16)$$

Tableau VI-4 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement :

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Sans séisme ($K_{ss,adm} = 1,10 \text{ _ } 1,05$)	Avec séisme ($K_{as,adm} = 1,05$)
Fin de construction	Talus amont		
	R=36,67m	2,37	1,680
	R=32,6m	2,74	1,874
	Talus aval		
	R=34,67m	2,66	1,782
	R=38,0m	2,805	1,794
Retenue normale	Talus aval		
	R=30,06m	3,12	2,197
	R=31,8 m	2,96	1,992
Vidange rapide	Talus amont		
	R=21,47m	2,87	1,987
	R=30.69m	2,99	2,009

Conclusion :

Les résultats mettent en évidence les coefficients de sécurité des talus beaucoup plus grands du coefficient de sécurité admissible cause des valeurs moins élevées de la cohésion de l'argile.

Vu la hauteur de la digue $H_{digue} = 18.20\text{m}$ avec une marge de sécurité il est plus convenable de réserver les mêmes inclinaisons des talus :

- Pour talus amont $m = 3.00$
- Pour talus aval $m = 2.50$

Au point de vue économique le maintien des même talus n'augmentera pas le coût de la retenue car le volume du remblai n'est pas important. Mais il indispensable de faire un ajout de matériaux fin vue la quantité d'argile qui insuffisante pour la réalisation du corps de la digue.

Chapitre VII

Etude des ouvrages annexes

VII.1.EVACUATEUR DE CRUE LATERAL EN BETON

Cet ouvrage est composé des organes suivants :

- Déversoir,
- Chenal de transition,
- Coursier,
- Bassin d'amortissement,
- Canal de fuite.

VII.1.1.Les caractéristiques hydrauliques du déversoir :

- Longueur déversante : $L_{dev} = 94.00 \text{ m}$
- Charge sur le déversoir : $H_{dev} = 1.20 \text{ m}$
- Largeur du déversoir : $b = 18.00 \text{ m}$
- Pente : $I = 3.24\%$
- Débit laminé : $Q_{dev} = 263.63 \text{ m}^3/\text{s}$

VII.1.2.Les caractéristiques hydrauliques du canal de transition :

C'est un organe de pente faible maintenant un écoulement permanent, permettant le contournement de la digue dans les meilleures conditions de sécurité, il permet le passage de l'écoulement du régime fluvial vers le régime torrentiel caractérisant le coursier.

- Longueur du Canal : $L = 20.00 \text{ m}$
- Largeur du canal : $bc = 15.00 \text{ m}$
- Pente : $I = 0.30 \%$

VII.1.3.Coursier :

Le coursier permet d'acheminer l'écoulement d'une crue de l'amont vers l'aval de la retenue, sa longueur et sa perte dépendant de la configuration topographique du terrain, et de la disponibilité de raccordement au cours d'eau original.

- Longueur du Canal : $L = 80.00 \text{ m}$
- Largeur du canal : $b = 15.00 \text{ m}$
- Pente : $I = 15.00 \%$

VII.1.4. Bassin d'amortissement :

Pour choisir le type de dissipateur d'énergie, il faut d'abord connaître la nature du ressaut qui apparaît juste après le déversoir.

On doit déterminer les profondeurs contactée Y_1 et conjugués Y_2 .

$$Y_1 = \frac{q}{\delta(2g(E_0 - Y_1))^{1/2}} \dots\dots\dots \text{VII.1}$$

$$q = \text{débit unitaire} \quad q = Q_d/B_d \dots\dots\dots \text{VII.2}$$

$$q = 263,63/94 = 2,80 \text{ m}^3/\text{s}$$

δ = Coefficient qui dépend de la forme du déversoir ($\delta = 0.90$)

E_0 = Energie total en (m) sur le seuil du déversoir

$$E_0 = H_0 + H_d + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (\alpha \frac{V^2}{2g} \ll 1) \dots\dots\dots \text{VII.3}$$

$$\text{A.N. } E_0 = 16,00 + 1,20 = 17,20 \text{ m}$$

$$Y_{1\text{cal}} = \frac{2,80}{0,90(2 \cdot 9,81(17,20 - Y_{1\text{Sup}}))^{1/2}} \dots\dots\dots \text{VII.4}$$

La détermination de Y_1 se fait pour itération successive :

$Y_{1\text{supposé}}$	$Y_{1\text{cal}}$	$Y_{1\text{supp}} - Y_{1\text{cal}}$
0,00	0,17	0,170
0,170	0,170	0,00

$$Y_1 = 0,170 \text{ m}$$

$$Y_2 = Y_1 / 2 \quad (((1 + ((8q^2) / (gY_1^3))^{1/2}) - 1) \dots\dots\dots \text{VII.5}$$

$$\Rightarrow Y_2 = 2,98 \text{ m}$$

- Calcul de la hauteur critique :

Elle est déterminée par la formule suivante :

$$h_{cr} = (q^2 / g)^{1/3} \dots\dots\dots \text{VII.6}$$

$$\Rightarrow h_{cr} = ((2,80)^2 / 9,81)^{1/3} \quad \mathbf{h_{cr} = 0,93 \text{ m}}$$

On suppose que la hauteur normale à l'aval de dissipateur d'énergie est égale à la hauteur critique.

$$Y_2 > h_{cr} = h_n$$

Donc le ressaut est non noyé (dénoué) alors la projection de dissipateur d'énergie est indispensable le type de dissipateur choisi sera un bassin à ressaut.

a). Détermination des caractéristiques du bassin à ressaut par des formules empiriques.

Le bassin à ressaut est un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible avec une bonne stabilité à l'aval :

La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude.

$$F = V / (g Y1)^{1/2} \dots\dots\dots \text{VII.7}$$

Y1 : tirant d'eau en m

$$V : \text{vitesse de l'écoulement (m/s)} \quad V = Qd / (Ld * Y1) \dots\dots\dots \text{VII.8}$$

A.N : $V = 263,63 / (94 \times 0.17) \Rightarrow V = 16,5 \text{ m/s}$

- Nombre de Froude :

$$AN : F = 16,5 / (9.81 \times 0.17)^{1/2} \Rightarrow F = 12,78$$

On est dans le cas d'une Conception d'un dissipateur de **Type III**

$$(Fr1 > 4.5; V1 > 15 \text{ m/s}).$$

1) On calcule la hauteur de l'écoulement d'eau h_e à partir de l'équation suivante:

$$h_e = Y1 * (1.469 * F - 0.318) \dots\dots\dots \text{VII.9}$$

$$h_e = 3.14 \text{ m}$$

2) On calcule la hauteur conjugué (Y1)

$$Y2/Y1 = 1/2 * ((1 + 8Fr1)^{1/2} - 1) \quad Y2 = 2,98 \text{ m}$$

3) On détermine la longueur des dissipateurs (L III).

$$L \text{ III} = Y2 * (3.55 + 0.06Fr1 - 0.00015Fr1^2) \dots\dots\dots \text{VII.10}$$

$$L = 12,79 \text{ m}$$

4) On calcule les dimensions des dents déflectrices:

- Hauteur = 0.17 m ($h=y1$).....VII.11
- Epaisseur = 0.17 m ($E=y1$).....VII.12
- Longueur = 1.25 m
- Espace entre les dents = 0.085 m ($\text{espace} = 0.5y1$).....VII.13

5) On calcule les dimensions du seuil terminal:

- Hauteur = 0.60 m ($h=0.2Y2$).....VII.14
- Epaisseur = 0.45 m ($e=0.15y2$).....VII.15
- Espace entre les dents ($e=0.15y2$) VII.16

b). Détermination des caractéristiques du bassin à ressaut par les abaques:

Pour $F > 4,50$, Le ressaut se produit nettement, la mise en place des blocs de déflecteurs permet de raccourcir le bassin et éviter le déplacement du ressaut à l'aval. D'après « Design of Small dams », si la vitesse d'entrée dépasse 15 m/s, on pourra utiliser le bassin de type III

$$\text{Pour } F = 12,78 \implies Y2 / Y1 = 17,50 \implies Y2 = Y1 * 17,50 \implies Y2 = 2,98 \text{ m}$$

VII.1.5.Canal de fuite

C'est un canal de forme rectangulaire de faible pente, sur une certaine distance qui se chargera de restituer au cours d'eau original sans risque d'affouillement.

- Longueur du Canal : $L = 20.00 \text{ m}$
- Largeur du canal : $B = 15.00 \text{ m}$
- Pente : $I = 1.00 \%$

VII.2.CONDUITE DE VIDANGE ET CHAMBRE DE VANNE

Cet ouvrage sera disposé sur le lit de l'oued. Il sera composé des organes suivants :

- Ouvrage de tête (tour de prise),
- Conduite de vidange,
- Chambre de manœuvre menée des vannes et tour de prise.

VII.2.1.TOUR DE PRISE

Elle est de forme cylindrique présentant deux sections différentes, une section de 2,00m de hauteur et de diamètre externe de 2,60m et une section de 3,40m de hauteur de diamètre externe 2,40m. le diamètre intérieur est constant 2,00m.

Nous avons prévu une vanne de vidange de dimension 1,00 x 1,00 m.

Nous avons prévu aussi une conduite de prise d'eau de diamètre 800mm menée d'un coude dans sa partie basse qui la reliera à la conduite de service passant par la conduite de vidange dans sa partie supérieure.

Les niveaux de prises d'eau sont respectivement 88,35 et 89,85 NGA

VII.2.2.CONDUITE DE VIDANGE

Elle est composée d'un ouvrage d'entrée et terminé par une chambre de vanne dans sa partie supérieure et un ouvrage de dissipation.

On a adopté une conduite de vidange, afin d'éviter l'envasement de la retenue et assurer le transport solide par cette conduite.

Elle a un diamètre intérieur de 800mm sur longueur totale de 106.6m. La pente du radier de la conduite est de 1% et le débit est de l'ordre 4,00m³/s.

VII.2.3.Débit de vidange

Longueur de la conduite de vidange

$$L \text{ total} = 106,60\text{m}$$

$$D = 800,00 \text{ mm}$$

$$F = 0,502 \text{ m}^2$$

Cote de vidange de fond : 77.31mNGA

$$\text{Niveau Normal} = 92,00\text{mNGA}$$

$$H1 = 92 - 77,31 = 14,69 \text{ m}$$

$$\text{Niveau volume Mort} = 88,35\text{mNGA}$$

$$H2 = 88,35 - 77,31 = 11,04 \text{ m}$$

$$Q_{\max} = \mu * F * (2 * g * H1)^{1/2} \dots\dots\dots \text{VII.17}$$

Où

$$\mu = 1 / (\text{Somme} \xi * \lambda * L / D)^{1/2} \dots\dots\dots \text{VII.18}$$

$$\text{Somme} \xi = \xi_{\text{grille}} + \xi_{\text{entrée}} + \xi_{\text{étranglement}} + \xi_{\text{vanne}} + \xi_{\text{sortie}} \quad \text{VII.19}$$

$$\text{Somme} \xi = 0,20 + 0,25 + 0,38 + (2 \times 0,10) + 1,00 = 2,03$$

$$\lambda * L / D = 0.019 * 106.6 / 0.8 = 2,53 \quad \text{ce qui implique que : } \mu = 0,47$$

λ est coefficient des pertes causées par le frottement et pour $n = 0.012$ et $D = 800 \text{ mm}$

Donc:

$$Q_{\max} = \mu * F * (2 * g * H1)^{1/2} = 4,01 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q_{\min} = \mu * F * (2 * g * H2)^{1/2} = 3,48 \text{ m}^3 / \text{s}$$

D'où le débit de vidange est estimé à $Q = 4,01 \text{ m}^3 / \text{s}$

VII.2.4. Bassin d'amortissement de prise d'eau et vidange de fond

Les dimensions de ce bassin sont reliées au profil de terrain naturel :

$$Q = 4,01 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$B = 1,50 \text{ m}$$

$$H_{\text{eau}} = 2,10 \text{ m}$$

$$L = 6,00$$

VII.2.5. CHAMBRE DE MANOEUVRE

C'est une chambre en béton à l'extérieur de la conduite de vidange dans sa partie supérieure, de 2.50m de longueur et 2.00m de largeur.

Deux vannes, vanne de garde et vanne d'exploitation seront installées sur la conduite de prise de diamètre 800 mm.

VII.2.6. Clé d'ancrage

La clé d'ancrage où dent contre l'infiltration est prévue pour assurer l'ancrage de la digue dans une couche imperméable. Sa profondeur est fixée selon l'étude géotechnique pendant la réalisation, le fond de la dent est ancré à 5.00m dans la couche imperméable.

Sa largeur est de 4.00m afin d'assurer le passage d'engin pendant les travaux de pose et de compactage des argiles avec un talus de pente 1/1.5.

Selon l'étude géotechnique ; au niveau du lit de l'oued, c'est à partir de 5,00m que le sol est de formation argileuse, par contre elle est de 3,00m au niveau de la berge gauche et de 4,00m au niveau de la berge droite.

Son matériau de construction est le même que le corps de la digue (argile compactée à 95%PN par couche de 20-30cm). Le compactage d'argile s'exécute en surveillant les résultats des essais de Proctor normale c'est-à-dire la teneur en eau optimale et densité sèche optimale (W_{opt} ; γ_{opt}).

VII.2.7.Résultats de calcul hydraulique :

VII.2.7.1.Canal de Transition

A. Données:

Canal Trapézoïdal
Paramètre à calculer Profondeur d'eau
Débit 263.6300 m³/s
Pente 0.0030 m/m
Manning(n)..... 0.0140
Hauteur 4.0000 m
Largeur 15.0000 m
Pente gauche 1.0000 m/m (V/H)
Pente droite 1.0000 m/m (V/H)

B.Résultats:

Profondeur d'eau 2.4644 m
Vitesse 6.1254 m/s
Débit total 603.0560m³/s
Surface mouillée 43.0386 m²
Périmètre mouillé 21.9703 m
Rayon Hydraulique 1.9589 m
Largeur max..... 19.9287 m
Surface..... 76.0001 m²
Périmètre 26.3137 m
Taux de remplissage..... 61.6090 %

C.Régime Critique

Profondeur critique 2.9478 m
Pente critique 0.0016 m/m
Vitesse critique 4.9830 m/s
Surface critique..... 52.9065 m²
Périmètre critique 23.3376 m
Rayon hydraulique critique 2.2670 m
Largeur max critique..... 20.8956 m
Energie spécifique 4.2139 m
Energie minimale 4.4217 m³
Nombre de Froude 0. m

Modalité de l'écoulementfluvial

VII.2.7.2.Canal Coursier

A. Données:

Canal Trapézoïdal
Paramètre à calculer Profondeur d'eau
Débit 263.6300 m³/s
Pente 0.1500 m/m
Manning's n 0.0140
Hauteur 4.0000 m
Largeur 15.0000 m
Pente gauche 1.0000 m/m (V/H)
Pente droite 1.0000 m/m (V/H)

B. Résultats:

Profondeur d'eau 0.7649 m
Vitesse 21.8636 m/s
Débit total 4264.2501m³/s
Surface mouillée 12.0580 m²
Périmètre mouillé 17.1634 m
Rayon Hydraulique 0.7025 m
Largeur max..... 16.5297 m
Surface..... 76.0001 m²
Périmètre 26.3137 m
Taux de remplissage..... 19.1215 %

C. Régime Critique

Profondeur critique	2.9478 m
Pente critique	0.0016 m/m
Vitesse critique	4.9830 m/s
Surface critique.....	52.9065 m ²
Périmètre critique	23.3376 m
Rayon hydraulique critique	2.2670 m
Largeur max critique.....	20.8956 m
Energie spécifique	25.1370 m
Energie minimale	4.4217 m ³
Nombre de Froude	8.1744 m

Condition de l'écoulementTorrentielle

VII.2.7.3 Canal de Fuite :

A. Données:

Canal	Trapézoïdal
Paramètre à calculer	Profondeur d'eau
Débit	263.6300 m ³ /s
Pente	0.0100 m/m
Manning (n).....	0.0140
Hauteur	4.0000 m
Largeur	15.0000 m
Pente gauche	1.0000 m/m (V/H)
Pente droite	1.0000 m/m (V/H)

B. Résultats:

Profondeur d'eau	1.7229 m
Vitesse	9.1502 m/s
Débit total	1101.0246m ³ /s
Surface mouillée	28.8115 m ²
Périmètre mouillé	19.8730 m
Rayon Hydraulique	1.4498 m
Largeur max.....	18.4458 m
Surface.....	76.0001 m ²
Périmètre	26.3137 m

Taux de remplissage..... 43.0719 %

C. Régime Critique

Profondeur critique 2.9478 m

Pente critique 0.0016 m/m

Vitesse critique 4.9830 m/s

Surface critique..... 52.9065 m²

Périmètre critique 23.3376 m

Rayon hydraulique critique 2.2670 m

Largeur max critique..... 20.8956 m

Energie spécifique 5.9917 m

Energie minimale 4.4217 m³

Nombre de Froude 2.3380 m

Condition de l'écoulementTorrentielle

VII.3 Conclusion

Evacuateur de crue lateral est réalisé a pour but :assurer la securite de barrage,evacuer l'eau excedentaire,eviter la submersion de la crete

Evacuateur de crue lateral peut etre projetée aussi bien dans le barrage en remblai que dans le barrage en beton

Chapitre VIII

PLANNING DES TRAVAUX

VIII.1.INTRODUCTION

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser l'ouvrage au moins dans les délais et avec le moindre coût.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

La réalisation des barrages nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques (modernes et rentables) destinés à excaver transporter, niveler et compacter les matériaux.

VIII.2.TRAVAUX PREPARATOIRES:

- Installation du chantier, seront disposées en aval du barrage afin d'éviter leur submersion, pendant les épisodes de crue.
- Mise en place des pistes et accès au site.
- Implantation des axes (digue, ouvrage annexes)
- Préparation des zones d'emprunt.
- Préparation de la fondation de la réalisation de la digue
- Déboisement de la cuvette, décapage de la couche végétale du site du barrage

VIII.3.REALISATION DE LA GALERIE DE DERIVATION, LA VIDANGE DE FOND ET LA PRISE D'EAU:

La galerie de dérivation se fait en béton armé elle en section fer de cheval avec La vidange de fond est une conduite en acier, la prise d'eau est une conduite en acier, la prise est faite par simple piquage à l'aval.

En premier lieu on construit la galerie de dérivation pour évacuer les débits de chantier, elle doit être terminée avant le début de la réalisation du corps de la digue.

Etapas de réalisation :

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la galerie à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour la galerie le long de la trace.
- Coffrage, ferrailage et bétonnage de la galerie par tranche avec jointure.
- Réalisation du batardeau et du remblai déversé en argile.
- Montage de la vidange de fond.(fin de travaux en préférence)
- Exécution de la prise d'eau.
- Exécution du cambre des vannes et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution

VIII.4.REALISATION DE L'EVACUATEUR DE CRUE:

On réalise l'évacuateur de crue avant la digue ou bien en même temps, à condition que l'évacuateur soit prêt avant que les travaux de la digue n'atteignent pas le niveau normal.

Etapas de réalisation:

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long de la trace à l'aide de pelles mécaniques ou de BULLDOZERS.

- Aménagement du fond du canal.
- Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
- Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.
- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

VIII.5.REALISATION DU CORPS DU BARRAGE:

- Remblaiement de la clé d'encrage et des fondations jusqu'au terrain naturel;
- Mise en place de la conduite de prise d'eau et celle de vidange de fond;
- Approvisionnement des matériaux filtrants;
- Exécution du remblai du barrage, et mise en place du prisme de drainage (drain de pied).
- Mise en place de revêtement des talus;
- Mise en place des équipements hydromécaniques;
- Travaux de finition, revêtement de la crête de la digue et de route d'accès....
- éviter les risques d'infiltration.

VIII.6.LE PLANNING

VIII.6.1.méthode de chemin critique :

Le planning est réalisé avec la méthode C.P.M (méthode du chemin critique) basé sur un réseau à nœud.

Tableau VIII.1: symboles des opérations et les durées de réalisation

Travaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux routiers	A	2
Installation de chantier	B	1
Pré batardeau	C	1
Tunnel de dérivation	D	2
Batardeau	E	3
Excavation du barrage	F	3
Recharges du barrage	G	7
Excavation de l'évacuateur de crue	H	2
Construction de l'évacuateur de crue	I	5
Bassin d'amortissement d'E.C	J	2
Puits des vannes	K	1
Embouchure vidange	L	1
Prise d'eau et conduite	M	2
Travaux de finition	N	4

b. réseau à nœuds :

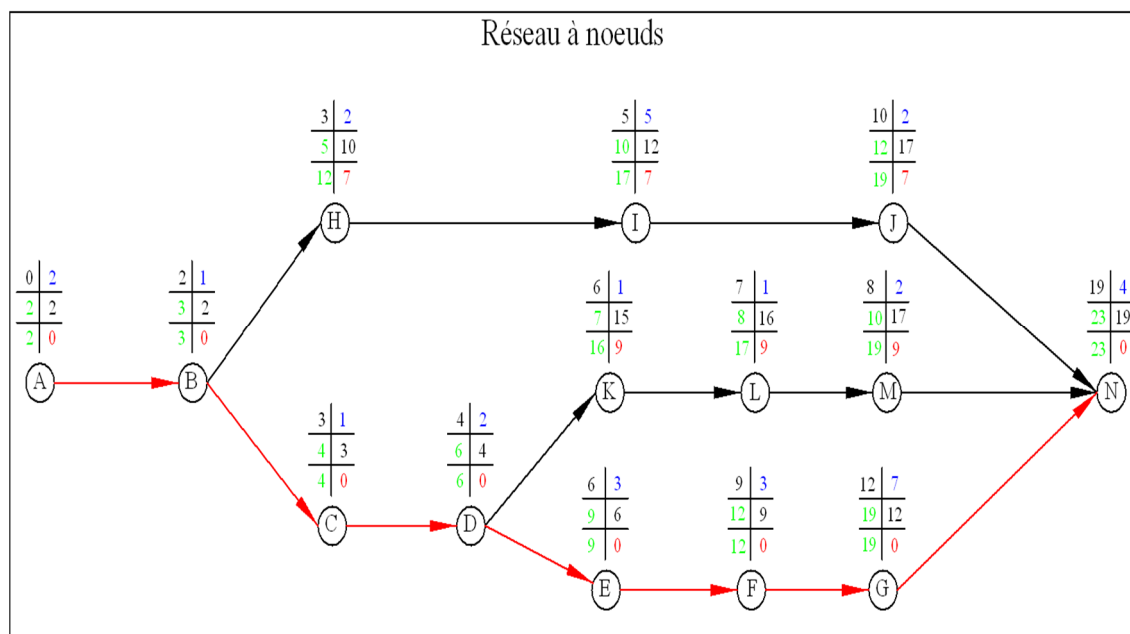


Fig VIII.1 :le réseau à noeuds

C. Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.2: Détermination des chemins critiques (tableau de Gantt)

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	2	0	2	0	2	0
B	1	2	3	2	3	0
C	1	3	5	10	12	7
D	2	3	4	3	4	0
E	3	5	10	12	17	7
F	3	4	6	4	6	0
G	7	10	12	17	19	7
H	2	6	7	15	16	9
I	5	6	9	6	9	0
J	2	7	8	16	17	9
K	1	9	12	9	12	0
L	1	8	10	17	19	9
M	2	12	19	12	19	0
N	4	19	23	19	23	0

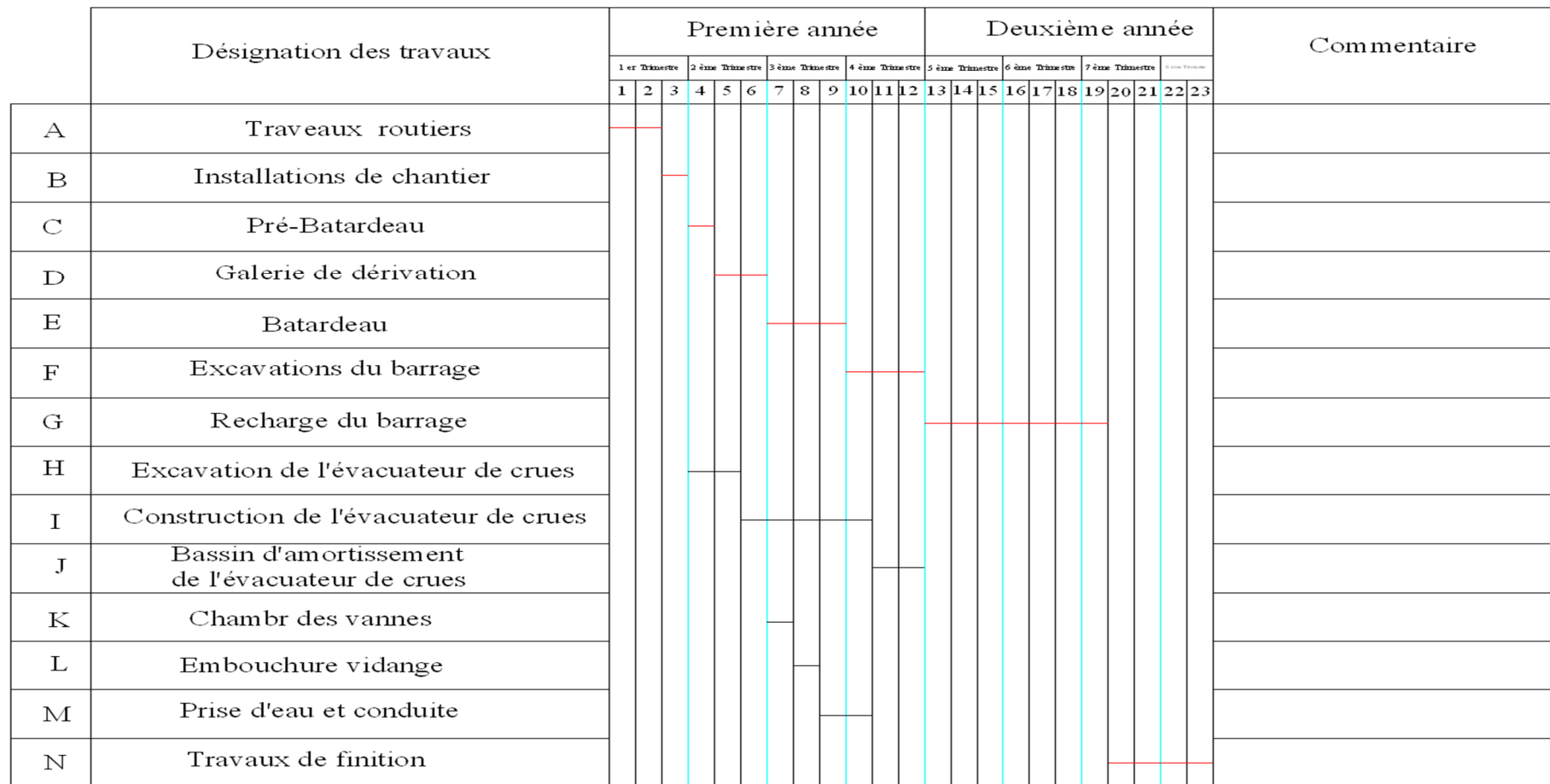
D'après le chemin critique, le temps de réalisation de petit barrage sur l'oued Roumane (Mostaganem) est égal à 23 mois

D .DIAGRAMME DE GANTT :

Fig.VIII.2: programme des travaux pour la réalisation de petit barrage sur l'Oued Roumane (W.Mostaganem)

Planning des travaux

— Chemin critique



VII.8.CONCLUSION

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude de l'organisation d'un chantier.

Chapitre IX

PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

IX.1.INTRODUCTION :

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et sur le plan humain.

L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est contestable bien que le problème reste difficile.

IX.2.COMITE DE SECURITE :

L'Agent de sécurité fait la patrouille périodiquement dans le chantier et rapporte le résultat de la patrouille à la réunion tenue à cet égard.

IX.3.INSTRUCTIONS STRUCTURELLES SUR LA SECURITE :**IX3.1.instructions a donné aux travailleurs et aux visiteurs du chantier :**

Quoiqu'il en soit Algérien ou expatrié ; la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

IX.3.2.instructions a donné au chef d'équipe :

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

Réunion matinale en matière de sécurité :

Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.

- **Mise en ordre du chantier :**

L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

IX.4.CONTROLE ET ENTRETIEN DU MATERIEL :

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle période et son résultat sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plateforme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles au cordage, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectuer et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

Les installations, les dispositifs les matériels ou les engins utilisés doivent avoir notamment une résistance suffisante pour supporter les charges et les efforts auxquels ils sont soumis.

En outre, la stabilité des installations et des engins de toute nature mis en œuvres sur des chantiers doit être assuré d'une manière efficace.

IX.5.ORGANISATION DU SERVICE DE LA SECURITE D'OUVRAGE :

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes.

IX.6.PRINCIPES FONCTIONS DU SERVICE DE SECURITE :

a) Etudes :

- Participation au Comité d'hygiène et de sécurité.
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité
- Suggestions du Personnel.
- Statistique : élaboration et commentaire.
- Rapport avec l'administration.

b) Exécution :

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle :

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.
- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d) Animation :

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- Equipes de secours.
- Formation spéciale concernant certaines professions.

IX.7.LES CAUSES DES ACCIDENTS DE TRAVAIL :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

a) Causes humaines :

Ces causes peuvent être :

1. La négligence des travailleurs.
2. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique.
6. Adoption de la solution de facilité.

b) Causes techniques :

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.

IX.7.1. mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

1. Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
2. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
3. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
4. Les abris doivent être aérés et chauffés.

IX.8. Conclusion :

La réduction du nombre et de la gravité des accidents du travail et des maladies professionnelles nécessite, la mobilisation des ressources pour la lutte contre ces derniers, la mise en œuvre des moyens d'organisation et des méthodes de travail.

Il est évident qu'au cours de l'exécution des travaux le maître d'ouvrage doit assurer un contrôle efficace des mesures de sécurité mises en œuvre, et de l'organisation proposée par le comité d'hygiène et du travail, en plus des contrôles effectués par les Services publics.

CONCLUSION GENERALE :

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons essayé de traiter et étudier les principales variantes des digues et les ouvrages annexes. Ainsi, notre travail a consisté en l'étude de faisabilité d'un petit barrage sur Oued Roumane (W.Mostaganem).

La région sidi Ali est dotée d'un régime agricole nécessitant des besoins en eau importants en matière d'irrigation.

En effet, des compagnes de reconnaissance de terrain ont fait l'objet de plusieurs visites du terrain en guise de prospection. Aussi, comme le travail l'exige, les conditions géologiques, hydrogéologiques, hydrologiques et technico-économiques, ont été examinées et discutées minutieusement.

Nous sommes parvenus aux résultats suivants :

Le site étudié présente de bonnes conditions géologiques, hydrologiques avec un apport liquide appréciable.

* La digue du petit barrage sur Oued Roumane (W.Mostaganem) est une digue en terre homogène avec un évacuateur de crue latéral à ciel ouvert en béton armé.

* La stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas de sollicitation,

* Les résultats obtenus par le biais de ce travail sont satisfaisants. Donc, le site proposé pour la réalisation de cet ouvrage est favorable tant sur le plan technique que sur le plan économique.

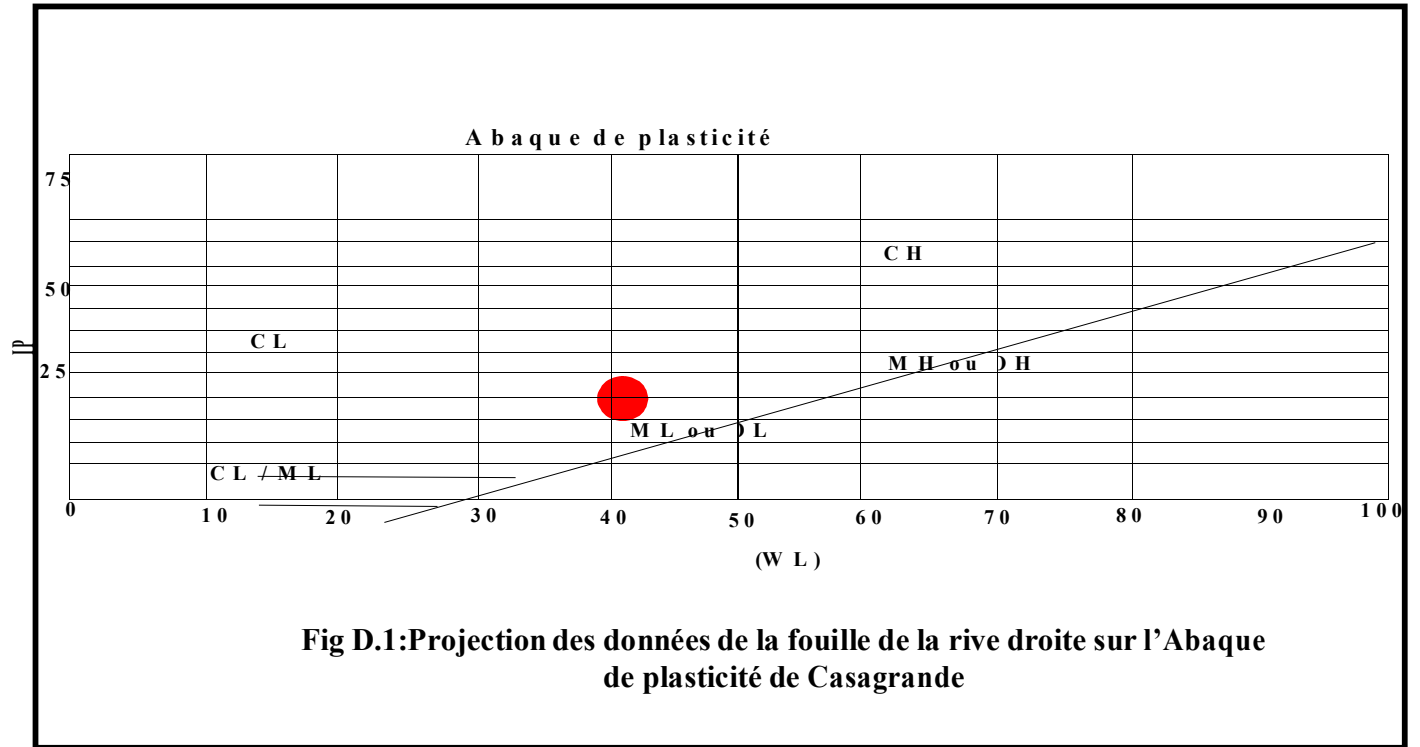
Références bibliographiques

- **B-TOUAIBIA** : « manuel pratique d'hydrologie ». (E.N.S.H) Blida. Mars 2004 ;
Page (1-10 ; 24-28 ; 61-91 ; 135-145).
- **B-TOUAIBIA et B.BENLOUAKLI** : «Introduction au dimensionnement des retenues collinaires». Octobre 2004 ; page(1-53).
- **CFGB** : Comité Française des grands barrages « Barrages et développement durable en France »MEDD.France.18 septembre 2003 ; Page (60).
- **CIGB** : « Evacuateurs de crue de barrage » Bulletin 58.1987 ; Page (40-50).
- **DJ.SARI** : « l'homme et l'érosion dans l'Ouarsenis (Algérie) » S.N.E.D. Alger .1977 ;
Page (30-35).
- **GERARD DEGOUTTE** : « Petits barrages » Recommandation pour la conception, la réalisation et le suivi CFGB Edition Cemagref. France. 1997 ; Page (130-167).
- **P.DUBREUIL** : «Initiation a l'analyse hydrologique». ISBN. Paris .1974 ; Page (90-135).
- **REMINI .B** : « la problématique de l'eau en Algérie du nord » édition Biskra, juin2010 ;
Page (65-82).

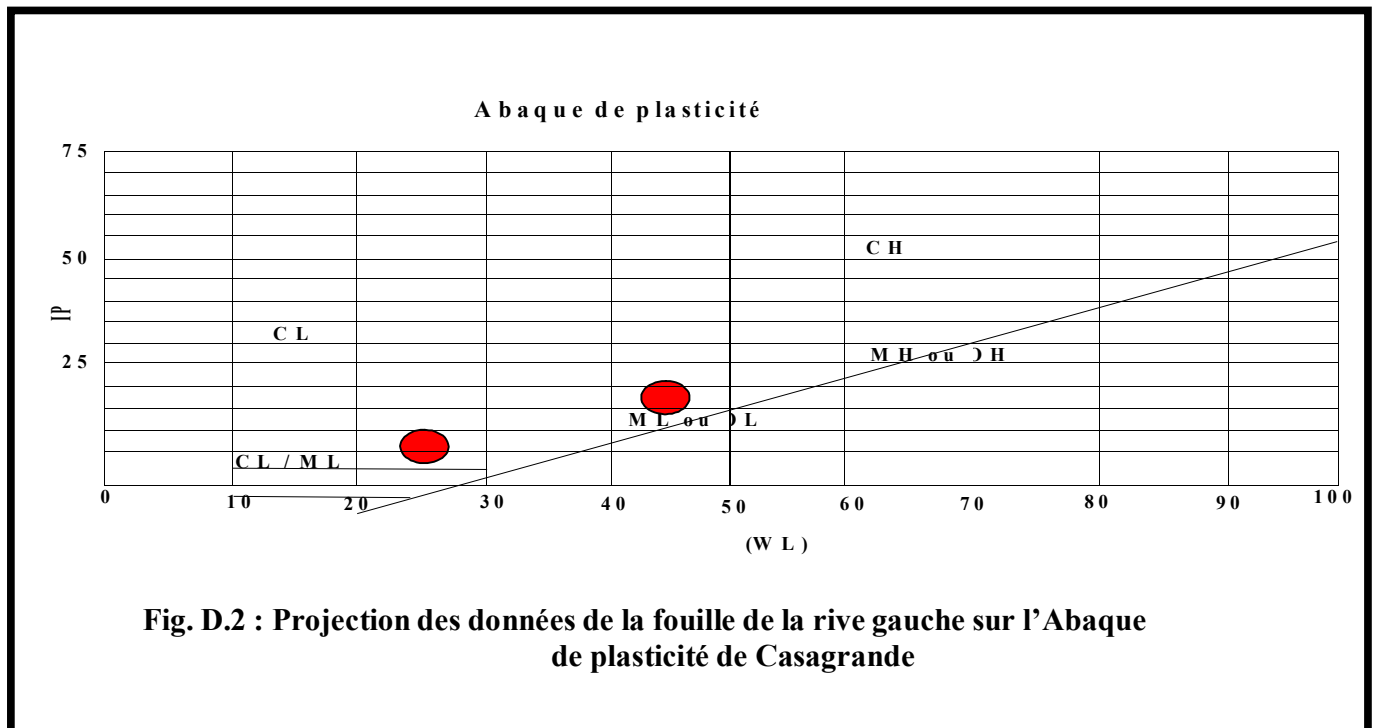
ANNEXES

Abaque « A » : les abaques de casagrande (plasticité)

LA RIVE DROITE



LA RIVE GAUCHE



LE LIT DE L'OUED

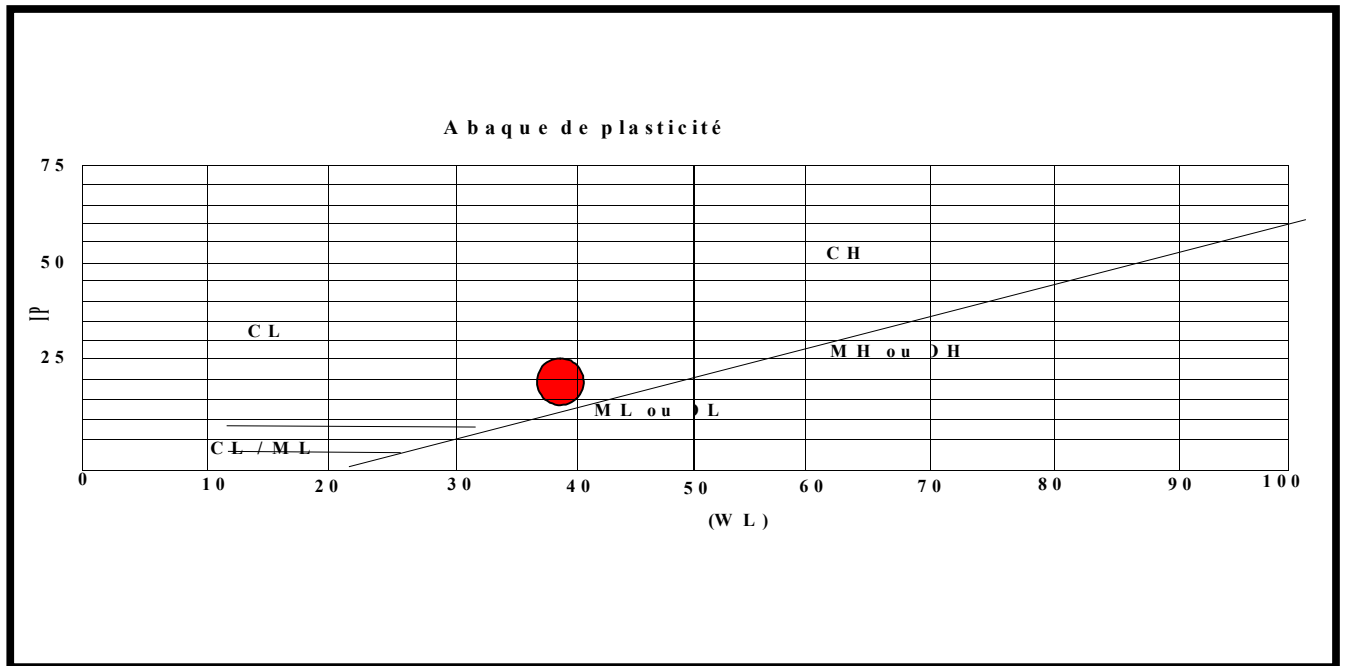
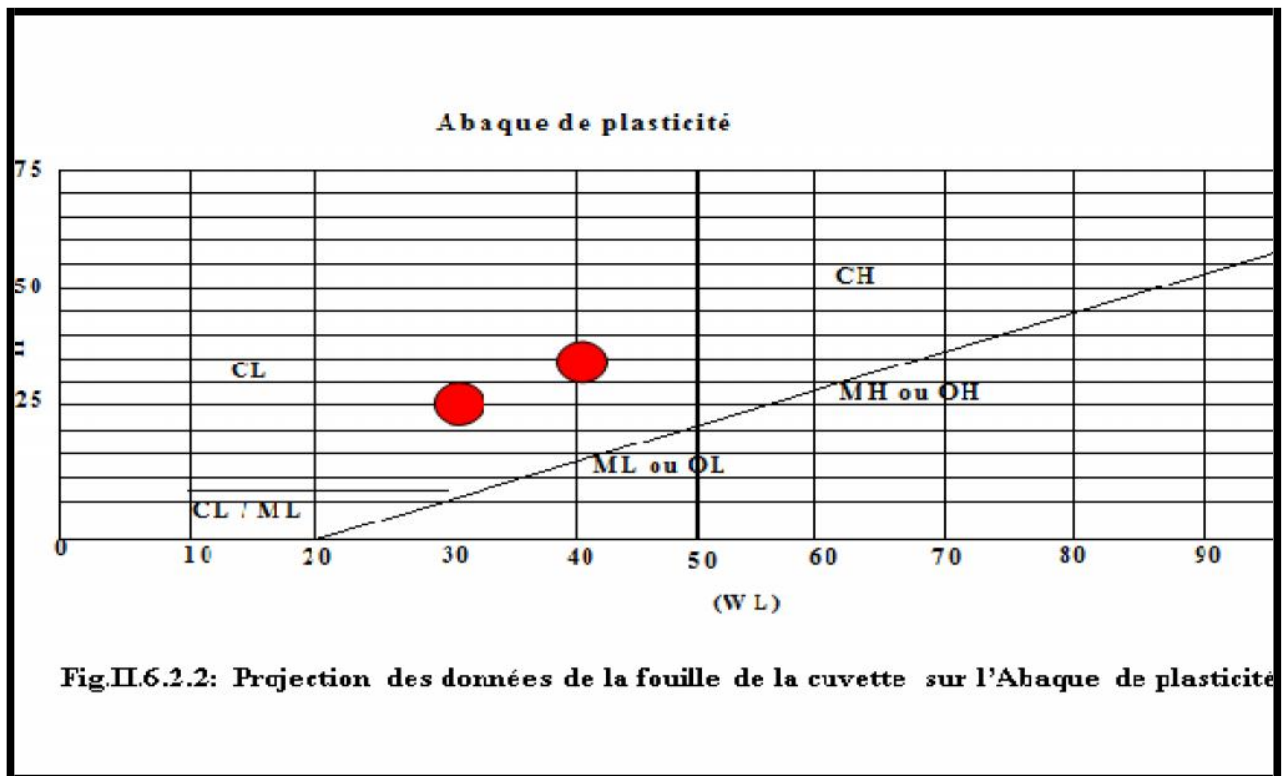


Fig. D.3 : Projection des données de la fouille du lit de l'Oued sur l'Abaque de plasticité casagrande

LA LIMITE DE CONSISTANCE

LA FOUILLE DE LA CUVETTE



LA FOUILLE DE BERGE GAUCHE

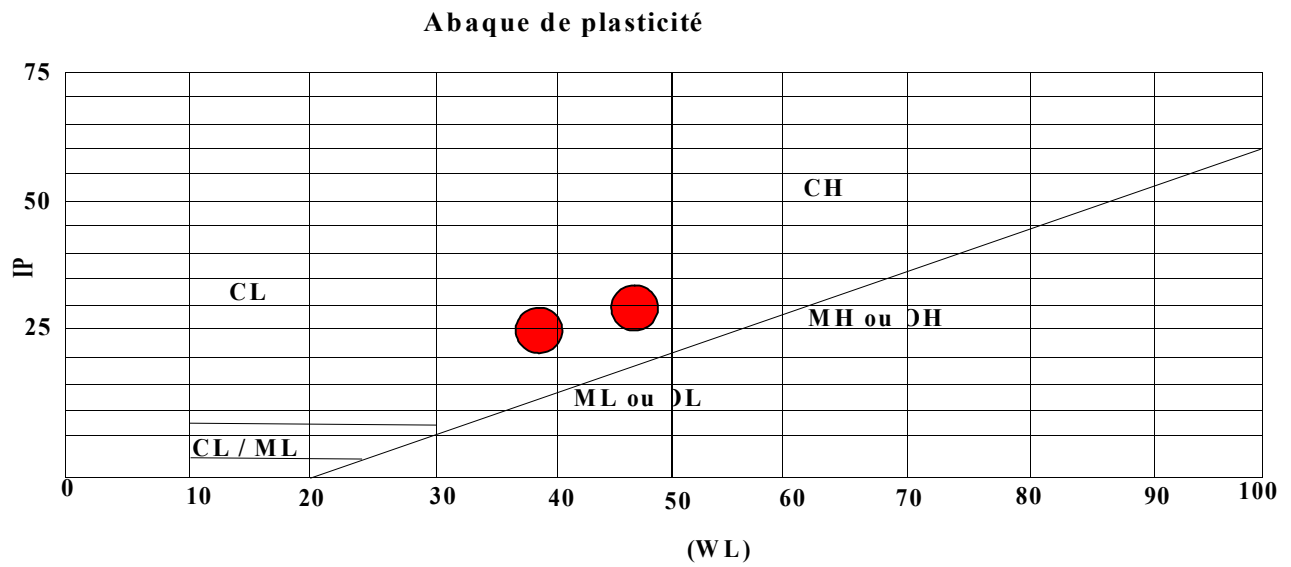
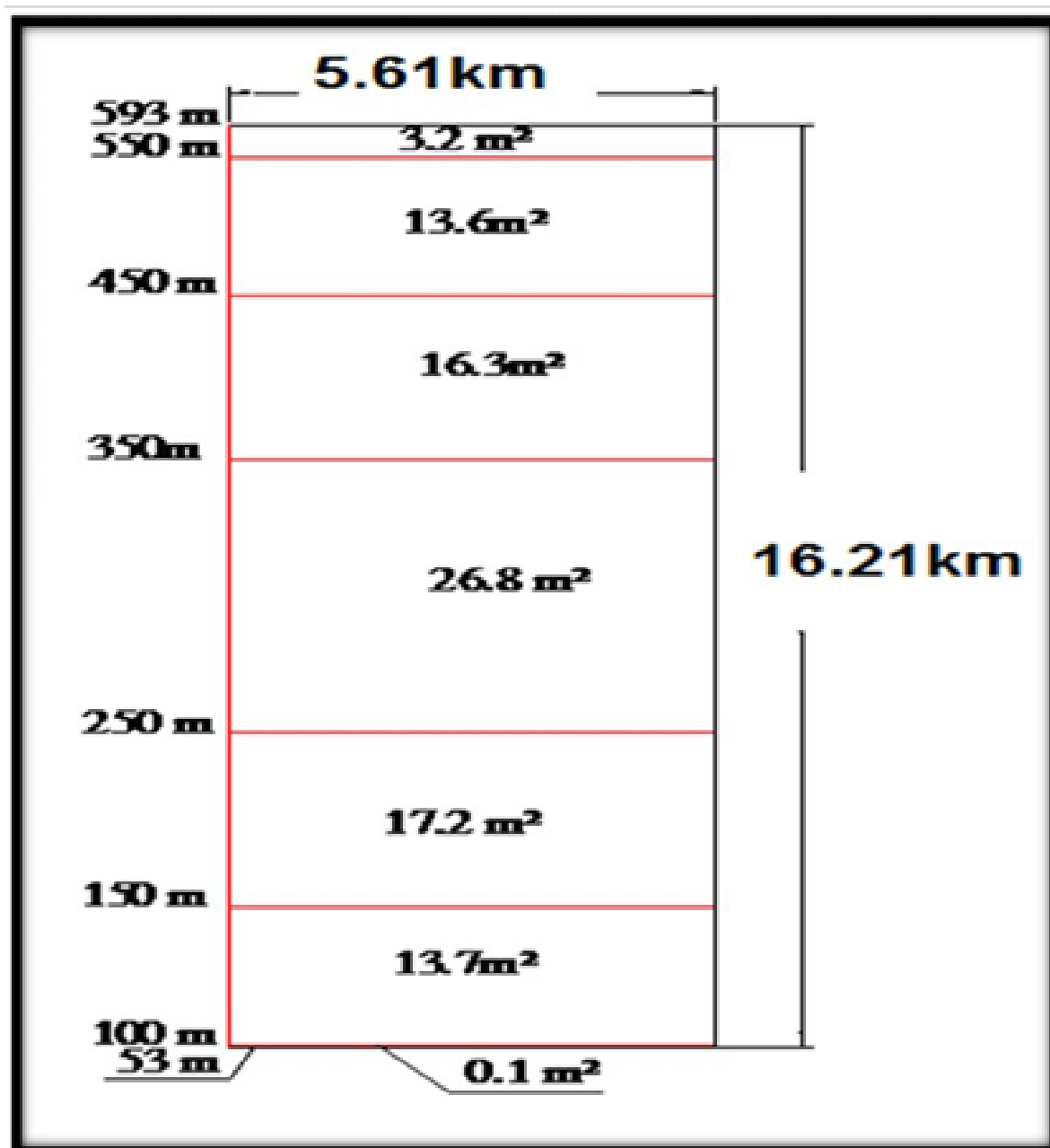


Fig. II.7.2 Projection des données de la fouille de la Berge gauche sur l'Abaque de plasticité de Casagrande

Annexe «B1 » : rectangle équivalent du bassin versant de oued roumane



Annexe « B 2 » :LA PLUIE ANNUELLE DE LA STATION DE MOSTAGANEM (1972/2010)

ANNEE	SEPT	OCT	NOV	DEC	JANV	FEV	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	TOTAL
1972-1973	11,0	54,0	51,0	139,5	105,5	40,9	63,7	18,0	8,0	16,3	0,0	3,2	511,1
1973-1974	0,0	12,0	69,6	73,2	197,7	103,8	63,7	16,5	10,9	0,0	0,2	0,0	547,6
1974-1975	0,0	43,0	22,8	71,0	102,3	101,4	34,8	40,0	1,9	5,7	9,8	0,0	432,7
1975-1976	0,0	41,5	20,5	70,0	91,1	100,0	33,0	40,0	2,0	4,0	10,0	0,0	412,1
1976-1977	0,0	41,5	20,5	70,0	90,0	100,0	31,1	40,0	2,0	4,0	7,1	0,0	406
1977-1978	1,2	40,4	30,1	130,3	92,5	250,1	56,3	43,5	10,0	11,6	13,6	0,5	680,1
1978-1979	2,3	57,1	18,3	77,3	60,2	135,1	52,5	51,9	10,8	3,4	7,2	0,0	476,1
1979-1980	0,5	44,0	23,0	72,0	104,6	102,0	41,5	35,4	2,0	6,0	10,0	0,0	441,0
1980-1981	0,2	58,0	20,0	72,0	61,0	138,2	53,0	53,1	12,6	5,0	10,2	0,5	484
1981-1982	0,1	58,2	20,0	70,2	72,1	100,3	40,0	34,1	3,2	5,0	8,1	0,0	411
1982-1983	0,0	42,0	22,3	69,2	99,3	100,3	33,3	40,0	0,4	5,7	7,8	0,0	420
1983-1984	1,0	28,3	38,4	36,6	52,5	11,6	34,7	99,8	36,6	2,6	0,0	0,0	342,1
1984-1985	0,0	101,3	22,3	71,0	42,0	100,4	33,3	40,0	0,4	5,7	9,8	0,0	426,2
1985-1986	36,5	52,1	6,1	167,3	55,2	30,0	52,5	51,9	18,8	0,0	0,0	0,0	470,4
1986-1987	6,9	9,6	8,1	167,3	71,4	72,7	22,5	67,3	5,1	20,8	1,1	0,4	453,2
1987-1988	1,2	8,5	0,0	26,9	16,7	56,3	4,5	23,2	16,4	0,3	0,0	0,3	154,3
1988-1989	7,3	98,9	108,5	94,2	0,0	61,8	15,4	0,6	0,2	0,0	0,0	17,7	404,6
1989-1990	0,0	0,9	102,4	38,2	51,7	38,2	55,6	12,4	62,1	0,4	0,0	0,0	361,9
1990-1991	3,9	7,7	152,2	44,4	20,1	5,8	43,6	40,4	34,3	0,0	0,0	0,0	352,4
1991-1992	3,7	67,1	47,4	90,3	79,5	72,2	69,0	20,3	2,9	7,5	0,7	0,0	460,6
1992-1993	71,5	27,3	17,1	66,2	34,8	71,8	5,6	1,2	13,6	2,5	6,3	0,4	318,3
1993-1994	4,4	25,8	56,1	28,0	78,0	18,6	15,8	36,6	84,1	2,1	0,0	1,2	350,7
1994-1995	8,3	9,8	30,5	17,1	12,7	20,7	76,8	18,4	2,1	1,7	1,4	8,9	208,4
1995-1996	11,0	4,0	17,5	42,0	105,1	0,3	32,8	54,1	13,0	0,0	4,0	0,7	284,5
1996-1997	6,9	23,9	58,9	28,6	27,2	58,5	130,3	4,0	25,1	1,3	1,1	0,0	365,8
1997-1998	8,8	35,9	67,9	10,1	38,1	28,3	31,4	8,8	36,2	25,7	3,6	0,3	295,1
1998-1999	1,5	2,9	34,7	19,4	0,0	58,0	16,6	40,9	19,0	4,2	0,0	2,4	199,6
1999-2000	4,9	51,4	55,7	7,9	33,1	40,0	0,0	27,7	7,2	0,0	0,0	0,0	227,9
2000-2001	16,6	23,7	29,3	4,9	31,6	23,5	44,3	10,4	0,6	2,7	5,7	1,4	194,7
2001-2002	22,3	12,7	78,4	58,4	125,7	94,6	39,9	47,9	24,6	0,0	5,6	0,3	510,4
2002-2003	37,9	29,0	2,2	45,0	79,4	4,2	0,0	111,7	15,0	1,6	2,0	8,5	336,5
2003-2004	23,4	37,5	56,1	50,2	46,6	29,1	11,4	30,6	42,8	0,0	1,4	8,9	338,0
2004-2005	4,2	8,5	26,5	58,6	72,2	69,2	40,2	0,4	3,0	1,2	0,7	13,1	297,8
2005-2006	19,3	17,6	74,2	51,9	3,1	0,0	12,5	17,9	29,3	0,5	0,0	0,0	226,3
2006-2007	86,8	43,9	115,2	25,1	42,0	135,5	1,8	63,5	12,0	0,7	0,0	0,1	526,6
2007-2008	8,4	17,3	145,4	43,1	6,2	0,0	62,8	47,5	40,2	1,1	0,0	9,7	381,7
2008-2009	0,6	31,9	54,2	7,2	54,0	46,9	7,4	51,3	10,3	1,6	0,0	0,1	265,5
2009-2010	0,0	25,7	29,9	68,0	24,4	32,5	10,9	8,3	79,1	10,9	0,0	0,0	289,7

Annexe « B3 » : la pluie maximale journalière de la station Mostaganem

année	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	jll	aout	pjmax
1972-1973	0,0	-1,0	-1,0	-1,0	-1,0	23,0	26,0	3,4	-1,0	14,2	-1,0	3,2	26,0
1973-1974	0,0	7,7	29,1	55,6	11,8	-1,0	26,0	9,2	-1,0	-1,0	0,0	-1,0	55,6
1974-1975	0,1	4,6	21,7	47,0	12,1	0,5	23,4	10,3	0,2	0,3	0,1	0,1	47,0
1975-1976	0,0	5,7	23,2	32,1	13,4	0,7	23,7	11,2	0,5	0,4	0,2	0,2	32,1
1976-1977	0,2	6,0	24,3	44,5	72,0	1,6	25,6	13,7	0,7	0,6	0,3	0,2	72
1977-1978	0,4	7,5	25,6	46,2	53,6	2,4	23,1	14,9	0,8	1,2	1,7	0,5	53,6
1978-1979	0,2	8,6	25,3	42,0	46,6	3,5	21,7	15,9	0,9	1,3	0,9	0,7	46,6
1979-1980	0,1	9,7	24,6	36,8	39,5	4,7	20,6	16,3	1,2	1,5	0,8	0,5	39,5
1980-1981	0,0	10,2	23,6	84,8	31,0	2,8	21,3	15,2	1,1	1,4	0,7	0,3	84,8
1981-1982	0,3	11,3	22,1	33,9	30,2	2,5	20,8	14,7	1,3	1,7	0,9	0,2	33,9
1982-1983	0,5	10,8	24,6	30,2	39,8	2,7	21,4	17,2	1,4	1,6	0,8	0,0	39,8
1983-1984	0,6	10,0	17,1	14,6	18,1	3,0	12,0	31,2	11,1	1,6	0,0	0,0	31,2
1984-1985	0,0	27,4	9,2	37,4	19,7	24,0	11,3	11,2	0,4	3,1	8,2	0,0	37,4
1985-1986	13,2	18,2	5,3	101,9	20,9	13,9	38,4	23,5	8,1	0,0	0,0	0,0	101,9
1986-1987	3,7	4,7	3,7	41,6	47,7	31,7	13,3	35,2	2,1	11,6	0,6	0,4	47,7
1987-1988	1,1	5,9	0,0	9,2	5,8	16,8	3,4	7,7	4,9	0,3	0,0	0,3	20,2
1988-1989	3,6	51,8	21,7	23,2	0,0	25,9	5,6	0,3	0,2	0,0	0,0	13,8	51,8
1989-1990	0,0	0,9	65,8	19,4	29,8	17,8	26,4	3,9	14,7	0,4	0,0	0,0	65,8
1990-1991	3,9	5,4	124,4	23,7	4,1	2,6	13,6	19,6	21,8	0,0	0,0	0,0	124,4
1991-1992	3,3	42,4	14,0	47,2	31,1	22,5	24,8	5,6	2,4	4,7	0,7	0,0	47,2
1992-1993	54,0	6,4	14,9	21,0	24,1	16,6	3,0	1,2	9,0	2,4	4,0	0,4	54,0
1993-1994	3,8	13,8	14,7	17,5	24,0	15,4	13,8	19,7	66,5	1,3	0,0	1,2	66,5
1994-1995	6,8	9,0	17,3	5,3	6,1	9,6	43,8	5,9	1,3	0,8	0,8	7,6	43,8
1995-1996	6,3	3,4	6,7	29,8	46,5	0,3	15,0	19,4	7,0	0,0	2,0	0,7	46,5
1996-1997	3,8	11,7	13,2	13,3	8,0	10,8	43,6	2,1	12,5	1,3	1,1	0,0	43,6
1997-1998	4,2	16,7	32,9	3,7	14,2	25,8	14,0	2,9	25,0	17,1	3,3	0,3	32,9
1998-1999	1,1	1,2	22,7	8,3	0,0	44,5	4,8	15,4	10,9	3,4	0,0	2,4	44,5
1999-2000	2,7	34,2	22,5	4,2	20,3	14,7	0,0	12,2	6,2	0,0	0,0	0,0	34,2
2000-2001	7,1	10,6	14,3	1,9	13,8	15,4	14,8	6,6	0,3	1,2	5,7	0,3	16,9
2001-2002	16,7	5,2	27,3	21,6	55,7	17,1	9,5	23,1	16,4	0,0	5,6	0,3	55,7
2002-2003	23,1	16,6	0,8	12,8	30,8	3,4	0,0	42,5	10,9	0,9	1,7	2,2	42,5
2003-2004	9,8	23,6	21,8	15,0	16,8	8,8	3,1	12,8	16,6	0,0	1,4	5,1	43,1
2004-2005	3,6	3,9	12,8	36,7	23,7	33,1	33,2	0,4	3,0	0,9	0,4	12,0	36,7
2005-2006	18,4	8,9	28,8	14,5	1,8	0,0	8,1	6,3	14,9	0,5	0,0	0,0	28,8
2006-2007	57,1	33,6	59,8	10,3	11,4	59,1	1,1	58,1	5,9	0,7	0,0	0,1	59,8
2007-2008	3,7	9,9	87,2	19,4	4,2	0,0	13,6	12,8	30,1	0,6	0,0	8,6	87,2
2008-2009	0,5	22,8	12,9	2,6	10,2	12,9	5,7	20,8	4,5	0,6	0,0	0,1	22,8
2009-2010	0,0	10,3	12,4	24,3	15,9	10,8	4,5	2,1	36,4	4,2	0,0	0,0	36,4

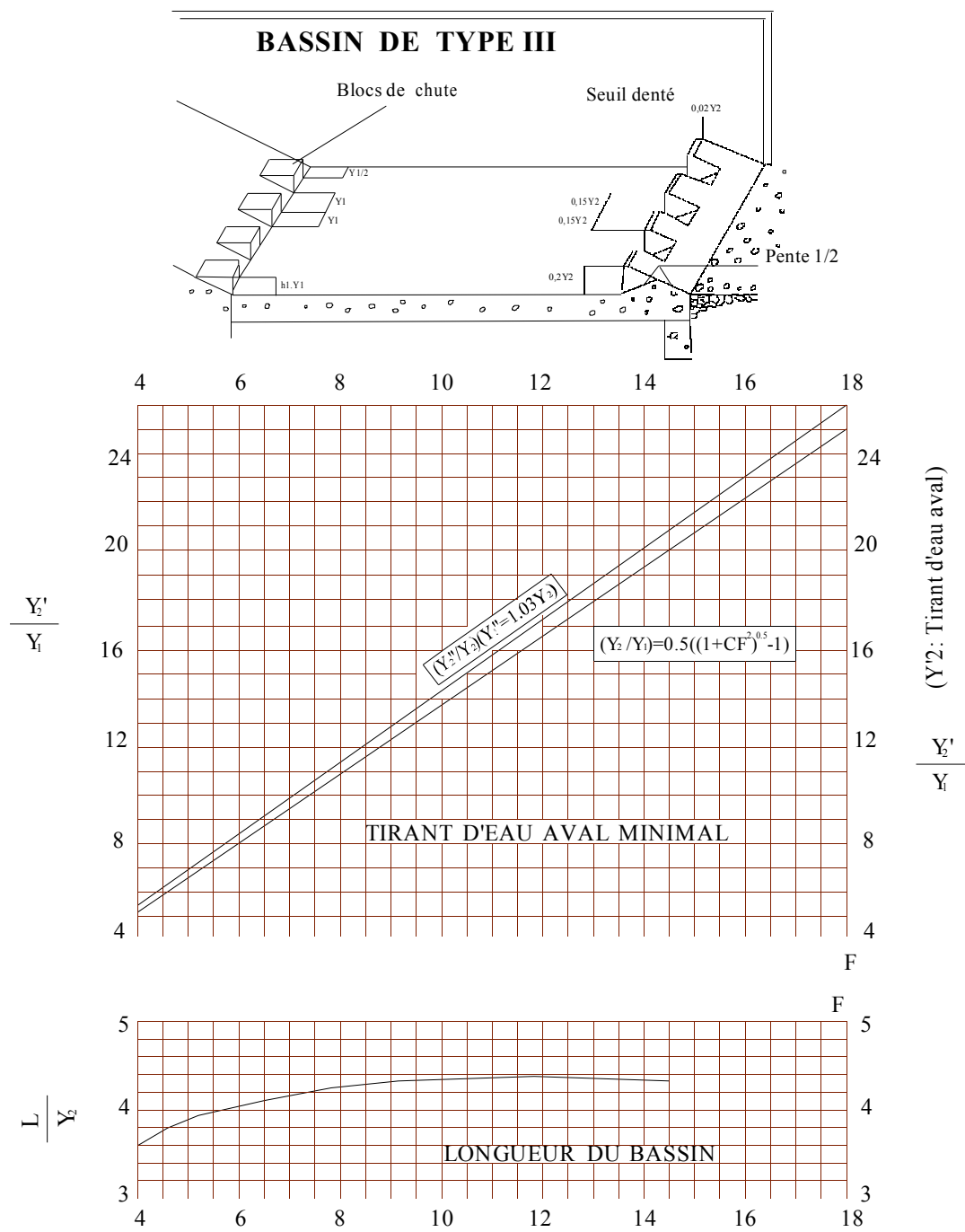
Annexe « B4 » : Température mensuelle moyenne de la station de Mostaganem 1968-2010

ANNEE	Janv.	Févr.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Moy
1968	112,0	121,9	134,5	152,3	181,2	215,6	245,2	253,2	228,4	190,1	158	138	177,5
1969	113	120,8	135	156,3	187,2	214	241,3	250	227,6	198	160	145	179,0
1970	115	125	137	150	190	210	245	256	230	190	155	142	178,8
1971	112	120	130	150,5	182	216	246	251	230	190	160	140	177,3
1972	141	156	134	162	191	215,6	231	245	236	196	127	118	179
1973	116	126	136	144	185	202	248	253	222	209	172	113	177
1974	114	128	144	158	174	205	248	243	235	197	165	129	178
1975	122	120	140	156	181,2	215,6	245,2	253,2	228,4	190,1	152	121,2	177
1976	108	124	126	150	178	206	242	255	237	182	169	115	174
1977	117	111	117	152	164	195	235	264	227	202	132	116	169
1978	111	130	130	144	162	197	230	236	205	189	166	113	168
1979	111	107	119	141	182	206	236	251	226	181	160	121,2	170
1980	112,0	121,9	134,5	152,3	195	211	240	253,2	224	170	150	119	174
1981	124	125	123	148	164	199	251	253,2	228,4	190,1	141	123	172
1982	102	116	125	141	178	218	247	255	218	190,1	133	139	172
1983	122	136	140	157	177	198	223	222	228,4	194	151,2	121,2	172
1984	118	134	142	145	165	215,6	237	253,2	224	179	151,2	121,2	174
1985	112,0	122	133	148	186	226	248	262	228,4	190,1	155	131	178
1986	127	146	155	155	183	224	239	257	247	192	162	111	183
1987	105	117	159	163	191	221	245,2	245	236	217	175	155	186
1988	137	131	152	165	188	245	271	254	228	156	151	120	183
1989	118	110	146	165	183	190	219	205	211	180	153	134	168
1990	105	96	108	158	156	201	244	239	221	172	151	117	164
1991	93	135	111	152	169	217	245	246	233	193	155	117	172
1992	101	113	118	129	188	212	248	257	233	190	136	103	169
1993	100	115	130	168	178	224	243	256	247	208	151	132	179
1994	123	112	122	159	176	207	243	264	221	201	157	98	174
1995	99	121	136	145	185	228	265	271	228	194	177	150	183
1996	109	138	153	149	189	222	258	263	264	197	143	107	183
1997	95	101	135	136	165	214	250	270	247	175	137	105	169
1998	100	106	121	148	188	195	246	259	229	178	136	124	169
1999	88	106	130	147	178	213	239	255	204	170	143	110	165
2000	102	114	139	146	188	222	266	267	218	196	157	119	178
2001	108	127	136	153	197	214	243	254	205	202	162	139	178
2002	136	111	134	155	178	229	243	243	209	169	147	131	174
2003	126	121	134	167	190	220	233	246	234	205	163	128	181
2004	119	128	131	154	179	219	253	265	235	175	144	105	176
2005	112	99	139	157	196	227	255	262	234	211	130	117	178
2006	89	116	133	157	199	232	250	259	225	177	145	131	176
2007	122	120	161	156	184	238	251	264	234	219	136	103	182
2008	104	182	138	151	185	225	243	246	224	190	153	136	181
2009	107	110	145	154	191	245	263	275	243	198	151	110	183
2010	112,0	121,9	134,5	152,3	181,2	215,6	245,2	253,2	228,4	190,1	151,2	121,6	175,6

Annexe « B5 » : la série d'écoulement de la station de Kramis (1989/2003)

année	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	jll	aout	Tot ann
1989/90	8,5	0,6	36	19,2	69,8	0	35,1	41,9	36,8	0	1,1	0	249
1990/91	4,1	65,6	106,2	76,8	59	67	102,9	8	2,8	3,7	0	0	496
1991/92	12,6	26,8	59,7	6,4	45,3	10,1	79,9	25,7	23,6	17,5	14	0	321
1992/93	0,6	13,1	36,5	55,5	0,1	55	23,2	44	16,5	0	0	0,3	245
1993/94	8,4	37	59,9	24,1	66,6	56,2	2	32,3	11,5	0	0	0	298
1994/95	14	38,9	40,9	20,7	50,2	30,6	63,1	14,4	0	0	0	0	273
1995/96	23,1	27,2	57,7	42,4	30,3	116	64,3	35,3	23,3	0,7	12	0,2	432
1996/97	32,5	16,4	8	36,3	55,8	9,6	0	197,7	12,8	0	0	8,9	378
1997/98	18,8	34,3	121,7	42,1	24,6	27,3	18,6	44	53,6	0	1,6	4,9	391
1998/99	7,6	69,8	125,2	66	0	78,7	25,6	2,6	4,8	0	3,5	13,6	397
1999/00	0	0	51,4	39,8	31	23,8	11,6	35,1	74	3,7	0	0	270
2000/01	4,3	78,6	18,3	58,9	58,4	23,1	100,1	17,4	76,2	0	0	0	435
2001/02	2,7	43,2	48,2	71,5	89,9	98	59,1	25,4	3,2	5,1	0	0	446
2002/03	55,6	55,2	30,9	75,7	41,2	97,5	1,4	1	17,2	0,9	0,8	0	377
2003/2004	8,1	32,6	59	29,1	39,8	17,6	29,8	17,2	48,9	5,1	0	0,5	287

ANNEXE « C » : bassin de dissipation type III



Annexe « D » :tableaux du calcul de stabilité

Calcul de stabilité pour R =35,74 m talus amont fin de construction

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
-2	2.23	0.5	0	-0.2	0.9798	1.8955	-0.3791	1.8572031	2.27	11.35	0.46	0.854313	0.5	1.135	0.5221	24.79	7.04842
-1	2.74	1.89	0	-0.1	0.99499	8.8036	-0.880362	8.7594913	2.7	13.5	0.46	4.029366	1.89	5.103	2.34738	24.79	32.7363
0	2.74	3.01	0	0	1	14.021	0	14.02058	2.74	13.7	0.46	6.449467	3.01	8.2474	3.793804	24.79	52.1355
1	2.74	3.86	0	0.1	0.99499	17.98	1.797988	17.889755	2.75	13.75	0.46	8.229287	3.86	10.615	4.8829	24.79	66.8582
2	2.74	4.45	0	0.2	0.9798	20.728	4.14562	20.309307	2.8	14	0.46	9.342281	4.45	12.46	5.7316	24.79	77.0774
3	2.74	4.7	0	0.3	0.95394	21.893	6.56778	20.884209	2.87	14.35	0.46	9.606736	4.7	13.489	6.20494	24.79	81.4076
4	2.74	4.65	0	0.4	0.91652	21.66	8.66388	19.851443	2.99	14.95	0.46	9.131664	4.65	13.9035	6.39561	24.79	80.5416
5	2.74	4.27	0	0.5	0.86603	19.89	9.94483	17.224951	3.16	15.8	0.46	7.923477	4.27	13.4932	6.206872	24.79	73.9597
6	2.74	3.83	0	0.6	0.8	17.84	10.704084	14.272112	3.36	16.8	0.46	6.565172	3.83	12.8688	5.919648	24.79	66.3386
							40.56472			128.20		62.13177			42.4854		538.103

Kss= 3.6771

Kas= 2.5542

Calcul de stabilité pour R =36,67 m talus amont fin de construction

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	3.58	0	1.04	-0.4	0.9	8.12	-3.247	7.4389648	2.39	9.321	0.75	5.579	0	0	0	23.89	29.0858
-3	2.78	0.26	2.11	-0.3	1	14	-4.205	13.370606	3	12.062	0.718186	9.603	0.3	0.78	0.56018481	23.89	50.2271
-2	2.78	1.28	2.85	-0.2	1	23.3	-4.664	22.850232	2.92	12.3835	0.660121	15.08	1.3	3.74	2.467268494	23.89	83.5723
-1	2.78	2.31	3.28	-0.1	1	30.8	-3.08	30.640809	2.87	12.4976	0.630161	19.31	2.3	6.63	4.177778394	23.89	110.354
0	2.78	3.38	3.42	0	1	36.7	0	36.700448	2.86	12.7177	0.605853	22.24	3.4	9.67	5.856659212	23.89	131.516
1	2.78	4.36	3.28	0.1	1	40.5	4.0483	40.280546	2.87	12.9946	0.584503	23.54	4.4	12.5	7.313998157	23.89	145.073
2	2.78	5.38	2.85	0.2	1	42.7	8.5396	41.835345	2.92	13.4877	0.560425	23.45	5.4	15.7	8.804056875	23.89	153.008
3	2.78	6.41	2.11	0.3	1	43.1	12.924	41.096754	3	14.1827	0.531819	21.86	6.4	19.2	10.22688415	23.89	154.381
4	2.78	7.43	1.04	0.4	0.9	41.4	16.567	37.959304	3.12	15.1786	0.495608	18.81	7.4	23.2	11.48898707	23.89	148.418
5	2.78	8.06	0	0.5	0.9	38.1	19.046	32.988259	3.3	16.5	0.46	15.17	8.1	26.6	12.23508	23.89	136.501
6	2.78	7.2	0	0.6	0.8	34	20.416	27.22176	3.57	17.85	0.46	12.52	7.2	25.7	11.82384	23.89	121.936
7	2.78	5.79	0	0.7	0.7	27.4	19.154	19.541476	4	20	0.46	8.989	5.8	23.2	10.6536	23.89	98.0572
							85.503			169.176		196.14			85.60833717		1362.126

Kss= 2.36562

Kas= 1.68034

Calcul de stabilité pour R =32,6 m talus amont fin de construction

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*S _{in} α	N=Gn*C _{os} α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2.33	0.55	0	-0.3	0.95394	2.1786	-0.653565	2.0782042	2.44	12.2	0.46	0.955974	0.55	1.342	0.61732	26.68	8.71856
-2	3.06	2.44	0	-0.2	0.9798	12.693	-2.538576	12.436432	3.12	15.6	0.46	5.720759	2.44	7.6128	3.501888	26.68	50.7969
-1	3.06	4	0	-0.1	0.99499	20.808	-2.0808	20.703699	3.08	15.4	0.46	9.523701	4	12.32	5.6672	26.68	83.2736
0	3.06	5.24	0	0	1	27.258	0	27.25848	3.06	15.3	0.46	12.5389	5.24	16.0344	7.375824	26.68	109.088
1	3.06	6.19	0	0.1	0.99499	32.2	3.220038	32.038974	3.08	15.4	0.46	14.73793	6.19	19.0652	8.769992	26.68	128.866
2	3.06	6.8	0	0.2	0.9798	35.374	7.07472	34.658908	3.12	15.6	0.46	15.9431	6.8	21.216	9.75936	26.68	141.565
3	3.06	7.13	0	0.3	0.95394	37.09	11.127078	35.381853	3.21	16.05	0.46	16.27565	7.13	22.8873	10.528158	26.68	148.435
4	3.06	7.08	0	0.4	0.91652	36.83	14.732064	33.755399	3.34	16.7	0.46	15.52748	7.08	23.6472	10.877712	26.68	147.394
5	3.06	6.63	0	0.5	0.86603	34.489	17.24463	29.868575	3.5	17.5	0.46	13.73954	6.63	23.205	10.6743	26.68	138.026
6	3.06	5.71	0	0.6	0.8	29.703	17.822052	23.762736	3.83	19.15	0.46	10.93086	5.71	21.8693	10.059878	26.68	118.873
7	4.32	3.26	0	0.7	0.71414	23.941	16.759008	17.097608	6.26	31.3	0.46	7.8649	3.26	20.4076	9.387496	26.68	95.8136
							82.706649			190.2		123.7588			87.219128		1170.85

K_{ss}= 2.74149

K_{as}= 1.87435

Calcul de stabilité pour R =34,67 m talus aval fin de construction

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*S _{in} α	N=Gn*C _{os} α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	3.42	1.36	0	-0.3	0.95394	7.907	-2.372112	7.5428354	5.21	26.05	0.46	3.469704	1.36	7.0856	3.259376	26.95	31.9642
-2	3.16	3.14	0.28	-0.2	0.9798	18.797	-3.759389	18.417169	3.23	15.8591	0.483743	8.909171	3.14	10.1422	4.90621511	26.95	75.9866
-1	3.16	4.37	0.76	-0.1	0.99499	28.711	-2.871113	28.567212	3.18	15.3818	0.502963	14.36825	4.37	13.8966	6.98947511	26.95	116.065
0	3.16	5.61	0.92	0	1	36.475	0	36.474616	3.16	15.3103	0.500858	18.26859	5.61	17.7276	8.87900284	26.95	147.449
1	3.16	6.85	0.76	0.1	0.99499	42.034	4.2033688	41.822991	3.18	15.5507	0.488962	20.44985	6.85	21.783	10.6510569	26.95	169.921
2	3.16	8.08	0.28	0.2	0.9798	45.335	9.0669248	44.418679	3.23	16.031	0.469713	20.86403	8.08	26.0984	12.2587556	26.95	183.265
3	3.16	8.78	0	0.3	0.95394	47.166	14.149848	44.993649	3.31	16.55	0.46	20.69708	8.78	29.0618	13.368428	26.95	190.669
4	3.16	8.84	0	0.4	0.91652	47.488	18.995392	43.523911	3.45	17.25	0.46	20.021	8.84	30.498	14.02908	26.95	191.972
5	3.16	8.48	0	0.5	0.86603	45.555	22.77728	39.451406	3.65	18.25	0.46	18.14765	8.48	30.952	14.23792	26.95	184.154
6	3.16	6.39	0	0.6	0.8	34.327	20.596248	27.461664	3.96	19.8	0.46	12.63237	6.39	25.3044	11.640024	26.95	138.767
7	4.04	3.59	0	0.7	0.71414	24.656	17.259284	17.607992	5.79	28.95	0.46	8.099676	3.59	20.7861	9.561606	26.95	99.6724
							98.045732			204.983		165.9274			109.78094		1529.89

K_{ss}= 2.66334

$$K_{as} = 1.78238$$

Calcul de stabilité pour R = 38,00 m talus aval fin de construction

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	11.09	0.79	1	-0.3	0.95394	39.07	-11.72102	37.270471	4.61	20.8274	0.622011	23.18265	0.79	3.6419	2.26530249	28.07	164.505
-2	3.32	2.06	1.84	-0.2	0.9798	24.944	-4.988765	24.439856	3.39	15.7279	0.596821	14.58621	2.06	6.9834	4.16783637	28.07	105.026
-1	3.32	3.36	2.35	-0.1	0.99499	35.972	-3.59722	35.791887	3.34	15.7776	0.579352	20.7361	3.36	11.2224	6.50172004	28.07	151.461
0	3.32	7.18	2.52	0	1	58.763	0	58.762672	3.32	16.3885	0.53534	31.45802	7.18	23.8376	12.7612257	28.07	247.42
1	3.32	8.31	2.35	0.1	0.99499	63.91	6.391	63.589647	3.34	16.6712	0.523931	33.31656	8.31	27.7554	14.5419029	28.07	269.093
2	3.32	9.11	1.85	0.2	0.9798	64.806	12.96128	63.497045	3.39	17.1659	0.508951	32.31687	9.11	30.8829	15.7178745	28.07	272.867
3	3.32	9.55	0.99	0.3	0.95394	61.065	18.319627	58.252702	3.48	17.9864	0.487239	28.38299	9.55	33.234	16.1929039	28.07	257.116
4	3.32	9.61	0	0.4	0.91652	54.239	21.695536	49.710718	3.62	19.186	0.46	22.86693	9.61	34.7882	16.002572	28.07	228.373
5	3.32	9.23	0	0.5	0.86603	52.094	26.04706	45.114831	3.62	19.186	0.46	20.75282	9.23	33.4126	15.369796	28.07	219.342
6	3.32	7.87	0	0.6	0.8	44.418	26.650968	35.534624	4.16	22.048	0.46	16.34593	7.87	32.7392	15.060032	28.07	187.023
7	5.11	5.02	0	0.7	0.71414	43.609	30.526118	31.14287	7.5	39.75	0.46	14.32572	5.02	37.65	17.319	28.07	183.615
							122.28458			220.715		258.2708			135.900166		2285.84

$$K_{ss} = 2.80563$$

$$K_{as} = 1.7946$$

Calcul de stabilité pour R = 30,06m talus aval fonctionnement normal

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-1	3.83	1.55	0	-0.1	0.99499	10.092	-1.009205	10.041463	4.4	22	0.46	4.619073	1.55	6.82	3.1372	27.27	41.2815
0	3.18	2.87	0	0	1	15.515	0	15.51522	3	15	0.46	7.137001	2.87	8.61	3.9606	27.27	63.465
1	3.18	3.9	0	0.1	0.99499	21.083	2.10834	20.977718	3.02	15.1	0.46	9.64975	3.9	11.778	5.41788	27.27	86.2416
2	3.18	4.62	0	0.2	0.9798	24.976	4.995144	24.471108	3.06	15.3	0.46	11.25671	4.62	14.1372	6.503112	27.27	102.163
3	3.18	5.02	0	0.3	0.95394	27.138	8.141436	25.888117	3.14	15.7	0.46	11.90853	5.02	15.7628	7.250888	27.27	111.008
4	3.18	5.08	0	0.4	0.91652	27.462	10.984992	25.169779	3.27	16.35	0.46	11.5781	5.08	16.6116	7.641336	27.27	112.335
5	3.18	4.74	0	0.5	0.86603	25.624	12.81222	22.191416	3.46	17.3	0.46	10.20805	4.74	16.4004	7.544184	27.27	104.817
6	3.18	3.94	0	0.6	0.8	21.3	12.779784	17.039712	3.75	18.75	0.46	7.838268	3.94	14.775	6.7965	27.27	87.1262
7	3.18	2.56	0	0.7	0.71414	13.839	9.687552	9.8832799	5.96	29.8	0.46	4.546309	2.56	15.2576	7.018496	27.27	56.6099
							60.500263			165.3		78.74179			55.270196		765.048

Kss= 3.12018

Kas= 2.19692

Calcul de stabilité pour R = 31,8m talus aval fonctionnement normal

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sina	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	3.83	1.42	0	-0.2	0.9798	9.2456	-1.849124	9.0588205	3.92	19.6	0.46	4.167057	1.42	5.5664	2.560544	28.22	39.1367
-1	3.18	3.14	0	-0.1	0.99499	16.975	-1.697484	16.889753	3.18	15.9	0.46	7.769286	3.14	9.9852	4.593192	28.22	71.8545
0	3.18	4.53	0	0	1	24.489	0	24.48918	3.16	15.8	0.46	11.26502	4.53	14.3148	6.584808	28.22	103.663
1	3.18	5.61	0	0.1	0.99499	30.328	3.032766	30.175641	3.18	15.9	0.46	13.88079	5.61	17.8398	8.206308	28.22	128.377
2	3.18	6.37	0	0.2	0.9798	34.436	6.887244	33.740467	3.22	16.1	0.46	15.52061	6.37	20.5114	9.435244	28.22	145.769
3	3.18	6.8	0	0.3	0.95394	36.761	11.02824	35.067568	3.31	16.55	0.46	16.13108	6.8	22.508	10.35368	28.22	155.608
4	3.18	6.86	0	0.4	0.91652	37.085	14.834064	33.989111	3.44	17.2	0.46	15.63499	6.86	23.5984	10.855264	28.22	156.981
5	3.18	5.78	0.73	0.5	0.86603	35.495	17.747421	30.739435	3.64	18.2	0.46	14.14014	6.51	23.6964	10.900344	28.22	150.25
6	3.18	4.94	0	0.6	0.8	26.706	16.023384	21.364512	3.94	19.7	0.46	9.827676	4.94	19.4636	8.953256	28.22	113.045
7	2.59	1.4	0	0.7	0.71414	6.1642	4.31494	4.4021193	3.57	17.85	0.46	2.024975	1.4	4.998	2.29908	28.22	26.0931
							70.321451			172.8		110.3616			74.74172		1090.78

Kss= 2.96382

Kas= 1.99211

Calcul de stabilité pour R =21,47 m talus amont vidange rapide

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Ssin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-6	1.66	0	0.21	-0.6	0.79384	1.3217	-0.21458	0.954782	2.11	10.42	0.46					16.65	
-5	1.66	0	0.45	-0.5	0.88741	1.5214	-0.54710	1.021456	1.98	9.85	0.46					16.65	
-4	1.66	0	0.67	-0.4	0.91652	2.0353	-0.81413	1.8654071	1.84	9.2	0.46	0.858087	0.67	1.2328	0.567088	16.65	5.08323
-3	1.67	0	1.78	-0.3	0.95394	5.4399	-1.631957	5.1892938	1.72	8.6	0.46	2.387075	1.78	3.0616	1.408336	16.65	13.586
-2	1.67	0	2.73	-0.2	0.9798	8.3432	-1.668631	8.1745871	1.6	8	0.46	3.76031	2.73	4.368	2.00928	16.65	20.837
-1	1.67	0	3.54	-0.1	0.99499	10.819	-1.081859	10.764365	1.67	8.35	0.46	4.951608	3.54	5.9118	2.719428	16.65	27.0194
0	1.67	0	4.2	0	1	12.836	0	12.83562	1.66	8.3	0.46	5.904385	4.2	6.972	3.20712	16.65	32.057
1	1.67	0	4.73	0.1	0.99499	14.455	1.4455353	14.382895	1.67	8.35	0.46	6.616132	4.73	7.8991	3.633586	16.65	36.1022
2	1.67	0	5.11	0.2	0.9798	15.617	3.1233342	15.30115	1.68	8.4	0.46	7.038529	5.11	8.5848	3.949008	16.65	39.0026
3	1.67	0	5.53	0.3	0.95394	16.9	5.0700699	16.121795	1.72	8.6	0.46	7.416026	5.53	9.5116	4.375336	16.65	42.2083
4	1.67	0	5.43	0.4	0.91652	16.595	6.6378492	15.209223	1.76	8.8	0.46	6.996243	5.43	9.5568	4.396128	16.65	41.4451
5	1.67	0	5.35	0.5	0.86603	16.35	8.1750675	14.159632	1.83	9.15	0.46	6.513431	5.35	9.7905	4.50363	16.65	40.8345
6	1.67	0	5.06	0.6	0.8	15.464	9.2783196	12.371093	1.93	9.65	0.46	5.690703	5.06	9.7658	4.492268	16.65	38.621
7	1.67	0	4.57	0.7	0.71414	13.966	9.7764639	9.9739882	2.16	10.8	0.46	4.588035	4.57	9.8712	4.540752	16.65	34.881
8	1.67	0	3.81	0.8	0.6	11.644	9.3149928	6.9862446	2.25	11.25	0.46	3.213673	3.81	8.5725	3.94335	16.65	29.0802
9	1.67	2.03	0.66	0.9	0.43589	7.7802	7.0021764	3.3913088	2.56	12.8	0.46	1.560002	2.69	6.8864	3.167744	16.65	19.431
10	1.28	1.13	0	1	0	2.4589	2.45888	0	2.99	14.95	0.46	0	1.13	3.3787	1.554202	16.65	6.14105
							57.086111			145.2		67.49424			48.467256		426.33

K_{ss}= 2.87683

K_{as}= 1.98749

Calcul de stabilité pour R =30,69m talus amont vidange rapide

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	2.31	0	1.17	-0.4	0.92875	2.1245		2.0142365	3.98	19.32	0.46	2.285644	1.14	3.369	1.85645	22.43	10.2387
-3	2.32	0	1.68	-0.3	0.95394	7.1326	-2.139782	6.8040744	3.85	19.25	0.46	3.129874	1.68	6.468	2.97528	22.43	23.9977
-2	2.65	0	3.33	-0.2	0.9798	16.149	-3.229767	15.822562	2.72	13.6	0.46	7.278379	3.33	9.0576	4.166496	22.43	54.3328
-1	2.65	0	4.68	-0.1	0.99499	22.696	-2.269566	22.581897	2.67	13.35	0.46	10.38767	4.68	12.4956	5.747976	22.43	76.3595
0	2.65	0	5.77	0	1	27.982	0	27.981615	2.66	13.3	0.46	12.87154	5.77	15.3482	7.060172	22.43	94.1441
1	2.65	0	6.59	0.1	0.99499	31.958	3.1958205	31.798012	2.67	13.35	0.46	14.62709	6.59	17.5953	8.093838	22.43	107.523
2	2.65	0	7.4	0.2	0.9798	35.886	7.17726	35.16125	2.72	13.6	0.46	16.17417	7.4	20.128	9.25888	22.43	120.739
3	2.65	0	5.14	0.3	0.95394	24.926	7.477929	23.778299	2.79	13.95	0.46	10.93802	5.14	14.3406	6.596676	22.43	83.865
4	2.65	2.21	5.05	0.4	0.91652	34.446	13.77841	31.570303	2.91	14.55	0.46	14.52234	7.26	21.1266	9.718236	22.43	115.894
5	2.65	3.48	3.48	0.5	0.86603	32.554	16.27683	28.192297	3.03	15.15	0.46	12.96846	6.96	21.0888	9.700848	22.43	109.527
6	2.65	4.7	1.44	0.6	0.8	28.157	16.894068	22.525424	3.34	16.7	0.46	10.3617	6.14	20.5076	9.433496	22.43	94.7335
7	2.65	4.29	0	0.7	0.71414	19.326	13.528515	13.801846	3.75	18.75	0.46	6.348849	4.29	16.0875	7.40025	22.43	65.0238
8	2.19	1.23	0	0.8	0.6	4.5793	3.663432	2.747574	3.62	18.1	0.46	1.263884	1.23	4.4526	2.048196	22.43	15.407
							74.353149			183.65		120.872			82.200344		961.547

Kss= 2.99008

Kas= 2.00945