

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

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR
D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME

ETUDE DE FAISABILITE DE LA RETENUE COLLINAIRE
REZIROUANE SUR OUED REZIROUANE
COMMUNE SOUMÂA (W.BLIDA)

Présenté par :

M^r SALHI ABD ESSALEM

Promoteur :

M^r HADJSADOK. A

Devant le jury composé de :

Président : M^r M. K. MIHOUBI

Examineurs: M^r M. BACHIR CHERIF

M^r A. AMMARI

M^{me} N. HADJSADOK

Octobre 2010

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

Ma mère;

Mon père.

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à

Mes frères et mes sœurs: Abd elali, Abd errahim, Ouarda, Mohammed et Abd elmonaim.

Mes amis à Ain elkhadra et à ENSH.

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

abd essalem

Remerciement

Avant tout, je remercie DIEU 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 HADJSADOK AHMED de m'avoir orienté par ses conseils judicieux et pour son aide précieux dans le but de mener à bien ce travail.

Mes remerciements vont également à :

✚ Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

Je tiens à remercier aussi :

✚ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail

✚ Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH

✚ Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.

abd essalem

بسم الله الرحمن الرحيم

"و جعلنا من الماء كل شيء حيا"

ملخص :

قمنا في هذا العمل بدراسة تقنية شاملة على مستوى واد رزيروان (البليدة) لإنشاء سد من اجل تزويد المنطقة بمياه السقي بما يقارب 28,5 هكتار من الأراضي الفلاحية المجاورة. بعد دراسة جيولوجية و هيدرولوجية معمقة قمنا بتصميم السد الذي يبلغ ارتفاعه 11 متر و سعة تقدر ب 0,145 مليون متر مكعب و كذا تحققنا من ثباته و فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح و تنظيم جميع مراحل الإنجاز.

Résumé :

Dans ce travail nous avons une étude technique exhaustive sur le niveau de la vallée REZIROUANE (BLIDA) pour la construction d'un barrage pour fournir de l'eau d'irrigation dans la région, d'environ 28,5 hectares de terres agricoles à proximité.

Après avoir étudié la profondeur géologiques et hydrologiques, nous avons conçu le barrage, qui a une hauteur de 11 mètres et une capacité de 0,145 millions de mètres cubes, ainsi que de vérifier et de la fermeté et en ce qui concerne la réalisation, nous expliquer et de régler tous les stades d'achèvement.

Summary :

In this work we have a comprehensive technical study on the level valley REZIROUANE (BLIDA) for the construction of a dam to provide irrigation water to the region, including approximately 28,5 hectares of agricultural land nearby.

After studying the geological and hydrological depth, we have designed the dam, which has a height of 11 meters and a capacity of 0,145 million cubic meters as well as verified and steadfastness and with regard to achievement, we explain and regulate all stages of completion.

Sommaire :

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

Chapitre I : Etude topographique

I Introduction.....	2
I.1 Situation géographique du site.....	3
I.2 Documentation topographique.....	4
I.3 Choix du site du barrage.....	4
I.4 Implantation de l'évacuateur de crue.....	5
I.5 Caractéristiques morphologiques.....	5
I.6 Conclusion.....	5

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Introduction.....	6
II.1 ETUDE GEOLOGIQUE.....	6
II.2 Etude et reconnaissances réalisées sur le site.....	6
II.3 Reconnaissance géologiques et géotechniques.....	6
II.4 Géologie de la région.....	8
Stratigraphie générale.....	8
Tectonique locale.....	10
II.5 Technologique générale.....	10
II.6 Hydrogéologique.....	10
II.7 Prospection géophysique.....	11
L'interprétation des sondages électriques et conclusion.....	16
II.8 ETUDE GEOTECHNIQUE.....	17
II.8.1 Prospection géotechnique du terrain.....	17
II.8.2 Interprétation de la reconnaissance.....	17
Coupes lithologiques des sondages.....	17
Coupes lithologiques des fouilles.....	18
II.8.3 Essais de laboratoire.....	18
II.8.4 Description et caractéristiques des sols en place.....	19
a.Rive droite.....	19
b.Rive gauche.....	19
c.Lit de l'oued.....	20
d.Zone d'emprunt.....	21
II.9 Conclusion et recommandations.....	23

Chapitre III : Etude hydrologique

III Introduction.....	24
III.1 Le bassin versant.....	24
III.1.1 Caractéristiques générales du bassin versant.....	24
III.1.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant.....	25
a. Caractéristiques hydro-morphologiques.....	26
b. Caractéristiques hydrographiques.....	28
c. Le relief.....	29
d. Caractéristiques physiographiques.....	36

III.1.3	Caractéristiques climatiques du bassin versant.....	39
III.2	Répartition de la pluie moyenne dans l'année	42
III.3	Les précipitations maximales journalières.....	43
III.3.1	Choix de la loi d'ajustement	44
III.3.2	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	45
III.3.3	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON	47
III.3.4	Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	50
III.3.5	Etudes des apports.....	54
	a. Formule de l'A.N.R.H	54
	b. Formule de Derie II.....	54
	c. Formule de MEDINGEER.....	54
	d. Formule de SAMIE.....	55
III.4	Irrégularité des apports.....	57
III.4.1	Estimation fréquentielle des apports	57
III.4.2	Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel.....	58
III.5	Etude des crues.....	59
III.5.1	Formules empiriques pour la détermination de la crue.....	59
	a. Formule de MALLET-GAUTHIER	59
	b. Formule de SOKOLOVSKY	60
	c. Formule de TERRAZA	60
	d. Formule de POSSENTI.....	61
	e. Formule d'Alexeev	61
III.5.2	Estimation de la crue de projet.....	65
III.5.3	Transport solide.....	67
III.5.4	Formules empiriques.....	67
	a. Formule de TIXERONT.....	67
	b. Formule de Fournier	67
III.5.5	Calcul du volume mort.....	68
	a. Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple).....	68
	b. Formule de TIXERONT	68
III.6	Régularisation	69
III.6.1	Répartition des besoins	69
III.6.2	Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ (Hm^3).....	70
III.6.3	Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface ».....	70
III.6.4	Calcul du volume utile	73
	III.6.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	73
	III.6.4.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	73
	a. Pertes par évaporation.....	75
	b. Pertes par évaporation.....	75
	c. Estimation de l'erreur	76
III.7	Laminage des crues.....	79
III.7.1	Le procédés de calcul.....	79
	a. Méthode de KOTCHERINE.....	79
III.8	Etude d'optimisation.....	86
III.8.1	Calcul du coût approximatif de la digue	86
	III.8.1.1 Calcul de la revanche	86
	a. Formule de STEVENSON GAILLARD	86
	b. Formule de MALLET et PAQUANT	87
	c. Formule Simplifiée.....	87
	III.8.1.2 Largeur en crête	87

1. Formule de KNAPENT	87
2. Formule de E- F-PREECE.....	87
3. Formule ANONYME (SIMPLIFIEE)	87
4. Formule PRATIQUE	87
III.8.1.3 Calcul le volume et le coût de la digue	88
III.8.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues	88
III.8.2.1 Coût du déversoir	88
III.8.2.2 Calcul du coût du coursier.....	89
III.8.3 le coût total du barrage.....	90
III.8.4 Laminage pour un déversoir de largeur b=8 mètres	93
Conclusion.....	98

Chapitre IV : Etude des variantes digue

Introduction	100
IV.1 Le choix du type de barrage	100
IV.2 Les variantes à proposer.....	101
a. Barrage en terre homogène	101
b. Barrage zoné a noyau d'argile	101
c. Barrage en enrochement avec masque en béton.....	102
IV.3 Définition de profil général du barrage.....	102
IV.3.1 Hauteur de barrage.....	102
IV.3.1.1 Calcul de la revanche	102
a. Formule de STEVENSON GAILLARD	102
b. Formule de MALLET et PACQUANT	102
c. Formule Simplifiée.....	103
IV.3.1.2 Calcul le tassement du barrage	103
IV.3.2 Largeur en crête	103
a. Formule de KNAPPEN	103
b. Formule de E-F-PREECE	103
c. Formule ANONYME (SIMPLIFIEE).....	103
d. Formule PRATIQUE	103
IV.3.3 La longueur en crête	104
IV.3.4 Fixation du choix définitif du type de barrage.....	104
IV.3.5 Pentes des talus	104
IV.4 Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de protection des talus.....	105
IV.4.1 Etanchéité du barrage.....	106
a. Le Noyau	106
b. Les drains	107
IV.5 Etude Technico-économique	108
IV.5.1 Barrage homogène en argile	109
IV.5.1.1. Recharge (argile).....	109
IV.5.1.2 Matériaux de protection	110
IV.5.1.3 Prisme de drainage.....	112
IV.5.1.4 Tapis drainant	112
IV.5.2 Barrage zoné a noyau d'argile	113
IV.5.2.1 le Noyau	113
IV.5.2.2 Recharge	113
IV.5.2.3 Filtre et drains	114

IV.5.3 Barrage en enrochement avec masque en béton	114
IV.5.3.1 Recharge (enrochement)	115
IV.5.3.2 Masque en béton	115
IV.6 Estimation du coût des différentes variantes	116
IV.7 Comparaison financière des trois variantes	116

Chapitre V : Etude de la variante choisie

Introduction	117
V.1 Conception de la digue	117
V.2 Classification de l'ouvrage	118
V.2.1 Dimensionnement de la digue (homogène en argile).....	118
V.2.1.1 Hauteur de barrage	118
a.1. Formule de STEVENSON GAILLARD	118
a.2. Formule de MALLET et PACQUANT	119
a.3. Formule Simplifiée	119
V.2.1.2 La largeur en crête.....	119
a. Formule de KNAPPEN	119
b. Formule d'E-F-PREECE.....	120
c. Formule ANONYME (SIMPLIFIEE).....	120
d. Formule PRATIQUE	120
V.2.1.3 Longueur en crête.....	120
V.2.1.4 Pentes des talus	120
V.3 Protection de la Crête	121
V.4 Protection des talus	121
V.4.1 Conclusion.....	123
V.5 Drainages.....	123
V.5.1 Prisme de drainage	124
V.5.1.1 Dimensionnement du prisme aval	124
V.5.2 Tapis de drainage	124
V.5.2.1 Dimensionnement du drain tapis.....	125
V.6 La clé d'étanchéité	125
V.7 Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre	125
V.7.1 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite).....	127
V.7.2 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage.....	127
V.7.3 Calcul des fuites à travers la fondation	128
V.7.4 Calcul des filtres	129
a. Règles des filtres	129
b. Détermination de la courbe granulométrique des filtres.....	129
c. Vérification de l'absence de RENARD dans le sol des filtres.....	130
V.8 Volume des travaux.....	131

Chapitre VI : Etude de stabilité de la digue

VI.1 Généralités sur l'étude de stabilité des pentes	132
VI.2 Méthode de FELLENIUS	133
VI.3 Ordre de calcul	135
VI.3.1 Détermination du centre de glissement par la méthode de FANDEEV.....	135

VI.3.2 Les efforts agissants sur une partie de glissement	136
VI.3.3 Calcul des forces appliquées à chaque tranche	137
a.Forces de pesanteur.....	137
b.Forces de pression interstitielles	138
c.Forces de cohésion	138
d.Forces dues au séisme	138
VI.4 Classement des forces	138
a.Les forces stabilisatrices.....	138
b.Les forces déstabilisatrices (motrices)	139
VI.5 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	140
a.Retenue pleine (fonctionnement normal).....	140
b.Retenue vide (fin de construction).....	140
c.Calcul du K_s pour le cas de vidange rapide.....	141
Conclusions et recommandations.....	142

Chapitre VII : Etude des variantes des ouvrages annexes

Introduction	143
VII.1 Ouvrage de Prise d'eau	143
VII.1.1 Type de prise	143
VII.1.2 Choix de la variante.....	144
VII.2 Ouvrage de vidange.....	144
VII.2.1 Conduite de vidange en charge.....	144
VII.2.2 Conduites à écoulement libre	144
VII.2.3 Choix de la variante.....	145
VII.3 Ouvrage d'évacuateur de crues	145
VII.3.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	146
VII.3.2 Différents types des évacuateurs de crues	146
a.L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral	146
b.L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal.....	146
VII.3.3 Choix de la variante.....	146

Chapitre VIII : Etude des ouvrages annexes

Introduction	147
VIII.1 Dimensionnement hydraulique	147
VIII.1.1 Canal d'amenée	147
VIII.1.2 Déversoir	148
VIII.1.3 Chenal d'écoulement.....	149
VIII.1.4 Calcul du convergent.....	150
VIII.1.5 Le coursier.....	151
VIII.1.6 Dissipateur d'énergie	153
VIII.1.6.1 Dimensionnement du bassin	154
VIII.1.7 Canal de restitution	155
VIII.2 Conception de l'évacuateur de crues.....	156
III.2.1 Hauteur des murs bajoyers	156
VIII.3 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange	157
VIII.3.1 Calcul du débit de vidange.....	157
VIII.3.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre.....	157
VIII.4 Dimensionnement de la prise d'eau	158

Conclusion	159
VIII.5 Calcul des volumes de travaux.....	159

Chapitre IX : Organisation de chantier

Introduction	160
IX.1 Travaux de préparation	160
IX.2 Travaux de réalisation.....	161
IX.2.1 Travaux de terrassements.....	161
IX.2.2 Travaux d'excavations	161
IX.2.3 Travaux sur la digue	161
IX.2.4 Travaux secondaires	162
IX.3 Moyen de réalisation du barrage en terre.....	162
IX.4 Enchaînement des opérations de réalisation	163
IX.5 Mode d'exécution des travaux	163
IX.5.1 Travaux préparatoires	163
IX.5.2 Exécution des ouvrages	164
IX.6 Le devis estimatif.....	166
IX.7 La planification	166
IX.7.1 Définition de la planification	166
IX.7.2 Techniques de la planification	167
IX.7.2.1 méthodes basées sur le réseau.....	167
IX.7.2.2 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)	168
IX.7.2.3 Les étapes de la planification.....	168
IX.7.3 Les paramètres de la méthode C.P.M	168
IX.7.3.1 Chemin critique (C.C).....	169
IX.7.3.2 Attribution des durées de chaque opération.....	169
IX.8 Délai de construction et programme des travaux.....	169
IX.9 détermination des chemins critiques.....	169
CONCLUSION	174

Chapitre X : Protection et sécurité de chantier

Introduction	175
X.1 Causes des accidents de travail	175
X.1.1 Causes humaines	175
X.1.2 Causes techniques	175
X.2. Conditions dangereuses dans le chantier.....	176
X.3. Actions dangereuses.....	176
X.4. Mesures préventives.....	176
X.5. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.....	176
Conclusion.....	178
Conclusion générale	179

La liste des tableaux :

Tableau II.1: (s.e.v) rive gauche.	13
Tableau II.2 : (s.e.v) rive droite.	14
Tableau II.3 : (s.e.v) lit d'oued.	15
Tableau II.4 : Résultat des sondages	16
Tableau II.5 : Coefficient de perméabilité pour les différentes zones.....	22
Tableau III.1 : Calcul des surfaces cumulées.	30
Tableau III.2 : Détermination de l'altitude moyenne.	32
Tableau III.3 : Détermination des altitudes.	32
Tableau III.4 : détermination de la pente M.Roche Ip.	34
Tableau III.5 : Caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant.	38
Tableau III.6 : Différents types de températures (1993-2005).	39
Tableau III.7 : Répartition mensuelle du vent.	40
Tableau III.8 : Répartition mensuelle de l'évaporation.	41
Tableau III.9 : Station pluviométrique.	42
Tableau III.10 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle. (Voir Annexe B.1).....	42
Tableau III.11 : Caractéristiques de la série avec n=37ans.	44
Tableau III.12 : Résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel.	46
Tableau III.13 : Résultat de l'ajustement a la loi de Galton.	48
Tableau III.14 : Les pluies maximales journalières fréquentielle.	50
Tableau III.15: Pluies de courtes durées pour les différentes fréquences et leurs intensités...51	
Tableau III.16 : Récapitulatif des résultats.	55
Tableau III.17 : Récapitulatif des résultats.	57
Tableau III.18: Les apports fréquentiels.	57
Tableau III.19: Répartition mensuelle des apports.	58
Tableau III.20 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER).....	59
Tableau III.21 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY).....	60
Tableau III.22 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TERRAZA).	61
Tableau III.23 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de POSSENTI).	61
Tableau III.24 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de Alexeev).....	62
Tableau III.25 : Récapitulatif des résultats de débit de crue.	62
Tableau III.26 : Débits fréquentielles calculés.	62
Tableau III.27 : Débits fréquentielles pour la construction des hydrogrammes de crue.	63
Tableau III.28 : Catégories des dommages résultant des crues.	65
Tableau III.29: Crue de projet recommandée.	65
Tableau III.30 : Choix de la crue de projet.	66
Tableau III.31 : Répartition mensuelle des besoins.	69
Tableau III.32: Répartition mensuelle des apports.	70
Tableau III.33 : Courbes topographiques et volumétriques.	71
Tableau III.34: régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm ³).....	74
Tableau III.35: valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.	75
Tableau III.36 : régularisation saisonnière avec les pertes (La première approximation).	77
Tableau III.37 : régularisation saisonnière avec les pertes (La deuxième approximation).	78
Tableau III.38 : Données initiales.....	81

Tableau III.39 : 1 ère étape de calcul.....	82
Tableau III.40 : 2 ème étape de calcul.....	82
Tableau III.41 : 3 ème étape de calcul.....	82
Tableau II.42 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	83
Tableau III.43 : Différentes largeurs en crête.....	88
Tableau III.44 : Coût et volume de la digue.....	88
Tableau III.45 : coût de déversoir.....	89
Tableau III.46 : Coût de coursier.....	90
Tableau III.47 : coût Totale du Retenue.....	90
Tableau III.48 : Les caractéristiques de la retenue.....	92
Tableau III.49 : Volumes et débit déversant.....	93
Tableau III.50 : Laminage.....	95
Tableau IV.1: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.....	103
Tableau IV.2: Valeurs indicatives des pentes des talus.....	105
Tableau IV.3: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.....	106
Tableau IV.4: volume de recharge (Argile).....	109
Tableau IV.5: Volume d'enrochement (Rip Rap) talus amont (e=0,4m).....	110
Tableau IV.6: Volume de gravier, talus amont (e=0,2m).....	110
Tableau IV.7: Volume de sable, talus amont (e=0,2m).....	111
Tableau IV.8 : Volume d'enrochement, talus aval (e=0,4m).....	111
Tableau IV.9: Volume d'enrochement.....	112
Tableau IV.10: Volume de gravier (e=0,4m).....	112
Tableau IV.11: Volume de sable (e=0,3m).....	112
Tableau IV.12: Volume de noyau.....	113
Tableau IV.13: Volume de la recharge (alluvions).....	113
Tableau IV.14: Volume du sable.....	114
Tableau IV.15: Volume de la recharge (enrochement).....	115
Tableau IV.16: Volume du masque en béton (e=0,4).....	115
Tableau IV.17: Le coût des différentes variantes.....	116
Tableau V.1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	118
Tableau V.2 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.....	120
Tableau V.3 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	121
Tableau V.4 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et le poids.....	122
Tableau V.5 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	123
Tableau V.6 : Coordonnées de la parabole de Kozeny.....	126
Tableau V.7 : gradient hydraulique admissible (V.volkov, 1986).....	128
Tableau V.8 : Récapitulatif des résultats de la 1 ^{ère} couche de filtre.....	130
Tableau V.9 : Récapitulatif des résultats de la 2 ^{ème} couche de filtre.....	130
Tableau VI.1: Coefficient de stabilité admissible des talus.....	133
Tableau VI.2: valeurs de K_1 , K_2 en fonction de pente de talus.....	136
Tableau VI.3 : Les rayons des cercles de glissement.....	136
Tableau VI.4 : Caractéristique géotechnique des sols.....	139
Tableau VI.5 : Caractéristique géotechnique des sols.....	140
Tableau VI.6 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	141
Tableau VII.1 : type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{v}$	145
Tableau VIII.1 : Coordonnés de profil de Greager.....	148
Tableau VIII.2 : Caractéristique du canal.....	152
Tableau VIII.3: Calcul de la ligne d'eau.....	152
Tableau IX.1: Le devis estimatif et quantitatif.....	166
Tableau IX.2: Symboles des opérations.....	170

Tableau IX.3: Détermination des chemins critiques.	172
Tableau IX.4: Programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire REZIROUANE.....	173
Tableau X.1: Plan de sécurité.	177

La liste des figures :

Figure I.1 : Plan de situation de l'ouvrage.....	3
Figure II.1 : Carte géologique.....	7
Figure II.2 : Carte des zones sismiques	12
Figure II.3 : Diagrph N°1 R-gauche.....	13
Figure II.4 : Diagrph N°2 R-droite.....	14
Figure II.5 : Diagrph N°3 lit.....	15
Figure III.1 : Bassin versant de la retenue REZIROUANE.	25
Figure III.2 : Réseau hydrographique du bassin versant.	28
Figure III.3 : Topographie du bassin versant.....	30
Figure III.4 : Courbe hypsométrique.	31
Figure III.5 : Réctangle équivalent	33
Figure III.6 : Répartition mensuelle de la température.....	40
Figure III.7 : Répartition mensuelle de l'évaporation.	41
Figure III.8 : Répartition mensuelle de la précipitation.....	43
Figure III.9 : L'ajustement avec loi de Gumbel.	47
Figure III.10 : L'ajustement avec loi de Galton.	49
Figure III.11 : La comparaison graphique entre les deux lois.	49
Figure III.12 : Courbes intensités pour les différentes fréquences.	52
Figure III.13 : Courbes Pluies de courtes durées pour les différentes fréquences.....	53
Figure III.14 : Répartition mensuelle de l'apport moyenne annuel.....	58
Figure III.15: Hydrogramme des crues Probables.....	64
Figure III.16 : Courbes (Hauteurs-Capacités-Surfaces)	72
Figure III.17 : $q_{lam}=F(H)$	84
Figure III.18 : $q_{lam}=F(V_f)$	85
Figure III.19 : Courbe d'optimisation.....	91
Figure III.20 : Courbe des débits déversants	94
Figure III.21 : Hydrogramme de débits entrant et sortant	99
Figure V.1 : calcul les infiltrations à travers le corps de la digue.	126
Figure VI.1 : Calcul de stabilité, méthode de FELLENIUS.....	134
Figure VI.2 : Les forces qui agissent sur une tranche.	137
Figure VIII.1: profil de Greager	149
Figure VIII.2 : La ligne d'eau dans le coursier.	153
Figure IX.1: Réseau à nœuds.....	171

La liste des planches :

- Planche N°01 : Coupe géologique suivant l'axe de la digue.
- Planche N°02 : Plan d'aménagement.
- Planche N°03 : Profil en long suivant l'axe de la digue.
- Planche N°04 : Coupe type de la digue.
- Planche N°05 : Coupe en travers de la digue.
- Planche N°06 : Schémas de calcul de stabilité.
- Planche N°07 : profil et vue en plan de l'évacuateur des crues.
- Planche N°08 : Coupe en travers de l'évacuateur des crues.

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de la relance économique lancée par le gouvernement, la direction de l'hydraulique de la wilaya de Blida a programmé parmi d'autres actions l'étude de 15 retenues collinaires à travers la wilaya dont une dans l'oued Rezirouane. Ceci, est dans le but d'une utilisation rationnelle et planifiée de l'eau, pour exploiter les petits périmètres d'irrigation.

Cette perspective rentre aussi dans le cadre du développement agricole qui a été basée dans les années précédentes sur l'irrégularité des pluies et qui aujourd'hui demande la mobilisation des volumes d'eau en rapport avec les besoins des superficies irriguées à une échelle locale.

L'étude de faisabilité de la retenue collinaire sur oued Rezirouane aura à examiner la possibilité technique d'édifier une digue en fonction des conditions climatiques, topographiques, hydrologiques, géologiques et géotechniques existantes.

Outre le choix du type d'ouvrage et de son dimensionnement, des ouvrages annexes assureront un fonctionnement normal et une bonne sécurité de l'ouvrage. La retenue collinaire a pour but l'irrigation des terres se trouvant en aval de la digue.



Chapitre I: Etude topographique

Introduction

Avant de commencer l'étude de l'avant projet qui permet en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Les données topographiques nécessaires concernent le bassin versant de la retenue, la vallée de la rivière à l'amont et l'aval du barrage, le site de barrage et celui de la retenue et les zones d'emprunts des matériaux de construction de la digue.

Dans ce chapitre, nous décrivons les méthodes utilisées pour la recherche de sites et ses résultats.

D'une manière générale, le choix de l'emplacement d'un barrage se fait par étapes en opérant une sélection parmi les sites candidats de moins en moins nombreux selon la procédure suivante :

- Analyse des cartes topographiques.
- Reconnaissance du terrain par des études géologique et topographique.
- Estimation de la structure du terrain au moyen de la prospection géologique ou d'autres techniques possibles
- Vérification de la structure du terrain au moyen du test de forage, de l'essai de perméabilité ou d'autres techniques possibles
- Estimation du mécanisme d'écoulement des eaux à partir des résultats de l'observation des oueds.
- A cela s'ajoute au besoin, les données hydrologiques et météorologiques, telles que la pluviométrie et le débit du cours d'eau, est également collectées pour déterminer la nécessité et la faisabilité du barrage.

D'autre part, la gestion et l'entretien du barrage nécessite une participation active de la communauté locale. Il faut donc mener une étude socio-économique afin de déterminer la possibilité de la participation des habitants. Une fois l'emplacement fixé, il est également important de promouvoir la participation de la communauté locale dès le stade de l'avant-projet.

I.1 Situation géographique du site

Le site de la retenue collinaire de REZIROUANE sur oued REZIROUANE se situe à une distance de 400 m de la RN 29, Au sud-ouest de la commune de SOUMAA, Il se situe à une distance de 04 Km environ, et à l'est de la commune de BOUINANE à une distance de 3,6 Km environ.

Les coordonnées Lambert selon la carte d'état major BLIDA N^{os}.3-4 Ech1/25000 sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} X= 522,59 \text{ Km.} \\ Y= 358,61 \text{ Km.} \\ Z= 95,00 \text{ m. NGA} \end{array} \right.$$

Le plan de situation de l'ouvrage est montré de la figure I.1.

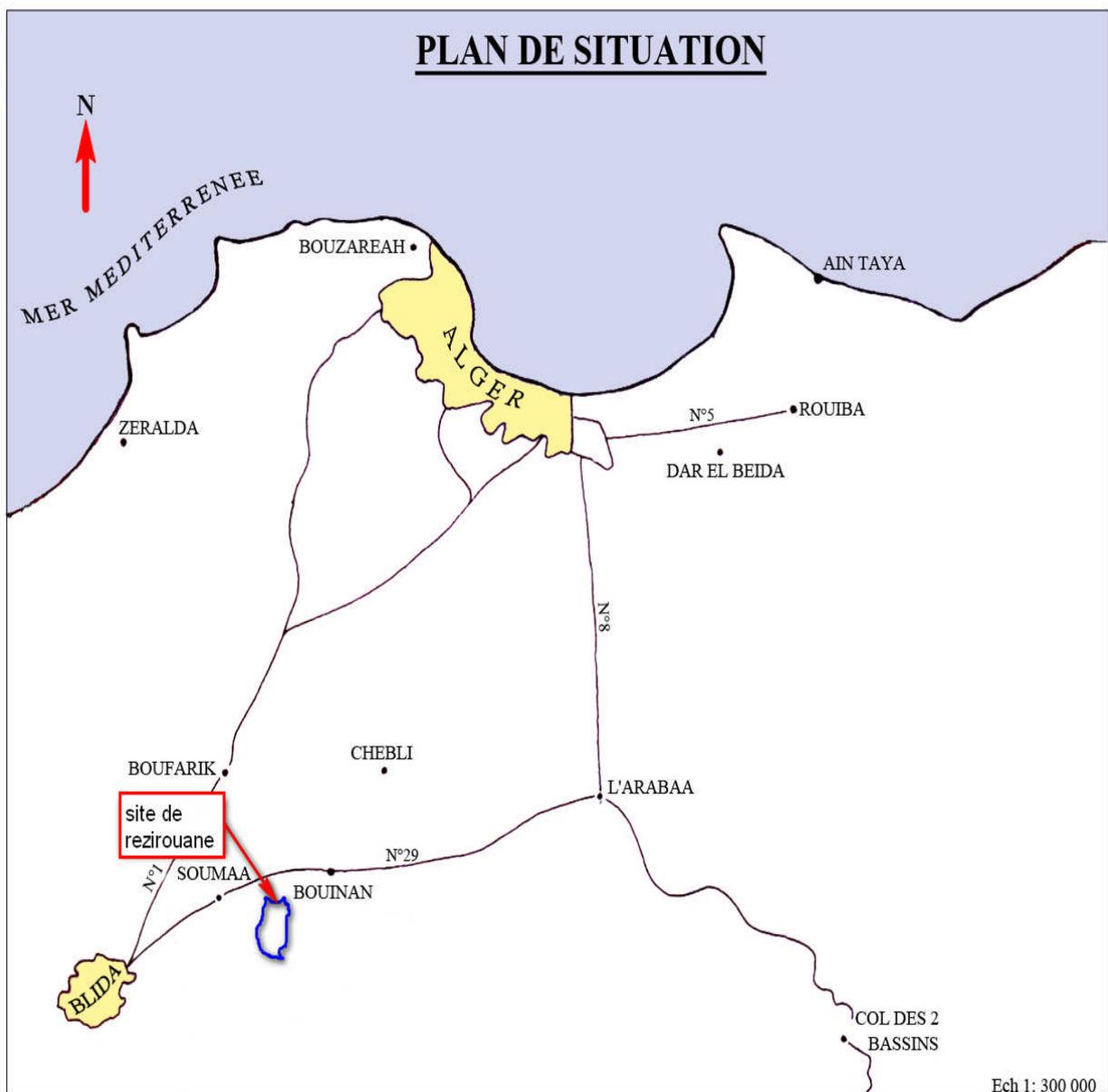


Figure I.1 : Plan de situation de l'ouvrage



I.2 Documentation topographique

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

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

- Carte d'état major BLIDA N^{os}.3-4 Ech1/25000 ;
- Levé topographique du site du barrage. Ech1/500 ;

I.3 Choix du site du barrage

Le choix d'un site apte pour la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques est basé essentiellement sur les connaissances et les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

Parmi les critères déterminants du choix d'un site d'une retenue collinaire, on distingue les différents points suivants :

- Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue ;
- Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue ;
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume du barrage sera minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles des barrages dans la région, et sur la base des résultats géologiques et des conditions topographiques, nous avons choisi l'axe le plus économique et le plus stable.

Ses coordonnées sont:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{X= 522,59 Km.} \\ \mathbf{Y= 358,61 Km.} \\ \mathbf{Z= 95,00 m. NGA} \end{array} \right.$$



I.4 Implantation de l'évacuateur de crue

Pour des raisons topographiques (pente douce), nous proposons que l'évacuateur de crue de surface soit implanté sur la rive gauche.

I.5 Caractéristiques morphologiques

Le site d'étude par son relief donne un aspect d'une zone de vallée assez plate avec des versants assez faible parfois douce et des dénivelées moins importantes donnant une configuration d'une large cuvette favorisant un choix limité d'axe.

L'oued est encadré par deux (02) monticules dont l'altitude maximale est de 143m avec un niveau de l'oued de l'ordre de 95m, par contre l'altitude moyenne est de 130m.

Climat

Par sa situation géographique, la région délimitant l'oued REZIROUANE jouit d'un climat méditerranéen à nuance continentale.

La caractéristique essentielle de ce climat réside dans l'alternance d'une saison sèche et chaude (mai- septembre) et d'une saison pluvieuse et humide (octobre –avril).

- La température moyenne en été est de 30° C.
- La température moyenne en hiver est de 07° C.

En ce que concerne la pluviométrie, la région d'étude caractérisée de pluie moyenne annuelle de (657,32 mm).

- Le mois le plus pluvieux est décembre avec une moyenne de 97,64mm.
- Le mois le moins pluvieux est juillet avec une moyenne de 03,44mm.

I.6 Conclusion

D'après la morphologie du site et les paramètres topographique, on a constaté que oued REZIROUANE peut dans son lit contenir un ouvrage de retenue collinaire.



Chapitre II: Etude Géologique et Géotechnique

Introduction

L'établissement d'un projet nécessite absolument une étude géotechnique et géologique pour justifier le choix de site.

II.1 ETUDE GEOLOGIQUE

L'étude géologique a pour but d'étudier la géologie du barrage et de définir les caractéristiques géologiques principales, ainsi que la perméabilité et la stabilité de la fondation de la digue et de la cuvette et de rechercher les zones d'emprunts.

II.2 Etude et reconnaissances réalisées sur le site

Le site étudié se trouve à 4 km à SOUMAA au nord Est de Blida, il est localisé sur la carte d'état major de BLIDA N^{os}.3-4 au 1/25.000^e dont les coordonnées Lambert sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} X= 522,59 \text{ Km.} \\ Y= 358,61 \text{ Km.} \\ Z= 95,00 \text{ m. NGA} \end{array} \right.$$

- **Les antécédents**

Les informations sont issues de la note explicative de la carte géologique au 1/50.000^e Blida service de la carte géologique de l'Algérie (Figure II.1).

II.3 Reconnaissance géologiques et géotechniques

Trois sondages électriques verticaux (s.e.v) AB/2=150m de reconnaissance ont été réalisés sur l'axe du site.

Des fouilles à l'aide de la pelle mécanique ont été réalisées pour la recherche des zones d'emprunts aux alentours immédiats et sur l'axe de la digue.

Une campagne de mesure géotechnique a été effectuée sur les échantillons remaniés.

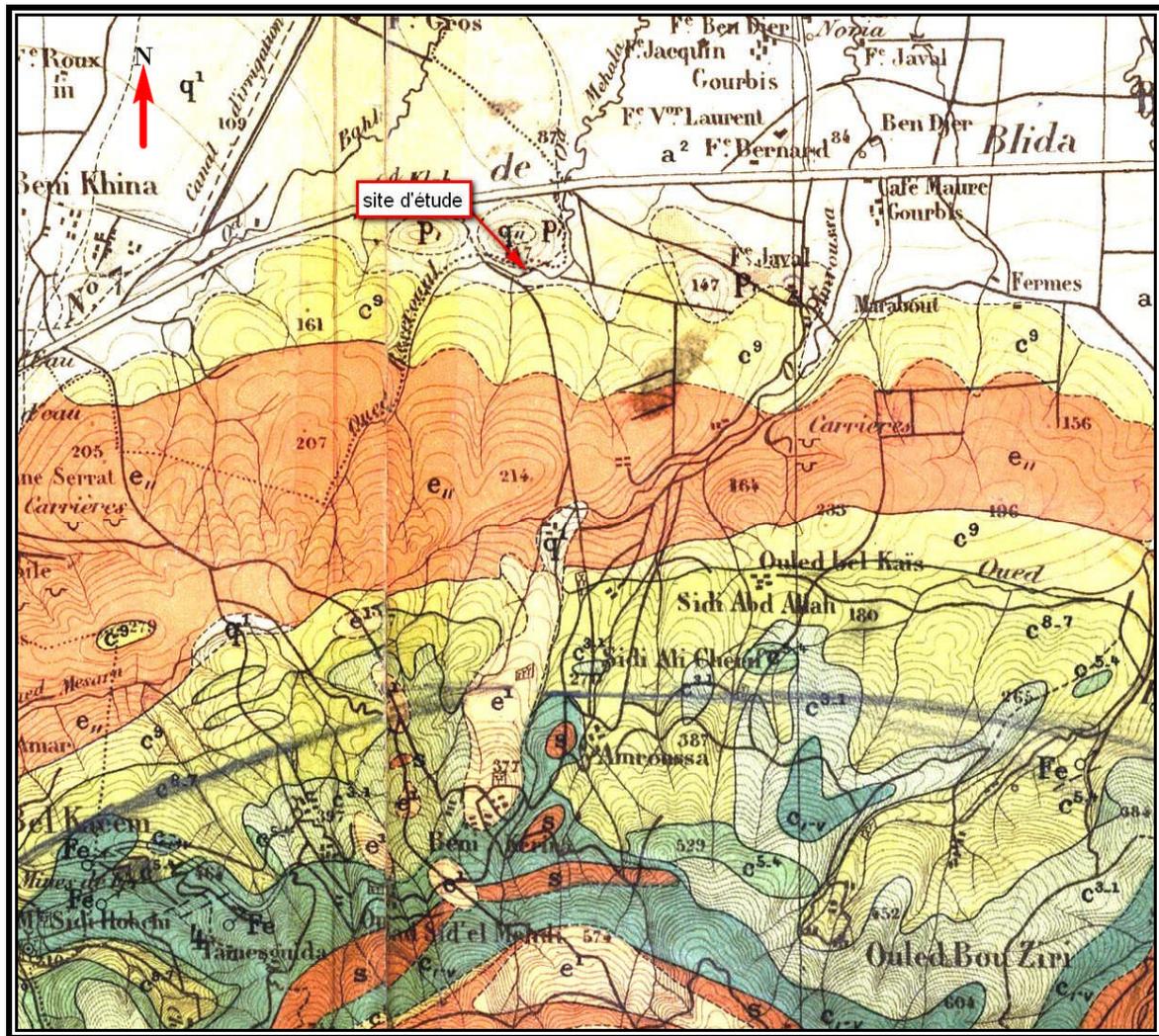


Figure II.1. Carte géologique

Carte géologique écha : 1/50.000

Légende :

<div style="display: flex; align-items: center; margin-bottom: 5px;"> <div style="width: 20px; height: 20px; background-color: #f4a460; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></div> <div> <p>e₁₁ Eocène moyen : marnes, calcaires gréseux</p> </div> </div>	<div style="display: flex; align-items: center; margin-bottom: 5px;"> <div style="width: 20px; height: 20px; background-color: #fff9c4; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></div> <div> <p>C⁸⁻⁷ Sénonien : marnes feuilletées</p> </div> </div>
<div style="display: flex; align-items: center; margin-bottom: 5px;"> <div style="width: 20px; height: 20px; background-color: #fff9c4; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></div> <div> <p>C⁹ Danien : argiles feuilletées</p> </div> </div>	<div style="display: flex; align-items: center; margin-bottom: 5px;"> <div style="width: 20px; height: 20px; background-color: #e67e22; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></div> <div> <p>S Schistes de la chiffa</p> </div> </div>
<div style="display: flex; align-items: center; margin-bottom: 5px;"> <div style="width: 20px; height: 20px; background-color: #4f81bd; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></div> <div> <p>C_{L-V} Crétacé inférieur : argiles schisteuses avec grés</p> </div> </div>	<div style="display: flex; align-items: center; margin-bottom: 5px;"> <div style="width: 20px; height: 20px; background-color: #76c73f; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></div> <div> <p>C⁴⁻⁵ Cénomaniens : calcaires et marnes</p> </div> </div>
<div style="display: flex; align-items: center; margin-bottom: 5px;"> <div style="width: 20px; height: 20px; background-color: #fff9c4; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></div> <div> <p>P¹ Pliocène inférieur calcaire sableux, marnes</p> </div> </div>	<div style="display: flex; align-items: center; margin-bottom: 5px;"> <div style="width: 20px; height: 20px; background-color: #fff9c4; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></div> <div> <p>a² Alluvions récentes : dépôts limoneux</p> </div> </div>
<div style="display: flex; align-items: center; margin-bottom: 5px;"> <div style="width: 20px; height: 20px; background-color: #fff9c4; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></div> <div> <p>e¹ Eocène moyen : grés micacés</p> </div> </div>	<div style="display: flex; align-items: center; margin-bottom: 5px;"> <div style="width: 20px; height: 20px; background-color: #fff9c4; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></div> <div> <p>q¹ Mimions anciennes : dépôts caillouteux</p> </div> </div>
<div style="display: flex; align-items: center; margin-bottom: 5px;"> <div style="width: 20px; height: 20px; background-color: #fff9c4; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></div> <div> <p>C³⁻¹ Albien : argiles feuilletées</p> </div> </div>	<div style="display: flex; align-items: center; margin-bottom: 5px;"> <div style="width: 20px; height: 20px; background-color: #fff9c4; border: 1px solid black; margin-right: 5px;"></div> <div> <p>q₁₁ Alluvions anciennes blocs et débris</p> </div> </div>



II.4 Géologie de la région

- **Stratigraphie générale**

- **a²**- Alluvions récentes :

Dépôts limoneux de la partie moyenne de la Mitidja, due à l'extension des vallées de la Chiffe et de ses affluents certaines parties marécageuses correspondant à des étangs qui ont pu se prolonger jusqu'à une époque très récente, ces dépôts au pied de la montagne sont caillouteux par suite de la pente des torrents au débouché dans la plaine.

- **q¹**- Alluvions anciennes :

En ce qui concerne le niveau inférieur, des dépôts caillouteux du pied de l'atlas cones de déjection des cours d'eau débouchant des dépressions actuelles (oued el had Bouinan). Ces dépôts caillouteux sont puissants et forment sous la plaine le substratum des alluvions récentes ; tandis que dans le niveau élevé, une accumulation de blocs et débris plus au moins volumineux est observée à un niveau bien supérieure à celui des alluvions anciennes. Des dépôts de pentes de contreforts du nord de l'atlas.

- **e^m**- Eocène moyen :

(Étage infra nummulitique) puissant assise complexe de marnes grises et jaunâtres, marnes violacées, calcaires gréseux, grés et calcaires brèches en plaquettes avec nummulitique.

Une zone importante de ce terrain, replié sous le crétacé supérieur s'étend depuis l'oued Khemis jusqu'au Sud de Bouinan, elle se poursuit en situation normale avec une légère inflexion jusqu'« a l'Harrache' les grés calcarifères se montrent en bancs assez réguliers pour être exploités en carrières à Soumaa et Bouinan.

Grés quart ziteux du coudiat osfère.

- **C⁹**- Danien :

Argiles feuilletées verdâtres et quartzites à surface ondulée, marquées de saillies en relief, forment le prolongement de la zone du crétacé supérieur qui se développe surtout le flanc de l'Atlas avec le même faciès. A la partie supérieure dominant les grés quartzeux quelque fois friables cet étage forme deux bandes de chaque coté de la zone éocène, entre Soumaa et Bouinan.



Nous lui avons attribué les argiles noires et quartzites qui forment le substratum de l'éocène à Ben Aissa au flanc du Djebel tafrint au sud de Bouinan dominant les grés qui donnent lieu à de nombreuses sources.

➤ **C⁸⁻⁷** - Sénonien :

Marnes bleuâtres feuilletées avec rognons de calcaire jaune passant à des marnes noires parfois très foncées et s'intercalant en quelques points du calcaire marneux d'épaisseur très inégale c'est le faciès typique du sénonien de l'Atlas Mitidjien.

➤ **C⁵⁻⁴** - Cénomaniens :

Calcaires et marnes en couches bien réglées, les bancs calcaires, parfois puissants donnent lieu à des escarpements remarquables. La séparation des couches marneuses avec le sénonien n'est pas toujours facile, mais les bancs calcaires établissent nettement la limite.

➤ **C³⁻¹** - Albien :

Argiles grises ou noires feuilletées intercalées de quartzites avec rognons ferrugineux : les fossiles sont très rares.

➤ **C^{1-v}** - Crétacé inférieur :

Puissant série d'argiles schisteuses avec grés et quartzites surmontées de marnes bleuâtres avec intercalation de lentilles calcaires. Les marnes renferment en plusieurs points des fossiles peu déterminables : Ammonites ferrugineuse ancyloceras qui peuvent représenter le barrémien la partie supérieure avec rognons calcaires, correspondait à l'Aptien.

Il est impossible d'établir de subdivisions stratigraphiques dans cet ensemble, puissant de plus de 400 mètres, qui paraît correspondre à toute la formation crétacé inférieur (Néocomien).

➤ **S** - Schistes de la Chiffa :

Formation puissante de schistes argileux ; phyllades ardoisiers, quartzo phyllades, intercolés de quartzites à la partie supérieure les schistes présentant une inclinaison constante au Sud. Les schistes terminent à l'oued el Had (Bouinan) et à l'extrémité Ouest du Mouzaia. Ils forment tout le versant Nord de la crête des Beni Salah et s'étendent en recouvrement jusqu'au bord de la plaine.



➤ **p¹**- Pliocène inférieur :

Petits îlots restreintes échappés à érosion a pied de l'Atlas entre BOUINAN et SOUMAA, indiquant l'extension jusqu'en ce point des dépôts pliocène du Sahel d'Alger dont ils pressentent le faciès, calcaires sableux, marnés jaunes et calcaires coquilliers pétris de bivalves, en couches redressées et appuyées sur le Denain

➤ **e¹**- Grès supra numelitions :

(Eocène moyen) grès micacés gris et jaunâtres, intercalés de brèches a gros éléments, provenant principalement du lias.

➤ **q''**- Alluvions anciennes blocs et débris :

- **Tectonique locale**

La zone d'étude est formée par un ensemble d'anticlinaux et synclinaux accompagné de faille dont le rejet est vers la rive gauche. Cette faille a été trouvée après interprétation géophysique mais elle ne pose aucun risque d'infiltration d'eau pour les causes suivantes la faille est remplie par des matériaux fins imperméables, ainsi elle est en formation géologique imperméable La formation géologique d'âge éocène moyen (e¹) et Danien (c⁹) la majorité est imperméable de marnes gréseuse avec petit niveau de calcaire.

II.5 Technologique générale

Généralement la géologie structurale de la région étudiée est caractérisée par un grand nombre d'accidents (fissure, faille principale et secondaire) ; les monts d'atlas Blidéen sont formés d'une suite d'anticlinaux et synclinaux d'âge crétacé laissant apparaître par endroit des terrains d'âge triasique. La Mitidja et l'Atlas Blidéen sont deux zones d'activités sismiques intenses.

La retenue collinaire sera implantée et réalisée sur la deuxième zone sismique ou le coefficient de l'accélération sismique est de $a=0,29$ (voir figure II.2.) dans une région d'Activité sismique.

II.6 Hydrogéologique

Du point de vue hydrogéologique nous avons remarqué la présence d'une nappe aquifère libre a moyenne intéressante dans la cuvette a coté de la rive droite de l'Oued, cette nappe est formée de dépôt d'alluvion d'âge alluvions anciennes blocs et



débris (q"), le substratum est formé de marnes gréseuse d'âge Danien (c⁹) Cette nappe est alimentée directement par source faible et par pluviométrie.

Le ruissellement d'eau souterraine se fait du sud vers le nord avec niveau statique (n.s) de 5m. La qualité chimique de l'eau est acceptable à médiocre.

L'écoulement d'eau de l'Oued est permanent durant les grandes pluies.

II.7 Prospection géophysique

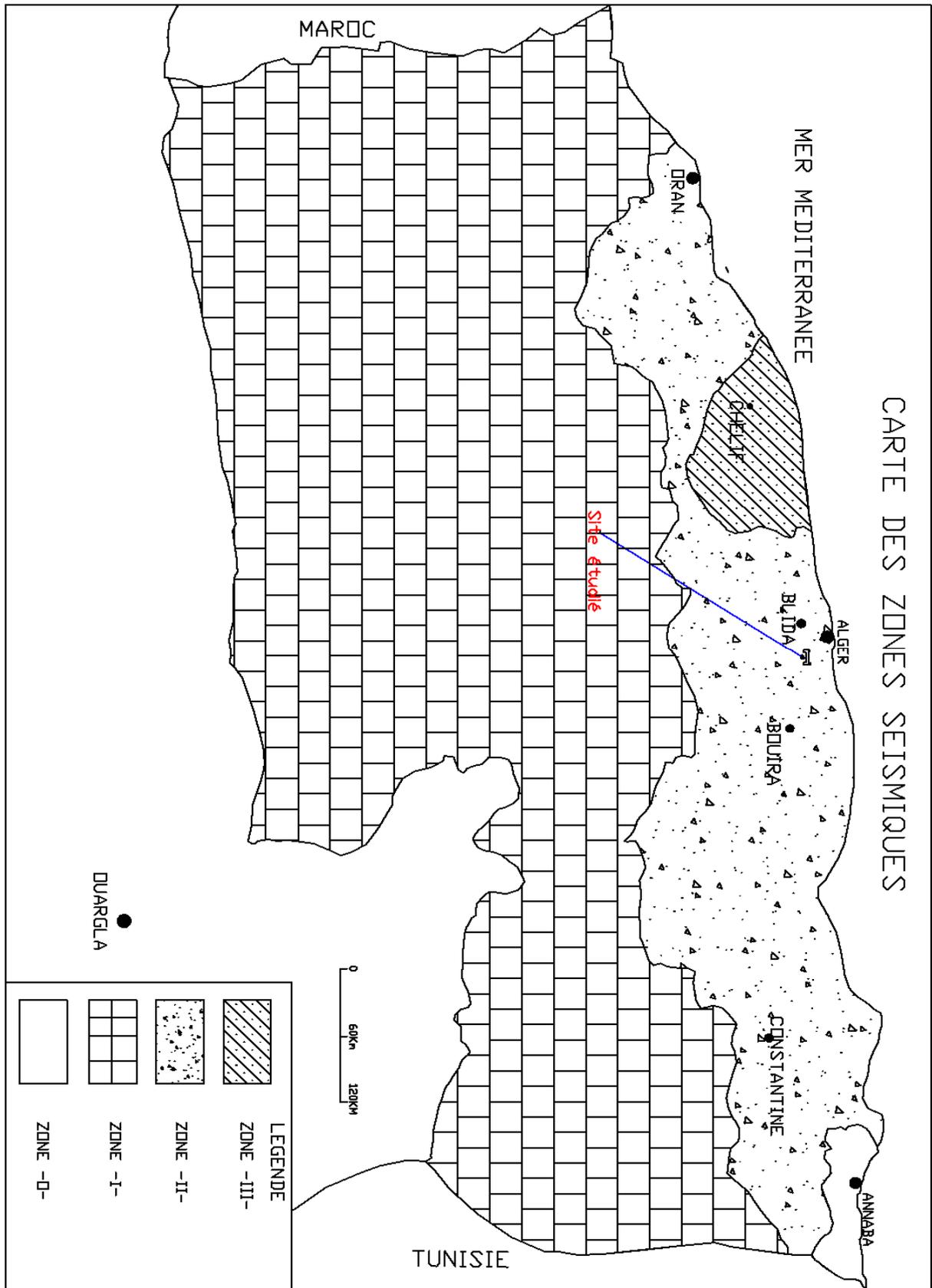
On peut programmer 03 sondages électriques verticaux (s.e.v) ont été programmé $AB/2=150m$ comme suit :

- Le premier (s.e.v) est réalisé sur la rive gauche ;
- Le second (s.e.v) est réalisé sur la rive droite ;
- Le troisième (s.e.v) est réalisé sur le lit de l'oued.

Ces trois sondages nous ont permis de :

- Déterminer la présence ou l'absence de failles ;
- Déterminer l'épaisseur de la formation alluvionnaire de l'oued ;
- Reconnaître la formation géologique de la cuvette.

Le principe de la prospection électrique consiste à injecter à l'aide des électrodes (A et B) un courant dans le sol et à mesurer entre (02) deux autres électrodes (M et N) la différence du potentiel D.V



Source: R.P.A.2003

Figure II.2. Carte des zones sismiques.

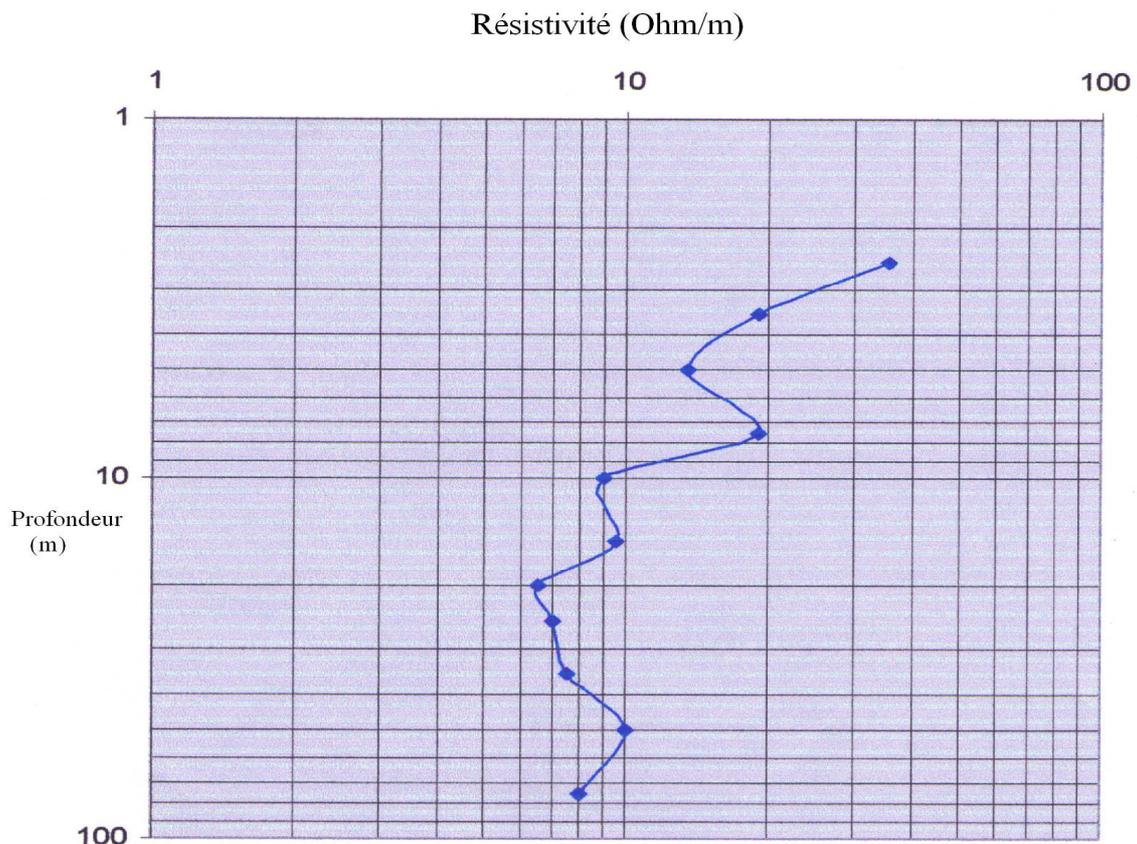


Les résultats des sondages électriques sont représentés dans les tableaux II.1 ; II.2 ; II.3 et l'interprétation est résumée dans le tableau II.4 :

Tableau II.1: (s.e.v) rive gauche.

N°	Mn/2 (m)	AB/2 (m)	Résistivité (Ohm/m)	profondeur (m)
1	0,5	2	0	1
2	0,5	5	35,5	2,5
3	0,5	7	19	3,5
4	0,5	10	13,5	5
5	1	15	19	7,5
6	1	20	9	10
7	1	30	9,5	15
8	5	40	6,5	20
9	5	50	7	25
10	5	70	7,5	35
11	20	100	10	50
12	20	150	8	75

Source: C.T.H (ORAN)



Source: C.T.H (ORAN)

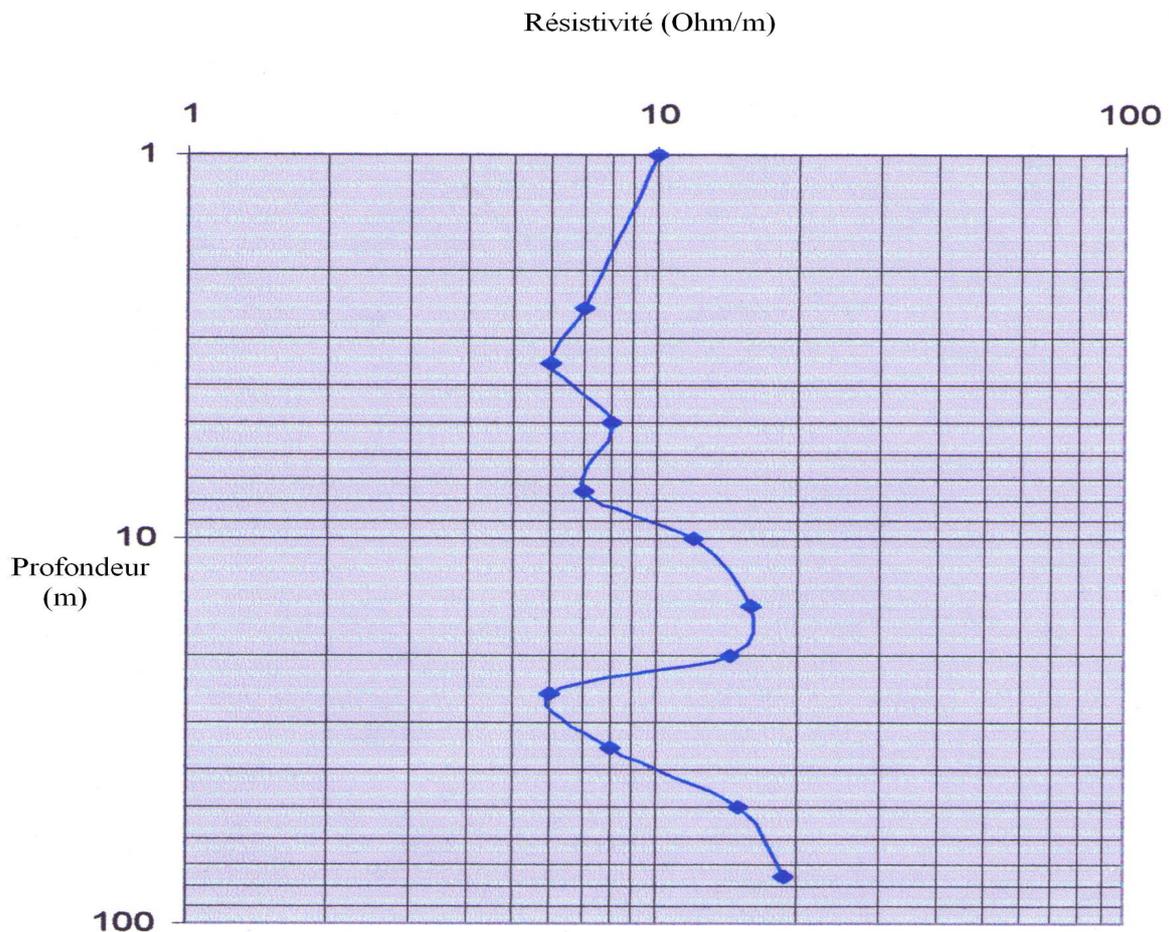
Figure II.3. Diagraphe N°1 R-gauche.



Tableau II.2 : (s.e.v) rive droite.

N°	Mn/2 (m)	AB/2 (m)	Résistivité (Ohm/m)	profondeur (m)
1	0,5	2	10	1
2	0,5	5	7	2,5
3	0,5	7	6	3,5
4	0,5	10	8	5
5	1	15	7	7,5
6	1	20	12	10
7	1	30	16	15
8	5	40	14,5	20
9	5	50	6	25
10	5	70	8	35
11	20	100	15	50
12	20	150	19	75

Source: C.T.H (ORAN)



Source: C.T.H (ORAN)

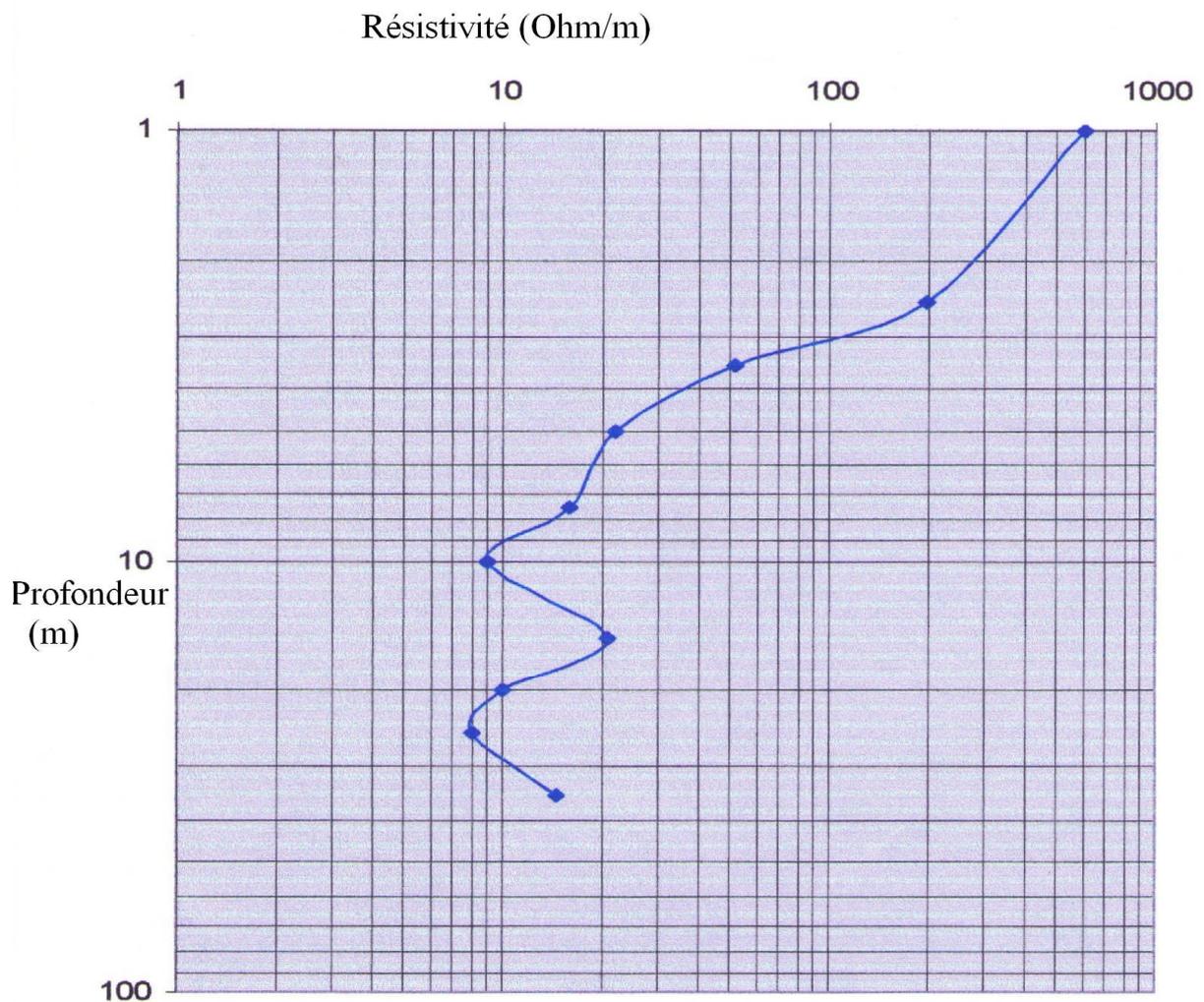
Figure II.4. Diagramme N°1 R-droite.



Tableau II.3 : (s.e.v) lit d'oued.

N°	Mn/2 (m)	AB/2 (m)	Résistivité (Ohm/m)	profondeur (m)
1	0,5	2	606	1
2	0,5	5	198	2,5
3	0,5	7	51	3,5
4	0,5	10	22	5
5	1	15	16	7,5
6	1	20	9	10
7	1	30	21	15
8	5	40	10	20
9	5	50	8	25
10	5	70	14,5	35
11	20	100		50
12	20	150		75

Source: C.T.H (ORAN)



Source: C.T.H (ORAN)

Figure II.5. Diagramme N°1 lit.

**Tableau II.4 : Résultat des sondages**

N°	Résistivité (Ohm/m)	Profondeur (m)	symbole	formation géologique
Rive gauche	1-18	1-3	$q^1 a^2$	Argile parfois sableuse
	18-35	3-15	C^9	Marnes gréseuses
	9-10	15-75	C^{8-7}	Marnes schisteuses
Lit d'oued	50-600	1-4	q^1	Dépôts alluvionnaires
	10-20	4-20	C^9	Marnes gréseuses
	8-14	20-40	C^{8-7}	Marnes schisteuses
Rive droite	7-10	1-3	$q^1 a^2$	Dépôt Argiles sableuses par fois plastique avec intercalation
	12-16	3-20	C^9	Marnes grises gréseuses
	6-8	20-35	C^{8-7}	Marnes feuillette
	15-19	35-75	C^{8-7}	Marnes schisteuses

Source: C.T.H (ORAN)

L'interprétation des sondages électriques et conclusion

Après la prospection géologique sur terrain et observation des différentes formations géologiques, d'après la recherche hydrogéologique et interprétation des caractéristiques, et les sondages électriques verticaux, il en résulte ce qui suit :

- 1- La présente étude conclue en la possibilité de construire la future digue sur le site étudié ;
- 2- La profondeur d'enclage varie entre (1-4) m de profondeur à partir de la surface du terrain actuel ;
- 3- La cuvette et l'emplacement de l'axe de la digue sont caractérisés par une formation imperméable (marne compacte et argiles carbonatées) ;
- 4- La cuvette est formée par mono-cynclinale accompagnée de faille secondaire qui a subit un remplissage par des matériaux fins imperméables ;
- 5- L'épaisseur de l'alluvionnaire perméable varie entre (1-4) m comme suite (1m rive gauche et 4m rive droite et diminue en profondeur vers le cote nord) ;
- 6- La zone d'empreinte sur site semble suffisante ;
- 7- La pente de la rivière est très faible ;



8- Présence du phénomène de glissement et d'érosion de la formation géologique du site est non sensible.

NB : Prélèvement d'échantillons remanié pour l'essai en laboratoire géotechnique.

II.8 ETUDE GEOTECHNIQUE

L'étude géotechnique de la retenue collinaire sur REZIROUANE est basée essentiellement sur les visites de reconnaissance de terrain au cours des quelles on a le programme suivant à été établi :

- 1- Prospection in situ (exécution des fouilles, tranchées et sondages) ;
- 2- Prélèvements des échantillons de sol en différents endroits à différentes ;
- 3- Profondeurs essais de laboratoire (sur sol physiques ; chimiques et mécaniques).

II.8.1 Prospection géotechnique du terrain

Trois fouilles dénommées F01, F02 et F03, ont été exécutées au moyen d'une pelle mécanique soit sur les rives, soit dans le lit d'oued. Leurs profondeurs sont comme suit : les données sont présentées dans les annexes A.1 ; A.2 et A.3.

- F01 = 3,00 m **Rive droite ;**
- F02 = 3,00 m **Rive gauche ;**
- F03 = 3,00 m **Lit d'oued.**

Dimensions des puits : «3,00×3,00×3,00 » (m).

Une fouille de 4,00 m de profondeur a été exécutée au moyen d'une pelle mécanique sur la zone d'emprunt. Dimensions de puits : «3,00×3,00×4,00 » (m).

Les échantillons de sol ont été mis dans des sacs étanches afin de préserver leur teneur en eau initiale. Les données sont présentées dans l'annexe A.4.

Trois sondages carottés dont 2 sondages (S1, S3) de 15 m de profondeur implantés au niveau des versants et (S2) de 20 m de profondeur situé approximativement au niveau de l'axe de l'oued.

II.8.2 Interprétation de la reconnaissance

➤ Coupes lithologiques des sondages

• Sondage S1 :

- 0,00 à 3,00 m : Argile parfois sableuse ;
- 3,00 à 10 m : Marnes gréseuses.



- **Sondage S2 :**

- 0,00 à 4,00 m : Dépôts alluvionnaires ;
- 4,00 à 15 m : Marnes gréseuses.

- **Sondage S3 :**

- 0,00 à 3,00 m : Argile parfois sableuse ;
- 3,00 à 10 m : Marnes gréseuses.

➤ **Coupes lithologiques des fouilles**

- fouilles F01 : Rive droite, (voir Annexe A.1).

- 0,00 à 3,00 m : Argile limoneuse avec trace de sable et de gravier jaunâtre à grise.

- fouilles F02 : Rive gauche, (voir Annexe A.2).

- 0,00 à 3,00 m : Argile marneuse avec trace de sable de coloration jaunâtre à verdâtre.

- fouilles F03 : Lit d'oued, (voir Annexe A.3).

- 0,00 à 3,00 m : Argile marneuse avec peu de sable de coloration jaunâtre à verdâtre.

- fouilles F04 : Zone d'emprunt, (voir Annexe A.4).

- 0,00 à 4,00 m : Argile marneuse avec trace de sable de coloration jaunâtre à verdâtre.

Remarque :(Observation de la nappe phréatique)

La nappe phréatique n'a pas été observée sur les sondages ni dans les fouilles.

II.8.3 Essais de laboratoire

Des essais physiques, mécaniques et chimiques ont été effectués en laboratoire sur des échantillons jugés représentatifs. Il s'agit de :

– **Essais physiques**

- Analyse granulométrique par tamisage ;
- Limites d'Atterberg ;
- Poids volumiques apparents ;
- Teneurs en eau.

– **Essais mécaniques**

- Cisaillement direct UU ;



- Consolidation.
 - **Essais chimiques**
- Teneurs en carbonates.

II.8.4 Description et caractéristiques des sols en place

Le présent descriptif ainsi que les résultats d'essais nous ont été délivrés par CTH (direction régional Oran) est sont présentés comme suit :

a. Rive droite

Les essais d'identification réalisés sur cette marne ont donné les résultats suivants :

- Analyse Granulométrique

Les détaillées présentées dans l'annexe A.6. Les résultats ont montré les proportions suivantes :

- Gravier : $G = 0,00 \%$;
- Sable : $S = 4,00 \%$;
- Fines : $F = 96,00 \%$.

- Limite d'Atterberg

- Limite de liquidité : $W_L = 51,00 \%$;
- Limite de plasticité : $W_P = 28,22 \%$;
- Indice de plasticité : $I_P = 22,78$.

Cette formation est classée CH (argile inorganique de grande plasticité) d'après la classification unifiée ASTM. (Voir Annexe A.5).

- **Poids volumique apparent** : $\gamma = 1,971 \text{g/cm}^3$.
- **Teneur en carbonate** : La valeur n'a pas été indiquée.
- **Essai Cisaillement direct UU** : Essais non réalisé sur cette zone.

b. Rive gauche

Les essais d'identification réalisés sur ce matériau, ont donné les résultats suivants :

- Analyse Granulométrique

Les détaillées présentées dans l'annexe A.7. Les résultats ont montré les proportions suivantes :

- Gravier : $G = 0,00 \%$;



- Sable : $S = 0,80 \%$;
- Fines : $F = 99,20 \%$.
- **Limite d'Atterberg**
 - Limite de liquidité : $W_L = 48,50 \%$;
 - Limite de plasticité : $W_P = 28,44 \%$;
 - Indice de plasticité : $I_P = 20,06$.

Cette formation est moyenne plasticité et classée CL (argile inorganique de faible plasticité) d'après la classification unifiée ASTM. (Voir Annexe A.5).

- **Poids volumique apparent** : $\gamma = 1,915 \text{g/cm}^3$.
- **Teneur en carbonate** : $\text{CaCO}_3 = 31 \%$.
- **Essai Cisaillement direct UU** : Essais non réalisés sur cette zone.

c. Lit de l'oued

Les essais d'identification réalisés sur cette marne ont donné les résultats suivants :

- Analyse Granulométrique

Les détaillées présentées dans l'annexe A.8. Les résultats ont montré les proportions suivantes :

- Gravier : $G = 0,00 \%$;
- Sable : $S = 11,60 \%$;
- Fines : $F = 88,40 \%$.
- **Limite d'Atterberg**
 - Limite de liquidité : $W_L = 44,50 \%$;
 - Limite de plasticité : $W_P = 24,65 \%$;
 - Indice de plasticité : $I_P = 19,85$.

Cette formation est classée CL (argile inorganique de faible plasticité) d'après la classification unifiée ASTM. (Voir Annexe A.5).

- **Poids volumique apparent** : $\gamma = 1,827 \text{g/cm}^3$.
- **Teneur en carbonate** : la valeur n'a pas été indiquée.
- **Essai Cisaillement direct UU** : réalisé sur un échantillon représentatif, a donné un angle de frottement interne ϕ_u de 26° et une cohésion C_u de $1,10 \text{Kg/cm}^2$. les données sont présentées dans l'annexe A.9.



d. Zone d'emprunt

Les essais d'identification réalisés sur ce matériau, ont donné les résultats moyens suivants :

- Analyse Granulométrique

Les détaillées présentées dans l'annexe A.12. Les résultats ont montré les proportions suivantes :

- Gravier : $G = 0,00 \%$;
- Sable : $S = 7,00 \%$;
- Fines : $F = 93,00 \%$.

- Limite d'Atterberg

- Limite de liquidité : $W_L = 47,12 \%$;
- Limite de plasticité : $W_P = 26,48 \%$;
- Indice de plasticité : $I_P = 20,64$.

Cette formation est de moyenne plasticité et classée CH (argile inorganique de grande plasticité) d'après la classification unifiée ASTM. (Voir Annexe A.5).

- **Teneur en carbonate** : la valeur n'a pas été indiquée.

- **Essai Cisaillement direct UU** : réalisé sur un échantillon compacté à l'optimum Proctor (teneur en eau optimale est de 21,1% et le poids volumique sec maximal est de $1,6\text{g/cm}^3$) ; a donné un angle de frottement interne ϕ_u de $16,65^\circ$ et une cohésion C_u de $0,31\text{ Kg/cm}^2$. les données sont présentées dans les annexes A.13 et 14.

- Perméabilité

Le coefficient de perméabilité K , a été calculé à partir de l'équation II.1, en fonction du coefficient de consolidation C_v . Les résultats sont regroupés dans le tableau II.5 les courbes Consolidation sont présentées dans les annexes A.10 et A.11

$$K = \frac{a_v \times \gamma_w}{(1 + e_0)} \times C_v \dots\dots\dots(II.1)$$

Avec :

- K : Coefficient de perméabilité,
- γ_w : Poids spécifique de l'eau,
- a_v : Coefficient de compressibilité,
- e_0 : Indice des vides initial,



C_v : Coefficient de consolidation.

Tableau II.5 : Coefficient de perméabilité pour les différentes zones

Echantillon	K (cm/sec)
Rive droite F01	$2,06 \times 10^{-8}$
Rive gauche F02	$1,75 \times 10^{-8}$
Lit d'oued F03	$1,75 \times 10^{-8}$
Zone d'emprunt F04	$3,00 \times 10^{-8}$

Source: C.T.H (ORAN)

- Capacité portante

La capacité portante a été évaluée à partir des résultats des essais de cisaillement direct UU selon la formule suivant :

$$Q_{adm} = \gamma D + \frac{0,5 \gamma B N_{\gamma} + \gamma D (N_q - 1) + C N_c}{F_s} \dots \dots \dots (II.2)$$

Avec :

Q_{adm} : Capacité portante admissible,

γ : Poids volumique apparent,

φ : Angle de frottement,

C : Cohésion,

B : Largeur de la semelle,

D : Profondeur d'encastrement,

F_s : Coefficient de sécurité,

$\left. \begin{matrix} N_{\gamma} \\ N_q \\ N_c \end{matrix} \right\}$: Coefficients de capacité portante.

$$Q_{adm} = 1,25 \text{ Kg/cm}^2.$$



II.9 Conclusion et recommandations

Sur le site objet de cette étude, il est prévu la réalisation d'une retenue collinaire. L'étude géologique et géotechnique nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- Les matériaux rencontrés en général sont des argiles marneuses contenant des traces de sable de coloration jaunâtre à verdâtre aussi On notera la présence de la matière organique ;
- Cette argile est moyennement imperméable ($K > 10^{-8}$ cm/s) ;
La zone d'emprunt est localisée dans l'immédiat du site. Elle est constituée d'une Argile marneuse avec trace de sable de coloration jaunâtre à verdâtre, de moyenne plasticité, leurs perméabilité est de $K < 3,00 * 10^{-8}$ cm/s ;
- Les ouvrages annexes seront dimensionnés pour une capacité portante admissible de $1,20 \text{ Kg/cm}^2$;
- Pour garantir un bon ancrage de la digue, il est nécessaire d'exécuter une tranchée dans l'axe du barrage, assez large pour permettre l'accès aux engins. Sa profondeur sera en fonction de la hauteur de la digue en général (1/4H). Il est nécessaire de décaper les matériaux altérés en surface de la zone d'assise ;
- Lors des travaux de chantier, il est nécessaire de surveiller les variations de la teneur en eau. Trop sec, ces sols se plastifient mal pendant le compactage, trop humide l'eau occupe un volume non réductible, donc le compactage engendre des pressions interstitielles excessives nuisibles à la stabilité.



Chapitre III: Etude hydrologique

Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et à pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit, sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement, ou sur le plan de l'exploitation des systèmes.

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

III.1 Le bassin versant

III.1.1 Caractéristiques générales du bassin versant

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

Les différents paramètres du bassin versant (forme, altitude, pente, relief.....etc.) interviennent dans les différents écoulements.

III.1.2 Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant

Les caractéristiques physico-géographiques (surface du bassin versant, la forme du bassin, la pente et le réseau de drainage) du bassin versant ont été déterminées sur la base de la carte d'état major de BLIDA N^{os}.3-4 à l'échelle 1/25.000.

III.1.2.1 Caractéristiques géographiques du bassin versant

Géographiquement, le bassin versant de l'oued REZIROUANE est situé dans la commune de SOMAA. L'oued principal étant l'oued REZIROUANE. Il reçoit sur son parcours plusieurs affluents. L'écoulement principal se fait d'Ouest vers l'Est. D'après la carte d'état major de BLIDA N^{os}.3-4 à l'échelle 1/25.000; les coordonnées du site au système LAMBERT sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} X= 522,59 \text{ km.} \\ Y= 358,61 \text{ km.} \end{array} \right.$$

Le bassin versant est montré sur le plan de situation (Figure III.1)

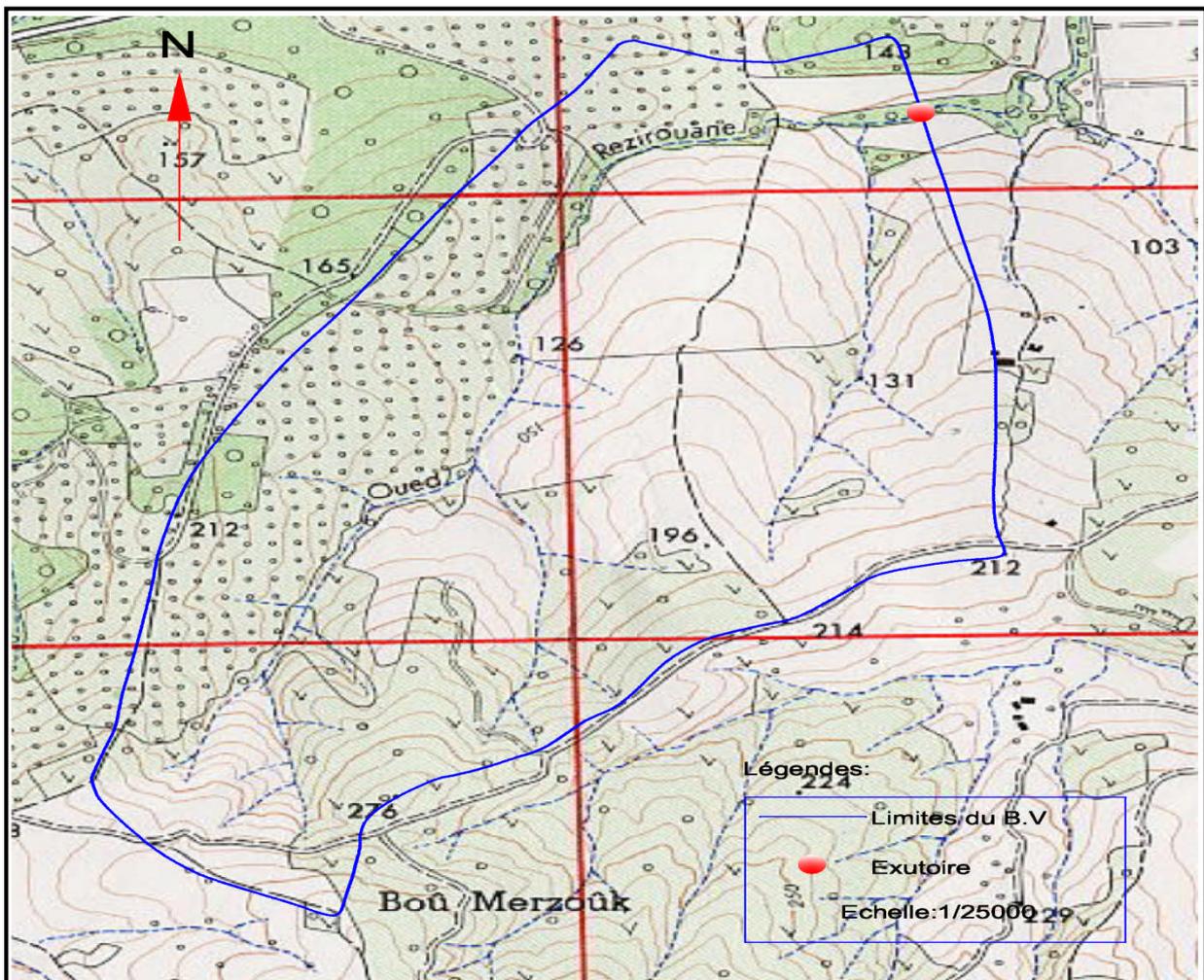


Figure III.1 : Bassin versant de la retenue REZIROUANE.



III.1.2.2 Caractéristiques physiques du bassin versant

a. Les caractéristiques géométriques

- Par planimétrie sur la carte d'état major de BLIDA N^{os}.3-4 à l'échelle 1/25.000, la surface du bassin est:

$$S = 1,62 \text{ km}^2.$$

- La longueur du thalweg principal est mesurée par curvimètre à partir du profil de l'oued, soit :

$$L = 2,20 \text{ km.}$$

- Par curvimètre on mesure le périmètre P du bassin versant ; est :

$$P = 5,52 \text{ km.}$$

b. Caractéristiques hydro-morphologiques

b.1. Indice de forme

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants. Ce phénomène est lié à la notion de temps de concentration.

En revanche, les bassins en forme d'éventail, présentant un temps de concentration plus court, auront les plus forts débits de pointe.

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux. Citons à titre d'exemple l'indice de compacité de Gravelius (1914) K_C , défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface : comme le montre les équations III.1 et III.2.

$$K_C = \frac{P}{P_C} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_C = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots (III.1)$$

$$K_C = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III.2)$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

K_C : indice de Gravelius



Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface. Il est proche de 1 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée.

dans notre cas : $K_C = 1,22$.

donc on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

b.2. Coefficient d'allongement

Il est donné par la formule suivante :

$$K_P = \frac{P^2}{S} \dots\dots\dots(III.3)$$

Soit : $K_p = 18,8$

b.3. Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions L et l ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de points de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits cotés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2 * (L + l) \quad \text{Et} \quad S = L * l \quad \dots\dots\dots(III.4)$$

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

On a aussi :

$$K_C = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(III.5)$$

De III.4 et III.5 on obtient une Equation de 2^{ème} degré qui admet deux solutions $L_r ; l_r$:

$$L_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_C} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.6)$$

$$l_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_C} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.7)$$

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

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km).

Dans notre cas, On obtient : $L_r = 1,95 \text{ km}$ et $l_r = 0,85 \text{ km}$

c. Caractéristiques hydrographiques

La région se présente généralement comme une région au relief ondulé et aux pentes relativement faibles sur le versant Ouest et assez pentu sur le versant Est.

La plus grande partie du bassin versant de l'oued REZIROUANE se situe entre 95 et 315 m. La région est drainée par un réseau hydrographique dense, constitué par une multitude de petits oueds qui se développent continuellement en raison de la nature meuble des terrains qu'ils traversent. Cette situation met en évidence le phénomène prononcé de l'érosion et la stérilité du sol.

Par ailleurs, le plan de la figure III.2 donne les limites du bassin versant et le réseau hydrographique correspondant.

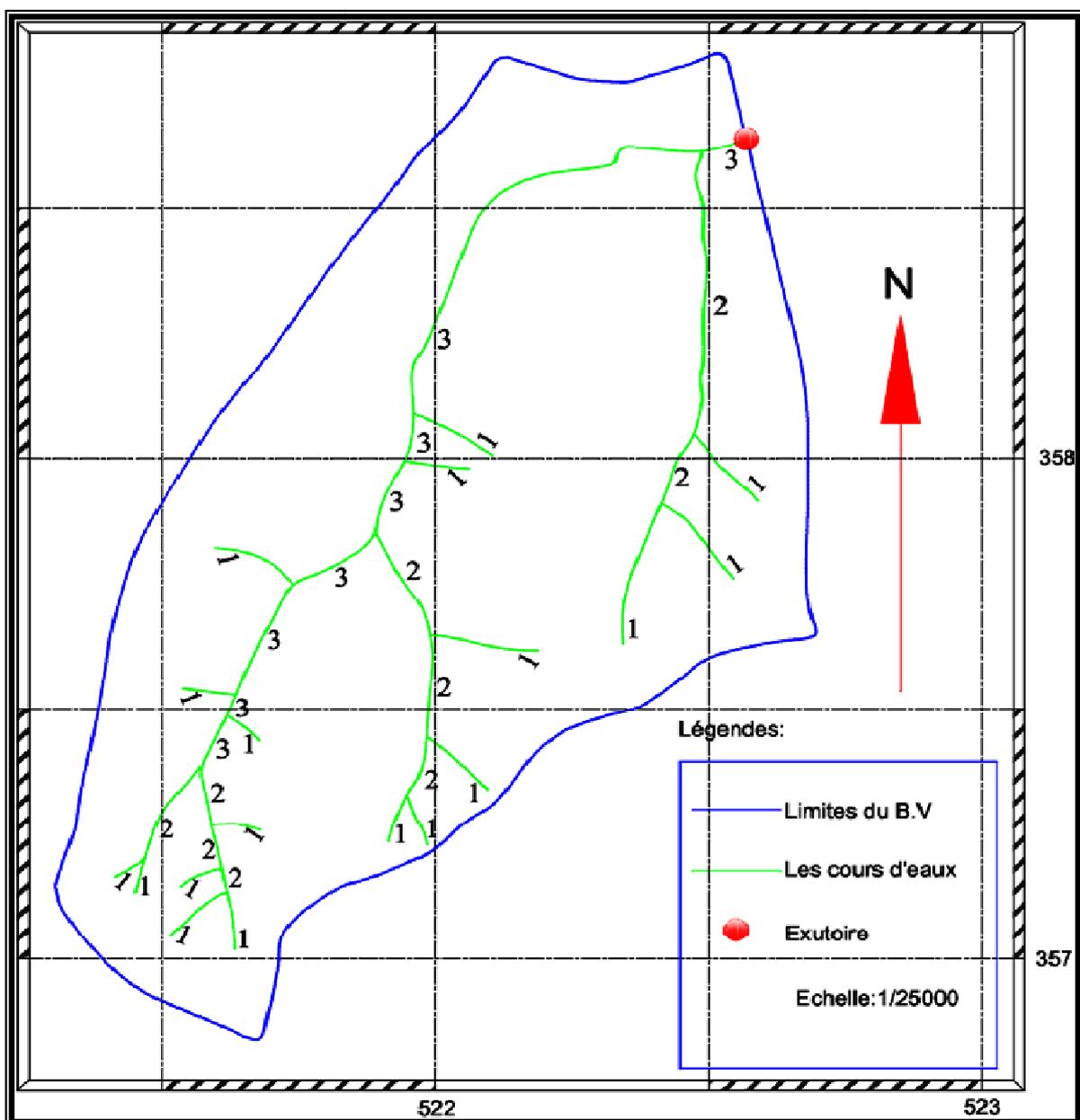


Figure III.2 : Réseau hydrographique du bassin versant.



d. Le relief

Le relief est un facteur essentiel, il est caractérisé par :

- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne.
- L'indice de pente globale I_g .
- L'indice de pente roche I_p .
- L'indice de pente moyenne du bassin versant I_m .
- Densité de drainage D_d .

d.1. Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude et surfaces partielles. Cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. 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.

Les mesures effectuées sur la carte topographique (Figure III.3) à l'échelle 1/25000^e sont résumées dans le Tableau III.1

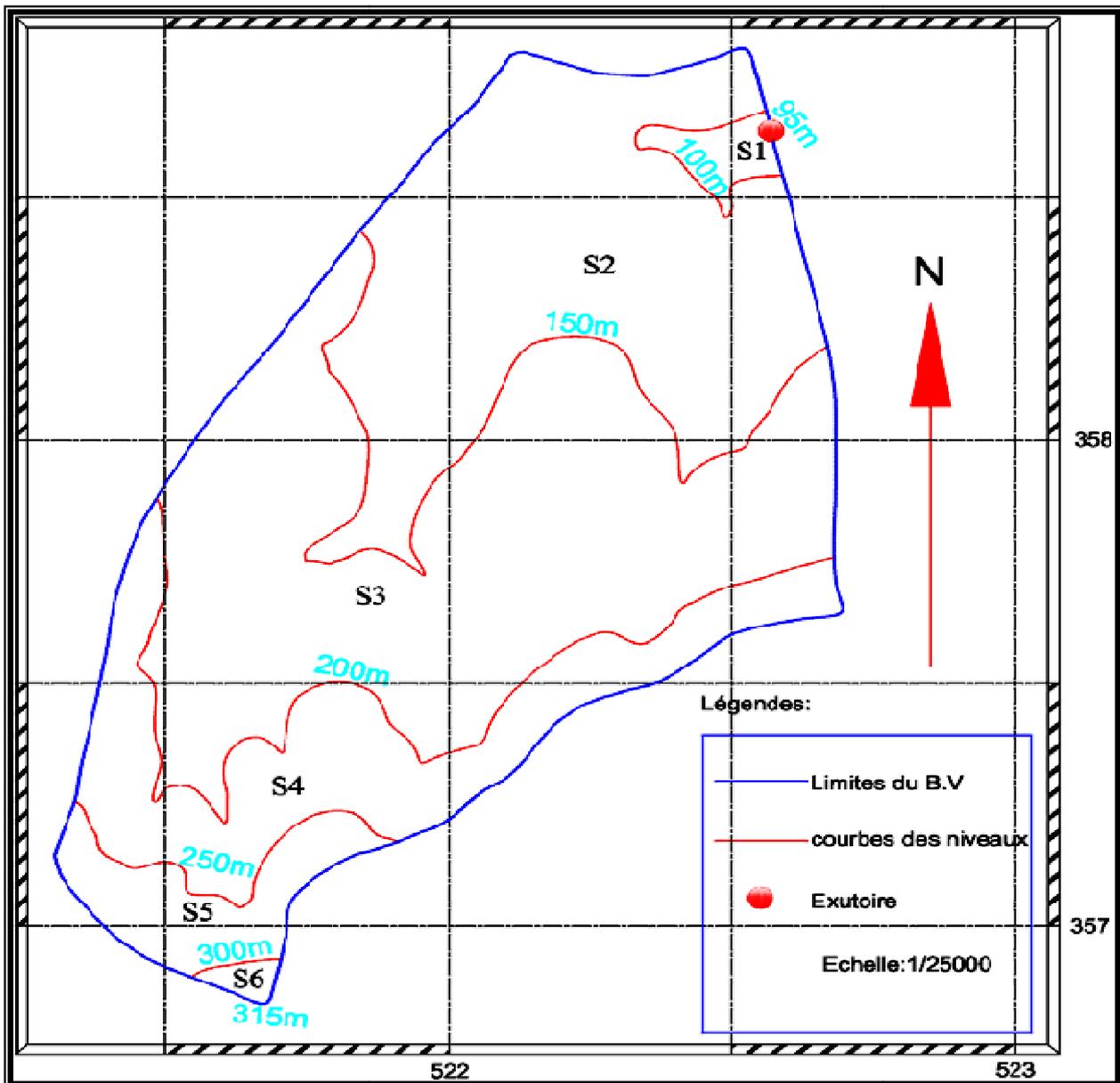


Figure III.3 : Topographie du bassin versant.

Tableau III.1 : Calcul des surfaces cumulées.

Altitude (H)	Altitude moyenne	Surfaces partielles(S)	Surfaces partielles(S)	Surfaces cumulées	Surfaces cumulées
(m)	(m)	(km ²)	(%)	(km ²)	(%)
315-300	307,5	0,015	0,95	0,015	0,95
300-250	275	0,096	5,94	0,112	6,90
250-200	225	0,273	16,86	0,385	23,76
200-150	175	0,681	42,01	1,066	65,77
150-100	125	0,517	31,92	1,583	97,69
100-95	97,5	0,037	2,31	1,620	100,00
		$\Sigma=1,62$			

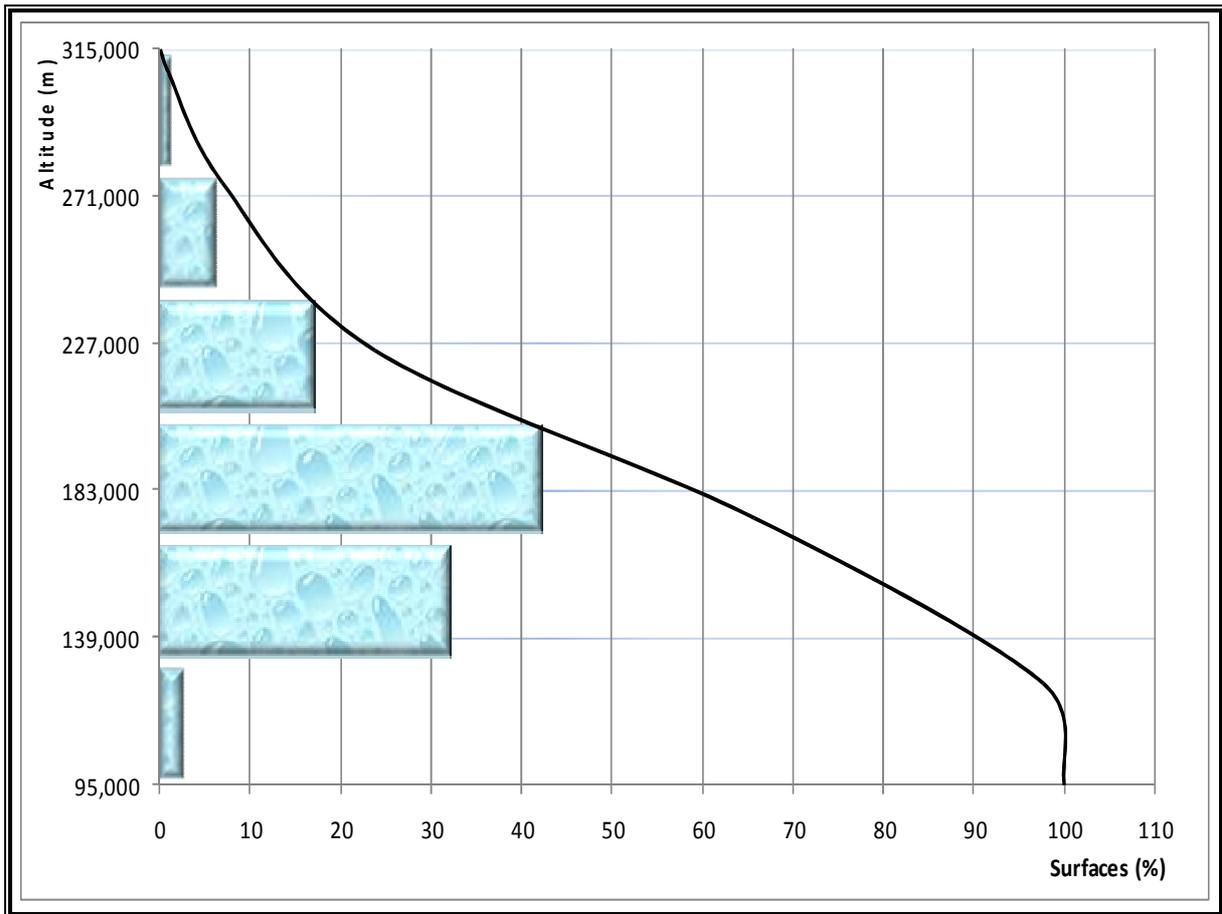


Figure III.4 : Courbe hypsométrique.

d.2. Altitude moyenne du bassin versant

Celle-ci est donnée par deux procédés :

▪ **L'altitude moyenne**

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (III.8)$$

Avec :

- H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m] ;
- S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²] ;
- H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;
- S : superficie totale du bassin versant [km²].



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

Tableau III.2 : Détermination de l'altitude moyenne.

Altitude (H)	Hi	Si	Si.Hi
(m)	(m)	(km ²)	(km ² .m)
315-300	307,5	0,015	11,3775
300-250	275	0,096	141,075
250-200	225	0,273	153,225
200-150	175	0,681	48,125
150-100	125	0,517	12,25
100-95	97,5	0,037	1,56
		$\sum 1,62$	$\sum 280,08$

Donc :

$$H_{\text{moy}} = \frac{280,08}{1,62} = 172,89 \text{ m NGA.}$$

▪ **L'altitude médiane**

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière, d'après la courbe hypsométrique on a :

$$H_{\text{méd}} = 194,15 \text{ m NGA.}$$

Tableau III.3 : Détermination des altitudes.

Altitude	Valeur (m)
H _{moyenne}	172,89
H _{médiane}	194,15
H _{95%}	131,17
H _{5%}	283,5
H _{max}	315
H _{min}	95

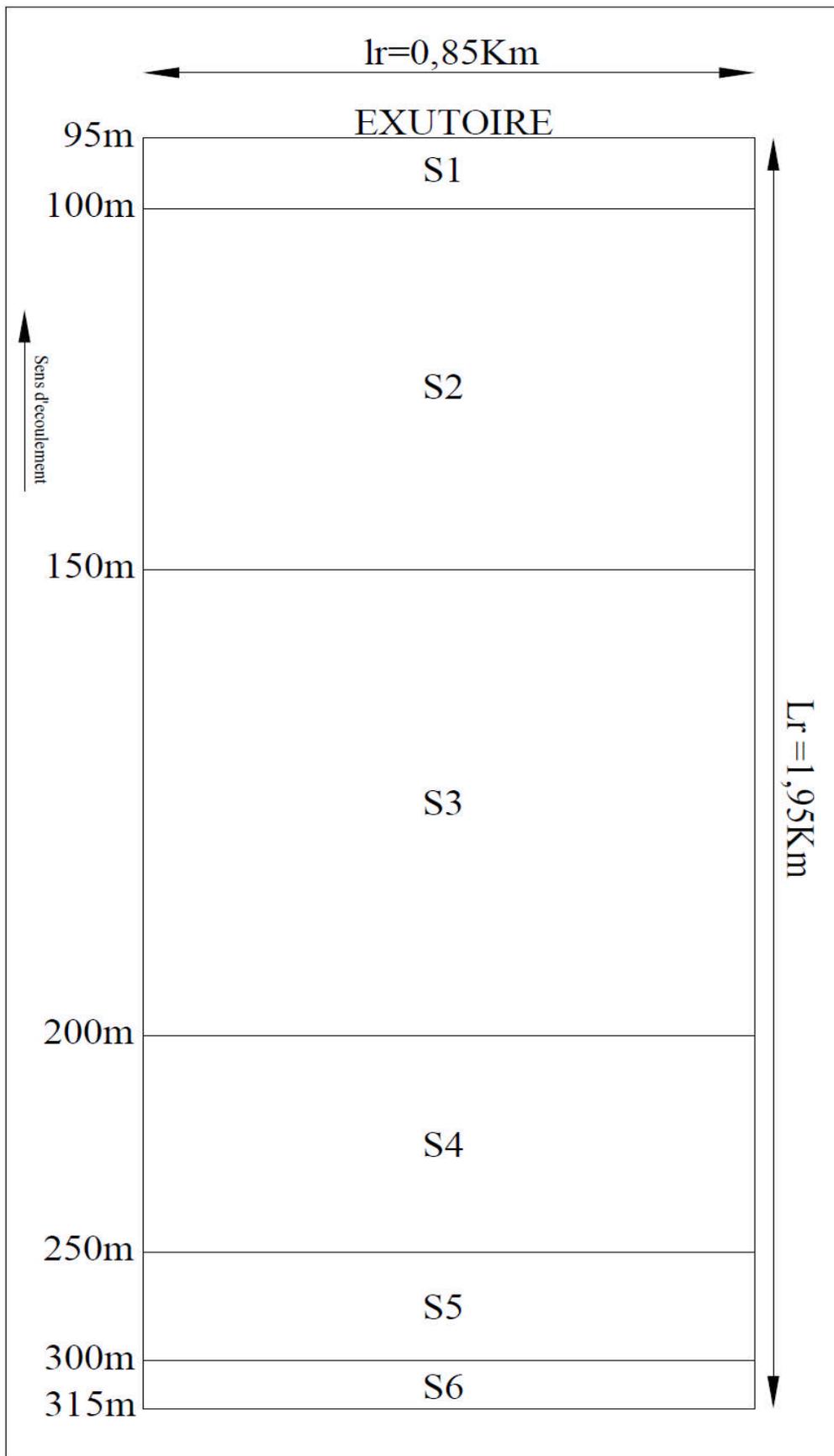


Figure III.5 : Réctangle équivalent



d.3. Les indices

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et de permettre des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin. Les indice de pente peuvent être calculés comme suit :

▪ **Indice de pente de Roche I_p**

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i est H_{i-1} . I_p est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots(III.9)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

S_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}

Tableau III.4 : détermination de la pente M.Roche I_p .

$H_i - H_{i-1}$	$D_i=H_i-H_{i-1}$	S_i (Km2)	S_i (%)	$\sqrt{S_i * D_i}$
315-300	15	0,015	0,95	3,77
300-250	50	0,096	5,94	17,23
250-200	50	0,273	16,86	29,03
200-150	50	0,681	42,01	45,83
150-100	50	0,517	31,92	39,95
100-95	05	0,037	2,31	3,40
Somme		1,62	100,00	139,22

AN : $I_p = 3,15$

▪ **Indice de pente globale I_g : (P. Dubreuil, 1974)**

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots(III.10)$$

Ou D = Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$



On prend :

$D = H_{5\%} - H_{95\%}$ pour notre bassin versant, on a donc

$$D = 283,5 - 131,17 = 152,33 \text{ m}$$

avec :

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

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

Soit : $I_g = 78,12\text{m/km} \Rightarrow I_g = 7,81 \%$

▪ **Indice de pente moyenne de l'oued I_0**

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

$$I_0 = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots (III.11)$$

$$\Rightarrow I_0 = 11,28\%.$$

L'indice de pente moyenne est très fort, donc on assistera à un écoulement rapide.

▪ **Indice de pente moyenne du cours d'eau principal I_c**

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et longueur comprise entre 2 points suffisamment éloignés sur le cours d'eau principal. Il est donné par la formule

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (III.12)$$

$$\Rightarrow I_c = 5,2\%.$$

ΔH : Dénivelée entre 2 points suffisamment distants (m).

L : Distance entre ces 2 points (Km).

▪ **Indice de pente moyenne du bassin versant I_m**

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots\dots + 0,5l_n)}{S} \dots\dots\dots (III.13)$$

Avec :

ΔH : Dénivelée (m).

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

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

AN : $I_m = 195,23\text{m/km} \Rightarrow I_m = 1,95\%.$



e. Caractéristiques physiographiques

e.1. Densité de drainage D_d

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « L_i » du bassin versant et la surface « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en Km/Km^2 comme suit :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots(III.14)$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau qui est égale à 6,13 Km.

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

Soit : $D_d = 3,78 \text{ km/km}^2$

e.2. Densité du thalweg élémentaire

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots(III.15)$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1 = 18$.

S : Superficie du bassin versant.

Soit : $F_1 = 11,11 \text{ thalweg/km}^2$

e.3. Coefficient de torrentialité

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots(III.16)$$

AN: $C_t = 42 \text{ Km}^{-3}$

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que le chevelu hydrographique est dense, ce qui traduit que notre bassin est bien drainé.

e.4. Temps de concentration du bassin versant T_c

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire .Il existe plusieurs formules .Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être notamment calculé par l'ancienne formule de **GIANDOTTI** (1937) soit :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_{cp}}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots(III.17)$$



Avec :

S : surface du bassin versant (Km^2) ;

L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (Km) ;

$L_{cp} = 2,2 \text{ Km}$.

T_c : temps de concentrations exprimé en heure

H_{moy} : altitude moyenne (m) ;

H_{min} : altitude minimale (m) ;

Soit : **$T_c = 1,19 \text{ heures}$.**

e.5. Vitesse de ruissellement

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain, et dans le micro-réseau hydrographique des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (III.18)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

Soit : **$V_r = 1,85 \text{ Km/h}$.**

**Tableau III.5** : Caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant.

Désignation		Symbole	Unités	Valeurs
Superficie		S	km ²	1,62
Périmètre		P	km	5,52
Longueur du thalweg principal		L	km	2,2
Indice de compacité		K _C		1,22
Coefficient d'allongement		K _P		18,8
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	km	1,95
	Largeur	l _r	Km	0,85
Altitudes	Maximale	H _{max}	m	315
	Moyenne	H _{moy}	m	172,89
	Médiane	H _{med}	m	194,15
	Minimale	H _{min}	m	95
Indice de pente de Roche		I _P	m/Km	3,15
Indice de pente globale		I _g	m/Km	78,12
Indice de pente moyenne		I _m	m/Km	195,23
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	3,78
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	42
Temps de concentration		T _c	h	1,19
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	1,85



III.1.3 Caractéristiques climatiques du bassin versant

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont la précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration.

III.1.3.1 Température

Par sa situation géographique, la région délimitant l'oued REZIROUANE jouit d'un climat méditerranéen à nuance continentale. Le caractère essentiel de ce climat réside en l'alternance d'une saison sèche et chaude en été et d'un hiver pluvieux et humide. Les différents types de la température pour une période d'observation allant de 1993 à 2005 sont représentés dans le tableau III.6.

Tableau III.6 : Différents types de températures (1993-2005).

Mois	Températures minimales (°c)	Températures maximales (°c)	Températures moyennes (°c)
Septembre	17,44	35,75	25,47
Octobre	13,72	33,28	22,17
Novembre	7,34	26,19	16,30
Décembre	5,16	22,00	13,35
Janvier	4,41	21,00	12,21
Février	5,03	22,88	12,98
Mars	5,22	27,00	15,05
Avril	8,06	28,91	17,35
Mai	12,63	35,41	21,44
Juin	15,97	37,72	25,28
Juillet	20,34	38,56	29,08
Août	22,47	38,97	29,53
Annuel	11,48	30,64	20,02

Source: ANRH

La répartition mensuelle de température est présentée dans la figure III.6 Comme le montre le tableau III.6, la température moyenne annuelle pour notre région d'étude est de 20,02c°. Le mois le plus chaud est Août, par contre le mois le plus froid est Janvier.

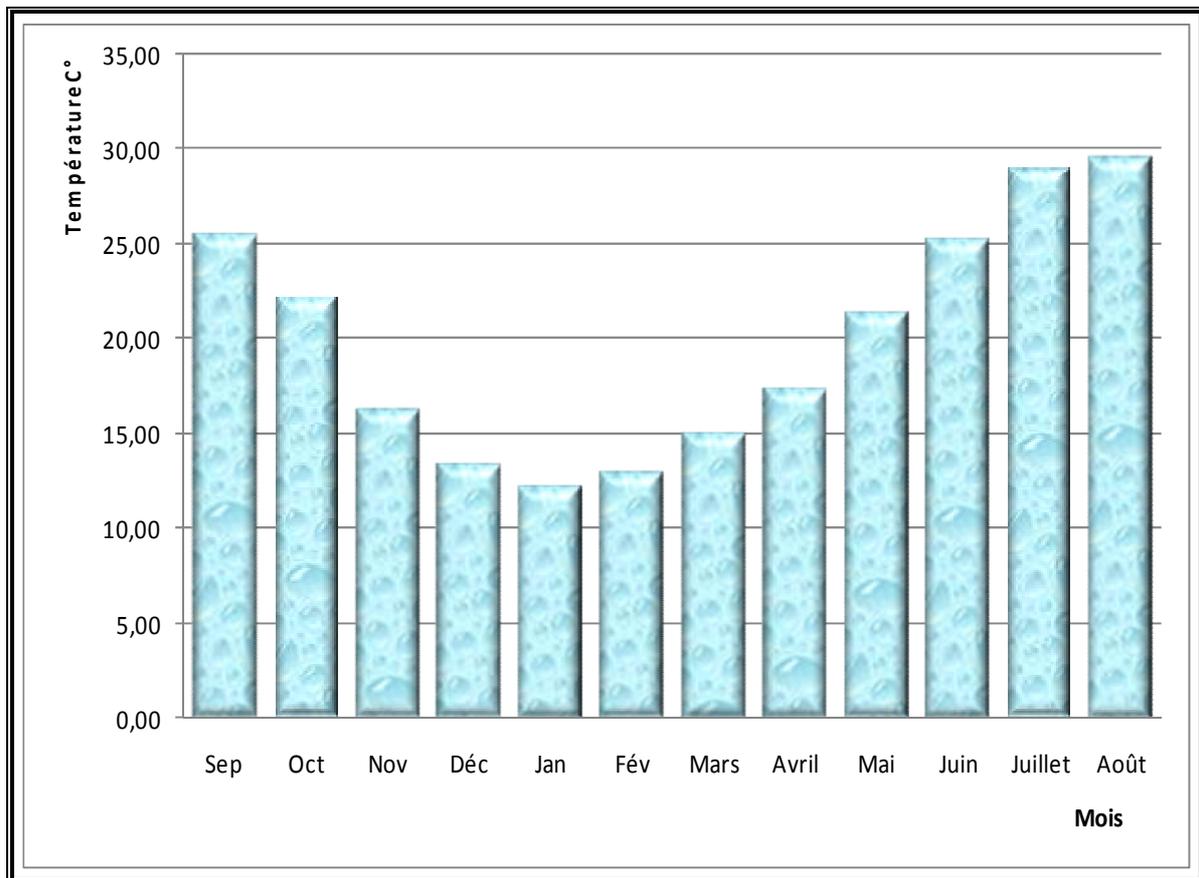


Figure III.6 : Répartition mensuelle de la température.

III.1.3.2 Répartition mensuelle du vent

D'après le tableau III.7, la vitesse moyenne de vent est de 3,47km/h. Elle présente un maximum en Août (3,84km/h) et un minimum en Mai (3,19km/h).

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	Août
V (km/h)	3,30	3,41	3,56	3,53	3,29	3,35	3,76	3,55	3,19	3,57	3,24	3,84

Tableau III.7 : Répartition mensuelle du vent.

Source: ANRH

III.1.3.3 L'évaporation

L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc de **118mm**, comme on le remarque dans le tableau. Elle est minimale durant les mois d'hiver (**Décembre et Février**), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (**Juillet et Août**).

Tableau III.8 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	Août
Evaporation (mm)	111,31	101,38	85,22	63,62	70,78	67,19	88,44	112,55	152,21	179,97	189,59	192,19
Evaporation (%)	7,87	7,17	6,02	4,50	5,00	4,75	6,25	7,96	10,76	12,72	13,40	13,59

Source: ANRH

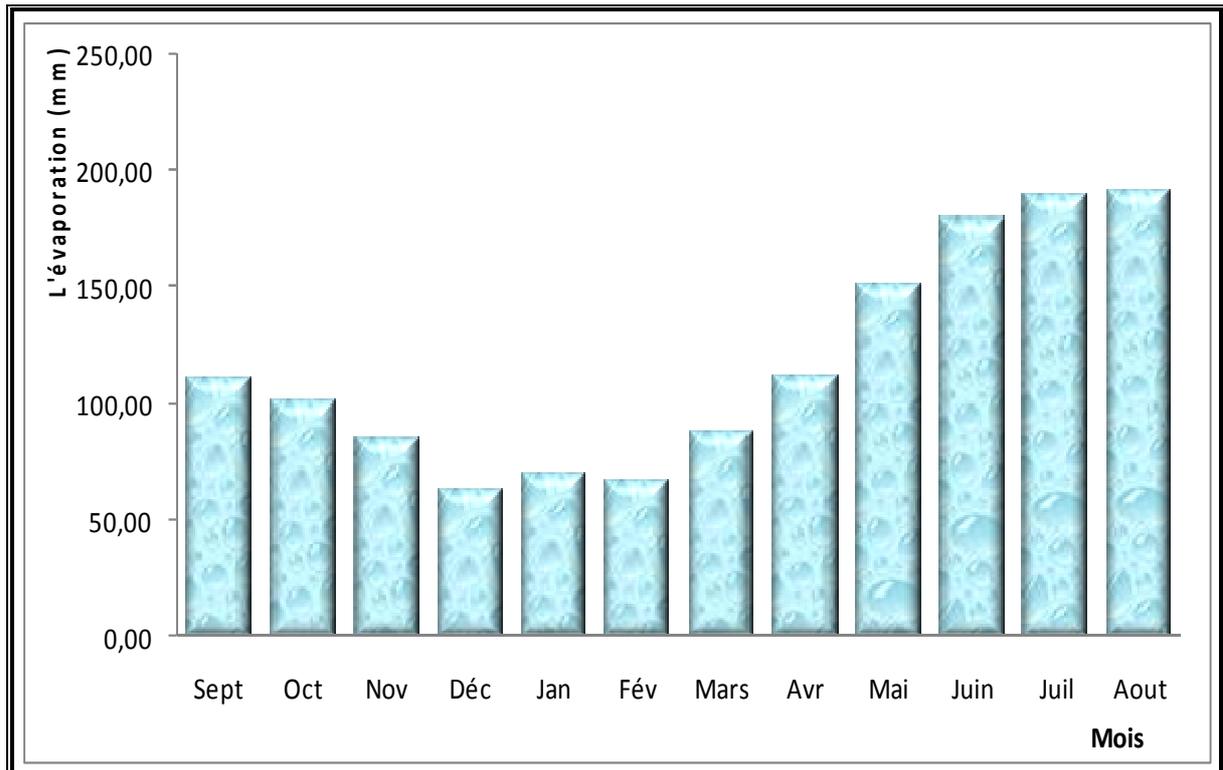


Figure III.7 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

III.1.3.4 La pluviométrie

Données disponibles

Aucune donnée d'observation directe n'est disponible au niveau du bassin versant de l'oued REZIROUANE. De cela on est mené à considérer les stations pluviométriques voisines ayant les similitudes et pourvues d'un nombre satisfaisant d'années d'observation.

Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau III.9.

**Tableau III.9** : Station pluviométrique.

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
Soumâa	021234	A.N.R.H	517,45	355,9	177	1972-2008	37ans

La station pluviométrique la plus proche a mon site est la station de SOUMAA (Code 021234) qui est la plus représentative, tant pour sa période d'observation que pour sa proximité de notre zone d'étude. la série pluviométrique représenté dans annexe A.

III.2 Répartition de la pluie moyenne dans l'année

La station de Soumâa possède une altitude très voisine à l'altitude moyenne du bassin versant et la pluie moyenne annuelle de la station (657,32 mm) est très proche de celle donnée par la carte des isohyètes de l'Algérie (670mm), d'où le choix de cette série comme une série de base pour les calculs.

Le tableau III.10 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année.

Tableau III.10 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle. (Voir Annexe B.1).

Mois	P (mm)	P (%)
Septembre	30,96	4,71
Octobre	59,30	9,02
Novembre	81,36	12,38
Décembre	97,64	14,85
janvier	89,12	13,56
février	85,35	12,98
Mars	77,70	11,82
Avril	69,46	10,57
Mai	51,99	7,91
Juin	7,13	1,08
Juillet	3,44	0,53
Août	3,86	0,59
<i>Total</i>	657,32	100

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée en figure III.8. Nous remarquerons que les lames précipitées durant les mois de **Novembre** à **Avril** sont à peu près de même ordre de grandeur et représente environs **80 %** du total pluviométrique annuel. Néanmoins, on note une pointe en **Décembre**.

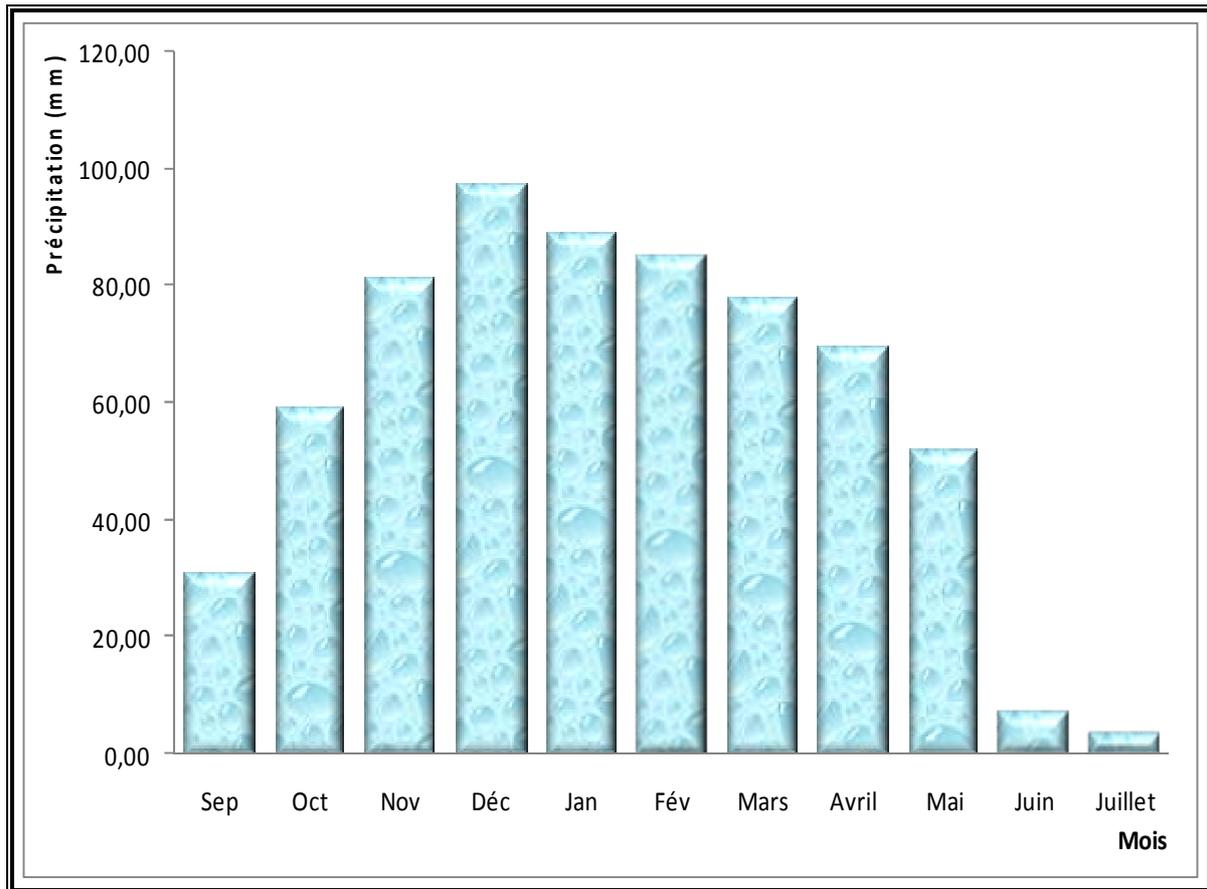


Figure III.8 : Répartition mensuelle de la précipitation.

III.3 Les précipitations maximales journalières

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour. (Voir Annexe B.2).

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes ;

- Classer la série des précipitations par ordre croissant ;
- Calcul de la fréquence expérimentale ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- Ajuster graphiquement la loi choisie ;
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau III.11.

**Tableau III.11** : Caractéristiques de la série avec n=37ans.

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{n=37} X_i$	2201,6 mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=37} X_i}{n}$	59,5 mm
L'écart type « σ_x » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n=37} (X_i - 59,5)^2}{n}} \right]$	18,3 mm
Coefficient de variation « C_v » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,308
L'exposant climatique :	$b=0,42$	

Remarque

L'exposant climatique pour notre région ($b=0,42$) est donné par l'ARNH de BLIDA.

III.3.1 Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, être menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée (B.Touabia, 2001).

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

- 1)-la loi de GUMBEL.
- 2)-la loi de GALTON (log-normal2).



IV.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(III.19)$$

Tel que : $y = a(x - x_0)$

Avec :

$1/a$: la pente de la droite de GUMEL

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : ordonnée à l'origine en (mm)

On peut écrire : $y = -\ln(-\ln(F(x)))$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.

- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0,5}{n} \dots\dots\dots(III.20)$$

m : rang de précipitation.

n : nombre d'observations(37).

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

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

- calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x_0 »

- représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.

a. Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/a)y + x_0 \dots\dots\dots(III.21)$$

Avec :

$(1/a)$: la pente de la droite de GUMBEL

$$\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) * \sigma_x = (0,78) * (18,3) = 14,29\text{mm}$$

et x_0 représente l'ordonnée à l'origine



$$x_0 = \bar{x} - \frac{1}{a} \bar{y} \dots \dots \dots (IV.22)$$

\bar{y} : Moyenne de la variable réduite de GUMBEL

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{n=37} y_i}{n} = 0,576 \text{ m m}$$

$$x_0 = 59,5 - (14,29) \cdot (0,576) = 51,25$$

Donc la droite de GUMBEL devient :

$$x = 14,29 y + 51,25$$

$$P_{\max, j, p\%} = 14,29 y + 51,25$$

Les résultats des ajustements, par la loi de « GUMBEL » des pluies maximales journalières ont été obtenu par le logiciel **Hyfran** pour les différentes périodes de retour (tableau III.12).

Le tracé des droites est représenté sur papier GUMBEL comme le monter la figure III.9.

- Gumbel (Méthode des Maximum de vraisemblance).

Nombre d'observations: 37.

Paramètres

$U = 51,25$;

$\text{Alpha} = 14,29$.

Quantiles

$q = F(X)$. (Probabilité au non-dépassement).

$T = 1/(1-q)$. (Période de retour).

Tableau III.12 : Résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel.

Période de Retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart -type	Intervalle de Confiance
1000	0,999	150	17,4	116-184
500	0,998	140	15,7	109-171
200	0,995	127	13,5	100-153
100	0,99	117	11,8	93,8-140
50	0,98	107	10,2	87,1-127
20	0,95	93,7	7,95	78,1-109
10	0,9	83,4	6,29	71,1-95,8
5	0,8	72,7	4,66	63,6-81,8



Station Soumâa: code / (021234).

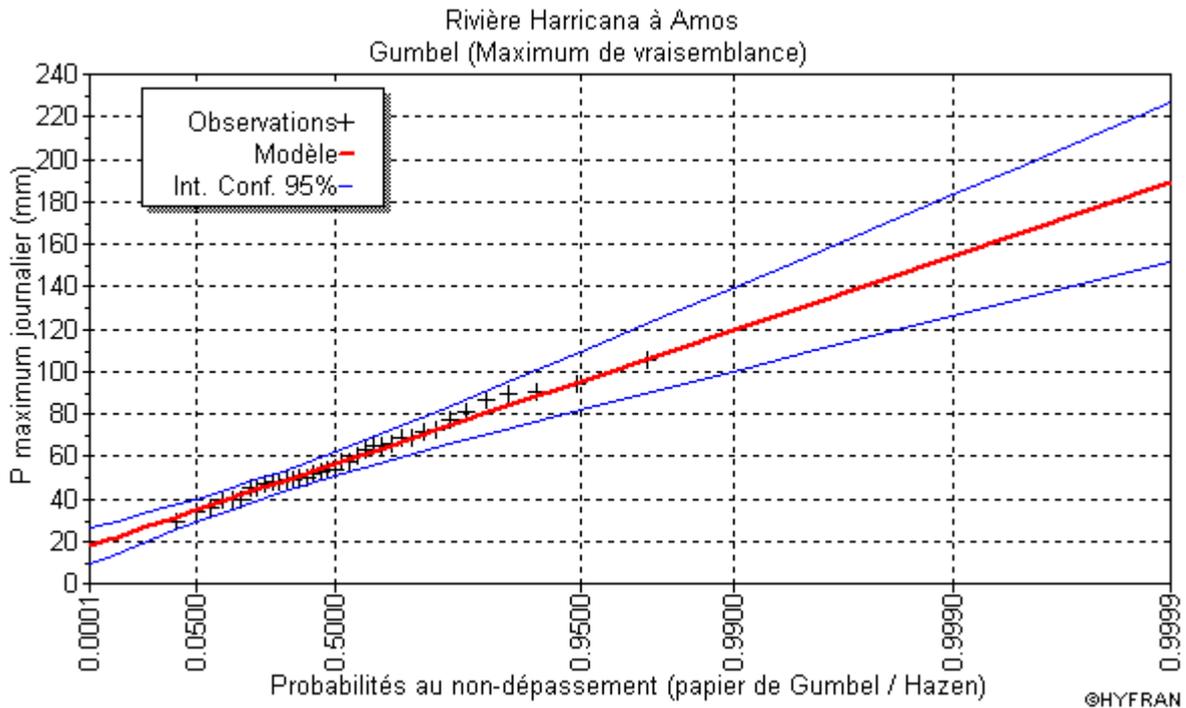


Figure III.9 : L’ajustement avec loi de Gumbel.

III.3.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale)

Le procédé d’ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale, comme le montre la figure (III– 10).

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s’exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(III.23)$$

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

L’équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Log}x(p\%) = \overline{\text{Log}x} + \sigma_{\text{log}x} u(p\%).$$

$$\overline{\text{Log}x} = \frac{\sum_{i=1}^{n=37} \text{Log}x_i}{n} \dots\dots\dots(III.24)$$



Les résultats des ajustements par la loi de « GALTON » des pluies maximales journalières a été fait par le logiciel **Hyfran** pour les différentes périodes de retour sont donnés dans le tableau III.13.

Le tracé des droites est représenté sur papier GALTON comme le montre la figure III.10.

- Log normale (Maximum de vraisemblance).

Nombre d'observations : 37

Paramètres

Mu = 4,04078;

Sigma = 0,305401.

Quantiles

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

$T = 1 / (1-q)$. (période de retour)

Tableau III.13 : Résultat de l'ajustement a la loi de Galton.

Période de Retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart -type	Intervalle de Confiance
1000	0,999	146	17,8	111-181
500	0,998	137	15,8	106-168
200	0,995	125	13,2	99,1-151
100	0,99	116	11,3	93,6-138
50	0,98	106	9,52	87,8-125
20	0,95	94	7,3	79,7-108
10	0,9	84,1	5,74	72,9-95,4
5	0,8	73,5	4,31	65,1-82

Station Soumâa : code / (021234).

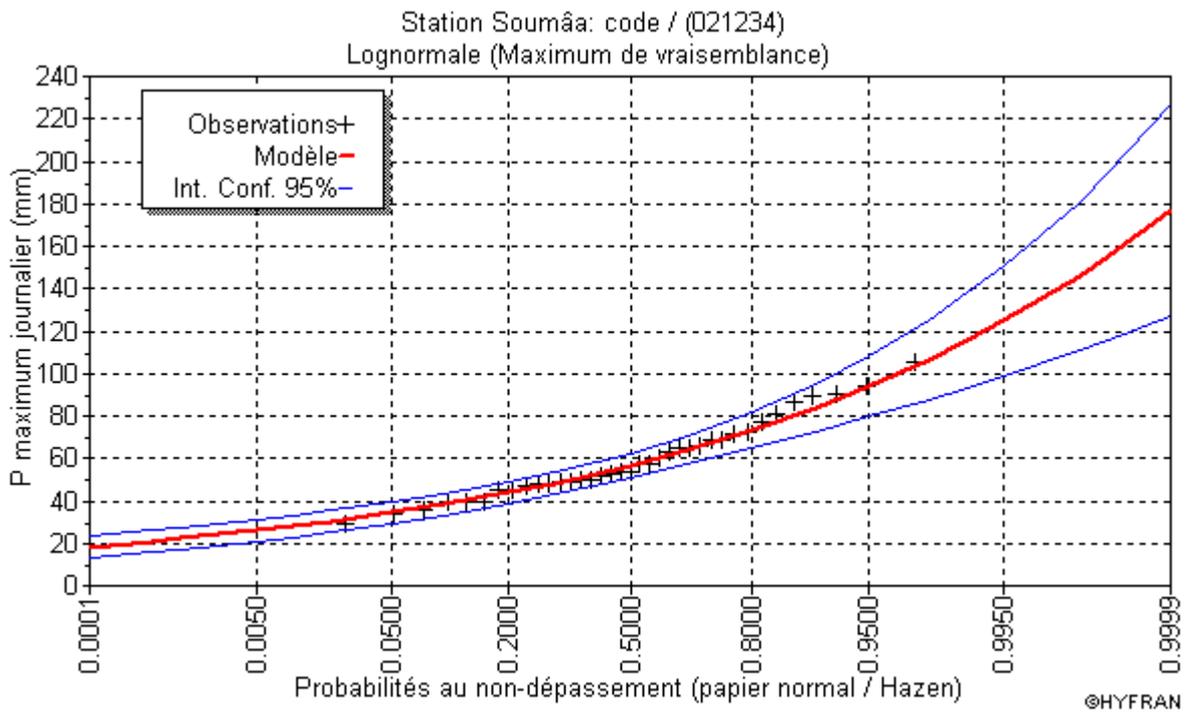


Figure III.10 : L'ajustement avec loi de Galton.

Avec une comparaison des deux graphiques des droites de régression obtenues par les deux ajustements obtiens la Figure III.11 :

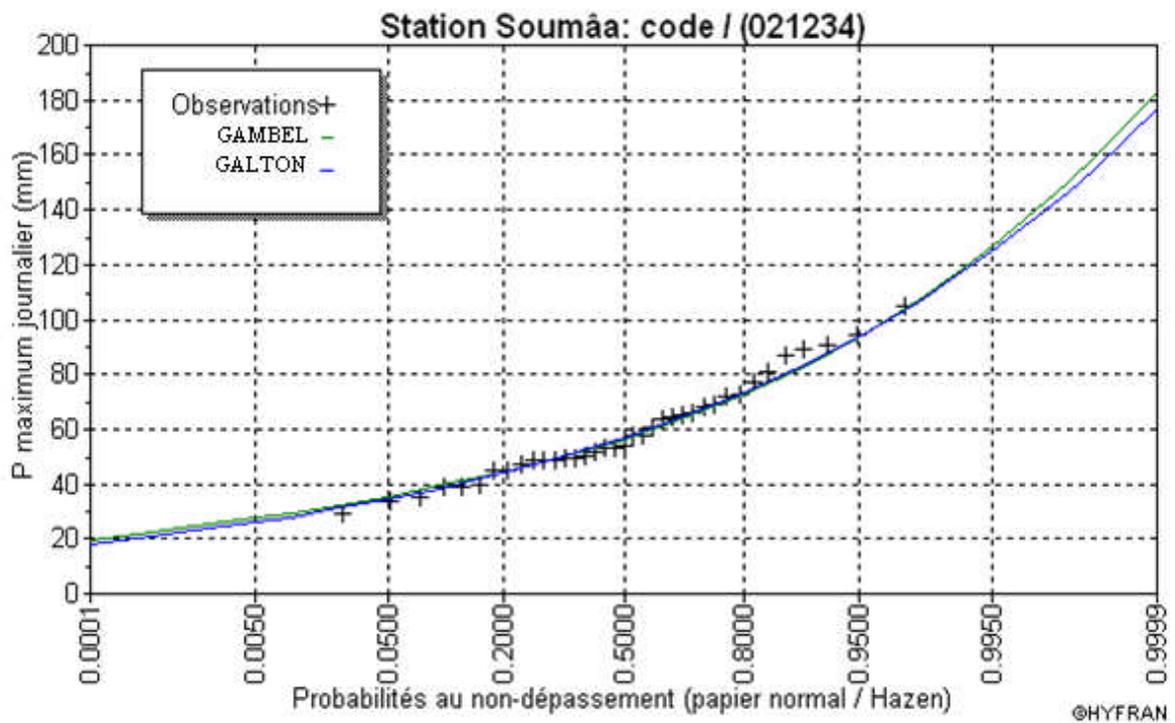


Figure III.11 La comparaison graphique entre les deux lois.



D'après la comparaison graphique des deux graphiques d'ajustement (Figure III.11), on a remarqué que la série s'ajuste mieux à la loi de Galton.

Tableau III.14 : Les pluies maximales journalières fréquentielle.

Période de Retour (ans)	100	50	20	10	5
Fréquence	0,99	0,98	0,95	0,9	0,8
$P_{\max,j,p\%}$ (mm)	116	106	94	84,1	73,5

III.3.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule de Montanari :

$$P_{tc,p\%} = P_{\max,j,p\%} (t/24)^b \dots\dots\dots (III.25)$$

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

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

t : Temps en heures.

b : Exposant climatique (donnée) $b = 0,42$.

L'intensité des pluies est donnée par la relation suivante :

$$I_0 = \frac{P_{tc,p\%}}{t} \text{ (mm/h)}.$$

Les résultats de calcul de $P_{tc,p\%}$ et I_0 (intensité) sont donnés dans le tableau III.14.

Les courbes des intensités pour les différentes fréquences et les Courbes des Pluies de courtes durées pour les différentes fréquences sont représentées par les Figure III.12 et Figure III.13.respectivement.

**Tableau III.15:** Pluies de courtes durées pour les différentes fréquences et leurs intensités.

Période de Retour (an)	100		50		20		10		5	
Fréquence	0,99		0,98		0,95		0,9		0,8	
Temps (h)	P _{Ct} (mm)	I ₀ (mm/h)								
1	30,53	30,53	27,90	27,90	24,74	24,74	22,14	22,14	19,35	19,35
1,19	32,85	27,60	30,02	25,22	26,62	22,37	23,81	20,01	20,81	17,49
2	40,85	20,43	37,33	18,66	33,10	16,55	29,62	14,81	25,88	12,94
3	48,44	16,15	44,26	14,75	39,25	13,08	35,12	11,71	30,69	10,23
4	54,66	13,66	49,94	12,49	44,29	11,07	39,63	9,91	34,63	8,66
6	64,80	10,80	59,22	9,87	52,51	8,75	46,98	7,83	41,06	6,84
8	73,13	9,14	66,82	8,35	59,26	7,41	53,02	6,63	46,33	5,79
10	80,31	8,03	73,39	7,34	65,08	6,51	58,22	5,82	50,89	5,09
12	86,70	7,23	79,23	6,60	70,26	5,85	62,86	5,24	54,94	4,58
14	92,50	6,61	84,53	6,04	74,96	5,35	67,06	4,79	58,61	4,19
16	97,84	6,11	89,40	5,59	79,28	4,96	70,93	4,43	61,99	3,87
18	102,80	5,71	93,94	5,22	83,30	4,63	74,53	4,14	65,13	3,62
20	107,45	5,37	98,19	4,91	87,07	4,35	77,90	3,90	68,08	3,40
22	111,84	5,08	102,20	4,65	90,63	4,12	81,08	3,69	70,86	3,22
24	116,00	5,50	106,00	4,42	94,00	3,92	84,10	3,50	73,50	3,06

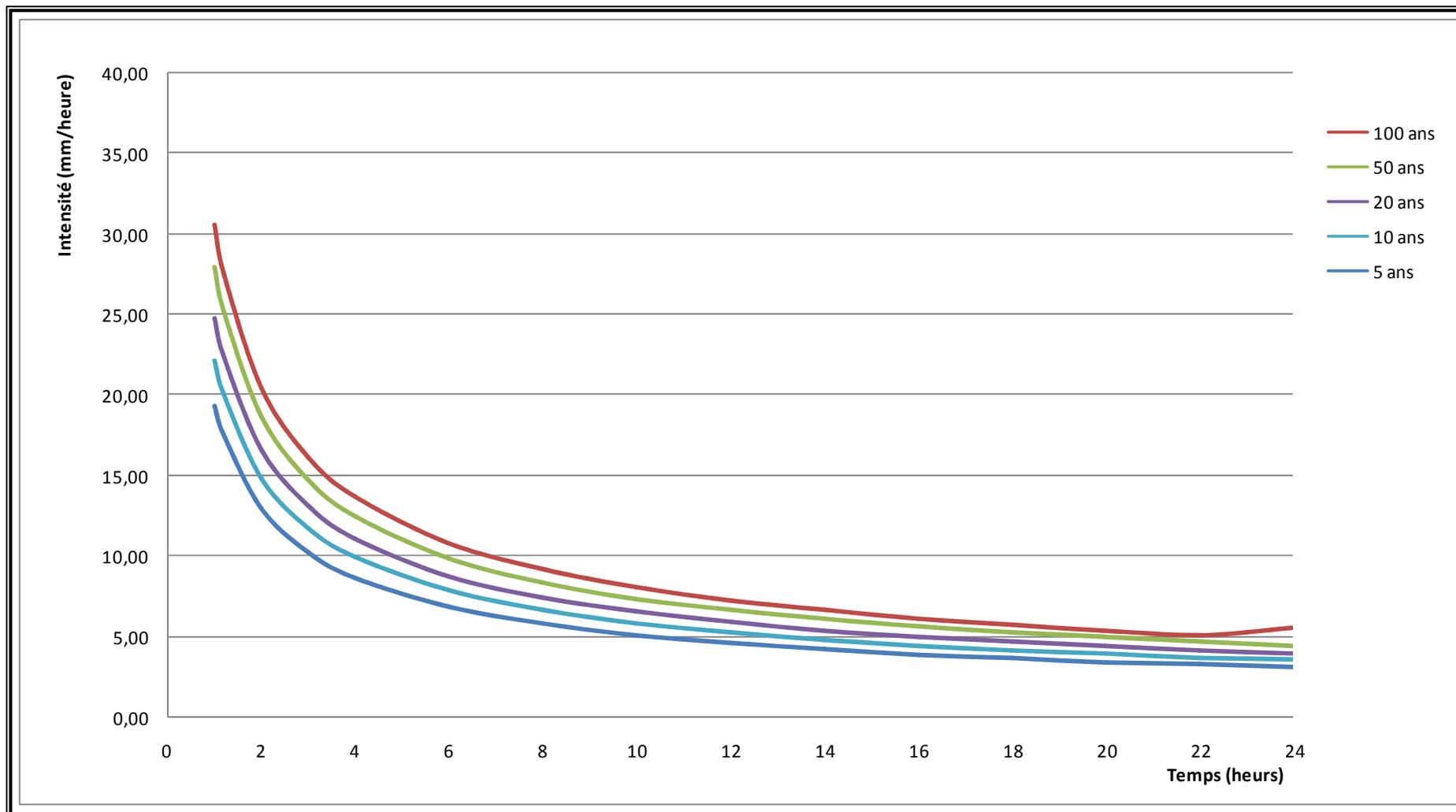


Figure III.12.Courbes intensités pour les différentes fréquences.

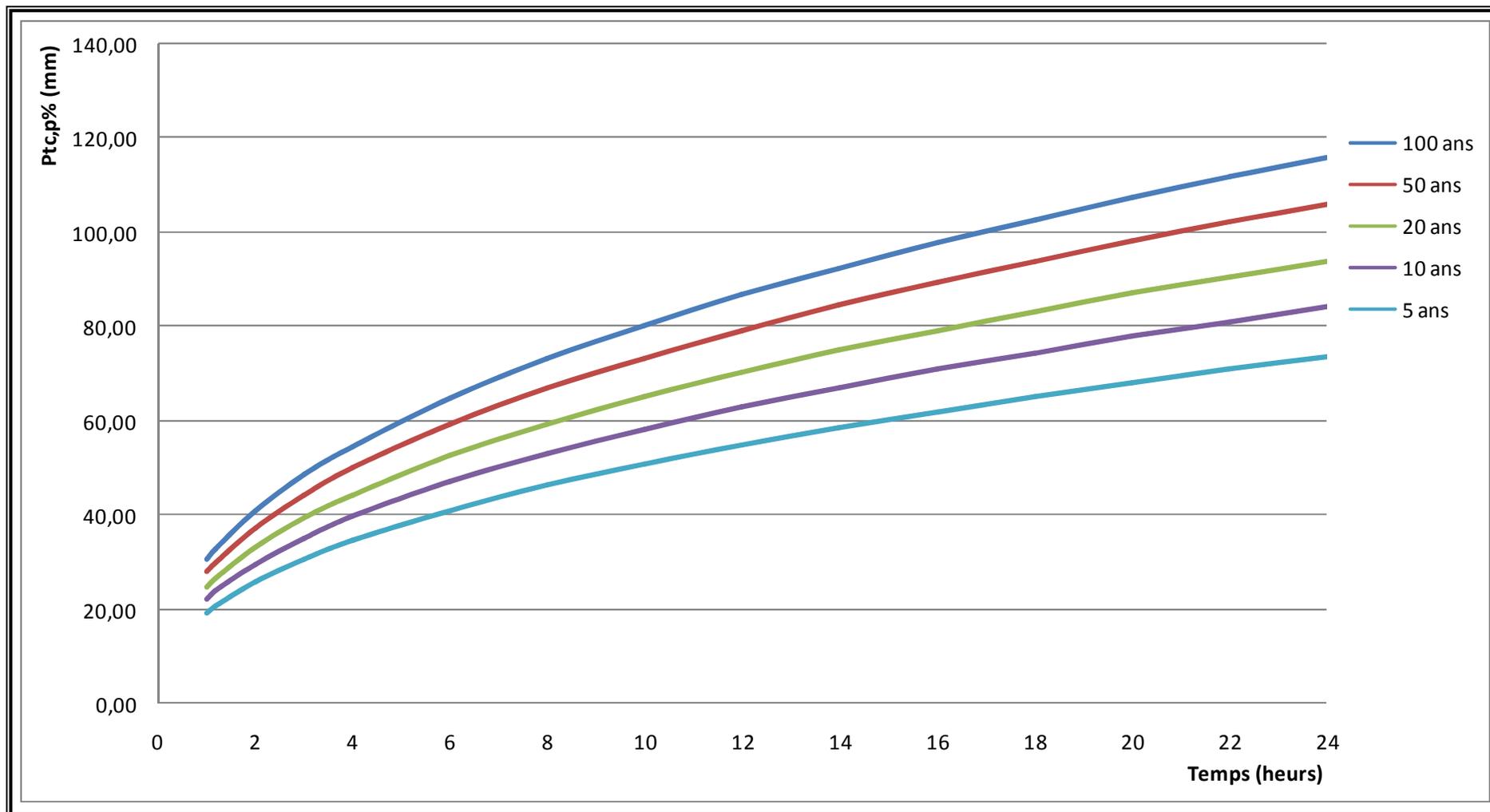


Figure III.13. Courbes Pluies de courtes durées pour les différentes fréquences.



III.3.5 Etudes des apports

III.3.5.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A_0)

Compte tenu de l'absence de station hydrométrique dans le bassin versant et dans la région d'étude, les apports liquides sont déterminés par le biais des formules empiriques valables pour le Nord de l'Algérie

a. Formule de l'A.N.R.H

On a :

$$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (III.26)$$

P : Pluie moyenne annuelle (m).

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

AN: $A_0 = 0,318 \text{ Hm}^3$

$$Le = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (III.27)$$

AN: $Le = 196,5 \text{ mm}$.

b. Formule de Derie II

On a :

$$A_0 = 0,513 \cdot P^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (III.28)$$

P : Pluie moyenne annuelle (mm).

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

D_d : Densité de drainage (Km/Km^2).

AN: $A_0 = 0,486 \text{ Hm}^3$

$$Le = \frac{A_0}{S} = 299,82 \text{ mm} \dots\dots\dots Le = 299,82 \text{ mm}$$

c. Formule de MEDINGEER

On a :

$$Le = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0,26)^2 \dots\dots\dots (III.29)$$

Le : Lamme d'eau écoulée (m).

P : Pluie moyenne annuelle (m).

AN : $Le = 161,65 \text{ mm}$

On a encore :

$$A_0 = Le * S$$

Soit : $A_0 = 0,262 \text{ Hm}^3$



d. Formule de SAMIE

$$Le = P_{moy}^2 (293 - 2,2 \sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.30)$$

$$Le = 125,39 \text{ mm}$$

$$A_0 = Le. S$$

Soit : $A_0 = 0,203 \text{ (Hm}^3\text{)}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau III.16.

Tableau III.16 : Récapitulatif des résultats.

FORMULE	$A_0 \text{ (Hm}^3\text{)}$
A.N.R.H	0,318
Derie II	0,486
MEDINGUER	0,262
SAMIE	0,203

e. Conclusion

D’après ces résultats on opte l’apport moyen annuel donné par la formule de l’A.N.R.H qui nous parait la plus réaliste et plus récente donc on adopte pour $A_0 = 0,318 \text{ Mm}^3$

III.3.5.2 Caractéristiques de l’écoulement

a. Module de l’écoulement

Il est donné par : $Me = A_0 / T \dots\dots\dots (III.31)$

A_0 : Apport moyen annuel (m^3).

T : Temps d’une année en secondes $T = 3.1536.10^7 \text{ s}$

AN : $Me = 10,09 \text{ l/s}$

b. Module de l’écoulement relatif

On a : $M_0 = Me / S_{bv} \dots\dots\dots (III.32)$

Me : Module de l’écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km^2).

AN : $M_0 = 6,23 \text{ l/s/Km}^2$



c. lame d'eau écoulée

$$Le = A_0/S_{BV}.$$

AN : $Le = 196,5 \text{ mm}$

d. Coefficient de l'écoulement

Il est donné par : $Ce = Le / P_{moy}$

AN : $Ce=0,3$

III.3.5.3 Coefficient de variation

Pour le calcul du coefficient de variation Cv , et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques.

a. Formule de SOKOLOVSKY

$$Cv = 0,78 - 0,29 \log_{10} q - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots \dots \dots (III.33)$$

q : Module de l'écoulement relatif.

S : Superficie du bassin (Km^2).

AN : $Cv= 0,523$

b. Formule de L'ANTONOV

$$Cv = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots \dots \dots (III.34)$$

AN: $Cv = 0,358$

c. Formule Algérienne de N.N PADOUM

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

$$Cv= 0,93 K / M_0^{0,23} \dots \dots \dots (III.35)$$

Avec : K : coefficient de réduction $K= (0,25 - 1)$ on prend $K=0,75$.

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

AN : $Cv = 0,458$

d. Formule de KRISTEKLY MENKEL

$$Cv = 0,83 / (S^{0,06} \cdot q^{0,27}) \dots \dots \dots (III.36)$$

q : module de l'écoulement relatif

AN : $Cv=0,492$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau III.17.



Tableau III.17 : Récapitulatif des résultats.

FORMULE	Cv
SOKOLOVSKY	0,523
ANTONOV	0,358
N.N PADOUM	0,458
KRISTEKLY MENKEL	0,492

e. Conclusion : Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc : **Cv=0,458** donnée par la formule Algérienne de N.N.PADOUM.

III.4 Irrégularité des apports

III.4.1 Estimation fréquentielle des apports

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit :

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{(Cv^2 + 1)}} e^{\mu \sqrt{\ln(Cv^2 + 1)}} \dots\dots\dots (III.37)$$

A% : Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A₀ : Apport moyen annuel (Hm³).

Cv : Coefficient de variation.

$$A\% = \frac{0,318}{\sqrt{(0,458^2 + 1)}} e^{\mu \sqrt{\ln(0,458^2 + 1)}}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau III.18.

Tableau III.18: Les apports fréquentiels.

Période de Retour (ans)	4 / 5	10	50	100
Fréquence P(%)	80	10	2	1
Le variable réduit "u"	-0,841	1,282	2,054	2,327
Apport(%) (Mm ³)	0,201	0,506	0,709	0,886

III.4.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; (tableau III.19 et figure III.14)

Tableau III.19: Répartition mensuelle des apports.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mia	juin	juil	aou
Pluies mens(%)	4,71	9,02	12,38	14,85	13,56	12,98	11,82	10,57	7,91	1,08	0,53	0,59
$A(Mm^3) \times 10^{-2}$	1,5	2,87	3,94	4,73	4,32	4,13	3,76	3,36	2,52	0,34	0,17	0,19
$A_{80\%}(Mm^3) \times 10^{-3}$	9,45	18,09	24,82	29,78	27,19	26,03	23,7	21,19	15,86	2,17	1,06	1,18

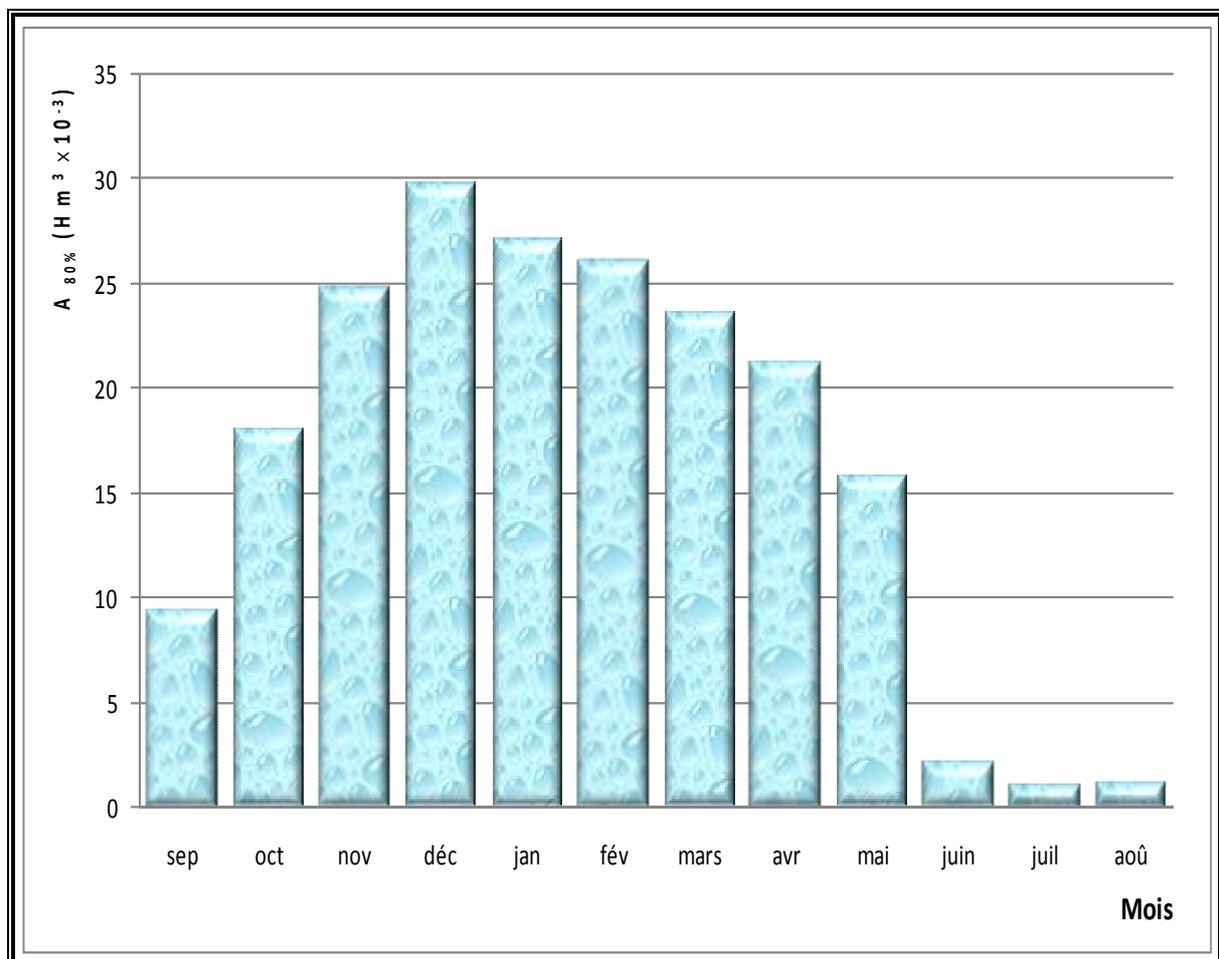


Figure III.14. Répartition mensuelle de l'apport moyenne annuel.



III.5 Etude des crues

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

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter. Les paramètres définissant une crue sont :

- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- Le volume de la crue.
- Le temps de base.

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul des débits des périodes de retour de 5, 10, 20, 50 et 100ans et l'application de la méthode de l'hydrogramme synthétique pour la détermination du débit de période de retour 100ans à été appliquée.

III.5.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue

a. Formule de MALLET-GAUTHIER

On a:

$$Q_{\max,p\%} = 2K \log(1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4\log T - \log S} \dots\dots\dots (III.38)$$

$Q_{\max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant ($1,62Km^2$).

L : Longueur du talweg principal ($2,2Km$).

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : K (1-3)

On prend $K = 2$.

T : Période de retour (an).

Le tableau III.20 nous donne tous les résultats de calcul.

Tableau III.20 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER).

Période de Retour (ans)	5	10	20	50	100
$Q_{\max,p\%}$ (m^3/s)	9,52	11,00	12,31	13,85	14,90



b. Formule de SOKOLOVSKY

On a :

$$Q_{max,p\%} = \frac{0,28 * (Pct - H0) * \alpha p\% * f * S}{Tm} \dots\dots\dots (III.39)$$

H0 : pertes initiales en mm. Au nord de l'Algérie H0=7 mm ;

αp% : coefficient de ruissellement de la crue probable pour une période donnée ;

$$\alpha p\% = \frac{\sqrt{Pct\%} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Pct\%} + \sqrt{H0}}$$

f : Coefficient de forme de la crue : $f = \frac{12}{4 + 3\gamma}$

- ✓ Pour $S \leq 50 \text{ Km}^2$ $\gamma = 2$.
- ✓ Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2.5$

On prend : $\gamma = 2$ D'où : $F = 1,12$

S : Superficie du bassin (Km²).

Tm=Tc=1,19 h.

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau III.21.

Tableau III.21 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY).

Période de Retour (ans)	5	10	20	50	100
Fréquence (%)	20	10	5	2	1
P _{ct} (mm)	20,81	23,81	26,62	30,02	32,85
α _p %	0,24	0,27	0,3	0,32	0,34
Q _{max,p%} (m ³ /s)	1,57	2,13	2,70	3,43	7,72

c. Formule de TURRAZA

On a:

$$Q_{max,p\%} = \frac{C * It * S}{3,6} \dots\dots\dots (III.40)$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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



I_{tc} : Intensité des pluies pendant une durée égale au temps de concentration pour une fréquence donnée (mm/h).

Tableau III.22: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TERRAZA).

Période de Retour (ans)	5	10	20	50	100
C	0,55	0,6	0,666	0,699	0,7
I_{tc}	17,49	20,01	22,37	25,22	27,60
$Q_{max,p\%}$ (m ³ /s)	4,33	5,40	6,70	7,93	8,69

d. Formule de POSSENTI

On a:

$$Q_{max,p\%} = \frac{\mu P_{max,j\%} S}{L_p} \dots\dots\dots (III.41)$$

$P_{max,p\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

μ : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend : $\mu = 700$.

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km).

On obtient les résultats ci-après – Tableau.III.23:

Tableau III.23: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de POSSENTI).

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100
$P_{max,j\%}$	20,81	23,81	26,62	30,02	32,85
$Q_{max,p\%}$ (m ³ /s)	10,73	12,28	13,72	15,47	16,93

e. Formule d'Alexeev

$$Q_{max,p\%} = 0,34(P_{tc})^{4/3} \dots\dots\dots (II.42)$$

P_{tc} : pluies de courte durée.

**Tableau III.24:** Débit maximum de crue pour différents périodes de retour

(Formule de Alexeev).

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100
$P_{\max j\%}$	20,81	23,81	26,62	30,02	32,85
$Q_{\max, p\%}$ (m ³ /s)	19,46	23,29	27,02	31,72	35,77

Tableau III.25 : Récapitulatif des résultats de débit de crue.

FORMULE	$Q_{20\%}$ (M ³ /S)	$Q_{10\%}$ (M ³ /S)	$Q_{5\%}$ (M ³ /S)	$Q_{2\%}$ (M ³ /S)	$Q_{1\%}$ (M ³ /S)
Mallet - Gauthier	9,52	11,00	12,31	13,85	14,90
Sokolovsky	1,57	2,13	2,70	3,43	7,72
Turraza	4,33	5,40	6,70	7,93	8,69
Possenti	10,73	12,28	13,72	15,47	16,93
Alexeev	19,46	23,29	27,02	31,72	35,77

f. Conclusion

La formule la plus intéressante est celle de Possenti, dont le débit été calculé en fonction de la période considérée, et la pluie moyenne journalière, ainsi les caractéristiques générale du bassin versant.

Tableau III.26 : Débits fréquentielles calculés.

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100
$Q_{\max, p\%}$ (m ³ /s)	10,73	12,28	13,72	15,47	16,93

III.5.1.1 Hydrogramme de crue

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

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

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



a. Pour le temps de montée

$$Q_{montée} = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 \dots\dots\dots (III.43)$$

$T_m=t_c$: Temps de montée.

b. Pour la décrue

$$Q_{déc.} = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \dots\dots\dots (III.44)$$

Avec: $t_d = \delta t_m$ (Sokolovski)

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 — 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin ,on prend $\delta=3$.

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (5; 10 ; 20 ; 50 et 100ans), sont donnés dans le tableau III.27.

Tableau III.27 : Débits fréquentielles pour la construction des hydrogrammes de crue.

temps	Qmax(20%)	Qmax (10%)	Qmax (5%)	Qmax(2%)	Qmax(1%)
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,303	0,347	0,388	0,437	0,478
0,4	1,212	1,387	1,550	1,748	1,913
0,6	2,728	3,122	3,488	3,933	4,304
0,8	4,849	5,550	6,201	6,992	7,651
1	7,577	8,672	9,689	10,924	11,955
1,19	10,730	12,280	13,720	15,470	16,930
1,4	9,026	10,330	11,541	13,013	14,241
1,6	7,512	8,597	9,606	10,831	11,853
1,8	6,178	7,071	7,900	8,907	9,748
2	5,012	5,736	6,409	7,226	7,908
2,2	4,003	4,581	5,119	5,771	6,316
2,4	3,139	3,593	4,014	4,526	4,953
2,6	2,410	2,758	3,081	3,474	3,802
2,8	1,803	2,063	2,305	2,599	2,845
3	1,308	1,497	1,672	1,885	2,063
3,2	0,913	1,044	1,167	1,316	1,440
3,4	0,606	0,694	0,775	0,874	0,957
3,6	0,378	0,432	0,483	0,545	0,596
3,8	0,215	0,246	0,275	0,310	0,340
4	0,108	0,123	0,138	0,155	0,170
4,2	0,044	0,050	0,056	0,063	0,069
4,4	0,012	0,014	0,015	0,017	0,019
4,6	0,001	0,001	0,001	0,002	0,002
4,76	0	0	0	0	0

Les hydrogrammes de crues sont représentés par la Figure III.15.

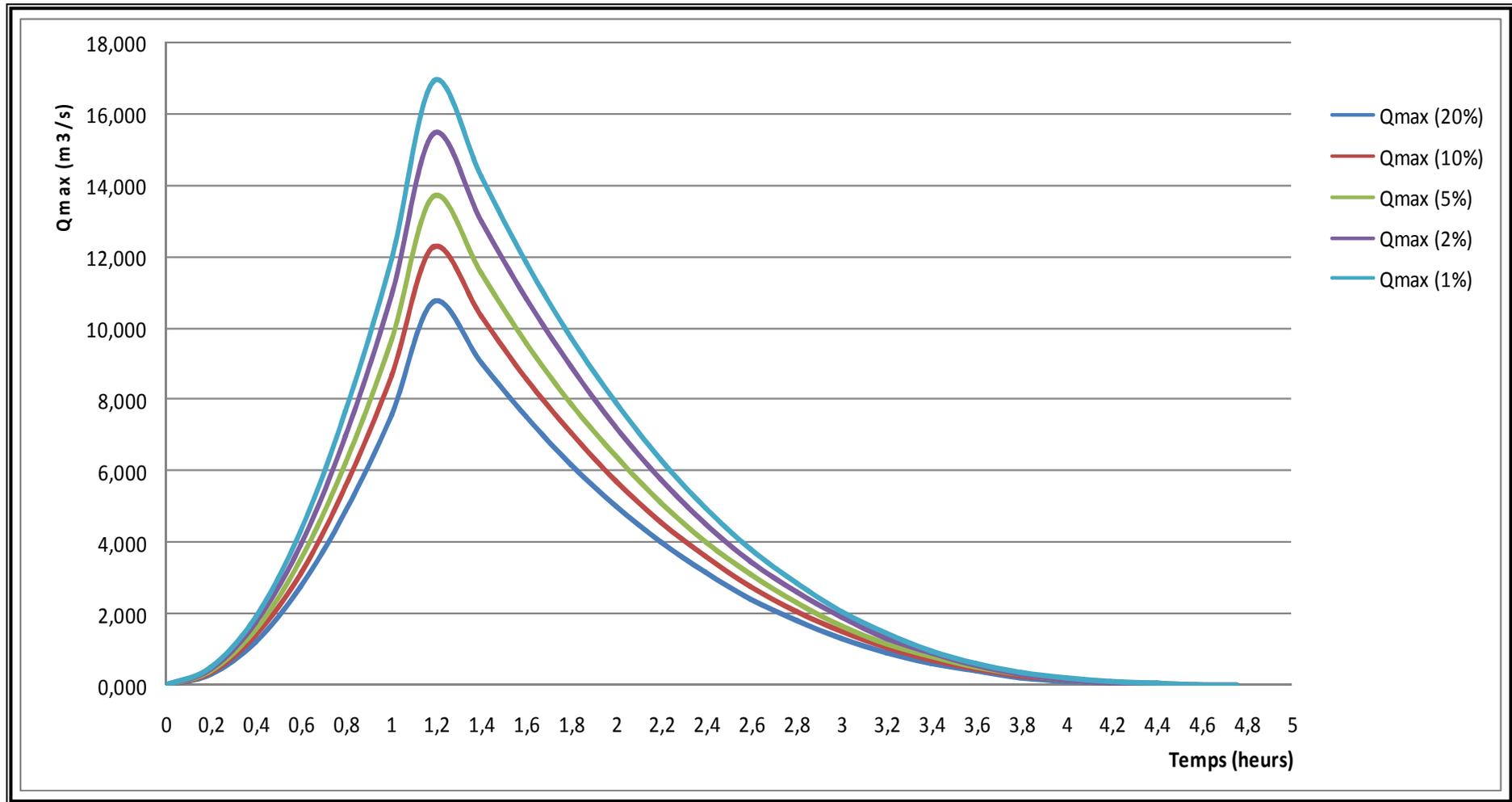


Figure III.15: Hydrogramme des crues Probables.



III.5.3 Estimation de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer. Le passage de cette crue doit se faire sans causer à l'ouvrage de dommage qui pourrait avoir des conséquences graves pour l'aval. En outre, le laminage de la crue par la retenue, ne doit pas provoquer de submersion dommageable à l'amont. Pour son estimation nous nous reportons aux recommandations de plusieurs comités (R. Rolley, 1977), on site :

- ✓ Le comité national australien des grands barrages (CNAGB)
- ✓ Le CEMAGREF (ex : C.T.G.R.E.F).

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

1- Méthode du gradient des valeurs extrêmes.

2-Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable –débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau III.28 : Catégories des dommages résultant des crues.

Domages élevés	Domages importants	Domages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toute fois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables : dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

Tableau III.29: Crue de projet recommandée.

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



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

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

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

I_a : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

I_d : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

I_r : représente les risques.

- SI :

1- Le risque est faible (I_g=1), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2- Le risqué est moyen (I_g=2), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification ave la crue cinq centennale et parfois millénaire.

3- Le risqué est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau III.30 : Choix de la crue de projet.

LE RISQUE	RISQUE FAIBLE	RISQUE MOYEN (MODERE)	RISQUE IMPORTANT
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	Q _{max} (1%)+revanche	Q _{max} (1%)+revanche majorée avec vérification pour Q _{max} (0.1%) et Q _{max} (0.2%)	Q _{max} (0.1%)

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines - volume d'emménagement relativement faible), donc on accepte un risque moyen (I_g =2) et on opte pour la crue centennale :

$$D'où \quad Q=16,93m^3/s$$



III.5.4 Transport solide

L'écoulement de sédiments est le composant solide du torrent qui coule par la voie. Le transport des solides est entamé avec les processus d'érosion qui se produisent dans les rivières du bassin versant vers le courant hydrique. Du point de vue hydrologique pratique, ce qui nous intéresse c'est l'écoulement qui afflue au réseau de drainage; lequel comprend à son tour, par rapport à la rivière et à la vallée d'inondation, l'érosion des berges, le transport par le courant et la déposition du matériau dans différents tronçons.

Vu l'absence de données sur les apports solides, le transport solides en suspension particulièrement, les formules empiriques sont utilisées pour la détermination du taux de dégradation spécifique.

III.5.5 Formules empiriques

a. Formule de TIXERONT

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit.

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0,15} \dots\dots\dots (III.45)$$

Avec :

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

L_0 : la lame écoulée en (mm).

T : temps d'exploitation [$T = 15$ ans]

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha=350$ (moyenne à faible).

AN :

$$T_s = 772,81 \text{ (t/Km}^2\text{/an)}.$$

b. Formule de Fournier

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2,65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0,46} \dots\dots\dots (III.46)$$

Avec :

T_a : Taux d'abrasion en (t/Km²an)

P_m : Pluie mensuelle moyenne annuelle du moins le plus pluvieux =97,64mm;

P_A : Pluie moyenne annuelle = 657,32mm;



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

$$H_{\max} : \text{Altitude maximale} = 315\text{m;}$$

$$H_{\min} : \text{Altitude minimale} = 95\text{m;}$$

$$S : \text{Surface du bassin versant} = 1,62\text{Km.}$$

AN:

$$\text{D'où } T_a = 1824,85 \text{ t/Km}^2/\text{an}$$

On remarque que le taux d'abrasion est important, d'où il est nécessaire d'effectuer quelques travaux de protection contre l'envasement de la retenue collinaire, ces travaux portent sur :

- Les digues de décantation ;
- La bande forestière.

Conclusion

La formule de Tixeront est utilisée pour l'évaluation du taux de dégradation spécifique.

III.5.6 Calcul du volume mort

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

a. Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple)

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{T_s \cdot T \cdot S}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{(III.47)}$$

AN:

$$T : \text{Durée de vie du barrage (15 ans);}$$

$$\gamma_s : \text{Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m}^3\text{);}$$

$$S : \text{Surface du bassin versant } 1,62 \text{ Km}^2$$

D'où $V_m = 11737,05 \text{ m}^3$ Pour 15 ans d'exploitation.

b. Formule de TIXERONT

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 - 1,10) \frac{Q_s T}{\delta_s} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(III.48)}$$

$$Q_s : \text{Le débit solide (t/an).}$$

$$\delta_s : \text{Poids spécifique de la vase humide } (\delta_s = 1,6 \text{ t/m}^3\text{).}$$



$$Q_s = T_s * S.$$

S : Superficie du bassin versant.

AN :

$$Q_s = 1251,95 \text{ t/an}$$

T : Délai de service ; T = 15 ans.

D'où :

$$V_m = 12441,25 \text{ m}^3$$

Conclusion

D'après les résultats trouvés, on opte une valeur du volume mort égale à $V_m = 12441,25 \text{ m}^3$ pour 15 ans d'exploitation.

III.6 Régularisation

L'objet de l'étude de régularisation est d'établir la capacité de la retenue de **L'Oued REZIROUANE**, de façon à ce que la régularisation des apports de l'Oued soit optimum. La retenue étant destinée à l'irrigation des terres limitrophes.

Il y a deux types de régularisation sont utilisés:

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Pour cette étude, on a effectué une régularisation saisonnière puisque les apports sont supérieurs à la demande.

Les paramètres qu'on doit avoir pour pouvoir faire le calcul de la régularisation sont :

- La répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation.
- La répartition mensuelle de l'apport (A 80% Hm^3).
- La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue Figure III.16.

III.6.1 Répartition des besoins

Les valeurs des besoins en eau destinées à l'irrigation des cultures maraîchères sous forme de normes d'irrigation ont été ramenées de l'INA (Institut National d'Agronomie). La surface d'irrigation est 28,5Ha.

Tableau III.31 : Répartition mensuelle des besoins.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Besoin en eau (Mm^3)* 10^{-2}	0,6	0,29	0,02	0	0	0	0,68	1,64	2,74	3,08	4,21	3,85	17,1

Source: Institut National d'Agronomie.



III.6.2 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ (Hm^3)

Les distributions moyennes mensuelles de l'apport moyen annuel et de l'apport correspondant à la fréquence de 80 % sur oued REZIROUANE sont portées dans le tableau suivant :

Tableau III.32: Répartition mensuelle des apports.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mia	juin	juil	aou
Pluies mens(%)	4,71	9,02	12,38	14,85	13,56	12,98	11,82	10,57	7,91	1,08	0,53	0,59
$A(Mm^3) * 10^{-2}$	1,5	2,87	3,94	4,73	4,32	4,13	3,76	3,36	2,52	0,34	0,17	0,19
$A_{80\%}(Mm^3) * 10^{-3}$	9,45	18,09	24,82	29,78	27,19	26,03	23,7	21,19	15,86	2,17	1,06	1,18

III.6.3 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface »

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

La cote minimale relevée est de 95m et la cote maximale de 108m, soit hauteur prés de 13 mètres.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (III.49)$$

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H$$

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

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

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

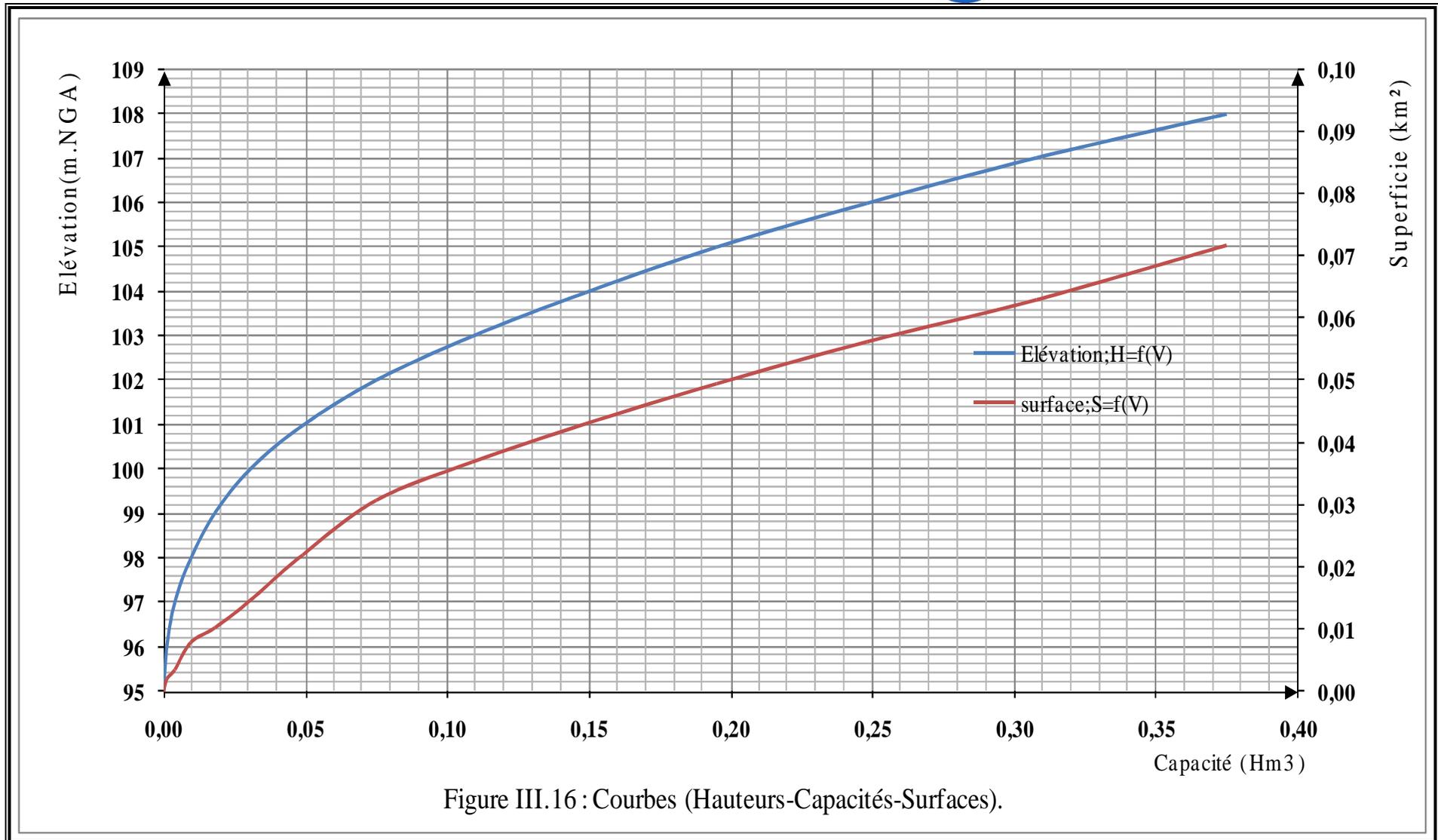
ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3)

Le tableau III.33 donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

**Tableau III.33** : Courbes topographiques et volumétriques.

côte (m.NGA)	H (m)	surface (km ²)	S _{moy} (km ²)	ΔH (m)	ΔV (Hm ³)	V _I (Hm ³)
95	0	0,0000	*****	*****	*****	0,0000
			0,0012	1,0000	0,0012	
96	1	0,0018				0,0012
			0,0026	1,0000	0,0026	
97	2	0,0033				0,0038
			0,0055	1,0000	0,0055	
98	3	0,0077				0,0093
			0,0090	1,0000	0,0090	
99	4	0,0102				0,0183
			0,0123	1,0000	0,0123	
100	5	0,0144				0,0306
			0,0182	1,0000	0,0182	
101	6	0,0220				0,0488
			0,0264	1,0000	0,0264	
102	7	0,0307				0,0752
			0,0338	1,0000	0,0338	
103	8	0,0368				0,1090
			0,0399	1,0000	0,0399	
104	9	0,0430				0,1488
			0,0462	1,0000	0,0462	
105	10	0,0495				0,1951
			0,0529	1,0000	0,0529	
106	11	0,0563				0,2480
			0,0597	1,0000	0,0597	
107	12	0,0631				0,3077
			0,0674	1,0000	0,0674	
108	13	0,0717				0,3751

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans la Figure III.16





III.6.4 Calcul du volume utile

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

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

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

➤ Procédé de calcul

- Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires " V_s " et " V_d ".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois d'avril.

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$

III.6.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

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

Du Tableau III.34 on a :

$$V_s = 0,14792 \text{ M m}^3.$$

$$V_d = 0,11841 \text{ M m}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u = V_d \quad \text{Alors :}$$

$$V_u = 0,11841 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \quad \dots\dots\dots(III.50)$$

D'où :

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 0,11841 + 0,01244 = 0,13085 \text{ Mm}^3.$$

$$V_{NNR} = 0,13085 \text{ Mm}^3 \quad \Rightarrow \quad \text{NNR} = 103,55 \text{ m.NGA}$$

**Tableau III.34:** régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm³).

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	A _{80%} -U _{80%} (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
				V _{rf} (Mm3)	V _{ri} (Mm3)	S (Mm3)
Septembre	0,0094	0,0060	0,0035	0,0124	0,0124	
Octobre	0,0181	0,0029	0,0152	0,0159	0,0159	
				0,0311	0,0311	
Novembre	0,0248	0,0002	0,0247	0,0557	0,0557	
Décembre	0,0298	0,0000	0,0298	0,0855	0,0855	
				0,1127	0,1127	
Janvier	0,0272	0,0000	0,0272	0,1387	0,1309	0,0079
Février	0,0260	0,0000	0,0260	0,1477	0,1309	0,0169
				0,1356	0,1309	0,0048
Mars	0,0237	0,0068	0,0169	0,1194	0,1194	
Avril	0,0212	0,0164	0,0048	0,0907	0,0907	
				0,0497	0,0497	
Mai	0,0159	0,0274	-0,0115	0,0124	0,0124	∑ 0,0295
Jun	0,0022	0,0308	-0,0286			
Juillet	0,0011	0,0421	-0,0410			
Août	0,0012	0,0385	-0,0373			

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer



III.6.4.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

a. Pertes par évaporation

On a: $V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots(III.51)$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

V_{moy} : volume moyenne.

$$\left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right] \dots\dots\dots(III.52)$$

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

b. Pertes par évaporation

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100}$$

V_{inf} : volume perdu a cause de l'infiltration.

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau III.35.

V_{moy} : volume moyenne $\left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right]$

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

Tableau III.35: valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ	
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0



c. Estimation de l'erreur

Les volumes des pertes sont considérés comme consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante :

$$\zeta = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad \text{Avec} \quad 1\% < \zeta < 2\%$$

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

V'_u : volume utile en tenant compte des pertes.

Si cette condition ($1\% < \zeta < 2\%$) n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

▪ La première approximation

D'après le tableau III.36 on a :

$$V_s = 0,13337 \text{ Mm}^3 \quad \text{Et} : \quad V_d = 0,1316 \text{ Mm}^3.$$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que la l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc :

$$V_u = V_d = 0,1316 \text{ Mm}^3.$$

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 0,1316 + 0,01244 = 0,14404 \text{ Mm}^3.$$

$$\text{D'où} : V_{\text{NNR}} = 0,14404 \text{ Mm}^3 \quad \Rightarrow \quad \text{NNR} = 103,85 \text{ m.NGA}$$

$$\zeta = \frac{0,1316 - 0,11841}{0,11841} \cdot 100 \quad \zeta = 11,14 \%$$

Donc on fait une deuxième approximation

▪ La deuxième approximation

D'après le tableau III.37 on a V_s est toujours supérieur à V_d et donc on admet un volume utile de :

$$V_s = 0,13369 \text{ Mm}^3 \quad \text{Et} : \quad V_d = 0,13234 \text{ Mm}^3.$$

$$V'_u = V_d = 0,13234 \text{ Mm}^3$$

$$\text{D'où} : V'_{\text{NNR}} = 0,145 \text{ Mm}^3 \quad \Rightarrow \quad \text{NNR} = 103,9 \text{ m.NGA}$$

$$\zeta = \frac{0,13234 - 0,1316}{0,1316} \cdot 100 \quad \zeta = 0,56 \%$$

La régularisation saisonnière est représentée dans les tableaux III.36 et III.37 suivants.

**Tableau III.36 :** régularisation saisonnière avec les pertes (La première approximation).

Mois	$V_{rf,i}$	V_{moy}	S_{moy}	E_s	V_{inf}	V_{evp}	π	$W_{80\%}$	$U_{80\%}$	$W-U-\pi$	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
	(Mm^3)	(Mm^3)	(Km^2)	(mm)	(Mm^3)	V_{ri} (Mm^3)	V_{ri} (Mm^3)	S (Mm^3)					
Septembre	0,0124	0,0142	0,0028	0,1113	0,0003	0,0001	0,0004	0,0094	0,006	0,0031	0,0124	0,0124	
	0,0159										0,0155	0,0155	
Octobre	0,0311	0,0235	0,0047	0,1014	0,0005	0,0001	0,0006	0,0181	0,0029	0,0146	0,0301	0,0301	
	0,0557										0,0538	0,0538	
Novembre	0,0855	0,0434	0,0087	0,0852	0,0007	0,0002	0,001	0,0248	0,0002	0,0237	0,0823	0,0823	
	0,1127										0,1076	0,1076	
Décembre	0,1387	0,0706	0,0141	0,0636	0,0009	0,0004	0,0013	0,0298	0	0,0285	0,1313	0,1313	
	0,1477										0,1449	0,144	0,0009
Janvier	0,1477	0,0991	0,0198	0,0708	0,0014	0,0005	0,0019	0,0272	0	0,0253	0,1449	0,144	0,0009
	0,1356										0,1449	0,144	0,0009
Février	0,1194	0,1257	0,0251	0,0672	0,0017	0,0006	0,0023	0,026	0	0,0237	0,128	0,128	
	0,0907										0,0951	0,0951	
Mars	0,0907	0,1432	0,0286	0,0884	0,0025	0,0007	0,0032	0,0237	0,0068	0,0136	0,0511	0,0511	
	0,1477										0,1449	0,144	0,0009
Avril	0,1356	0,1417	0,0283	0,1126	0,0032	0,0007	0,0039	0,0212	0,0164	0,0009	0,128	0,128	
	0,1194										0,0951	0,0951	
Mai	0,1194	0,1275	0,0255	0,1522	0,0039	0,0006	0,0045	0,0159	0,0274	-0,016	0,0511	0,0511	
	0,0907										0,0511	0,0511	
Juin	0,0907	0,105	0,021	0,18	0,0038	0,0005	0,0043	0,0022	0,0308	-0,0329	0,0124	0,0124	$\sum 0,0018$
	0,0497										0,0124	0,0124	
Juillet	0,0497	0,0702	0,014	0,1896	0,0027	0,0004	0,003	0,0011	0,0421	-0,044	0,0124	0,0124	
	0,0124										0,0124	0,0124	
Août	0,0124	0,0311	0,0062	0,1922	0,0012	0,0002	0,0014	0,0012	0,0385	-0,0386	0,0124	0,0124	
	0,0124										0,0124	0,0124	



Tableau III.37 : régularisation saisonnière avec les pertes (La deuxième approximation).

Mois	$V_{rf,i}$	V_{moy}	S_{moy}	E_s	V_{inf}	V_{evp}	π	$W_{80\%}$ (Mm^3)	$U_{80\%}$ (Mm^3)	$W-U-\pi$ (Mm^3)	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
	(Mm^3)	(Mm^3)	(Km^2)	(mm)	(Mm^3)	(Mm^3)	(Mm^3)				V_{ri} (Mm^3)	V_{ri} (Mm^3)	S (Mm^3)
Septembre	0,0124	0,014	0,0028	0,1113	0,0003	0,0001	0,0004	0,0094	0,006	0,0031	0,0124	0,0124	
	0,0155										0,0155		
Octobre	0,0301	0,0228	0,0046	0,1014	0,0005	0,0001	0,0006	0,0181	0,0029	0,0146	0,0301	0,0301	
	0,0538										0,0538		
Novembre	0,0538	0,0419	0,0084	0,0852	0,0007	0,0002	0,0009	0,0248	0,0002	0,0237	0,0538	0,0538	
	0,0823										0,0824		
Décembre	0,0823	0,0681	0,0136	0,0636	0,0009	0,0003	0,0012	0,0298	0	0,0286	0,0824	0,0824	
	0,1076										0,1078		
Janvier	0,1076	0,095	0,019	0,0708	0,0013	0,0005	0,0018	0,0272	0	0,0254	0,1078	0,1078	
	0,1313										0,1316		
Février	0,1313	0,1195	0,0239	0,0672	0,0016	0,0006	0,0022	0,026	0	0,0238	0,1316	0,1316	
	0,1449										0,1453	0,0006	
Mars	0,1449	0,1381	0,0276	0,0884	0,0024	0,0007	0,0031	0,0237	0,0068	0,0137	0,1453	0,1448	0,0006
	0,1449										0,1456	0,0008	
Avril	0,1449	0,1449	0,029	0,1126	0,0033	0,0007	0,004	0,0212	0,0164	0,0008	0,1456	0,1448	0,0008
	0,128										0,1284		
Mai	0,128	0,1365	0,0273	0,1522	0,0042	0,0007	0,0048	0,0159	0,0274	-0,0163	0,1284	0,1284	
	0,0951										0,0953		
Juin	0,0951	0,1116	0,0223	0,18	0,004	0,0006	0,0046	0,0022	0,0308	-0,0332	0,0953	0,0953	
	0,0511										0,0511		
Juillet	0,0511	0,0731	0,0146	0,1896	0,0028	0,0004	0,0031	0,0011	0,0421	-0,0441	0,0511	0,0511	
	0,0124										0,0124	$\sum 0,0014$	
Août	0,0124	0,0318	0,0064	0,1922	0,0012	0,0002	0,0014	0,0012	0,0385	-0,0387	0,0124	0,0124	



III.7 Laminage des crues

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots(III.53)$$

Où :

Q : le débit entrant de la crue.

q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé)

S : la surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumule à l' instant **t** est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots(III.54)$$

Où :

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

III.7.1 Le procédés de calcul

Il existe plusieurs procédés de calcul comme Hedeblat, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step et d'autre méthodes, nous retenons la méthode Méthode de Kotcherine.

a. Méthode de KOTCHERINE

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

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



a.1. Estimation du débit de crue laminée

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%}\right) \dots\dots\dots(III.55)$$

Où :

V_F : le volume d'eau en charge,

V_C : le volume de la crue,

$Q\%$: le débit de la crue,

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q\% \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right)$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette,

a.2. Estimation de la charge au dessus du déversoir

En faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'on définit, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(III.56)$$

Où :

m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge H , et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,48;

g : l'accélération de pesanteur; [$g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$];

L : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 2.5 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{moy} \quad \text{Et} \quad S = L \cdot (H + P)$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (V_{moy}) comme suit :

$$V_{moy} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots(III.57)$$



Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule qui a dessus et L compris entre 4 et 16 mètres.

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g} \dots\dots\dots(\text{III.58})$$

Où :

H_o : Est la charge globale;

$\frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}}{2g}$: La charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement;

P : La hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q_{lam} . Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calcule pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b".

Les graphiques de la figure sont accordes a la table de calculs, en faisant varier les variables H et L, Les relations s'ajustent automatiquement.

Tableau III.38 : Données initiales.

Données initiales	
g	9,81 m²/s
α	1
Q _{1%}	16,93 m³/s
V _{crue 1%}	79640 m³
m	0,48
P	1,5 m

**Tableau III.39** : 1 ère étape de calcul.

b	H	débit	surface	vitesse	V _{forcé}
(m)	(m)	(m ³ /s)	(m ²)	(m/s)	(Mm ³)
4	0,5	3,01	8	0,38	0,0439
6	0,75	8,29	13,5	0,61	0,0531
8	1	17,01	20	0,85	0,0674
10	1,25	29,71	27,5	1,08	0,0773
12	1,5	46,87	36	1,30	0,0927
14	1,75	68,91	45,5	1,51	0,1032
16	2	96,22	56	1,72	0,1195

Tableau III.40 : 2 ème étape de calcul.

H	V _{moy}	H ₀	Débit (m ³ /s)						
(m)	(m/s)	(m)	b=4m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m
0,5	0,38	0,51	3,07	4,61	6,14	7,68	9,22	10,75	12,29
0,75	0,61	0,77	5,74	8,61	11,47	14,34	17,21	20,08	22,95
1	0,85	1,04	8,98	13,47	17,96	22,45	26,94	31,43	35,92
1,25	1,08	1,31	12,74	19,12	25,49	31,86	38,23	44,60	50,98
1,5	1,30	1,59	16,99	25,49	33,99	42,48	50,98	59,48	67,97
1,75	1,51	1,87	21,69	32,54	43,39	54,23	65,08	75,93	86,77
2	1,72	2,15	26,82	40,23	53,64	67,05	80,46	93,87	107,28

Tableau III.41 : 3 ème étape de calcul.

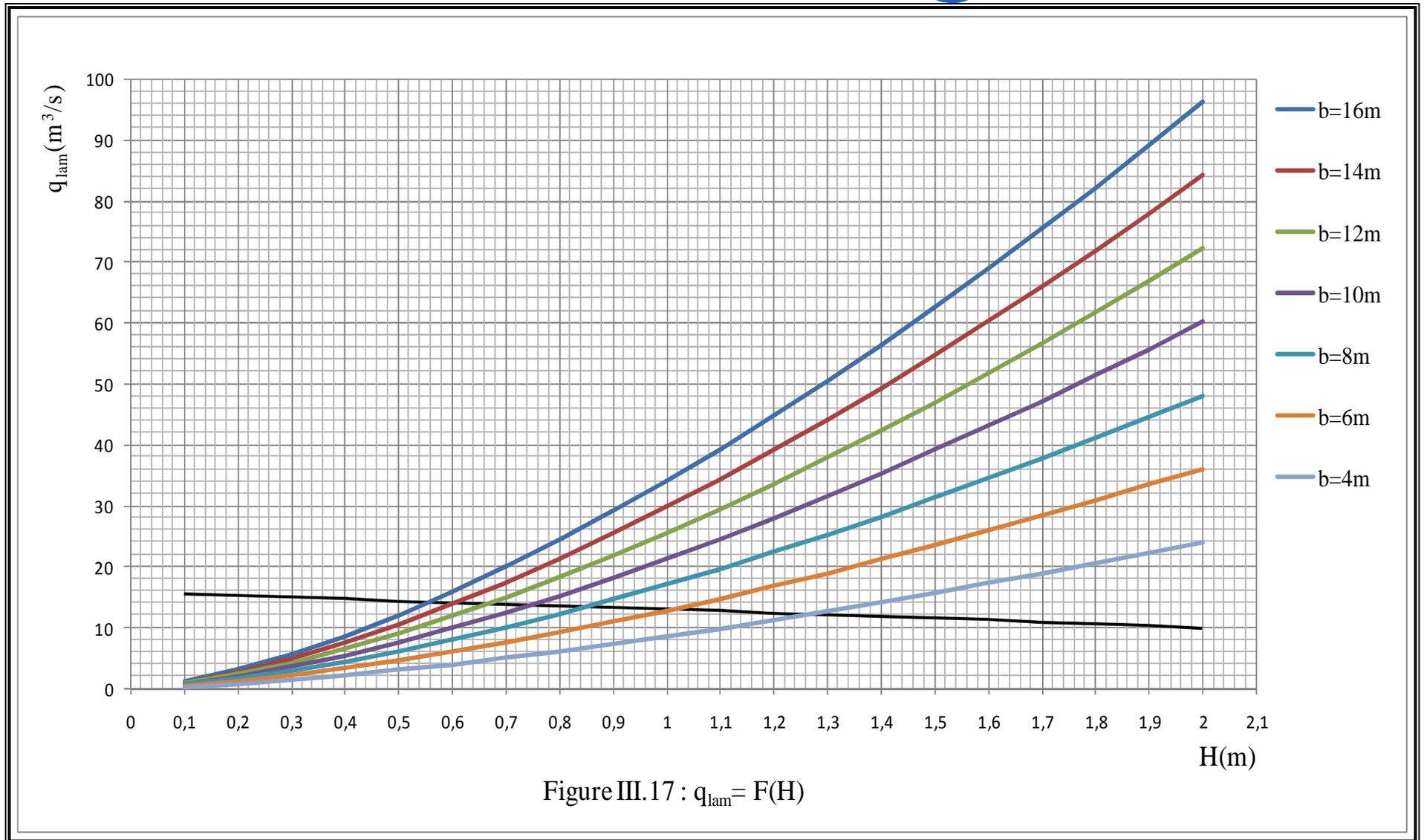
H	V _{forcé}	q _{Laminé}	Débit (m ³ /s)						
(m)	(Mm ³)	(m ³ /s)	b=4m	b=6 m	b=8 m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m
0,5	0,0439	14,37	3,07	4,61	6,14	7,68	9,22	10,75	12,29
0,75	0,0531	13,83	5,74	8,61	11,47	14,34	17,21	20,08	22,95
1	0,0674	13,00	8,98	13,47	17,96	22,45	26,94	31,43	35,92
1,25	0,0773	12,42	12,74	19,12	25,49	31,86	38,23	44,60	50,98
1,5	0,0927	11,52	16,99	25,49	33,99	42,48	50,98	59,48	67,97
1,75	0,1032	10,91	21,69	32,54	43,39	54,23	65,08	75,93	86,77
2	0,1195	9,96	26,82	40,23	53,64	67,05	80,46	93,87	107,28

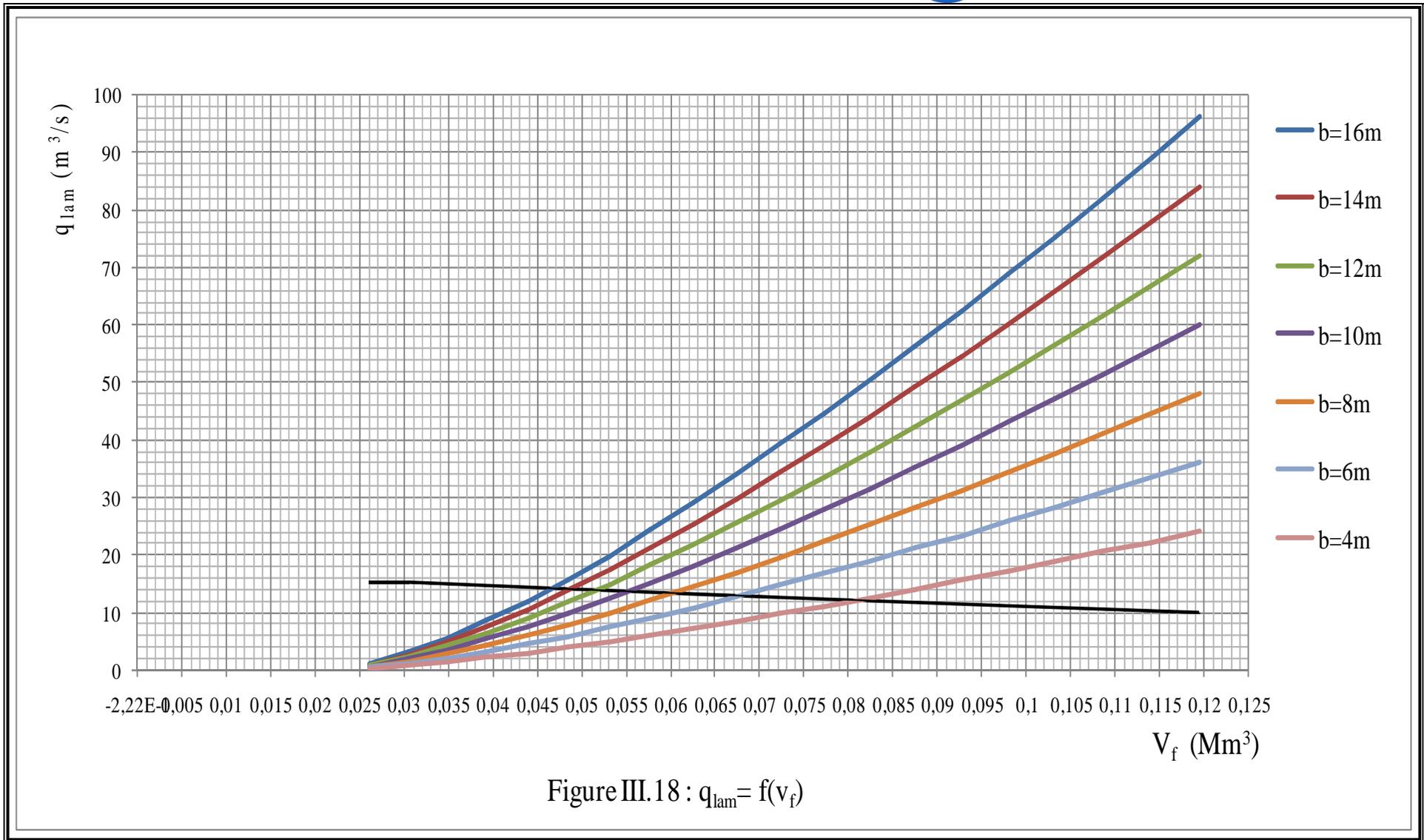


La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q = f(h)$ comme montre la Figure III.17 et III.18. Tous les calculs et résultats sont illustres dans le tableau suivant :

Tableau II.42 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b (m)	H (m)	NPHE (m)	q(m ³ /s)	V _{forcé} (Mm ³)
4	1,26	105,16	12,03	0,081
6	1,02	104,92	13,14	0,068
8	0,85	104,75	13,21	0,060
10	0,75	104,65	13,67	0,055
12	0,66	104,56	13,68	0,052
14	0,6	104,5	13,83	0,049
16	0,56	104,46	14,26	0,047







III.8 Etude d'optimisation

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

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

III.8.1 Calcul du coût approximatif de la digue

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

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec :} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots(III.59)$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i

$$\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \dots\dots\dots(III.60)$$

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

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i

$$[H_i = NNR - Cf + R + h_{\text{dév}} + t] \dots\dots\dots(III.61)$$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.8.1.1 Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a. Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{V^2}{2g} \quad \text{Avec :} \quad H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(III.62)$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [$F = 0,28$ km].

$$\mathbf{A.N :} \quad H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,28} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,28} = 0,74 \text{ m}$$



D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,74 = 2,98 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,74 + \frac{2,98^2}{2 \cdot 9,81} = 1,02 \text{ m}$$

b. Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec :} \quad H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(\text{III.63})$$

A.N :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,28} = 0,67 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,67 = 2,84 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,67 + \frac{2,84^2}{2 \cdot 9,81} = 1,08 \text{ m}$$

c. Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \qquad R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,28} = 1,15 \text{ m}$$

Conclusion

On prend une valeur la plus proche au à la moyenne donc : R=1,15m

III.8.1.2 Largeur en crête

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

1. Formule de KNAPENT

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(\text{III.64})$$

2. Formule de E- F-PREECE

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots(\text{III.65})$$

3. Formule ANONYME (SIMPLIFIEE)

$$b_{cr} = (3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b}) - 3 \dots\dots\dots(\text{III.66})$$

4. Formule PRATIQUE

$$b_{cr} = 5/3 \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(\text{III.67})$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t.$$

On admet une valeur de t =0,1 mètre pour le tassement du retenue, le tableau III.43 nous donne les résultats du calcul pour les différents largeurs et lames déversantes.

**Tableau III.43:** Différentes largeurs en crête.

Largeur en crête du barrage (m)							
Largeurs déversantes (m)	Lames déversantes (m)	Tassements (m)	Hauteur du barrage (m)	Formules utilisées			
				KNAPENT	PREECE	SIMPLIFIEE	PRATIQUE
4	1,26	0,1	11,41	5,57	4,72	5,10	5,63
6	1,02	0,1	11,17	5,51	4,68	5,03	5,57
8	0,85	0,1	11	5,47	4,65	5,01	5,53
10	0,75	0,1	10,9	5,45	4,63	4,99	5,50
12	0,66	0,1	10,81	5,42	4,62	4,96	5,48
14	0,6	0,1	10,75	5,41	4,61	4,95	5,46
16	0,56	0,1	10,71	5,40	4,60	4,93	5,45

On opte pour une largeur de crête égale à : 5m

III.8.1.3 Calcul le volume et le coût de la digue

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage représenté par la, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment.

Tableau III.44 : Coût et volume de la digue.

Coût de la digue		
Largeur déversante (m)	Volume de la digue (m ³)	Coût de la digue Millions (DA)
4	45915,57	18,37
6	42965,57	17,18
8	41025,88	16,41
10	40800,18	16,32
12	40250,32	16,10
14	39600,38	15,84
16	39225,18	15,69

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 DA.

III.8.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

III.8.2.1 Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation,



dépression...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est $m = 0,48$

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,8} \dots\dots\dots(III.68)$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc : $V_{dév} = S \cdot L$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à quinze mille dinars Algériens 25000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera donné dans le tableau III.45.

Tableau III.45 : coût de déversoir.

Coût du déversoir			
Largeurs déversantes (m)	Section (m ²)	Volume du béton (m ³)	Coût du déversoir Millions (DA).
4	2,56	10,24	0,26
6	2,14	12,81	0,32
8	1,81	14,46	0,36
10	1,88	18,82	0,47
12	1,85	22,23	0,56
14	1,83	25,80	0,65
16	1,76	28,21	0,71

III.8.2.2 Calcul du coût du coursier

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est 75 mètre (selon le plan topographique).Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{béton} = S_{béton} \times L_{cou} \dots\dots\dots(III.69)$$



L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale respectivement à 0,5 et 0,5 mètre et le coût des terrassements égale à 1000 DA.

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e, \text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots(III.70)$$

Le volume du déblai est donné par :

$$V_{\text{déblai}} = \sum \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots(III.71)$$

s_i, s_{i+1} : les section des coupes déterminer après la carte topographique.

d : la distance entre deux coupes.

Le Tableau III.46 nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau III.46 : Coût de coursier.

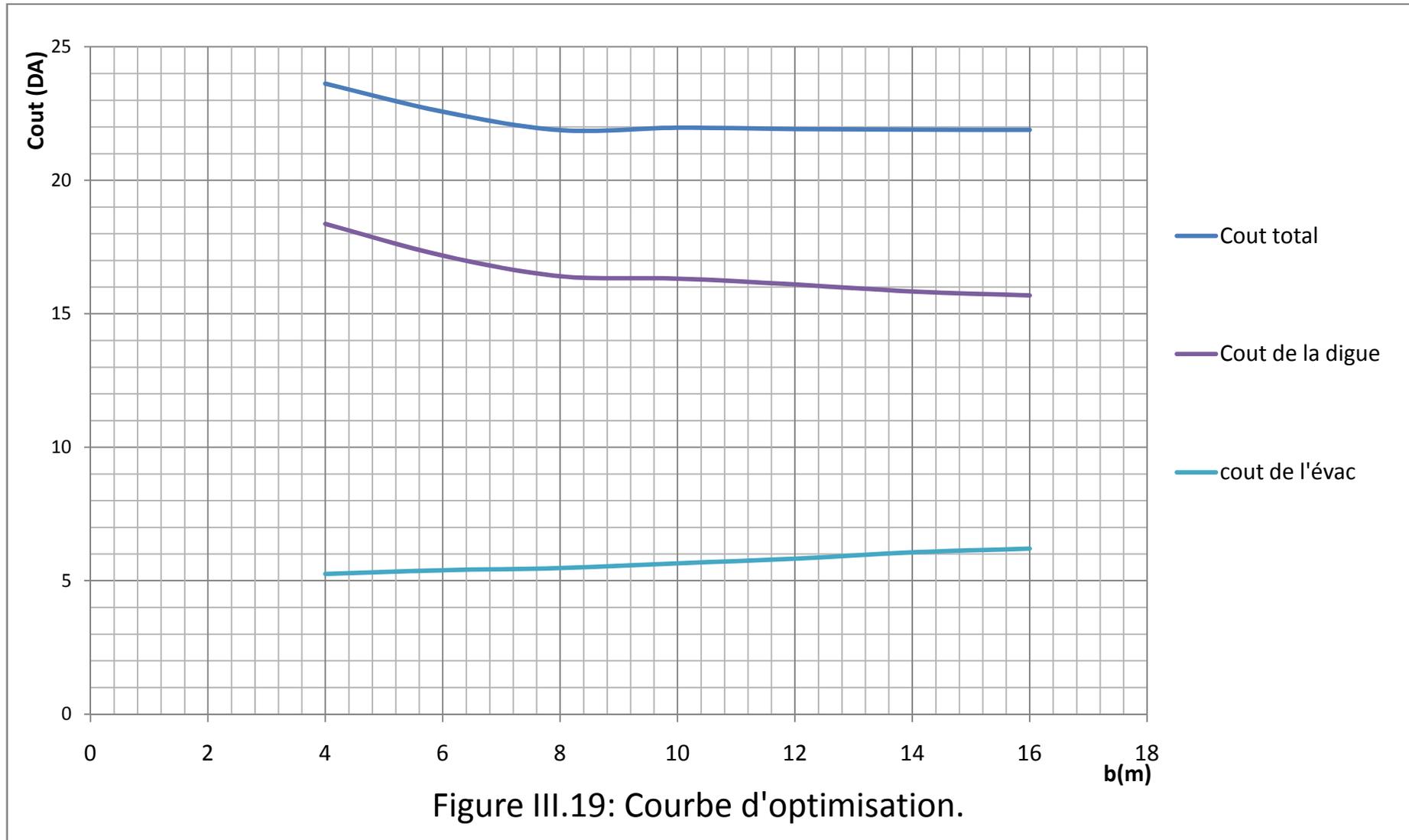
Largeurs déversantes (m)	Débits déversants (m ³ /s)	largeur de coursier (m)	surface de béton (m ²)	volume de béton (m ³)	volume de déblais (m ³)	coût de béton Millions DA	coût de déblais Millions DA	coût total Millions DA
4	12,03	2,70	2,61	193,31	405,69	4,83	0,162	4,99
6	13,14	2,80	2,65	196,10	420,27	4,90	0,168	5,07
8	13,21	2,81	2,66	197,13	421,17	4,94	0,169	5,11
10	13,67	2,85	2,71	200,54	426,97	5,01	0,17	5,18
12	13,68	2,85	2,75	203,50	427,10	5,09	0,171	5,26
14	13,83	2,86	2,83	209,42	428,96	5,24	0,172	5,41
16	14,26	2,89	2,87	212,38	434,25	5,31	0,174	5,49

III.8.3 le coût total du barrage

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné dans le tableau III.47

Tableau III.47 : coût Totale du Retenue.

Largeurs déversants (m)	coût de la digue (millions de DA)	coût de l'évacuateur de crue (millions de DA)		coût total (millions de DA)
		déversoir	coursier	
4	18,37	0,26	4,99	23,62
6	17,18	0,32	5,07	22,57
8	16,41	0,36	5,11	21,88
10	16,32	0,47	5,18	21,97
12	16,1	0,56	5,26	21,92
14	15,84	0,65	5,41	21,90
16	15,69	0,71	5,49	21,89





D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure III.19, la largeur déversant donnant le coût minimum est **8 mètre**.

Donc la hauteur du barrage est :

$H_b = 11$ mètre.

Et le niveau de crête est :

Crête = 106 mètre.

Tableau III.48: Les caractéristiques de la retenue.

Dénomination	Unités	Valeurs
Cote NV_M	m	98,13
Cote NNR	m	103,9
Cote NPHE	m	104,75
Cote du fond	m	95
Cote de la crête	m	106
Volume au NV_M	m^3	12441
Volume au NNR	m^3	144781
Volume utile	m^3	132340
Largeur de déversoir	m	8
La hauteur de charge déverser.	m	0,85
Le débit évacué	m^3/s	13,21



III.8.4 Laminage pour un déversoir de largeur $b=8$ mètres

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir est calculé et tracée.

Tableau III.49 : Volumes et débit déversant.

Cote (m)	H_d	q	$1/2.q.T$	V	$v+1/2.q.T$ (Mm^3)
	(m)	(m^3/s)	(Mm^3)	(Mm^3)	
103,9	0	0	0	0,145	0,145
103,95	0,05	0,190167	0,000034	0,146982	0,147016
104	0,1	0,537874	0,000097	0,149133	0,149230
104,05	0,15	0,988138	0,000178	0,151304	0,151482
104,1	0,2	1,521338	0,000274	0,153487	0,153761
104,15	0,25	2,126135	0,000383	0,155683	0,156066
104,2	0,3	2,794876	0,000503	0,157891	0,158394
104,25	0,35	3,521947	0,000634	0,160112	0,160746
104,3	0,4	4,302994	0,000775	0,162347	0,163122
104,35	0,45	5,134516	0,000924	0,164594	0,165518
104,4	0,5	6,013617	0,001082	0,166855	0,167937
104,45	0,55	6,937848	0,001249	0,169130	0,170379
104,5	0,6	7,905104	0,001423	0,171418	0,172841
104,55	0,65	8,913551	0,001604	0,173721	0,175325
104,6	0,7	9,961570	0,001793	0,176040	0,177833
104,65	0,75	11,047719	0,001989	0,178377	0,180366
104,7	0,8	12,170704	0,002191	0,180733	0,182924
104,75	0,85	13,329354	0,002399	0,183108	0,185507

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir Figure III.20.

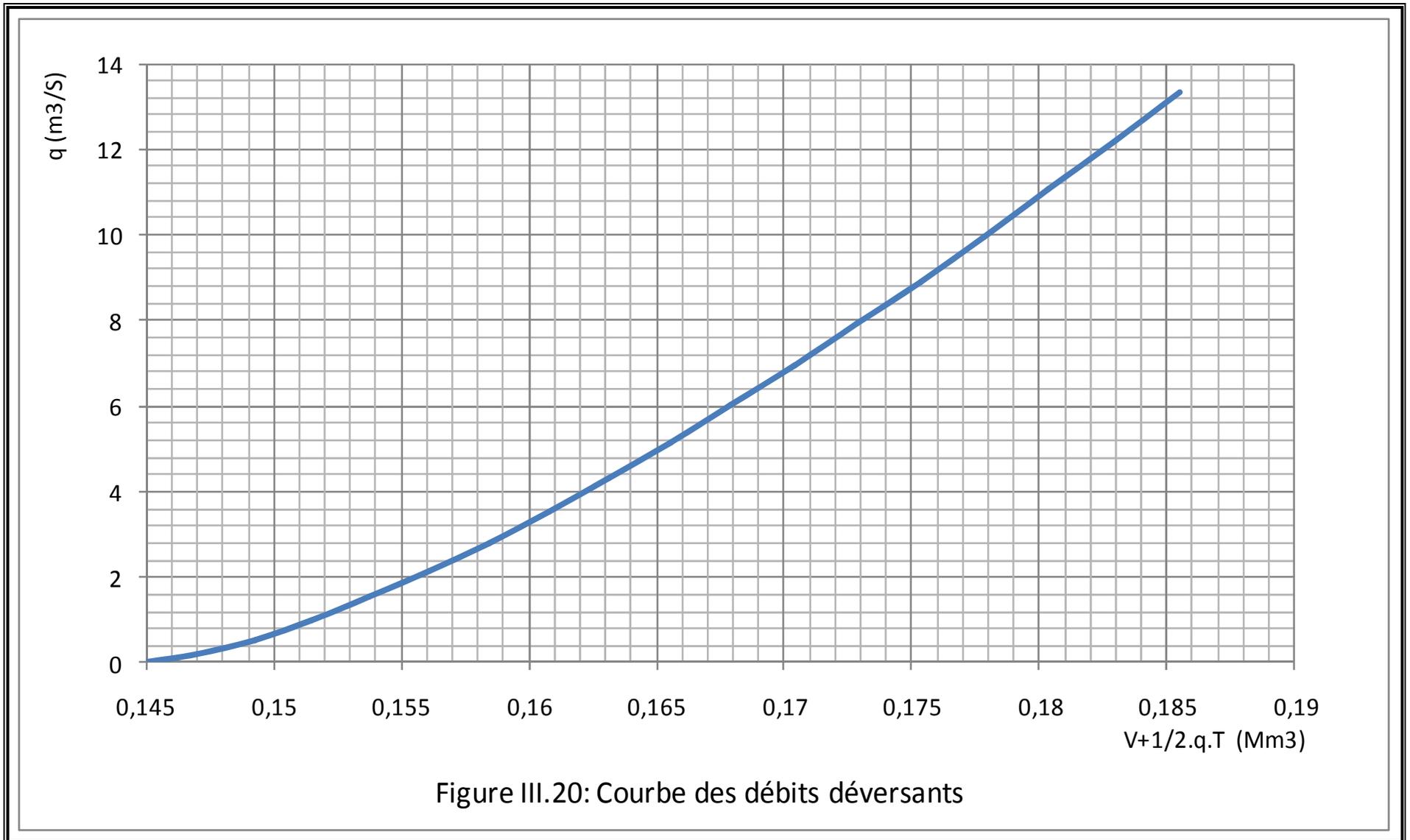




Tableau III.50: Laminage.

Temps(h)	$Q_{0,1\%}(m^3/s)$	(Qmoy) m^3/s	(Qmoy-q) m^3/s	(Qmoy-q) Δt Mm^3	$V+1/2*q\Delta t$ Mm^3	q m^3/s
0	0,000					
		0,239	0,239	0,00017216	0,14500	0,00000
0,2	0,478					
		1,196	1,177	0,00084725	0,14517	0,01880
0,4	1,913					
		3,108	3,012	0,00216900	0,14602	0,09590
0,6	4,304					
		5,978	5,602	0,00403321	0,14819	0,37600
0,8	7,651					
		9,803	8,653	0,00623045	0,15222	1,15000
1	11,955					
		14,443	11,633	0,00837553	0,15845	2,81000
1,19	16,930					
		15,586	9,975	0,00718166	0,16683	5,61100
1,4	14,241					
		13,047	4,666	0,00335956	0,17401	8,38100
1,6	11,853					
		10,801	1,007	0,00072475	0,17737	9,79400
1,8	9,748					
		8,828	-1,259	-0,00090627	0,17809	10,08700
2	7,908					
		7,112	-2,599	-0,00187107	0,17719	9,71100
2,2	6,316					
		5,635	-3,279	-0,00236107	0,17532	8,91400
2,4	4,953					
		4,378	-3,572	-0,00257202	0,17296	7,95000
2,6	3,802					
		3,323	-3,617	-0,00260389	0,17038	6,94000
2,8	2,845					
		2,454	-3,516	-0,00253147	0,16778	5,97000
3	2,063					
		1,752	-3,279	-0,00236113	0,16525	5,03100
3,2	1,440					
		1,198	-3,031	-0,00218205	0,16289	4,22900
3,4	0,957					
		0,776	-2,654	-0,00191062	0,16070	3,43000
3,6	0,596					
		0,468	-2,412	-0,00173680	0,15879	2,88000
3,8	0,340					
		0,255	-2,165	-0,00155899	0,15706	2,42000
4	0,170					
		0,119	-1,851	-0,00133244	0,15550	1,97000
4,2	0,069					
		0,044	-1,586	-0,00114201	0,15417	1,63000
4,4	0,019					



		0,010	-1,326	-0,00095448	0,15302	1,33600
4,6	0,002					
		0,001	-1,126	-0,00081078	0,15207	1,12700
4,8	0,000					
		0,000	-0,940	-0,00067680	0,15126	0,94000
5	0,00					
		0,000	-0,810	-0,00058320	0,15058	0,81000
5,2	0,00					
		0,000	-0,690	-0,00049680	0,15000	0,69000
5,4	0,00					
		0,000	-0,592	-0,00042624	0,14950	0,59200
5,6	0					
		0,000	-0,520	-0,00037440	0,14908	0,52000
5,8	0					
		0,000	-0,455	-0,00032760	0,14870	0,45500
6	0					
		0,000	-0,410	-0,00029520	0,14837	0,41000
6,2	0					
		0,000	-0,360	-0,00025920	0,14808	0,36000
6,4	0					
		0,000	-0,313	-0,00022536	0,14782	0,31300
6,6	0					
		0,000	-0,266	-0,00019152	0,14759	0,26600
6,8	0					
		0,000	-0,250	-0,00018000	0,14740	0,25000
7	0					
		0,000	-0,220	-0,00015840	0,14722	0,22000
7,2	0					
		0,000	-0,203	-0,00014616	0,14706	0,20300
7,4	0					
		0,000	-0,180	-0,00012960	0,14692	0,18000
7,6	0					
		0,000	-0,170	-0,00012240	0,14679	0,17000
7,8	0					
		0,000	-0,160	-0,00011520	0,14667	0,16000
8	0					
		0,000	-0,146	-0,00010512	0,14655	0,14600
8,2	0					
		0,000	-0,131	-0,00009461	0,14645	0,13140
8,4	0					
		0,000	-0,127	-0,00009144	0,14635	0,12700
8,6	0					
		0,000	-0,118	-0,00008496	0,14626	0,11800
8,8	0					
		0,000	-0,113	-0,00008136	0,14617	0,11300
9	0					
		0,000	-0,104	-0,00007488	0,14609	0,10400
9,2	0					



		0,000	-0,094	-0,00006768	0,14602	0,09400
9,4	0	0,000	-0,089	-0,00006437	0,14595	0,08940
9,6	0	0,000	-0,085	-0,00006098	0,14589	0,08470
9,8	0	0,000	-0,075	-0,00005414	0,14583	0,07520
10	0	0,000	-0,072	-0,00005213	0,14577	0,07240
10,2	0	0,000	-0,066	-0,00004738	0,14572	0,06580
10,4	0	0,000	-0,063	-0,00004536	0,14567	0,06300
10,6	0	0,000	-0,056	-0,00004061	0,14563	0,05640
10,8	0	0,000	-0,055	-0,00003960	0,14559	0,05500
11	0	0,000	-0,051	-0,00003658	0,14555	0,05080
11,2	0	0,000	-0,047	-0,00003384	0,14551	0,04700
11,4	0	0,000	-0,044	-0,00003168	0,14548	0,04400
11,6	0	0,000	-0,041	-0,00002981	0,14544	0,04140
11,8	0	0,000	-0,038	-0,00002707	0,14541	0,03760
12	0	0,000	-0,036	-0,00002570	0,14539	0,03570
12,2	0	0,000	-0,034	-0,00002441	0,14536	0,03390
12,4	0	0,000	-0,032	-0,00002275	0,14534	0,03160
12,6	0	0,000	-0,033	-0,00002347	0,14531	0,03260
12,8	0	0,000	-0,032	-0,00002290	0,14529	0,03180
13	0	0,000	-0,031	-0,00002232	0,14527	0,03100
13,2	0	0,000	-0,030	-0,00002174	0,14525	0,03020
13,4	0	0,000	-0,029	-0,00002110	0,14522	0,02930
13,6	0	0,000	-0,028	-0,00002038	0,14520	0,02830
13,8	0	0,000	-0,027	-0,00001951	0,14518	0,02710
14	0					

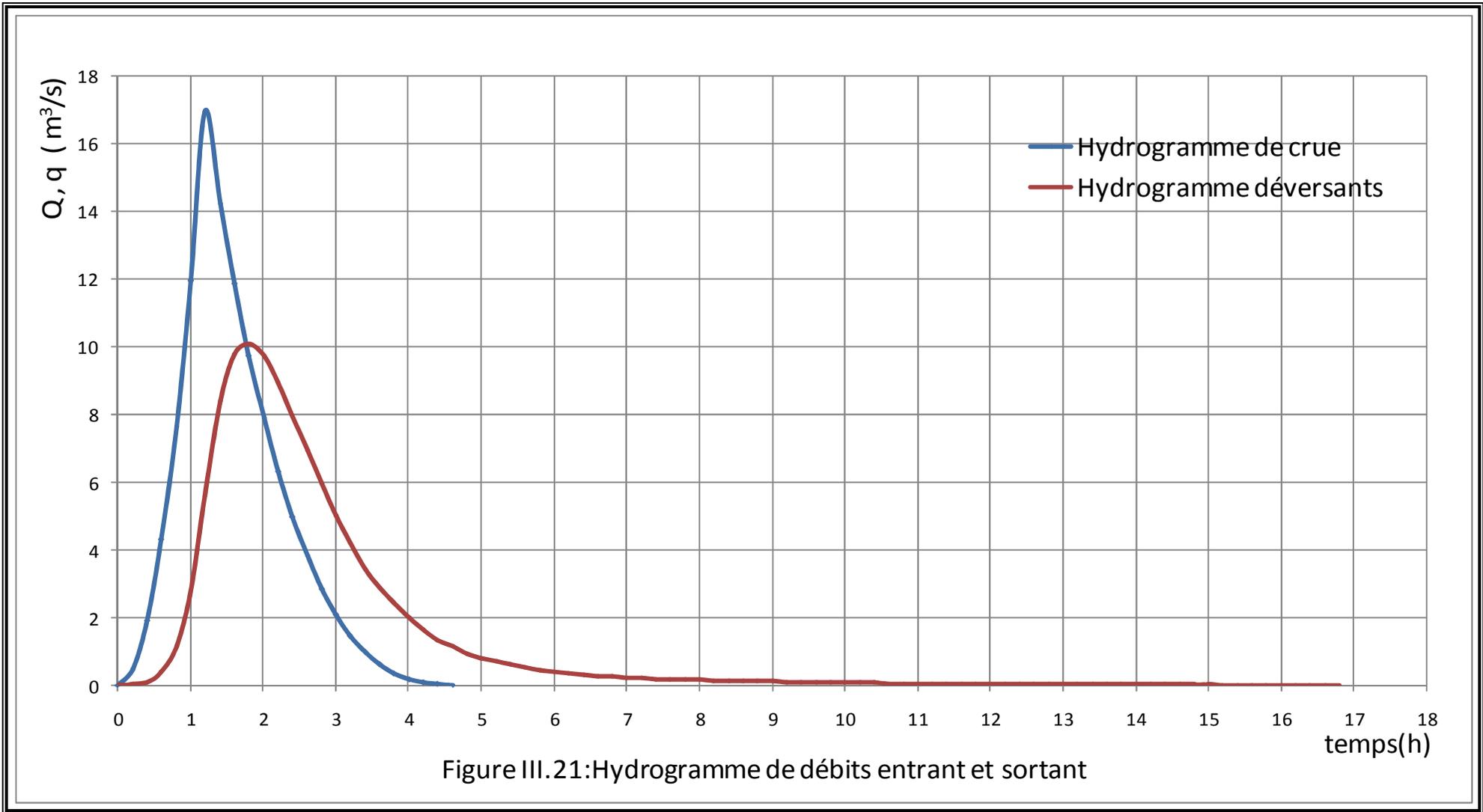


		0,000	-0,027	-0,00001930	0,14516	0,02680
14,2	0					
		0,000	-0,026	-0,00001872	0,14514	0,02600
14,4	0					
		0,000	-0,025	-0,00001829	0,14512	0,02540
14,6	0					
		0,000	-0,025	-0,00001786	0,14511	0,02480
14,8	0					
		0,000	-0,014	-0,00001030	0,14509	0,01430
15	0					
		0,000	-0,013	-0,00000936	0,14508	0,01300
15,2	0					
		0,000	-0,002	-0,00000180	0,14507	0,00250
15,4	0					
		0,000	-0,002	-0,00000151	0,14507	0,00210
15,6	0					
		0,000	-0,002	-0,00000153	0,14507	0,002
15,8	0					
		0,000	-0,0014	-0,00000148	0,14506	0,0014
16	0					
		0,000	-0,0009	-0,00000145	0,14506	0,0009
16,2	0					
		0,000	-0,0007	-0,00002873	0,14506	0,0007
16,4	0					
		0,000	-0,0002	-0,00002794	0,14503	0,0002
16,6	0					
		0,000	-0,0001	-0,00002707	0,14501	0,0001
16,8	0					
					0,14500	0,00000

Conclusion

D'après l'étude hydrologique on constate que la hauteur de la retenue collinaire est égale à 11m au niveau d'eau normal avec un volume mort de $0,0124\text{Mm}^3$ et un volume utile de $0,145\text{Mm}^3$, la surface à irrigué est égale à 28,5 Ha.

Le débit évacué par l'évacuateur des crues est égale à 13,21 m³/s avec une largeur de déversoir est égale à 8m et une charge déversante de 0,85m.





Chapitre IV: Etude des variantes

Introduction

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature de sol de fondation et de la forme de la vallée, des problèmes de transport d'approvisionnement, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunt ainsi que des conditions économiques.

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

IV.1 Le choix du type de barrage

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

➤ La topographie du site

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant. En second lieu vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

➤ La morphologie de la vallée

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

➤ Les conditions géologiques et géotechniques

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

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



- Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.
- Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

➤ **Les matériaux de construction**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ainsi que du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

En se basant sur ces exigences on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

IV.2 Les variantes à proposer

Dans notre cas, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux, Nous proposons les variantes suivantes :

a. Barrage en terre homogène

Un barrage en terre homogène est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont. Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important d'argile imperméable.

b. Barrage zoné a noyau d'argile

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

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

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



c. Barrage en enrochement avec masque en béton

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenable, difficulté de mise en œuvre,...

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

IV.3 Définition de profil général du barrage

IV.3.1 Hauteur de barrage

IV.3.1.1 Calcul de la revanche

a. Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

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

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F = 0,28 km].

A.N : $H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,28} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,28} = 0,74$

D'où : $V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,74 = 2,98$

Donc : $R = 0,75 \cdot 0,74 + \frac{2,98^2}{2 \cdot 9,81} = 1,02 \text{ m}$

b. Formule de MALLET et PACQUANT

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.3)$$

Avec : $H = 0,5 + 0,33 \sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.4)$

A.N : $H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,28} = 0,67 \text{ m}$

$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,67 = 2,84 \text{ m/s}$

Donc : $R = 0,67 + \frac{2,84^2}{2 \cdot 9,81} = 1,08 \text{ m}$

c. Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.5)$$



$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,28} = 1,15 \text{ m}$$

Donc :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots(IV.6)$$

IV.3.1.2 Calcul la hauteur du barrage

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas 20 m on peut préalablement prendre le tassement égal à 0,5 ÷ 2 % de la hauteur du barrage.

Pour les petits barrages on calcule le tassement d’après la formule suivant : $T = 0,01 H_b$

Avec :

T = Tassement de la crête du barrage,

H_b = Hauteur du barrage calculée comme suit ;

$$H_b = 103,9 - 95 + 0,85 + 1,15 + 0,1 = \mathbf{11m.}$$

IV.3.2 Largeur en crête

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

a. Formule de KNAPPEN

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(VI.7)$$

b. Formule de E-F-PREECE

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots(VI.8)$$

c. Formule ANONYME (SIMPLIFIEE)

$$b_{cr} = (3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b}) - 3 \dots\dots\dots(VI.9)$$

d. Formule PRATIQUE

$$b_{cr} = \frac{5}{3} + \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(VI.10)$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

Tableau IV.1: Récapitulatif des résultats de calcule de largeur de crête.

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	5,47
E-F-PREECE	4,65
SIMPLIFIEE	5,01
PRATIQUE	5,53
MOYENNE	5,17

On opte pour une largeur de crête égale à **5m.**



IV.3.3 La longueur en crête

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui, elle est égale à **196,07 m**.

IV.3.4 Fixation du choix définitif du type de barrage

On dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai). La solution d'un barrage en terre homogène ou pseudo-zoné semble être la solution la plus économique, avant d'arriver au choix finale de la variante, on a pris en considération :

- La facilité de la réalisation ;
- Les zones d'emprunt ;
- L'existence de carrière de matériaux de construction ;
- Les conditions climatiques (températures, précipitations,...) ;
- La sismologie ;
- Le volume des matériaux de construction ;
- Le dispositif d'étanchéité ;
- La technologie de réalisation, coûts,....

On propose de réaliser Une étude de comparative technico économique des différents types de barrage proposés.

IV.3.5 Pentés des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimal, le Tableau IV.2 donne les différentes valeurs des pentes des talus amont et aval pour chaque type du barrage en fonction de son hauteur.

**Tableau IV.2:** Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et le type du barrage .on choisi pour les calculs les pentes:

- Parement amont $m_1 = 3$.
- Parement aval $m_2 = 2,5$.

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

IV.4 Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de protection des talus

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y adonc en général de prévoir une protection des talus.

a. le talus aval

Sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé au fur à mesure des travaux de terrassement. On fait un enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3m).



Remarque :

On a évité d'enherber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, on peut atteindre à des glissements d'argile.

b. le talus amont

Sera protégé par un parement en rip–rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la formule suivante : $e = C \cdot V^2$ (IV.11)

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

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

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement.

La valeur de C est donnée par le Tableau IV.3.

Tableau IV.3: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma = 2,50 \text{ (t/m}^3\text{)}$	$\gamma = 2,65 \text{ (t/m}^3\text{)}$	$\gamma = 2,80 \text{ (t/m}^3\text{)}$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,03
1/1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0,27m$, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,4m$.

IV.4.1 Etanchéité du barrage

a. Le Noyau

Pour les deux premières variantes où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage.

Vers le sommet, le noyau doit être monté au dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage. Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobé en bitumineux.



Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

a. Dimensionnement du noyau

Niveau en crête:

$$N_{crN} = N_{CB} - 1 = 106 - 1 = 105 \text{ m}$$

La largeur en crête minimale du noyau est:

$$b_{min} = 1/6 \cdot H_b = 1/6 * 11 = 1,83 \text{ m} \dots\dots\dots (IV.12)$$

Donc on adopte:

$$b_{min} = 2 \text{ m}$$

La pente un talus amont et aval du noyau est : $m = 0,5$.

De la hauteur du noyau on tire la largeur à la base du noyau, la hauteur du noyau est:

$$H_n = H_b - 1 = 11 - 1 = 10 \text{ m}$$

La largeur en base est:

$$b_{base} = 2 \cdot m_1 \cdot H_n + b_{min} = 2 * 0,5 * 10 + 2 = 12 \text{ m}$$

b. Les drains

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

b.1. Dimensionnement du drain tapis

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

-La longueur du drain tapis est de :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV.13)$$

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 65,5 \text{ m}$].

Donc :
$$L_d = \frac{65,5}{3} = 21,83 \text{ m}.$$



O prend : $L_d = 22m.$

b.2. Dimensionnement du drain prisme

Hauteur: $H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (IV.14)$

Avec : H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 11m$)

On prend $H_p = 0,18 H_b$

On aura : $H_p = 1,98 m$

Donc on adopte: $H_p = 2 m$

Largeur en crête: $b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots\dots\dots (IV.15)$

On prend $b_p = 1/3 h_p$

Ce qui donne: $b_p = 0,67 m$

Fruits des talus : $m_1 = (1 \div 1,75)$

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

Donc on prend : $m_1 = 1,25$

$m_2 = 2,5$

IV.5 Etude Technico-économique

Pour déterminer le coût du barrage, on trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots\dots\dots (IV.16)$$

Où : N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

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

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

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \times H_{bi}$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

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

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_{bi}$$

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

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i ; \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots (VI.17)$$



Avec :

d : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1}
 En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués par l'agence nationale des barrages et du transfert (ANBT), nous déterminons les coûts des différentes variantes.

IV.5.1 Barrage homogène en argile

Pour un barrage homogène en argile limoneuse d'une hauteur de 11 mètres, les pentes des talus amont varié entre $[2,5 \div 3]$ et aval $[2 \div 2,5]$.

IV.5.1.1. Recharge (argile)

Tableau IV.4: volume de recharge (Argile).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
1	0	45,7455	25	1143,6375
2	91,491			
3	222,838	157,1645	25	3929,1125
		260,6257	25	6515,6425
4	298,4134	288,6169	25	7215,4225
		264,19485	25	6604,8713
5	278,8204	227,86155	25	5696,5388
		127,98315	25	3199,5788
6	249,5693	24,90625	21,07	524,77469
		0		
7	206,1538			
8	49,8125			
9	0			
Volume total				34829,578



IV.5.1.2 Matériaux de protection

Tableau IV.5: Volume d'enrochement (Rip Rap) talus amont (e=0,4m).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
1	0	3,3648	25	84,12
2	6,7296			217,775
3	10,6924	8,711	25	276,80375
4	11,4519	11,07215	25	269,765
5	10,1293	10,7906	25	244,48
6	9,4291	9,7792	25	227,2175
7	8,7483	9,0887	25	174,30875
8	5,1964	6,97235	25	55,165474
9	0,04	2,6182	21,07	1549,63547
Volume total				1549,63547

Tableau IV.6: Volume de gravier, talus amont (e=0,2m).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
1	0	1,82555	25	45,63875
2	3,6511			116,18375
3	5,6436	4,64735	25	146,11375
4	6,0455	5,84455	25	143,075
5	5,4005	5,723	25	130,7575
6	5,0601	5,2303	25	122,2475
7	4,7197	4,8899	25	95,11375
8	2,8894	3,80455	25	30,439829
9	0	1,4447	21,07	829,569829
Volume total				829,569829

**Tableau IV.7:** Volume de sable, talus amont (e=0,2m).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
1	0	1,76545	25	44,13625
2	3,5309			
3	5,9309	4,7309	25	118,2725
		5,93925	25	148,48125
4	5,9476	5,6337	25	140,8425
		5,1496	25	128,74
6	4,9794	4,8036	25	120,09
		3,70115	25	92,52875
8	2,7745	1,38725	21,07	29,2293575
		0		
Volume total				822,320608

Tableau IV.8 : Volume d'encrochement, talus aval (e=0,4m)

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
1	0	3,06365	25	76,59125
2	6,1273			
3	10,0577	8,0925	25	202,3125
		10,35855	25	258,96375
4	10,6594	10,66115	25	266,52875
		10,66115	25	266,52875
6	10,6594	10,27475	25	256,86875
		6,9338	25	173,345
8	3,9775	1,98875	21,07	41,9029625
		0		
volume total				1543,04171



IV.5.1.3 Prisme de drainage

Tableau IV.9: Volume d'enrochement.

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
1	0	2,2466	25	56,165
2	4,4932			
3	6,9116	5,7024	25	142,56
4	3,8299	5,37075	25	134,26875
5	0	1,91495	25	47,87375
volume total				380,8675

IV.5.1.4 Tapis drainant

Tableau IV.10: Volume de gravier (e=0,4m).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
1	0	0,2052	25	5,13
2	0,4104			
3	1,412	0,9112	25	22,78
4	0,3993	0,90565	25	22,64125
5	0	0,19965	25	4,99125
Volume total				55,5425

Tableau IV.11: Volume de sable (e=0,3m).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
1	0	0,63245	25	15,81125
2	1,2649			
3	4,1677	2,7163	25	67,9075
4	0,6623	2,415	25	60,375
5	0	0,33115	25	8,27875
volume total				152,3725



IV.5.2 Barrage zoné a noyau d'argile

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 33m, les pentes des talus amont varié entre $[2,5 \div 3]$ et aval $[2 \div 2,5]$.

IV.5.2.1 le Noyau

Tableau IV.12: Volume de noyau.

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
1	0	8,6147	25	215,3675
2	17,2294			
3	39,221	28,2252	25	705,63
4	54,878	47,0495	25	1176,2375
5	49,3855	52,13175	25	1303,29375
6	42,7039	46,0447	25	1151,1175
7	37,377	40,04045	25	1001,01125
8	10,005	23,691	25	592,275
9	0	5,0025	21,07	105,402675
Volume total				6250,335175

IV.5.2.2 Recharge

Tableau IV.13: Volume de la recharge (alluvions).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
1	0	34,70085	25	867,52125
2	69,4017			
3	175,5307	122,4662	25	3061,655
4	235,1724	205,35155	25	5133,78875
5	219,8152	227,4938	25	5687,345
6	197,9982	208,9067	25	5222,6675
7	160,7157	179,35695	25	4483,92375
8	36,4763	98,596	25	2464,9
9	0	18,23815	21,07	384,2778205
Volume total				27306,07907



IV.5.2.3 Filtre et drains

Tableau IV.14: Volume du sable

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
1	0	2,42995	25	60,74875
2	4,8599			
3	8,0863	6,4731	25	161,8275
		8,22465	25	205,61625
4	8,363	8,99135	25	224,78375
		9,24345	25	231,08625
5	9,6197	8,46415	25	211,60375
		5,69615	25	142,40375
6	8,8672	1,6656	21,07	35,094192
		3,3312		
7	8,0611			
8	3,3312			
9	0			
Volume total				1273,164192

IV.5.3 Barrage en enrochement avec masque en béton

C'est un ouvrage intéressant et très stable car il assure une bonne résistance à la poussée de l'eau par le poids propre du massif, il supporte assez bien les tassements et ne soumet sa fondation qu'à des pressions modérées. Cependant c'est un ouvrage dont la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécaniques des roches préexistantes ainsi que de leur mise en place pour le remblai.

L'épaisseur du masque en béton est de 0,4m



IV.5.3.1 Recharge (enrochement)

Tableau IV.15: Volume de la recharge (enrochement).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
1	0	51,9112	25	1297,78
2	103,8224			
3	242,1363	172,97935	25	4324,48375
		283,9115	25	7097,7875
4	325,6867	317,19295	25	7929,82375
5	308,6992	247,2788	25	6181,97
6	271,4979	29,584	21,07	623,33488
7	59,168			
8	0			
Volume total				38235,48988

IV.5.3.2 Masque en béton

Tableau IV.16: Volume du masque en béton (e=0,4).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
1	0	2,5524	25	63,81
2	5,1048			
3	8,0741	6,58945	25	164,73625
		8,35615	25	208,90375
4	8,6382	8,13715	25	203,42875
5	7,6361	6,85935	25	171,48375
6	7,1146	1,97685	21,07	41,6522295
7	6,6041	1,97685	21,07	41,6522295
8	3,9537			
9	0			
Volume total				1170,37098



IV.6 Estimation du coût des différentes variantes

Le Tableau IV.17, donne les différents coûts des variantes.

Tableau IV.17: Le coût des différentes variantes.

Variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (DA)	Total (DA)
Homogène en terre	Recharge (argile)	34829,578	400	13 931 831,2	20 807 015
	Enrochement	3473,54468	1500	5 210 317,02	
	Graviers	885,112329	1000	885 112,329	
	Sables	974,693108	800	779 754,4864	
Zoné	Recharge (alluvions)	27306,0791	600	16 383 647,44	26 777 496,7
	Noyau	6250,33518	400	2 500 134,07	
	Enrochement	3473,54468	1500	5 210 317,02	
	Graviers	885,112329	1000	885 112,329	
	Sables	2247,8573	800	1 798 285,84	
Enrochement avec masque en béton	Recharge (enrochement)	38235,4899	1500	57 353 234,82	86 612 509,3
	Masque en béton	1170,37098	25000	29 259 274,5	

IV.7 Comparaison financière des trois variantes

A travers le tableau IV.20, il apparaît clairement que nous ne pouvons nous orienter que vers la 1^{ère} variante car elle est la plus économique possible et la plus facile à mettre en place techniquement.

Conclusion

En tenant compte de cette étude comparative, nous avons opté pour un barrage en terre homogène.

Ce barrage, en terre homogène, remplit les conditions suivantes :

- Une imperméabilité suffisante ;
- Insolubilité dans l'eau ;
- Une faible teneur en matière organique (<5%) ;
- Pas de fissuration sous l'effet des tassements ;
- Une grande résistance au cisaillement et une densité sèche maximale ;

Un coût économique.



Chapitre V: Etude de la variante choisie

Introduction

Définition de profil général du barrage

La digue du barrage REZIROUANE est en remblai homogène, avec une hauteur totale de 11m. La largeur en crête est de 5, et les fruits des talus amont et aval sont données successivement de (3 ; 2,5).

V.1 Conception de la digue

La digue de la retenue collinaire sur Oued REZIROUANE est une digue dite homogène et sera construite uniquement avec des argiles limoneuses.

La composition constructive sera comme suit :

- Fondation ancrée à 4 mètres pour éviter le niveau alluvionnaire ;
- Filtre horizontal (tapis drainant) avec un prisme aval ;
- Recharges argileuses mélangées avec des alluvions ;
- Revêtements sur les talus amont et aval de la digue.

Le niveau de la crête a été arrêté à la côte 106 m.NGA. On définit les termes suivants :

- a.** Crête: Facilite la circulation sur le barrage une fois terminée, elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.
- b.** Clé d'ancrage: elle permet de couper ou de diminuer le flux d'eau à travers la fondation et d'allonger le chemin de filtration.
- c.** Revêtements: Ils protègent les talus contre l'action des vagues (en amont) et de la pluie (en aval).
- d.** Filtres et drainages: Il s'agit de dispositifs qui contrôlent et évacuent les eaux infiltrées à l'intérieur des barrages.
- e.** Recharge: Le massif en amont ou en aval qui donne, en général, la stabilité au barrage.



V.2 Classification de l'ouvrage

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. Pour connaître la classe de notre barrage, nous utilisons le tableau V.1 ;

Tableau V.1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs du barrage (m)			
Sols rocheux.	>100	70,100	25,70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique.	75	35,75	15,35	<15
Terrain argileux plastique.	>50	25,50	15,25	<15

D'après le tableau V.1 (V.volkov, 1986) notre barrage appartient à la classe **IV**.

V.2.1 Dimensionnement de la digue (homogène en argile)

V.2.1.1 Hauteur de barrage

a. Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a.1. Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (V.2)$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F = 0,28 km].

$$A.N : H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,28} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,28} = \mathbf{0,74}$$

$$D'où : V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,74 = 2,98$$



$$\text{Donc : } R = 0,75 \cdot 0,74 + \frac{2,98^2}{2 \cdot 9,81} = 1,02 \text{ m}$$

a.2. Formule de MALLET et PACQUANT

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (V.3)$$

$$\text{Avec : } H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (V.4)$$

$$\text{A.N : } H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,28} = 0,67 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,67 = 2,84 \text{ m/s}$$

$$\text{Donc : } R = 0,67 + \frac{2,84^2}{2 \cdot 9,81} = 1,08 \text{ m}$$

a.3. Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (V.5)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,28} = 1,15 \text{ m}$$

b. Calcul la hauteur du barrage

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas les 20 m, on peut préalablement prendre la valeur du tassement égale à $(0,5 \div 2) \%$ de la hauteur du barrage.

Pour les petits barrages, on calcule le tassement d'après la formule suivante : $T = 0,01 H_b$

Avec ;

T = Tassement de la crête du barrage,

H_b = Hauteur du barrage.

D'où :

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + T = 103,9 - 95 + 0,85 + 1,15 + 0,1 = \mathbf{11 \text{ m}}$$

V.1.1.2 La largeur en crête

Pour les digues dont les hauteurs sont inférieures à 10m, la largeur de la crête ne doit pas être inférieure à 3 m. Pour les digues de hauteur supérieure à 10m, 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 6m.

a. Formule de KNAPPEN

$$b_{\text{cr}} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (V.6)$$

**b. Formule d'E-F-PREECE**

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots(V.7)$$

c. Formule ANONYME (SIMPLIFIEE)

$$b_{cr} = (3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b}) - 3 \dots\dots\dots(V.8)$$

d. Formule PRATIQUE

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(V.9)$$

Avec ;

H_b : Hauteur du barrage [m];

Tableau V.2 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	5,47
E-F-PREECE	4,65
SIMPLIFIEE	5,01
PRATIQUE	5,53
MOYENNE	5,17

On opte pour une largeur de crête égale à **5m**.

V.2.1.3 Longueur en crête

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à **196,07 m**

V.2.1.4 Pentés des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations (Tableau V.3).

D'après le tableau V.3, pour un calcul préliminaire, nous adoptant les valeurs suivantes ;

- Talus amont 1:3 ;
- Talus aval 1:2,5.

Ces valeurs seront retenues si toutefois la stabilité est assurée

**Tableau V.3** : Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

V.3 Protection de la Crête

La crête du barrage en tant qu'élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable elle est réalisée avec une pente de 2 pour mille dans les deux côtés. Elle peut servir pour les passages de service.

La couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de gravé et sable compactée) et couche de 20cm béton. Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante les matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage).

V.4 Protection des talus

Les talus de la digue doivent nécessairement être protégés contre toute action pouvant contribuer à leur altération.

Les talus de la digue sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation



du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

a. Le talus aval

Pour sa protection, l'utilisation de pierres avec des épaisseurs entre 0,2 et 0,3 m est très commune.

b. Le talus amont

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur minimale. Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par les méthodes suivantes:

1. Première méthode

$$e = C.V^2 \dots\dots\dots (V.10)$$

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

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s] (2,98m/s);

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement. ($\gamma_p=2,5 \text{ g/cm}^2$).

La valeur de C est donnée par le tableau V.4.

Tableau V.4 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et le poids.

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma = 2,5 \text{ (t/m}^3\text{)}$	$\gamma = 2,65 \text{ (t/m}^3\text{)}$	$\gamma = 2,80 \text{ (t/m}^3\text{)}$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,03
1/1	0,047	0,041	0,038

Par interpolation linéaire : C = 0,028

D'où : e = 0,26m

En analysant les résultats obtenus, on peut conclure que l'épaisseur à retenir pour la suite du dimensionnement de la digue est e = 40 cm.

2. Deuxième méthode

Les ingénieurs d'US ARMY utilisent le tableau V.5 déterminé à partir d'abaques qui permettent d'obtenir l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

**Tableau V.5** : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'encrochement (m)	D_{\min} (m)
0 ÷ 0,3	0,3	0,2
0,3 ÷ 0,6	0,4	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,3
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,4
1,8 ÷ 2,4	0,7	0,45
2,4 ÷ 3	0,8	0,55

Pour des hauteurs de la vague $0,6 < H < 1,2\text{m}$.

$e = 0,45$ et $D_{50 \min} = 0,30 \text{ m}$

H = hauteur de la vague (m).

e = épaisseur de la couche d'encrochement (m).

D_{50} = diamètre minimal du 50 % de la pierre.

V.4.1 Conclusion

En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue une épaisseur de couche $e = 40\text{cm}$ et un diamètre moyen de 30cm .

Donc une protection du talus amont d'une épaisseur de 40cm d'encrochement avec 40cm de filtre (lit de gravier et sable avec épaisseurs de 15cm pour chacun).

On opte pour une couche de 30cm d'encrochement sur le talus aval.

V.5 Drainages

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

Les conditions des drainages sont comme suit :

- Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté ;
- Ne pas permettre l'effet de Renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes ;
- On doit contrôler son fonctionnement.



V.5.1 Prisme de drainage

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans leurs parties centrales, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est en fonction du niveau d'eau en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur par l'expression $0,18 H$ où H est la hauteur du barrage.

V.5.1.1 Dimensionnement du prisme aval

a. Fruits des talus

$$m_1 = (1 \div 1,75) \text{ on prend } m_1=1,5 ;$$

$$m_2 = (1,5 \div 2, 5) \text{ on prend } m_2=2,5.$$

b. La hauteur du drain

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_{bcr} \dots\dots\dots (V.11)$$

Où : H_{bcr} : Hauteur du barrage ;

AN : $h_{dr}=0,18*11 =1,98 \text{ m} ;$

Donc on adopte: $H_{dr}=2 \text{ m}.$

c. La largeur en sommet

Elle est donnée par : $b_{dr} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}\right) h_{dr} \dots\dots\dots (V.12)$

AN: $b_{dr} = \frac{1}{3} .2 = 0,67 \text{ m}.$

d. Largeur en base du drain

Elle est exprimée par : $B = b_{dr} + (m_1+m_2) h_{dr} \dots\dots\dots (V.13)$

AN: $B = 0,67 + (1,5+2,5)*2 = 8,67\text{m}.$

V.5.2 Tapis de drainage

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue, la sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur. Pour son dimensionnement il est recommandé d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0,80 \text{ m}$, par rapport aux matériaux à employer et du remblai. On peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre. Un tapis filtrant horizontal est proposé, il sera disposé sur le tiers aval du sol de



V.5.2.1 Dimensionnement du drain tapis

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (V.14)$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres ;

L_b : Longueur transversale du barrage en mètres.

Donc : $L_d = \frac{65,9}{3} = 21,97\text{m} ;$

On prend : $L_d = 22\text{m}.$

L'épaisseur du tapis

$$e_t = 0,9\text{m}.$$

V.6 La clé d'étanchéité

D'après les résultats de laboratoire, on peut dire que le fond de la vallée d'Oued REZIROUANE est constitué généralement d'une couche alluvionnaire, d'où la présence d'un grand risque de pertes d'eau par infiltration au dessous du corps de la digue.

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméable. La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 4,5m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0,30m. La largeur en base est de 3m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1,0$.

V.7 Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre

Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :

- Que le sol est homogène et isotrope, c'est à dire que la perméabilité horizontale est identique à la perméabilité verticale ;
- Que la ligne phréatique suit la loi de la parabole de KOZENY ;
- Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

La parabole de la courbe de KOZENY s'écrit comme suit :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad \text{avec} \quad : \quad y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (V.15)$$



$h = H_e ; d = B - L_{ta} - 0,7. B ;$

B : La largeur en base ;

$b = m_1.h ; \text{ donc : } b = 26,7 \text{ m ;}$

$d = 25,21 \text{ m}$ est déterminée graphiquement ;

$y_0 = 1,52 \text{ m.}$

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

$$y^2 = 3,04 x + 2,31$$

La parabole coupe le plan d'eau en un point A. Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny on raccorde celle ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole. En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point (D) sensiblement situé à une distance de a.

$$a = \frac{Y_0}{2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{d^2 + h^2} - d \right) \dots\dots\dots (V.16)$$

AN : $a = \frac{1,52}{2} = 0,76 \text{ m}$

Tableau V.6 : Coordonnées de la parabole de Kozeny.

X(m)	-0,76	0	5	10	15	20	25	25,21
Y(m)	0	1,52	4,19	5,72	6,92	7,95	8,85	8,9

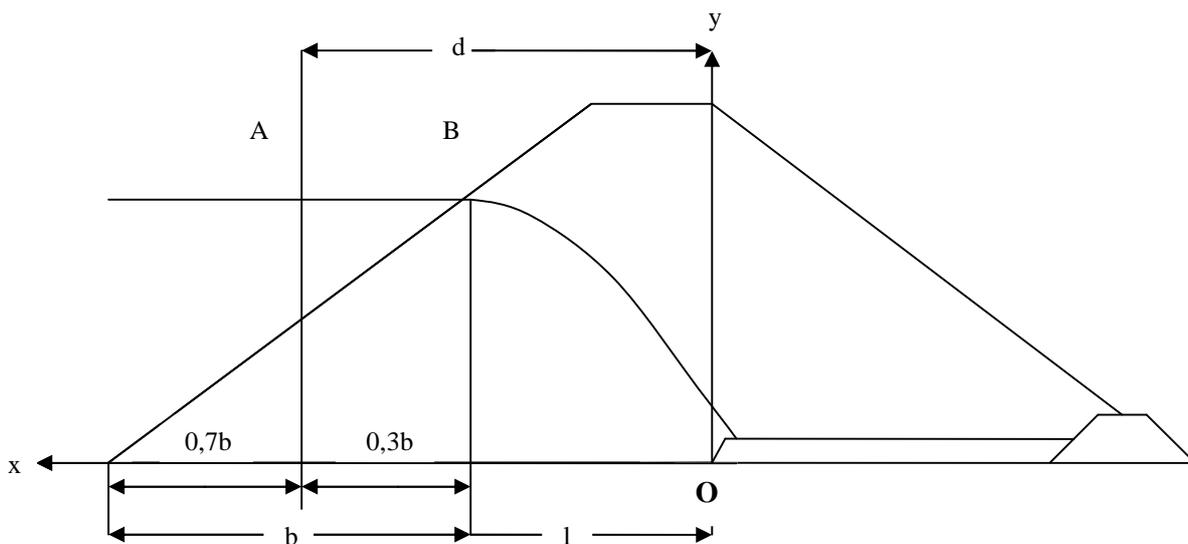


Figure V.1 : calcul les infiltrations à travers le corps de la digue.



V.7.1 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite)

Le débit de fuite à travers le barrage est déterminé par la formule suivante :

$$q_n = K.I.A \dots\dots\dots (V.17)$$

q_n : débit d'infiltration ($m^3/s/ml$) ;

I : gradient hydraulique ;

K : Coefficient de perméabilité ;

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$ et : $A = y.I$

Donc : $q_n = Ky \frac{dy}{dx}$ Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où : $q_n = Ky_0 m^3/s/ml$.

Sachant que : $K = 3.10^{-8} m/s$

On a : $q_n = 4,56. 10^{-8} m^3/s/ml$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q_n.L = 3.10^{-6} m^3/s$$

Le débit de perte en une année sera :

$$Q_{an} = 94,61 m^3/an$$

Cette valeur de débit de fuite est sensiblement négligeable par rapport au volume d'eau stocké.

V.7.2 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

- Corps du barrage

La résistance d'infiltration du sol est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{l} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (V.18)$$

ΔH : perte de charge à travers le barrage ; $\Delta H = 8,9m$ et $l=65,9m$

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau V.7.



Tableau V.7 : gradient hydraulique admissible (V.volkov, 1986)

Sol du corps du barrage	Classification de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,6	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable- moyenne	0,7	0,8	0,9	1
Limon sableux	0,55	0,65	0,75	0,86
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Donc: $I_{adm}=1,95$; $\Delta H=8,9$ m; $l=65,9$ m ;

$I = 0,135 \leq I_{adm}=1,8$.

Donc La résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

V.7.3 Calcul des fuites à travers la fondation

Si B est l'épaisseur à la base de la zone imperméable du barrage et h la profondeur de la couche perméable de la fondation, le débit de fuite par mètre linéaire de barrage est donnée par l'expression suivante :

$$q_f = \frac{K.H}{0,88 + \frac{B}{h}} \dots\dots\dots (V.19)$$

q_f : Débit de fuite à travers la fondation en $[m^2/s]$;

K : Coefficient de perméabilité moyen de la fondation en $[m/s]$;

H : Charge hydraulique en $[m]$.

Précisons que cette formule n'est utilisable que si $B > 2h$. Dans notre cas $B=65,9$ m et $h=4$ m.

On voit bien que $B > 2h$ donc on peut utiliser la formule.

AN:
$$q_f = \frac{1,75 \cdot 10^{-8} \cdot 8,9}{0,88 + \frac{65,9}{4}} = 8 \cdot 10^{-9} m^3/s/m.l$$

Le débit total de fuite à travers toute la fondation est de :

$$Q_f = q_f \cdot L_{cr} = 8 \cdot 10^{-9} \cdot 196,07 = 1,57 \cdot 10^{-6} m^3/s$$

Le débit total de fuite est de :

$$Q_{tf} = Q_{bar} + Q_f \dots\dots\dots (V.20)$$

$$Q_{tot} = 3 \cdot 10^{-6} + 1,57 \cdot 10^{-6} = 4,57 \cdot 10^{-6} m^3/s$$



V.7.4 Calcul des filtres

a. Règles des filtres

L'exigence primordiale aux sols des filtres est qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du phénomène de Renard.

Condition 1

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \quad \dots\dots\dots (V.21)$$

D'où :

- η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$;
- n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \log \eta$;
- $n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;
- $n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Condition 2

Condition de (TERZAGUI, 1922) (CIGB, 1994):

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \quad \dots\dots\dots (V.23)$$

- D_{15} : Diamètre de filtre ;
- d_{15} : Diamètre du sol à protéger.

b. Détermination de la courbe granulométrique des filtres

$$D_{17}^F = \frac{D_{PV}}{0,32 \cdot \sqrt[6]{U_F} \cdot (1 + 0,05 \cdot U_F)} \cdot \frac{1-n}{n} \quad \dots\dots\dots (V.24)$$

U_F : Coefficient d'homogénéité du sol du filtre [$U_F = 15$] ;

n : la porosité de filtre [$n = 0,4 - 0,1 \cdot \log (U_F)$] ;

D_{PV} : diamètre des particules soumises à un effet de voûte ;

$$D_{PV} = (3 \text{ à } 4) \cdot d_{15}$$

d_{15} : Diamètre des particules du sol protéger à 15%.

On déterminera aussi le diamètre minimum D_{\min} en fonction de D_{17}

$$D_{\min} = \frac{D_{17}}{1 + 0,2 \cdot (1,7)^x} \quad \dots\dots\dots (V.25)$$

Où : $x = 1 + 1,28 \cdot \log (U_F)$.

Les autres valeurs de "Di" sont déterminées par la formule suivante :

$$D_i = [1 + 0,2 \cdot (0,1 \cdot i)^x] \cdot D_{\min} \quad \dots\dots\dots (V.26)$$



AN: $d_{15} = 0,63 \mu\text{mm}$;
 $d_{50} = 5,3 \mu\text{mm}$;
 $d_{85} = 0,038 \text{ mm}$.

$n = 0,4 - 0,1 \log (15) = 0,28$ et $x = 1 + 1,28 \cdot \log (15) = 2,505$.

Les résultats de la 1ère couche sont donnés dans le Tableau V.8.

Tableau V.8 : Récapitulatif des résultats de la 1^{ère} couche de filtre.

D_{pv}	D_{17}	D_{min}	D_5	D_{10}	D_{15}	D_{20}	D_{50}	D_{60}	D_{80}	D_{100}
(μ m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)						
2,52	7,368	4,197	4,345	5,036	6,515	8,962	0,052	0,079	0,158	0,273

Les résultats de la 2^{ème} couche sont donnés dans le Tableau V.9.

Tableau V.9 : Récapitulatif des résultats de la 2^{ème} couche de filtre.

D_{pv}	D_{17}	D_{min}	D_5	D_{10}	D_{15}	D_{20}	D_{50}	D_{60}	D_{80}	D_{100}
(μ m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
19,544	0,057	0,033	0,034	0,039	0,051	0,069	0,399	0,612	1,223	2,115

Les fuseaux des filtres sont représentés dans l’Annexe A.

c. Vérification de l’absence de RENARD dans le sol des filtres

• **Filtre N° 1**

Pour qu’il n’y a pas le phénomène du RENARD il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt{\eta} (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1 - n} \dots\dots\dots(V.27)$$

D’après la courbe granulométrique de F_1 :

- $D_5 = 0,004345 \text{ mm}$; $D_{10} = 0,005036 \text{ mm}$;
- $D_{17} = 0,007368 \text{ mm}$; $D_{60} = 0,079 \text{ mm}$;
- $\eta = D_{60}/D_{10} = 15,687$ Coefficient d’hétérogénéité ;
- $n_0 = 0,45$ d’où $n = 0,33$;
- $D_5/D_{17} = 0,59 > 0,445$;
- La condition est vérifiée donc il n’y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.

La condition de TERZAGUI (zone de transition) : $\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,006515}{0,038} = 0,17 < 4$



La condition de TERZAGUI est vérifiée.

- **Filtre N°2**

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du RENARD il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0,05 \eta) \frac{n}{1 - n}$$

D'après la courbe granulométrique de F_1 :

- $D_5 = 0,034$ mm ; $D_{10} = 0,039$ mm ;
- $D_{17} = 0,057$ mm ; $D_{60} = 0,612$ mm ;
- $\eta = D_{60}/D_{10} = 15,692$ Coefficient d'hétérogénéité ;
- $n_0 = 0,45$ d'où $n = 0,33$;
- $D_5/D_{17} = 0,59 > 0,45$;
- La condition est vérifiée donc il n'y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.

La condition de TERZAGUI (zone de transition) : $\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,051}{0,038} = 1,34 < 4$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

Conclusion

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 15cm ;
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur = 15cm ;
- L'enrochement d'épaisseur = 30cm.

V.8 Volume des travaux

Les volumes totaux des différents matériaux constituant le corps de barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_i^n V_i ; \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \quad \dots \dots \dots (V.28)$$

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

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction. Les résultats sont donnés dans l'annexe C.



Chapitre VI: Etude de stabilité de la digue

VI.1 Généralités sur l'étude de stabilité des pentes

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols les plus courantes sont celles de FELLENIUS, BISHOPB, SPENCER, JANBU. Toutes sont des méthodes d'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer de façon durable dans le remblai :

- En raison des écoulements permanents à travers le remblai.
- En conséquence des variations des contraintes résultantes de la construction d'une vidange rapide ou bien de séismes.

Plusieurs configurations doivent être analysées à savoir :

a. Fonctionnement normal (talus aval)

Le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités.

b. Fin de construction (talus aval et amont)

Pas encore d'action de la retenue mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées.

c. Vidange rapide (talus amont)

Après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont.

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de la classe du barrage sont groupés dans le Tableau VI.1

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

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,3 ÷ 1,2	1,2 ÷ 1,15	1,15 ÷ 1,1	1,1 ÷ 1,05
Spéciales (avec séisme)	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	1,05

Notre barrage fait partie de la classe IV, les coefficients admissibles seront donc :

- Sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,11 - 1,05$
- 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. La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en la détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité et le moment des efforts de basculement (forces motrices) par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être inférieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} ».

VI.2 Méthode de FELLENIUS

Dans cette méthode on admet que la rupture a lieu suivant une surface de glissement en forme de cylindre circulaire et qu'elle se produit instantanément et simultanément le long de toute la surface. On considère d'autre part qu'il n'y a aucune interaction dans la 3^{ème} dimension du barrage transversale à la vallée. Pour que cette approximation soit valable, la longueur du barrage le long de cette 3^{ème} dimension doit représenter 2 à 3 fois la longueur de l'arc de rupture, cette hypothèse étant faite, on trace sur une coupe transversale du barrage plusieurs cercles de glissement et on cherche le cercle le plus critique c'est-à-dire celui qui présente le coefficient de sécurité le plus faible.

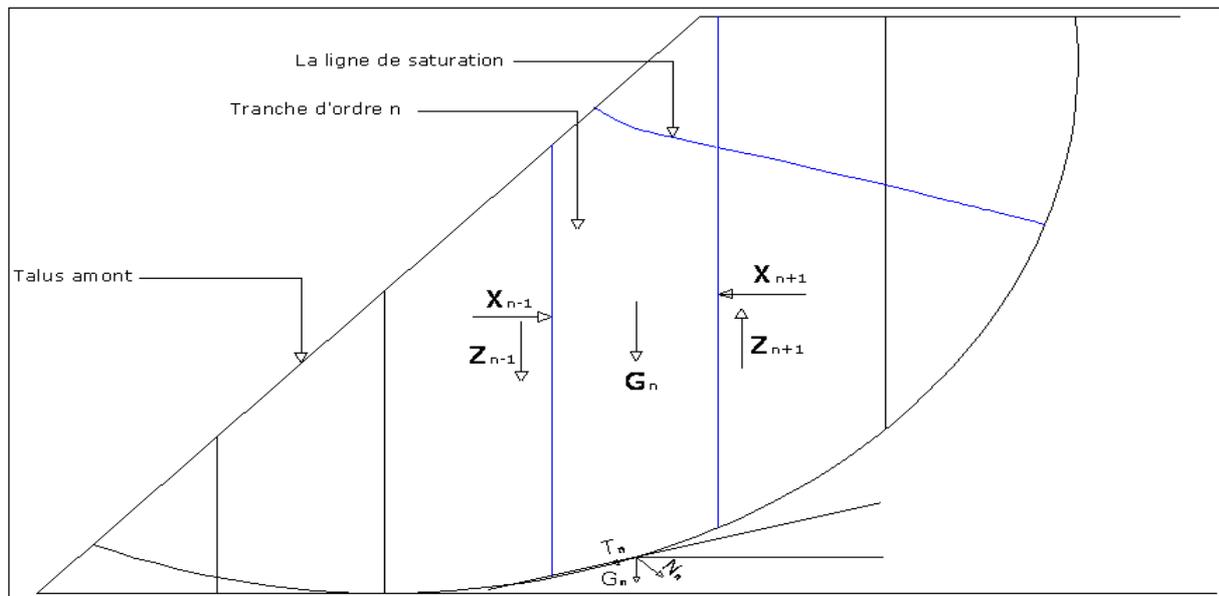


Figure VI.1 : Calcul de stabilité, méthode de FELLENIUS.

Telque :

G_n : le poids de la tranche,

N_n : la composante normale du poids (G_n) de la tranche ramenée au niveau du cercle de glissement,

T_n : la composante tangentielle du poids (G_n) de la tranche ramenée au niveau du cercle de glissement,

X_n, Y_n : les composantes de l'action de la tranche d'ordre (n-1) sur la tranche (n),

X_{n+1}, Y_{n+1} : les composantes de l'action de la tranche d'ordre (n+1) sur la tranche (n).

Pour simplifier les calculs, FELLENIUS admet les hypothèses suivantes :

1. Au niveau de chaque tranche:

$$X_{n+1} - X_n = 0$$

$$Y_{n+1} - Y_n = 0$$

Ce qui revient à dire qu'il n'y a pas d'interaction.

2. La force tangentielle T_n a tendance à entraîner le glissement, elle est motrice.

3. La force N_n est stabilisatrice car elle mobilise le frottement interne, elle crée une force résistante



Le moment des forces résistantes est la somme de celui des forces de frottement et de celles de cohésion s'écrit :

$$\sum(N_n - P).Tg(\varphi).R + \sum C.dl.R. \dots\dots\dots(VI.1)$$

Tel que : $P = U.dl \dots\dots\dots(VI.2)$

- U : la pression interstitielle,
- dl : longueur en arc de la tranche,
- R : rayon du cercle de glissement,
- φ : angle du frottement,
- C : la cohésion,

Le moment des forces motrices s'écrit :

$$\sum T_n.R = R. \sum T_n. \dots\dots\dots(VI.3)$$

Le coefficient de sécurité F est défini comme le moment résistant au moment moteur :

$$F = \frac{\sum(N_n - P).Tg(\varphi) + C.dl}{\sum T_n} \dots\dots\dots(VI.4)$$

En tenant compte de séisme le coefficient de sécurité devient :

$$F = \frac{\sum(N_n - P).Tg(\varphi) + C.dl}{\sum T_n + \frac{a.G_n.d_n}{R}} \dots\dots\dots(VI.5)$$

Tel que :

- a : Le coefficient de la sismicité,
- dn : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

VI.3 Ordre de calcul

VI.3.1 Détermination du centre de glissement par la méthode de FANDEEV

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.



(K_1 - K_2) : sont déterminés d'après le Tableau VI.2 en fonction de pente de talus.

Tableau VI.2: valeurs de K_1 , K_2 en fonction de pente de talus.

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

Tableau VI.3 : Les rayons des cercles de glissement.

talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	11	25,3
Aval	2,5	0,875	2,025	9,625	22,275

Dans notre cas :

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 un courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c.à.d 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 $b=0,1R$, pour le talus aval, les tranches se trouvant à droite dans le sens du glissement sont numérotées négativement, celles de gauche positivement contrairement au talus amont.

VI.3.2 Les efforts agissants sur une partie de glissement

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

- Poids de la tranche « G ».
- Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
- Forces de pressions interstitielles (U).
- Forces de Cohésion.
- L'effort du séisme.

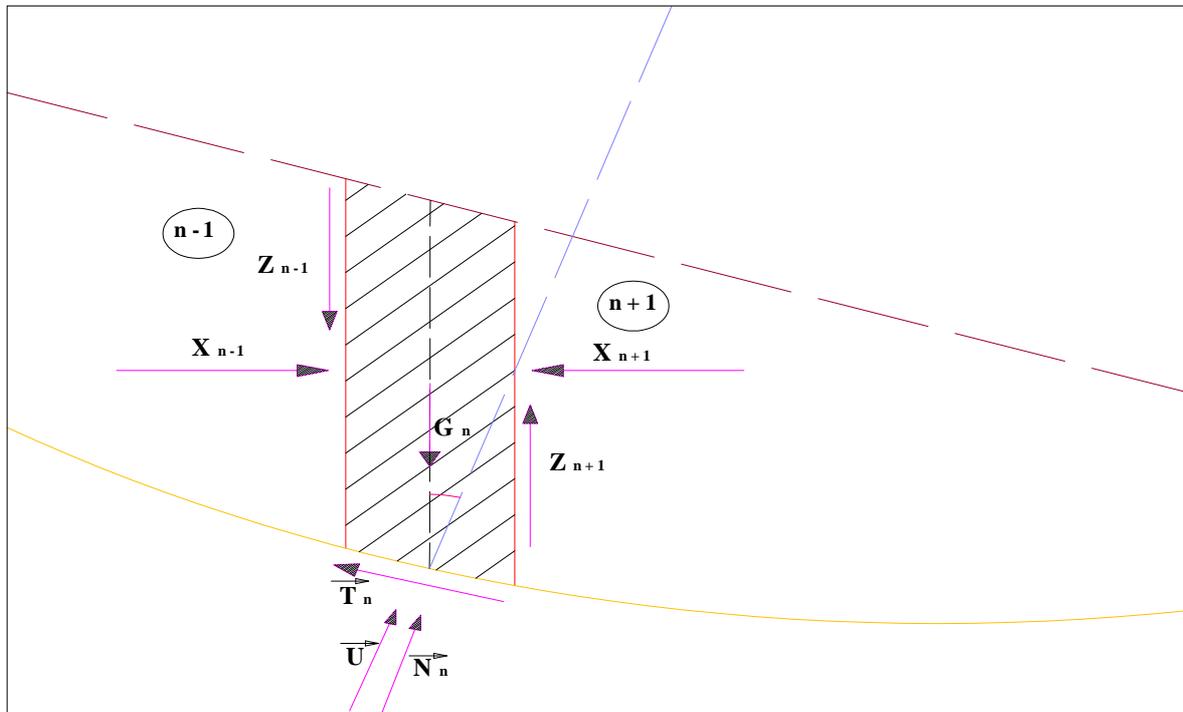


Figure VI.2 : Les forces qui agissent sur une tranche.

VI.3.3 Calcul des forces appliquées à chaque tranche

a. Force de pesanteur

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

La formule s'écrit : $G_n = b(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$(VI.6)

h_1, h_2 : hauteurs des tranches,

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation. (γ_d : densité sèche),

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation. (γ_{sat} : le poids volumique du matériau de construction à l'état saturé),

b : largeur de la tranche.

Cette force a deux composantes :

$N_n = G_n \cdot \cos \alpha$: qui est une force normale stabilisatrice.

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

$$\text{Avec : } \sin(\alpha) = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{nombre.total.des.tranches}} \dots\dots\dots(\text{VI.7})$$

$$\cos(\alpha) = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha} \dots\dots\dots(\text{VI.8})$$

Pour le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche, le poids volumique déjaugé : $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$(VI.9)

Avec : γ_{sat} : le poids volumique déjaugé,



γ_w : le poids volumique de l'eau, $\gamma_w = 1\text{T/m}^3$.

b. Forces de pression interstitielles

Dans le cas où le réservoir est plein, la force de pression interstitielle se calcule comme suit :

$$P = U.dl = \gamma_w .h .dl. \dots\dots\dots(\text{VI.10})$$

Avec :

U : pression interstitielle,

dl : longueur en arc de la tranche,

γ_w : poids volumique de l'eau, $\gamma_w = 1\text{T/m}^3$,

h : hauteur de la tranche,

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

c. Forces de cohésion

$$F_c = C.dl. \dots\dots\dots(\text{VI.11})$$

Avec : C : Cohésion du sol considéré,

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

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.

$$T = a .G_n. \dots\dots\dots(\text{VI.12})$$

Avec : a : Coefficient de la séismicité ($a = 0,29$),

G_n : Poids de la tranche.

VI.4 Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

a. Les forces stabilisatrices

a.1. Force de frottement

$$F_1 = N_n \text{tg } \varphi - U \text{ dl tg}\varphi. \dots\dots\dots(\text{VI.13})$$

Avec: φ : Angle de frottement.

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

a.2. Force de cohésion

$$F_c = C.dl, \text{ Avec : } dl = \frac{b}{\cos(\alpha)} \dots\dots\dots(\text{VI.14})$$

b : largeur de la tranche.



C : Cohésion du sol considéré.

Le moment des forces stabilisatrices par rapport au centre de glissement est donné par:

$$M_s = [(N_n - U, dl) \operatorname{tg}\varphi + C, dl] R. \dots\dots\dots(\text{VI.15})$$

M_s : moment des forces stabilisatrices par rapport au centre de glissement,

R : rayon du cercle de glissement.

b. Les forces déstabilisatrices (motrices)

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle au cercle de glissement, elle tend à faire glisser la tranche du talus vers le bas.

Le moment de ces forces par rapport au centre du cercle de glissement est donné par :

$$M = R. \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots(\text{VI.16})$$

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 :

$$M_T = a G_n d_n. \dots\dots\dots(\text{VI.17})$$

Avec : M_T : moment des forces de séisme,

a : Le coefficient de la séismicité (a = 0,29),

G_n : Poids de la tranche,

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

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

Les caractéristiques géotechniques des sols sont représentées dans les Tableaux VI.4 et VI.5.

Tableau VI.4 : Caractéristique géotechnique des sols.

Paramètres	Unité	Corps du barrage
φ	Degré (°)	16,65°
C	T/m ²	3,1
γ_{sat}	T/m ³	1,96
γ_d	T/m ³	1,6

**Tableau VI.5** : Caractéristique géotechnique des sols.

Paramètres	Unité	fondation
φ	Degré (°)	26°
C	T/m ²	1,1
γ_{sat}	T/m ³	1,92
γ_d	T/m ³	1,66

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

a. Retenue pleine (fonctionnement normal)

Le coefficient « K_s » est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les moments des forces motrices par rapport au centre de glissement donné par FELLENIUS.

a.1. Avec effet de séisme

$$K_s = \frac{\sum (N_n - P) \text{tg} \varphi + \sum C d L}{\sum G_n \text{Sin}(\alpha_n) + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (\text{VI.18})$$

a.2. Sans l'effet de séisme

$$K_s = \frac{\sum (N_n - P) \text{tg} \varphi + \sum C d L}{\sum G_n \text{Sin}(\alpha_n)} \dots\dots\dots (\text{VI.19})$$

b. Retenue vide (fin de construction)

Pour le cas d'une retenue vide la pression interstitielle est nulle ($p = 0$), on vérifie la stabilité avec et sans l'effet du séisme.

R : rayon du cercle de glissement.

b.1. Avec effet de séisme

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \text{Cos} \alpha_n \text{tg} \varphi + \sum C . dl}{\sum G_n \text{Sin} \alpha_n + \frac{\sum a G_n d_n}{R}} \dots\dots\dots (\text{VI.20})$$

b.2. Sans l'effet de séisme

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \text{Cos} \alpha_n \text{tg} \varphi + \sum C . dl}{\sum G_n \text{Sin} \alpha_n} \dots\dots\dots (\text{VI.21})$$



c. Calcul du K_s pour le cas de vidange rapide

K_s est calculé seulement pour le talus amont. Et dans ce cas on calcule le poids de la tranche à l'aide du poids volumique déjaugée du matériau γ' .

c.1. Avec effet de séisme

$$K_{as} = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n) \cdot \text{tg} \varphi + \sum Cdl}{\sum G_n \sin \alpha_n + \sum a \frac{G_n dn}{R}} \dots \dots \dots (\text{VI.22})$$

c.2. Sans effet de séisme

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \text{tg} \varphi + \sum Cdl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \dots \dots \dots (\text{VI.23})$$

Les résultats de calcul de stabilité sont représentés dans l'Annexe D, pour les différents rayons et sont regroupés dans le tableau VI.6.

Tableau VI.6 : Coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Sans séisme ($K_{ss,adm} = 1,1 - 1,05$)	Avec séisme ($K_{as,adm} = 1,05$)
Fin de construction	Talus aval		
	R1=25,39 m	2,64	1,37
	R2=23,72 m	3,14	1,72
	R3=21,34 m	2,75	1,49
	R4=19,4 m	2,43	1,27
	R5=18,42 m	2,53	1,35
	Talus amont		
	R1=28,68 m	2,88	1,43
	R2=27,37m	3,44	1,77
	R3=25,4m	2,62	1,31
	R4=20,4 m	2,74	1,36
R5=18,3 m	3,15	1,59	
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R1=25,39 m	2,58	1,34
	R2=23,72 m	3,14	1,72
	R3=21,34 m	2,75	1,49
	R4=19,4 m	2,1	1,13
R5=18,42 m	2,53	1,35	
Vidange rapide	Talus amont		
	R1=28,68 m	4,09	2,03
	R2=27,37m	4,94	2,54
	R3=25,4m	3,55	1,78
	R4=20,4 m	3,7	1,85
R5=18,3 m	2,46	1,24	



Conclusions et recommandations

D'après les résultats obtenus, on observe que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

On a calculé la stabilité des talus en utilisant les caractéristiques géotechniques (φ_u, C_u) non drainé qui nous donne la stabilité à courte terme. notant que pour calculer la stabilité à long terme il faut utiliser les caractéristiques géotechniques (φ', C') drainé.



Chapitre VII: Etude des variantes des ouvrages annexes

Introduction

Pendant d'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenants à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour le retenu seront.

1. L'ouvrage de vidange de fond ;
2. L'ouvrage de prise d'eau ;
3. L'ouvrage de l'évacuateur de crues ;
4. L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

VII.1 Ouvrage de Prise d'eau

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau de la retenue et celui des plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

VII.1.1 Type de prise

a. Prise d'eau en charge

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de command au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

b. Prise d'eau flottante

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante; l'inconvénient de celle ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.



c. Tour de prise

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

VII.1.2 Choix de la variante

Vu la destination du retenue (irrigation des parcelles adjacentes), le prélèvement des eaux peut être effectué à un niveau unique, la qualité des eaux n'est pas d'une grande turbidité vu les apports solides faibles. L'ouvrage de prise en conduite permet la prise avec faible perte de charge, et un coût relativement faible par rapport aux deux autres variantes (flottantes, tour de prise), cela rend celle-ci la variante la plus adéquate.

VII.2 Ouvrage de vidange

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus amont) ;
- De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire prise, parement amont de la digue) ;
- De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

VII.2.1 Conduite de vidange en charge

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est en fonction du débit à évacuer.

VII.2.2 Conduites à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier ;
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1-2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.



VII.2.3 Choix de la variante

Pour des raisons pratiques et économiques, il a été préférable d'associer l'ouvrage de vidange à celui de prise d'eau.

Le tracé de la vidange de fond empruntera celui de la dérivation provisoire

➤ **Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite**

- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements ;
- Prévoir une bonne assise pour la conduite ;
- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minima de vidange qu'ont doit tenir en compte sont donnés dans le Tableau VII.1 ;

Tableau VII.1 : type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{V}$.

$H^2 \cdot \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	P V C ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne réglable en avale.

H : Hauteur du barrage (m),

V : Volume d'eau stocké (Hm^3).

L'ouvrage de vidange sera constitué de deux vannes, une vanne de garde. (Batardeau) en amont et une autre en aval.

VII.3 Ouvrage d'évacuateur de crues

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pou la digue.



VII.3.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

1. La sûreté et la sécurité de fonctionnement ;
2. Les difficultés de réalisation ;
3. Les exigences typographiques du site ;
4. Les exigences géologiques du site ;
5. La facilité d'entretien ;
6. La facilité de modification ;
7. Le coût de l'ouvrage.

VII.3.2 Différents types des évacuateurs de crues

a. L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique. Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

b. L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages suivants :

1. Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet ;
2. Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

1. Le coût peut être élevé ;
2. La difficulté de modification.

VII.3.3 Choix de la variante

Différentes solutions ont été envisagées, mais; nous avons retenu l'évacuateur de surface qui présente plus d'avantages surtout sur le plan économique.

Pour des raisons topographiques et notamment l'accessibilité sur la crête de la digue, dans notre étude nous optons pour un évacuateur de surface à entonnement frontal sur la rive gauche.



Chapitre VIII: Etude des ouvrages annexes

Introduction

Le rôle de l'évacuateur de crues est de stabilisé le niveau de la retenue à la côte normale (103,9 m NGA) on évacuant le surplus qui arrive sous forme de crues ou d'apports continus.

Le fonctionnement de la retenue est tel qu'en assurant une réserve de secours, elle permet une alimentation d'eau continue pour les besoins d'irrigation pour une assez longue durée, cela nous oblige à assurer un écoulement rapide par le canal d'évacuation à partir du seuil de déversement jusqu'au lit de l'oued (le plus loin possible de la digue).

Les paramètres hydrauliques ont été dimensionnés pour la crue centennale, mais les ouvrages devront supporter même le passage d'une crue catastrophique (crue millénaire).

VIII.1 Dimensionnement hydraulique

Avant de procéder aux calculs hydrauliques, on doit vérifier la fiabilité de l'évacuateur de crues avec sa longueur déversante lors de l'évacuation de la crue centennale.

La charge au dessus de déversoir est acceptable de point de vue que le niveau des plus hautes eaux sera encore inférieur à la crête de la retenue.

Les calculs hydrauliques seront donc établis pour la même largeur déversante (8 m) et pour la même charge ($h_{dév}=0,85$ m) et le même débit déversant ($13,21$ m³/s).

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

- Un canal d'amenée ;
- Un seuil déversant pour le control du débit ;
- Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal- convergeant- coursier) ;
- Un dissipateur d'énergie ;
- Un canal de restitution.

VIII.1.1 Canal d'amenée

Le canal d'amenée (canal d'approche) a pour but de canaliser les eaux d'évacuations vers le déversoir en garantissant un écoulement fluvial sur le seuil de



déversement. La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} \dots\dots\dots (VIII.1)$$

Q : Débit à évacuer [m³/s],

S_{can} : Section du canal en [m²] et S_{can} = H x b,

H : Charge d'eau [m] et H = h + P,

P : Hauteur de pelle en [m],

h : Lamme déversante en [m].

A.N :
$$V_{ap} = \frac{13,21}{8 \cdot (0,85 + 1,5)} = 0,7 \text{ m/s}$$

VIII.1.2 Déversoir

Le déversoir est à seuil profilé (Creager), il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lamme d'eau déversante épouse le profil du déversoir.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}} \dots\dots\dots (VIII.2)$$

H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du déversoir sont données dans le Tableau VIII.1, et le profil du déversoir est représenté dans la Figure VIII.1.

Tableau VIII.1 : Coordonnés de profil de Greager.

X (m)	Y (m)
0,00	0,11
0,09	0,03
0,17	0,01
0,26	0,00
0,34	0,01
0,51	0,05
0,68	0,12
0,85	0,22
1,02	0,34
1,19	0,48
1,45	0,74
1,70	1,04
2,13	1,67
2,55	2,40
2,98	3,25

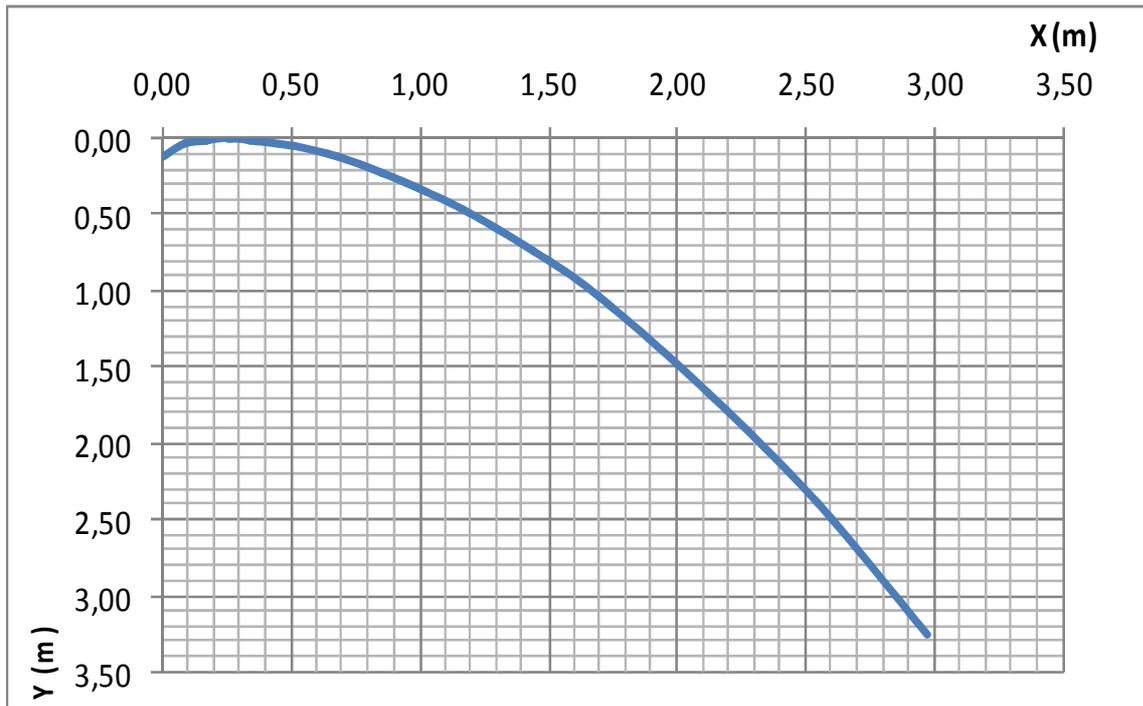


Figure VIII.1: profil de Greager

VIII.1.3 Chenal d’écoulement

- La trace du chenal doivent être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial. La longueur du chenal est égale à 11,9 m ;
- Pour vérifier les conditions d’écoulement, on calculera la profondeur critique "y_c" et la pente critique.

a. profondeur critique

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots (VIII.3)$$

Ou :

Q : débit de projet laminé (Q = 13,21 m³/s);

b : la largeur de déversoir.

A.N :
$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \cdot \left(\frac{13,21}{8}\right)^2} = 0,65 \text{ m}$$

b. pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (VIII.4)$$



Avec :

- R_H : rayon hydraulique en [m];
- I : pente en [m/m];
- S : section mouillée;
- K : coefficient de Manning – Strickler ($K = 71$).

Pour une section rectangulaire :

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (VIII.5)$$

A.N :
$$I_{cr} = \left[\frac{13,21 \cdot (8 + (2 \cdot 0,65))^{2/3}}{71 \cdot (8 \cdot 0,65)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0,28\%$$

$I_{cr} = 0,28\% > I_{ch} = 0,1\%$, donc la condition est vérifiée.

VIII.1.4 Calcul du convergent

a. Le largeur initiale (B_c) et finale (b_c)

- La largeur initiale doit toujours correspondre à la longueur totale du déversement ($b_d = B_c$) ;
- La largeur finale (b_c) devra lier l'optimisation du coursier avec des recommandations de Sevchenko.

b. Longueur du chenal (L_c)

- La longueur devra lier la disponibilité de l'espace topographique avec les recommandations de Sevchenko.

c. La pente de fond (i_0)

- Dans les transitions subcritiques, il est recommandé $i_0 = 0$, pour qu'il existe des méthodes pour sa conception.

La longueur du convergeant est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (B_c - b_c) \dots\dots\dots (VIII.6)$$

Tel que ;

B_c : est la largeur au plafond du bief amont.

b_c : est la largeur au plafond de la section de contrôle.

A.N :
$$L = 2,5 (8 - 4) = 10 \text{ m}$$



Recommandations de Sevchenko pour le dimensionnement du convergent

$$0,39 \leq \frac{b_T}{B_T} \leq 0,87 \quad \text{Condition à respecter : } 8,5^\circ \leq \theta \leq 23^\circ$$

Tel que : $\theta = \arctan \frac{B_c - b_c}{2L_{con}} \dots\dots\dots (VIII.7)$

AN : $0,39 \leq \frac{b_T}{B_T} = \frac{8-4}{8} = 0,5 \leq 0,87$; $\theta = \arctan \frac{8-4}{2*10} = 11,3^\circ$,

Les deux conditions sont vérifiées.

VIII.1.5 Le coursier

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

a. Largeur du coursier :

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \text{ (m)} \dots\dots\dots (VIII.8)$$

A.N : $B = 13,21^{0.4} = 2,8 \text{ m}$

On prend B = 4 m

b. Longueur du coursier

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 50,8 m.

c. La profondeur critique

La condition de l'état critique est : $\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1 \dots\dots\dots (VIII.9)$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \dots\dots\dots (VIII.10)$$

B : est la largeur du coursier égale a 4 m.

A.N : $h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{13,21^2}{g \cdot 4^2}} = 1,04 \text{ m}$

d. Pente critique

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 \dots\dots\dots (VIII.11)$$

S_{cr} : Section critique (m²).

R_{cr} : Rayon critique (m).



C_{cr} : Coefficient de CHEZY

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} \dots\dots\dots (VIII.12)$$

A.N : $Sc_r = B \cdot h_{cr} = 4.1,04 = 4,16 \text{ m}^2$

$$Pc_r = B + 2 \cdot h_{cr} = 4 + 2 \cdot 1,04 = 6,08 \text{ m}$$

$$Rc_r = \frac{Sc_r}{Pc_r} = \frac{4,16}{6,08} = 0,68 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0,014} 0,68^{1/6} = 66,98$$

Donc : $I_{cr} = \left(\frac{13,21}{66,98 \cdot 4,16 \cdot 0,68^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0,3\%$

$$I_{coursier} = 0,19\text{m/m} > I_{cr} = 0,3\% .$$

e. Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par moyen informatique ; avec logiciel CANALP.

Tableau VIII.2 : Caractéristique du canal.

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _N	Y _C	Régime	L _{bief} (m)
13,21	71	0,19	0,28	1,04	NT	50,8

Tableau VIII.3 : Calcul de la ligne d'eau.

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (m/m)
Amont	0,00	5,08	1,03	1,009	1,554	3,411
1	5,08	5,08	0,54	2,657	2,446	31,206
2	10,16	5,08	0,45	3,493	3,195	40,611
3	15,24	5,08	0,40	4,168	3,874	58,507
4	20,32	5,08	0,36	4,882	4,649	81,284
5	25,40	5,08	0,34	5,319	5,149	97,234
6	30,48	5,08	0,33	5,562	5,435	106,796
7	35,56	5,08	0,32	5,825	5,749	117,656
8	40,64	5,08	0,31	6,109	6,094	130,039
9	45,72	5,08	0,30	6,417	6,477	144,221
Aval	50,80	5,08	0,30	6,752	6,900	160,540



Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et la vitesse, on a :

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé ;

$1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface ;

$2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant ;

$4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire) ;

$Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude est supérieur à 4.5, cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée ne dépasse pas 15 m/s, alors le bassin de dissipation est de type II.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut donc il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes (voir Annexe E).

VIII.1.6.1 Dimensionnement du bassin

De l'abaque de l'Annexe E.3 on a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 9,44 \quad \text{Et on a aussi} \quad Y_1 = 0,28 ;$$

$$\text{Donc :} \quad Y_2 = 9,44 \cdot 0,28 = 2,64\text{m}$$

a. Largeur du bassin

De l'abaque de l'Annexe E.3 on a :

$$\frac{L_{\text{bas}}}{Y_2} = 2,56$$

$$\text{Donc :} \quad L_{\text{bas}} = 2,56 \times 2,64 = 6,76\text{m} ;$$

$$\text{On prend} \quad L_{\text{bas}} = 7 \text{ m.}$$

b. Dimensionnement des blocs Chicanes

De l'abaque de l'Annexe E.3 on a :

On a :

$$\frac{h_2}{Y_1} = 1,8 \quad ; \quad \frac{h_4}{Y_1} = 1,39$$

➤ La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0,28 \text{ m} ;$

➤ La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0,28 \text{ m} ;$

➤ Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0,28 \text{ m} ;$



- Hauteur du seuil denté : $h_2 = 2 Y_1 = 0,51 \text{ m}$;
- La largeur d'une dent : $l_2 = 0,75 h_2 = 0,38 \text{ m}$;
- Espacement entre deux dents : $e_2 = 0,75 h_2 = 0,38 \text{ m}$.

VIII.1.7 Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1 et une pente $I_c = 0,6 \%$ a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

a. La hauteur critique

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \dots\dots\dots (VIII.15)$$

Avec: $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}}$ et $\sigma = \frac{K \cdot m}{b}$ [m = 1].

Donc : $K = \sqrt[3]{\frac{13,21^2}{g \cdot 4^2}} = 1,04$ et $\sigma = \frac{1,04 \cdot 1}{4} = 0,26$

D'où : $h_{cr} = \left(1 - \frac{0,26}{3} + 0.015 \cdot 0,26^2 \right) \cdot 1,04 = 0,95\text{m}$

b. Pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots (VIII.16)$$

$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$ Donc : $S_{cr} = 4,7 \text{ m}^2$;

$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2}$ Donc : $P_{cr} = 5,34 \text{ m}$;

$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr}$ Donc : $R_{cr} = 0,88 \text{ m}$;

$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6}$ Donc : $C_{cr} = 69,92$.

$$I_{cr} = \frac{13,21^2}{4,7^2 \cdot 69,92^2 \cdot 0,88} \cdot 100\% = 0,18\%$$

c. La profondeur normale

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le « CANALP ».

$h_n = 0,583 \text{ m}$

d. La vitesse de l'écoulement

$$V = Q/S = C \sqrt{RI} \dots\dots\dots (VIII.17)$$

A.N : $V = 69,92 \cdot \sqrt{0,88 \cdot 0,006} = 5,08 \text{ m/s}$



$V \geq V_{adm} (1,8 \text{ à } 2,2) \text{ m/s}$; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

VIII.2 Conception de l'évacuateur de crues

Après le dimensionnement hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues, et le calcul de la ligne d'eau ; on doit vérifier l'apparition des phénomènes hydrauliques pour prévoir la hauteur finale des bajoyers.

III.2.1 Hauteur des murs bajoyers

a. Hauteur des murs à l'entrée du déversoir

On a : $h_m = h_e + r \dots\dots\dots (VIII.18)$

h_m : Hauteur des murs bajoyers en (m),

h_e : Lamé d'eau sur le déversoir (m),

r : Revanche de sécurité (m) donnée par [$r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$].

A.N: $V = \frac{13,21}{8,0,85} = 1,94 \text{ m/s}$ donc : $r = 0,78 \text{ m}$;

$h_m = 0,85 + 0,78 = 1,63 \text{ m}$.

b. Hauteur des murs du chenal

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête de la retenue.

c. Hauteur des murs au début du coursier

On a : $h_m = h_e + r$ et $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$;

$V = \frac{13,21}{4 * 1,04} = 3,18 \text{ m/s}$ donc : $r = 0,82 \text{ m}$;

$h_m = 1,04 + 0,82 = 1,86 \text{ m}$.

d. Hauteur des murs a la fin du coursier

On a : $h_m = h_e + r$ et $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$;

$V = \frac{13,21}{4 * 0,28} = 11,79 \text{ m/s}$ donc : $r = 0,93 \text{ m}$;

$h_m = 0,28 + 0,93 = 1,21 \text{ m}$.

e. Hauteur des murs dans le bassin de dissipation

On a : $h_m = h_e + r$ et $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$;

$V = \frac{13,21}{4 * 2,64} = 1,25 \text{ m/s}$ donc : $r = 0,76 \text{ m}$;



$$h_m = 2,64 + 0,76 = 3,4 \text{ m.}$$

Remarque

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0,2m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

VIII.3 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

VIII.3.1 Calcul du débit de vidange

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période. Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots (VIII.19)$$

V_u : volume utile en $[m^3]$,

T : temps de vidange en seconde estimé à 10 jours,

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

A.N :
$$Q_{vf} = \frac{0,145 \cdot 10^6}{10 \cdot 86400} + \frac{0,318 \cdot 10^6}{31,53 \cdot 10^6} = 0,18 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = 0,18 \text{ m}^3/\text{s.}$$

VIII.3.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

On a:
$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots\dots\dots (VIII.20)$$

D'ou:
$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}} \dots\dots\dots (VIII.21)$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m^3/s),

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en $[m]$,

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

A.N :
$$S = \frac{0,18}{0,8 \cdot \sqrt{2g \cdot 8,9}} = 0,017 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :
$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,017}{\pi}} = 0,147 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : **$D_{vf} = 150 \text{ mm}$**



a. Correction du coefficient de débit μ

On a :
$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots \dots \dots \text{(VIII.22)}$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

b. Coefficients des pertes de charge linéaires

$$\xi_{\text{lin}} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad \text{Avec :} \quad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

λ : Coefficient de perte de charge,

n : Coefficient de rugosité [$n = 0,014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$],

D : Diamètre de la conduite [$D = 150 \text{ mm}$],

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 90 \text{ m}$).

A.N :
$$\lambda = 0,046, \quad \sum \xi_I = 27,6\text{m.}$$

c. Coefficient des pertes de charge singulières

On a :
$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 \quad ; \quad \xi_{\text{sortie}} = 1 \quad ; \quad \xi_{\text{vannes}} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

Donc :
$$\sum \xi_s = 1,2\text{m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (27,6 + 1,7)}} = 0,18$$

$$S = \frac{0,18}{0,18 \cdot \sqrt{2g \cdot 8,9}} = 0,075\text{m}^2$$

D'ou :
$$D_{\text{vf}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,075}{\pi}} = 0,3\text{m}$$

 $D_{\text{vf}} = 300 \text{ mm.}$

VIII.4 Dimensionnement de la prise d'eau

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau III.31, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{\text{max}} = 0,042 \text{ Mm}^3.$$

Donc :
$$Q_{\text{max}} = \frac{V_{\text{max}}}{T} = \frac{0,042 \cdot 10^6}{31 \cdot 54000} = 0,025 \text{ m}^3/\text{s}$$

T : Temps de prise ($T = 31 \text{ jours}$).

$$Q_{\text{max}} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots \dots \dots \text{(VIII.23)}$$



μ : coefficient de débit : $\mu = 0,3$;

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

$$\text{A.N} \quad S = \frac{0,025}{0,3 \cdot \sqrt{2g \cdot 6,65}} = 0,007 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,007}{\pi}} = 0,1 \text{ m}$$

D = 100 mm

a. Correction du coefficient de débit μ

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\text{Donc :} \quad \sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

$$\text{AN :} \quad \sum \xi = 1,15 \cdot \frac{0,046 \cdot 90}{0,1} = 47,61 \text{ m}$$

$$\text{Donc :} \quad \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 4,76}} = 0,14$$

$$S = \frac{0,025}{0,14 \cdot \sqrt{2g \cdot 6,65}} = 0,016 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,016}{\pi}} = 0,143 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : **D = 150 mm.**

b. Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{S} = \frac{0,025}{0,016} = 1,56 \text{ m/s} \dots\dots\dots (\text{VIII.24})$$

Conclusion

La conduite de prise d'eau a un diamètre de 150 mm. Le prélèvement des eaux se fait à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort (98,13) NGA. Les organes de commande seront regroupés avec ceux de la vidange (300 mm) au pied aval de la digue.

VIII.5 Calcul des volumes de travaux

Les volumes totaux des différents matériaux constituant la construction de l'évacuateur des crues et le vidange de fond résumé dans l'annexe E.



Chapitre IX: Organisation de chantier

Introduction

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser l'ouvrage dans les délais et avec le moindre coût. 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. Donc, il est important de s'assurer que le chantier soit confié à une entreprise compétente et expérimentée et disposant de tous les moyens nécessaires pour l'exécution de tous les travaux dans de bonnes conditions. Le délai de construction de l'aménagement hydraulique est en fonction des moyens de l'entreprise de construction. Il est préférable de réaliser la digue pendant la période sèche de l'année, c'est pour cette raison que l'on n'a pas prévu un ouvrage de dérivation. Le passage des crues de chantier a été prévu à travers la vidange de fond.

IX.1 Travaux de préparation

Les opérations essentielles de préparations dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réalisation d'exécuter les travaux de construction. L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

1. Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités ;
2. Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité ;
3. L'installation et la réalisation d'accès.
4. L'installation de la base de vie, des entrepôts et des ateliers nécessaires pour la construction et que l'alimentation en eau et en énergie électrique ;
5. préparations des moyens humains et mécaniques pour la construction.



IX.2 Travaux de réalisation

IX.2.1 Travaux de terrassements

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

IX.2.2 Travaux d'excavations

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces derniers comprennent le décapage, l'excavation et la mise en dépôt des déblais suivant les étapes suivantes :

1. Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transportée vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux ;
2. Excavation de la clé d'ancrage au-dessous de la digue, dont la contenance du choix sera utilisée pour la protection des talus, les quantités excédentaires seront véhiculées vers la décharge ;
3. Remblai de la clé d'encrage à partir de la zone d'emprunt après compactage par couche.

IX.2.3 Travaux sur la digue

Les phases de construction de la digue sont les suivantes :

1. Construction des premiers ouvrages provisoires de protection du chantier et d'évacuation des débits de constructions ;
2. Remblai sur la fondation et construction du puisard d'entrée comme élément essentiel pour l'évacuation des débits de construction ;
3. Remblai et compactage du corps de la digue par couche. Parallèlement on procède à l'installation de la conduite ainsi que de la tuyauterie de la vidange de fond avec les travaux de béton avec l'ouvrage de prise de vidange de sortie ;
4. La protection en enrochement du talus amont et la construction du tapis drainant ainsi que le prisme de drainage on utilisant le maximum des matériaux excavés à partir de la zone d'emprunt et de la tranché d'ancrage ;



5. Aménagement du canal d'amenée et la construction du seuil de déversement avec le coursier et le bassin de dissipation ;
6. La protection du talus aval et la crête de la digue, après réalisation des routes et pistes d'accès d'entretien et d'exploitation ;
7. Finalisation des ouvrages de sortie en aval aussi on procède à l'aménagement final du site et les corrections des alentours du barrage avec le reboisement des versants et la correction torrentielle.

IX.2.4 Travaux secondaires

1. Aménagement de la zone d'emprunt ;
2. Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau ;
3. Reboisement des zones à risque d'érosion au alentour du barrage.

IX.3 Moyen de réalisation du barrage en terre

La construction d'une digue en terre nécessite La présence de moyens humains et matériels ;

➤ Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

➤ Les moyens matériels

- Le bulldozer ;
- Pelle mécanique ;
- Chargeur à pneu ou à chenilles ;
- Décapeuse ;
- Les niveleuses et les camions.

Pour le compactage :

- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol ;
- Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée ;
- Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.



- Pour le bétonnage, on utilise le plus souvent des bétonnières. Si les quantités de béton sont conséquentes, on utilise alors une centrale à béton.
- Les engins de forage et d'injection ;
- Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

IX.4 Enchaînement des opérations de réalisation

L'enchaînement chronologique des différentes phases du chantier comprend les opérations suivantes :

- Remblaiement de la clé d'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel ;
- Mise en place de la conduite de prise d'eau et de vidange de fond ;
- Approvisionnement des matériaux filtrants ;
- Mise en place du système de drainage horizontal ;
- Exécution du remblai et exécution simultanée du dispositif de filtre ;
- Génie civil des ouvrages de prise d'eau et de restitutions ;
- Génie civil de l'évacuateur de crues ;
- Mise en place de revêtement de talus ;
- Mise en place des équipements hydromécaniques ;
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagement des abords.

IX.5 Mode d'exécution des travaux

IX.5.1 Travaux préparatoires

a. La préparation des terrains

La mise en place d'importantes quantités de matériaux prélevés dans le site ou approvisionnés de l'extérieur nécessite de larges dégagements d'espace autour de l'emprise de la digue, afin de ménager des aires de stockages et des pistes de circulations d'engins.

Les décapages de l'emprise de la digue, ainsi que des zones d'emprunt entraînent la mise en dépôt provisoire d'importantes quantités de terres végétales qu'il importe de stocker au voisinage de leur lieu de réutilisation afin de minimiser les distances de transport. La préparation du terrain inclut également les décapages et dessouchages de l'emprise totale des installations de chantier, le nettoyage de la cuvette (enlèvement des arbres) peut s'étaler jusqu'à la mise en eau de l'ouvrage.



b. L'implantation des ouvrages

L'implantation des ouvrages consiste à matérialiser par rapport aux points de base mentionnés ci-dessus les éléments suivants :

- L'axe de la Digue du petit barrage définie par les coupes en travers ;
- L'axe de la conduite de prise d'eau et vidange de fond ;
- L'axe de l'évacuateur de crues.

c. Dérivation des eaux

Nous avons vu que pour des ouvrages de moyenne importance, la concentration des opérations de chantier sur une seule saison estival permet parfois d'utiliser la conduite de prise d'eau et vidange de fond pour dériver les eaux du cours d'eau aménagé, combinant ainsi sur un seul ouvrage de plusieurs fonction , à savoir :

- Utilisation des eaux de la retenue (débit nominal d'équipement) ;
- Vidange accidentelle du petit barrage ;
- Protection du chantier.

Le faible risque de crue importante pendant la période de construction permet généralement de définir des débits de même ordre de grandeur pour ces trois fonctions.

IX.5.2 Exécution des ouvrages

a. Les fouilles - tranchées d'ancrage

Le fond de la fouille sera soigneusement nettoyé et asséché de toute venue d'eau .les parties rocheuses seront décapées et nettoyées de tous débris de rocher altéré. Si après décapage le substratum apparaît trop lisse, sa rugosité sera accrue par scarification ou piquage. Dans le cas général, on arrosera le rocher en ayant soin de ne laisser se former aucune flaque d'eau avant la mise en place du remblai.

b. Le remblai en terre compactée

L'exécution du remblai en terre compacté comprend les deux phases les plus importants du barrage en terre qui sont le prélèvement des matériaux en ballastières et le compactage du remblai.

Les matériaux argileux bruns collationneuses provenant des zones d'emprunt dans laquelle a eu lieu des prélèvements des échantillons de sols, seront réutilisés pour le remblaiement de la digue.



Le compactage du remblai peut être réalisé à l'aide de dameurs mécaniques, de l'équipement de transport, de rouleaux à pneus avec des dispositifs vibrants ou le plus souvent de rouleaux à pied de moutons parfois remplacés par des rouleaux à grilles.

Dans notre cas de réalisation on opte pour un rouleau à pied de mouton. Théoriquement ces rouleaux peuvent être calculés d'après les considérations sur l'énergie de compactage.

Le dispositif de nettoyage prévu pour détacher la terre qui s'accumule entre les pieds de rouleaux doit fonctionner dans les deux sens de marche.

c. La confection des filtres et des drains

La granulométrie des matériaux des filtres est en fonction de la nature du remblai.

Le compactage des filtres s'effectue à l'aide d'un compacteur à pneu vibrant. On note que la circulation des engins au-dessus des collecteurs et des drains n'est autorisée qu'après la mise en place d'une couche suffisante de remblai.

Les matériaux sont disposés en couches de 20 cm d'épaisseur à partir de camions à bennes ou rétro chargeurs et sont compactés. Le mode de mise en œuvre doit respecter l'homogénéité granulaire des matériaux des différentes couches de filtres.

d. Mise en œuvre de dispositifs d'étanchéité

Lorsque la nature des terrains de la retenue ou celle des matériaux constitutifs de barrage ne permet pas d'obtenir une étanchéité suffisante, il y aura lieu de mettre en œuvre des dispositifs de matériaux d'étanchéité dont les différents types ont été décrits. L'exécution d'un filtre drain sous-jacent au dispositif d'étanchéité est souvent nécessaire.

e. Protection des talus

La crête est protégée par une couche des matériaux insensible à l'eau (un mélange gravier-bitume), bien compactés et résistants à la circulation des véhicules.

La mise en place des enrochements pour la protection des talus se fait à l'aide d'une pelle mécanique. Les enrochements seront posés sur des épaisseurs au moins égales à celle indiquées sur les plans d'exécution.

f. Compactage

On compacte le sol dans le corps du barrage couche par couche par un rouleau. Pour atteindre la densité du projet, il faut faire de couche de sol de 30 cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes au rouleau pour obtenir un remblai bien compacté. Un contrôle journalier doit être fait durant toute la période de réalisation du remblai. Pendant la saison d'été il faut augmenter la quantité d'eau pour l'humidification et pour faciliter le compactage.



IX.6 Le devis estimatif

Tableau IX.1: Le devis estimatif et quantitatif.

Désignation		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Décapage de la terre végétale	La digue	m ³	2642,72	160	422835,2
Térassage mécanique	La digue	m ³	1052,25	280	438888,8
	L'évacuateur de crue	m ³	454,89		
	La prise d'eau et vidange de fond	m ³	60,32		
Ramblai d'argile	La digue	m ³	40197,67	300	12059301
Ramblai en terre meuble	L'évacuateur de crue	m ³	732,49	300	223068
	La prise d'eau et vidange de fond	m ³	11,07		
Gravier	La digue	m ³	900,97	1000	1066460
	Le prisme de drainage et tapis filtrant	m ³	165,49		
Sable	La digue	m ³	834,8	800	822776
	Le prisme de drainage et tapis filtrant	m ³	193,67		
Enrochement	La digue	m ³	3530,47	1200	4250328
	L'évacuateur de crue	m ³	11,47		
Béton de propreté	L'évacuateur de crue	m ³	23,81	5000	140300
	La prise d'eau et vidange de fond	m ³	4,25		
Béton armé	La digue	m ³	166,67	25000	8868500
	L'évacuateur de crue	m ³	164,27		
	La prise d'eau et vidange de fond	m ³	23,8		
Montant total					28292457

IX.7 La planification

IX.7.1 Définition de la planification

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre.

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.



IX.7.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

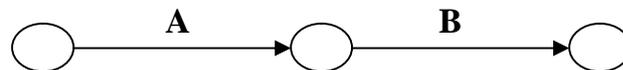
IX.7.2.1 méthodes basées sur le réseau

IX.7.2.1.1 Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

a. Réseau à flèches

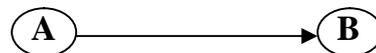
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

b. Réseau à noeuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération **B** ne peut commencer que si l'opération **A** est complètement achevée.

IX.7.2.1.2 Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- a. Etablissement d'une liste des tâches
- b. Détermination des tâches antérieures
- c. Construction des graphes partiels ;
- d. Regroupement des graphes partiels ;
- e. Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- f. Construction du réseau.

IX.7.2.2 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases ;

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;



2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

IX.7.2.3 Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

IX.7.2.3.1 Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

IX.7.2.3.2 Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

IX.7.2.3.3 Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

IX.7.3 Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants ;

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR : temps de réalisation ;
- DCP : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP : date de commencement au plus tard ;
- DFP : date de finition au plus tôt ;
- DFPP : date de finition au plus tard ;
- MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$



IX.7.3.1 Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

IX.7.3.2 Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q.N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

IX.8 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne efficacité la main d'œuvre et les autres moyens matériels pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut



rendement asservie par du personnel qualifié, bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport, la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

IX.8.1 Symboles des différentes opérations

Tableau IX.2: Symboles des opérations.

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier assurant l'accès au chantier);	A	1
Phase 02 : Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;	B	2
Phase 03 : Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	C	1
Phase 04 : Excavations de l'évacuateur de crues ;	D	1
Phase 05 : Préparation des zones d'emprunt ;	E	2
Phase 06 : Réalisation (coffrage + coulage) de l'évacuateur de crues ;	F	2
Phase 07 : Déboisement de la cuvette ;	G	3
Phase 08 : Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations ;	H	1
Phase 09 : Approvisionnement du filtre ;	I	2
Phase 10 : Mise en place un système de drainage ;	J	1
Phase 11 : Remblai compacté ;	K	4
Phase 12 : Revêtements de talus ;	L	3
Phase 13 : Equipements hydraulique ;	M	1
Phase 14 : Travaux des finitions ;	N	2

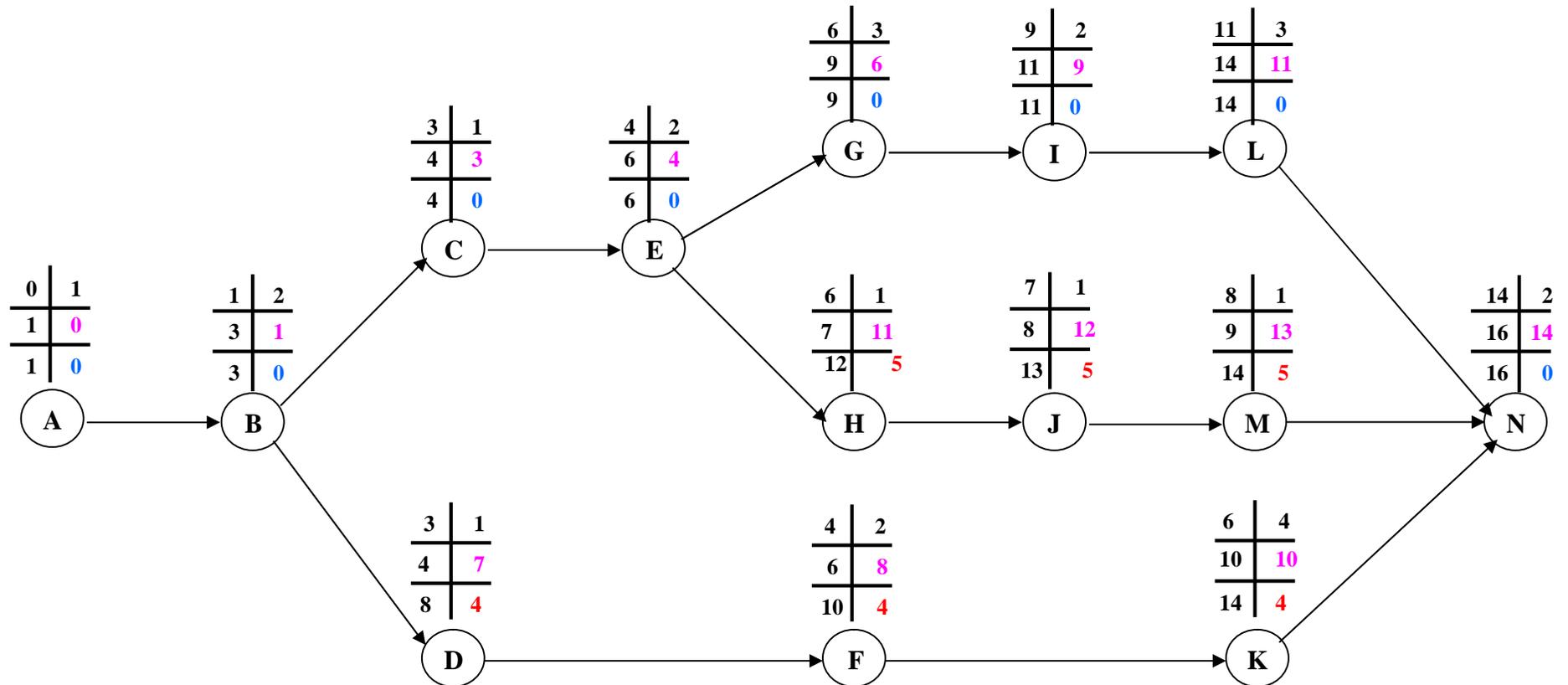


Figure IX.1: Réseau à nœuds.



IX.9 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 IX.3.

Tableau IX.3: Détermination des chemins critiques.

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	2	1	3	1	3	0
C	1	3	4	3	4	0
D	1	3	4	7	8	4
E	2	4	6	4	6	0
F	2	4	6	8	10	4
G	3	6	9	6	9	0
H	1	6	7	11	12	5
I	2	9	11	9	11	0
J	1	7	8	12	13	5
K	4	6	10	10	14	4
L	3	11	14	11	14	0
M	1	8	9	13	14	5
N	2	14	16	14	16	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire REZIROUANE est égal à 16 mois.



Tableau IX.4: Programme des travaux pour la réalisation de la retenue collinaire REZIROUANE.

Phase de réalisation	Mois 01	Mois 02	Mois 03	Mois 04	Mois 05	Mois 06	Mois 07	Mois 08	Mois 09	Mois 10	Mois 11	Mois 12	Mois 13	Mois 14	Mois 15	Mois 16
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier assurant l'accès au chantier);	1															
Phase 02 : Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;		2														
Phase 03 : Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;				1												
Phase 04 : Excavations de l'évacuateur de crues ;				1												
Phase 05 : Préparation des zones d'emprunt ;					2											
Phase 06 : Réalisation (coffrage + coulage) de l'évacuateur de crues ;					2											
Phase 07 : Déboisement de la cuvette ;							3									
Phase 08 : Remblai de la tranche d'ancrage et des fondations ;							1									
Phase 09 : Approvisionnement du filtre ;									2							
Phase 10 : Mise en place un système de drainage ;								1								
Phase 11 : Remblai compacté ;						4										
Phase 12 : Revêtements de talus ;											3					
Phase 13 : Equipements hydraulique ;									1							
Phase 14 : Travaux des finitions ;															2	



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. D'après nos calculs, le temps de réalisation de la retenue collinaire REZIROUANE est estimé à 16 mois.



Chapitre X: Protection et sécurité de travail

Introduction

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

X.1 Causes des accidents de travail

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

X.1.1 Causes humaines

Ces causes peuvent être :

1. La négligence des travailleurs ;
2. La fatigue ;
3. La distraction ;
4. Les gestes néfastes ;
5. Inaptitude mentale ou physique ;
6. Adoption de la solution de faciliter.

X.1.2 Causes techniques

1. Les mauvaises conditions de travail ;
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage ;
3. Le manque d'éclairage.



X.2. Conditions dangereuses dans le chantier

1. Installation non protégée ou mal protégée ;
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état ;
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel ;
4. Protection individuelle inexistante ;
5. Défauts dans la construction ;
6. Eclairage défectueux ;
7. Facteur d'ambiance impropre ;
8. Conditions climatiques défavorables.

X.3. Actions dangereuses

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables ;
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement ;
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation ;
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
5. Imprudence durant le travail ;
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

X.4. Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante ;
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée ;
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger ;
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

X.5. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau X.1 ;

**Tableau X.1:** Plan de sécurité.

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1. Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : <ul style="list-style-type: none"> - La réalisation du chantier de jour comme nuit ; - Les zones interdites au public ; - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard ; - Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2. Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
3. Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4. Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
5. Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	<ul style="list-style-type: none"> - Définition des lieux de stockage des divers matériaux ; - Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6. Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7. Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8. Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9. Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.



Conclusion

La prévention devrait tendre à être appuyée sur les critères défensifs uniquement mais aussi il faut créer des progrès techniques et scientifiques en ce qui concerne le matériel utilisé de point de vue confort et facilité de manipulation.

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons étudié la faisabilité de la retenue collinaire sur l'oued de REZIROUANE dans la wilaya de BLIDA qui est destiné à l'irrigation.

On a fait une étude géologique qui comprend l'étude de la fondation, la cuvette, et la disponibilité des matériaux de construction, ensuite on a étudié l'hydrologie de la région. Et d'après les études effectuées, on a constaté que le réservoir est bien rempli.

Le choix de la variante a été faite en fonction des sols avoisinant, et on a opté pour une digue homogène vu la disponibilité suffisante des sols fins et sa simplicité de la réalisation.

Des calculs technico-économiques ont été faits pour choisir la variante optimale et faire le choix le plus économique pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues et la digue.

Le prélèvement de l'eau se fait à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort et de diamètre 150 mm.

Le calcul de la stabilité de la digue est vérifié et a été établi par une méthode (manuellement par la méthode de FELLENIUS).

Les résultats obtenus par ce travail sont satisfaisants. Donc, le site proposé pour la réalisation de cet ouvrage est favorable tant sur le plan technique qu'économique.

Bibliographie :

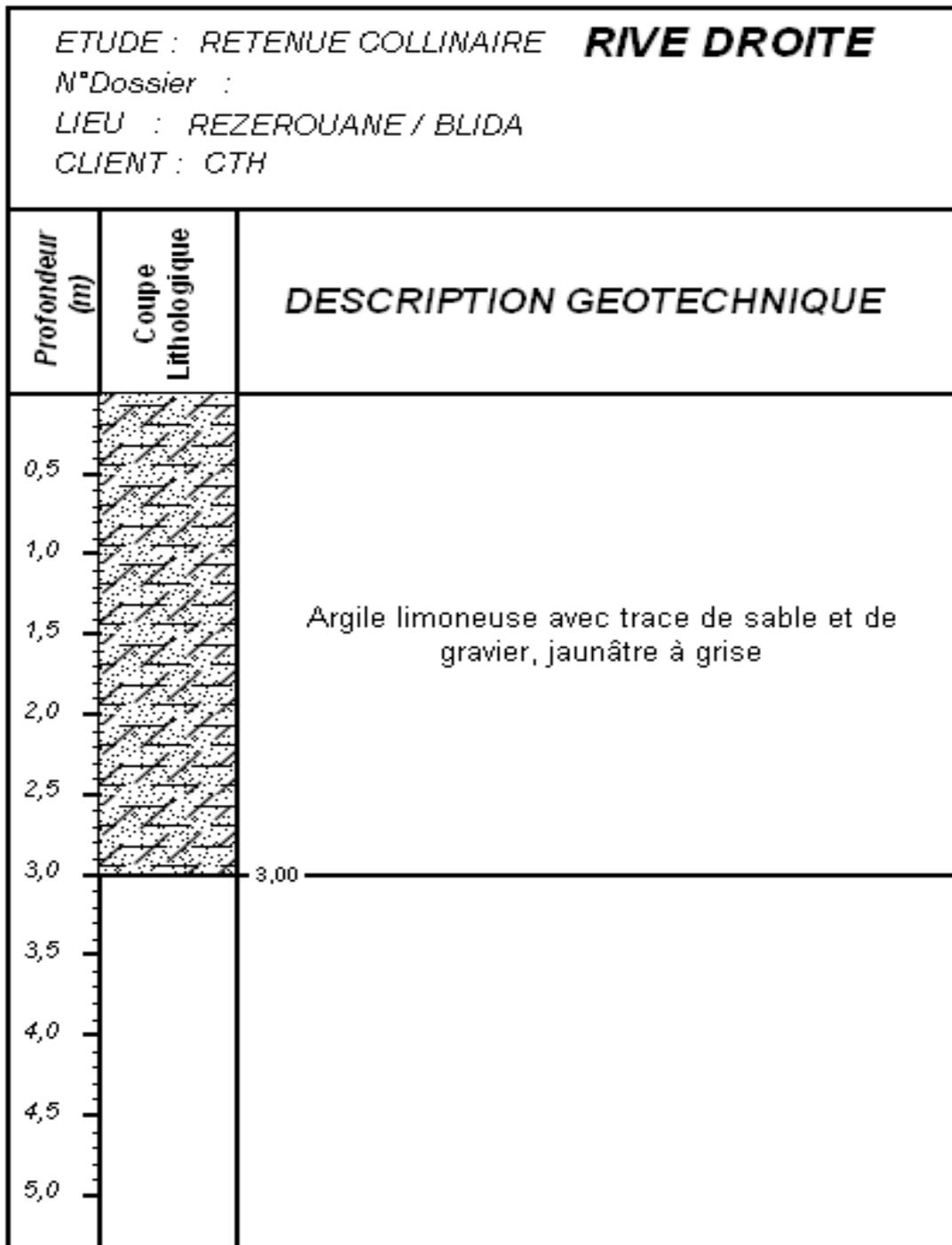
- [1] : **AMBARTSOUMIAN.V**
(*Recommandations méthodologiques -1994*).
- [2] : **C.I.G.B (Bulletin 53 (1986)**
(**CALCUL STATIQUE des barrages en remblai**)
- [3] : **GERARD PHILIPPONNAT ET BERTRAND HUBERT**
(**Fondations et ouvrages en terre**)
- [4] : **Jean-Louis DURVILLE et Gilles SÈVE**
(**Stabilité des pentes**)
- [5] : **J-M DURAND**
(**Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et équatoriale»**
'Edition Cemagref '.)
- [6] : **LENCASTRE.A**
(*Hydraulique générale, EYROLLES-1999*).
- [7] : **REGLES PARASISMIQUE ALGERIENNES**
RPA99/VERSION 2003
- [8] : **R.ROLLEY -Ministère de l'agriculture.**
(*Techniques des barrages en aménagement rural -1974*).
- [9] : **VOLKOV.V**
(*Guide de la thèse de fin d'études -1986*).

Les annexes

Annexe A

Annexe A

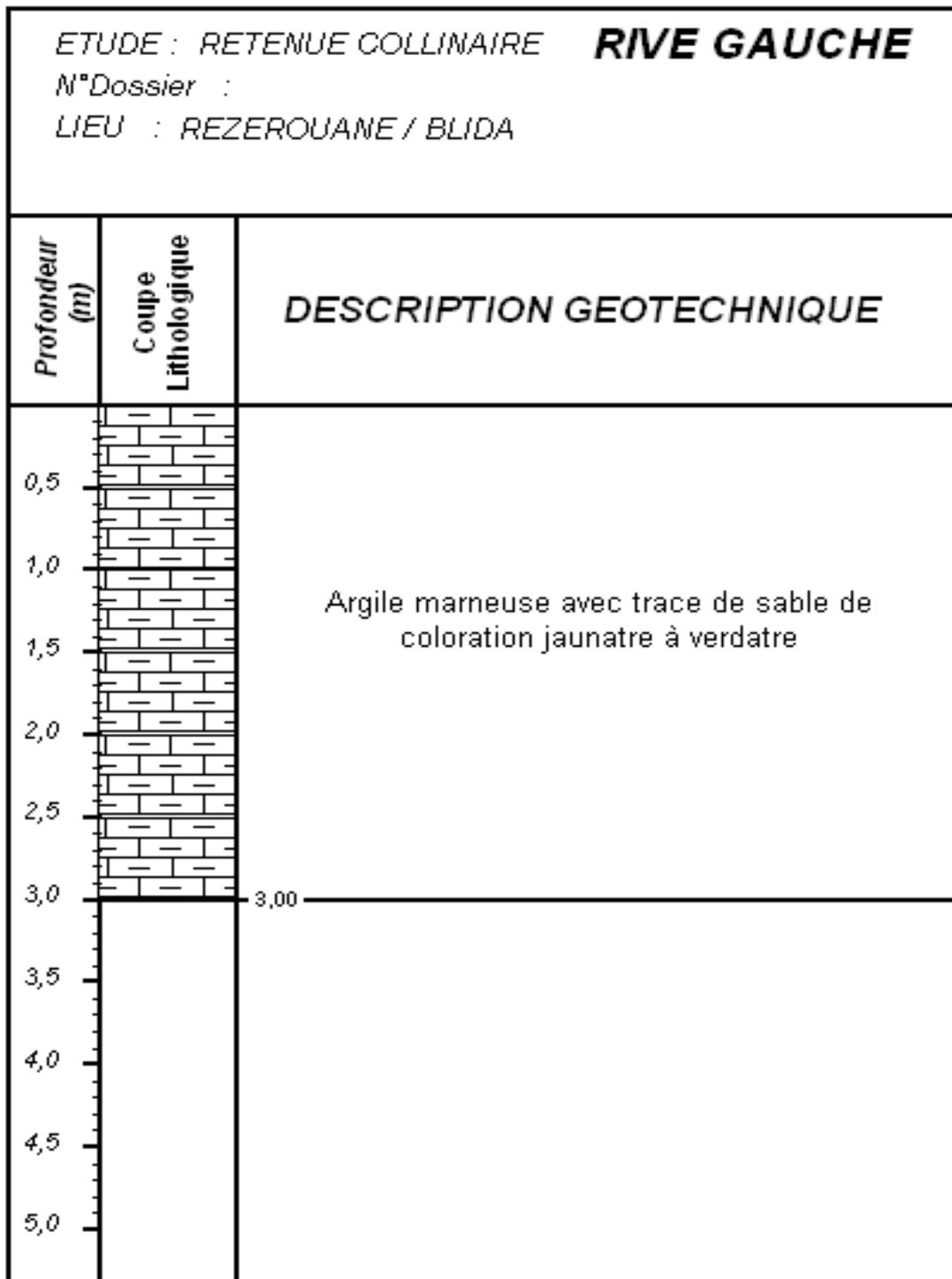
Annexe A.1: Coupe lithologique de la rive droite.



Source: C.T.H (ORAN)

Annexe A

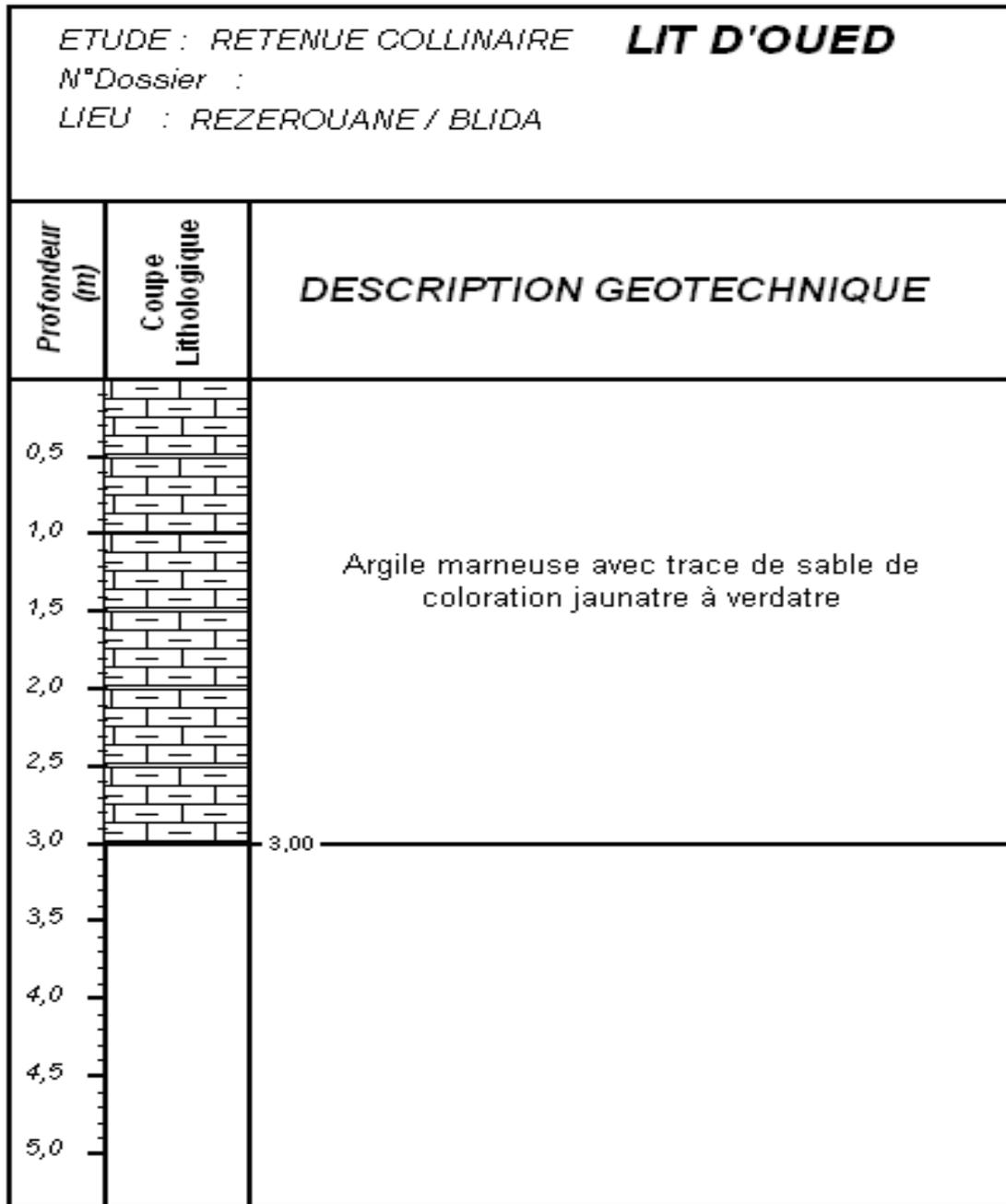
Annexe A.2: Coupe lithologique de la rive gauche.



Source : C.T.H.(ORAN)

Annexe A

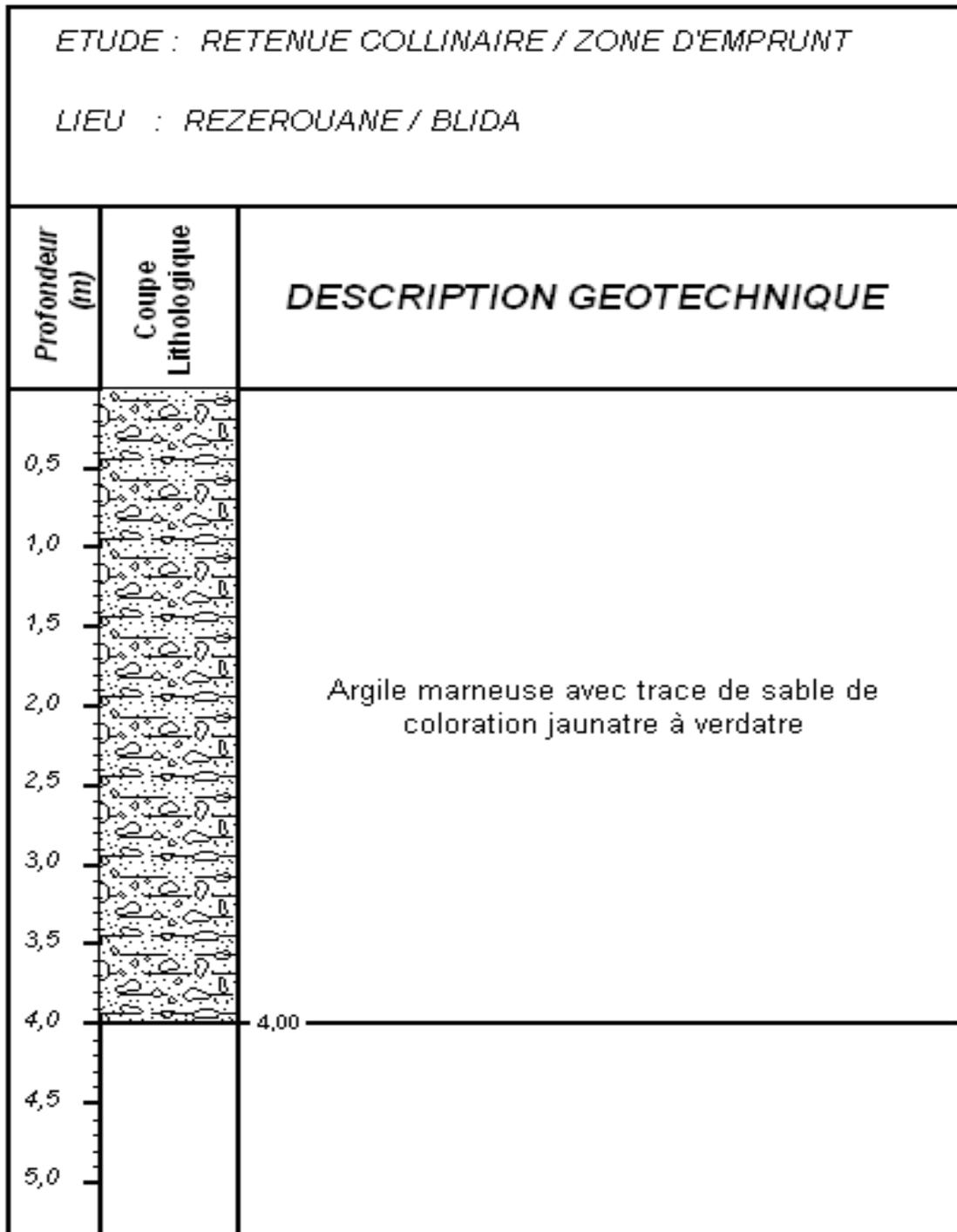
Annexe A.3: Coupe lithologique du lit d'oued.



Source : C.T.H.(ORAN)

Annexe A

Annexe A.4: Coupe lithologique de la zone d'emprunt.



Source : C.T.H.(ORAN)

Annexe A

Annexe A.5:

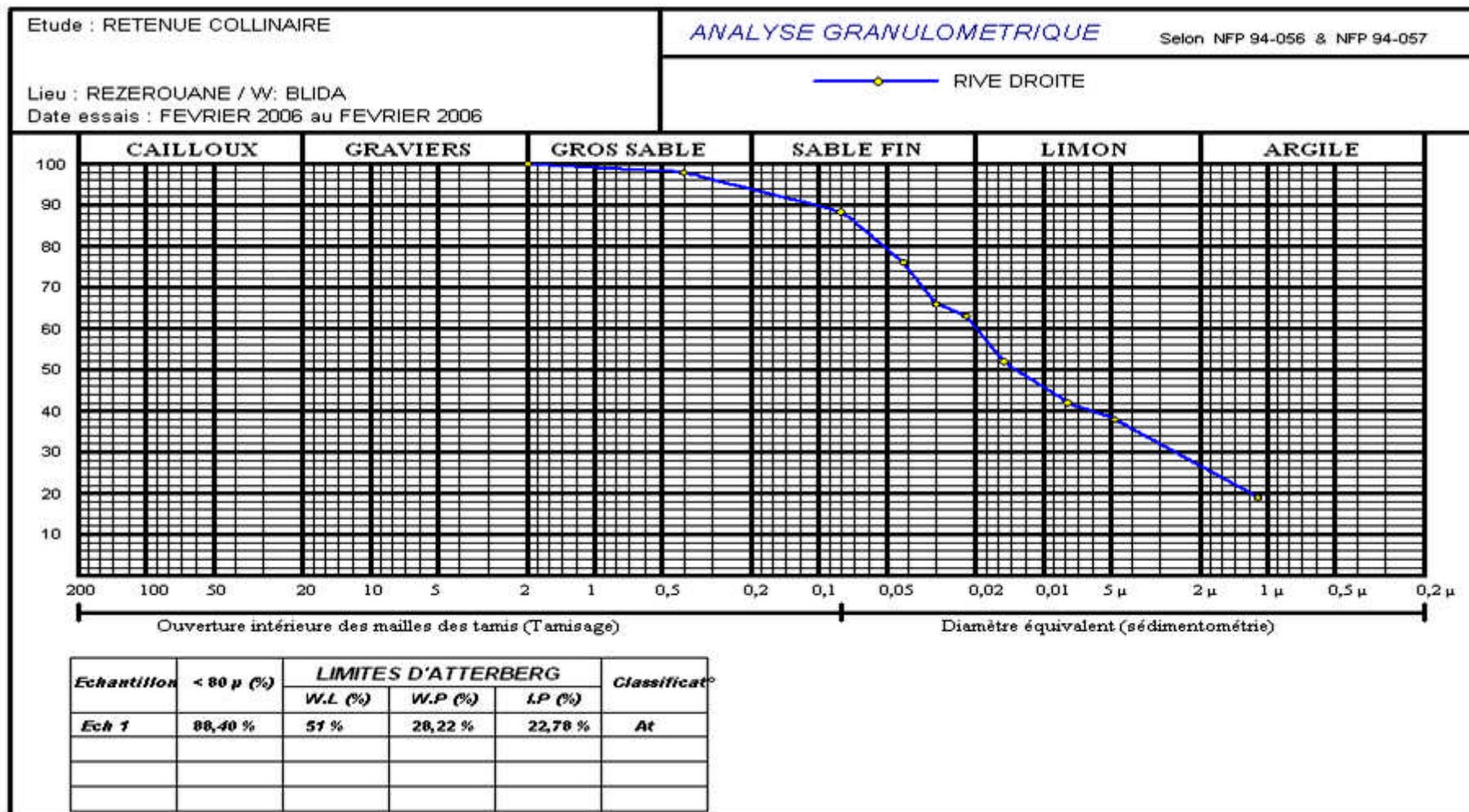
CLASSIFICATION UNIFIEE (ASTM D – 2497)

SOLS A GRAINS FINS (PLUS DE LA MOITIE DES PARTICULES)

SOLS A GRAINS FINS (voir abaque de plasticité) (PLUS DE LA MOITIE DES PARTICULES < 0.074 m)	Limite d'Atterberg au dessous de " A "	WL ≥ 50	Limon inorganique, sol sableux très fin ou limoneux micacé ou contenant des diatomées, limon de plasticité élevée	MH	
		WL ≤ 50	Limon inorganique et sable très fin poussière de roche, sable très fin limoneux ou argileux ou limon	ML	
	Limite d'Atterberg au dessus de " A "	WL ≥ 50	Argile inorganique de grande plasticité	CH	
		WL ≤ 50	Argile inorganique de faible plasticité argile graveleuse, sableuse, limoneuse	CL	
	Limite d'Atterberg au dessous de " A "	WL ≥ 50	Argile organique d'une plasticité moyenne à élevée, limon organique	OH	
		WL ≤ 50	Limon organique et mélange, limon argile organique de faible plasticité	OL	
	TERRE NOIRE ET AUTRES SOLS TRES ORGANIQUES, TOURBE				PT
	GRAINS FINS < 0.074 mm / GRAINS GROSSIERS > 0.074 mm				
	5 % < 0.074 mm < 12 % → (on utilise double symbole double)				

Annexe A

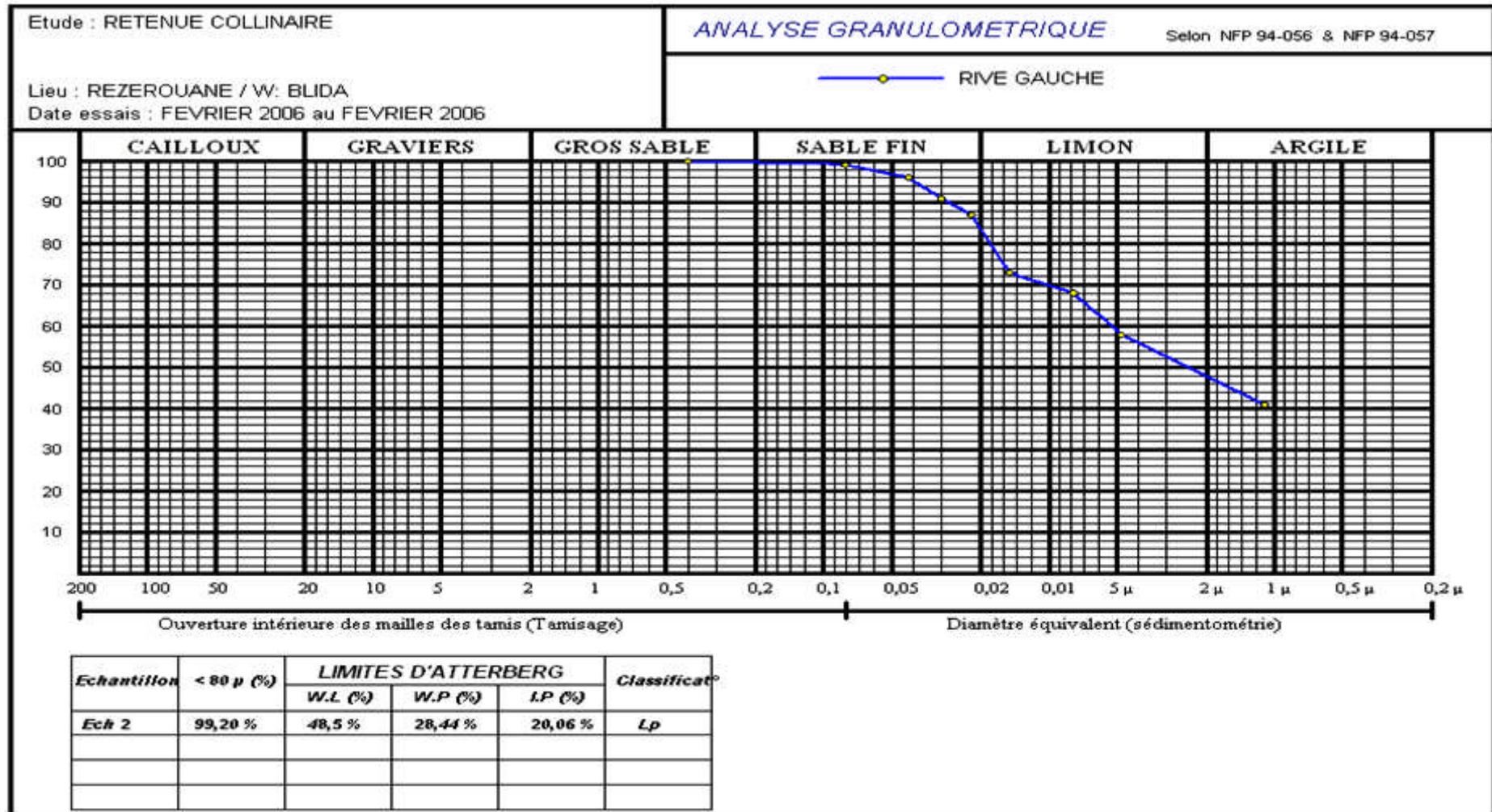
Annexe A.6: Analyse granulométrique de la rive droite.



Source : C.T.H.(ORAN)

Annexe A

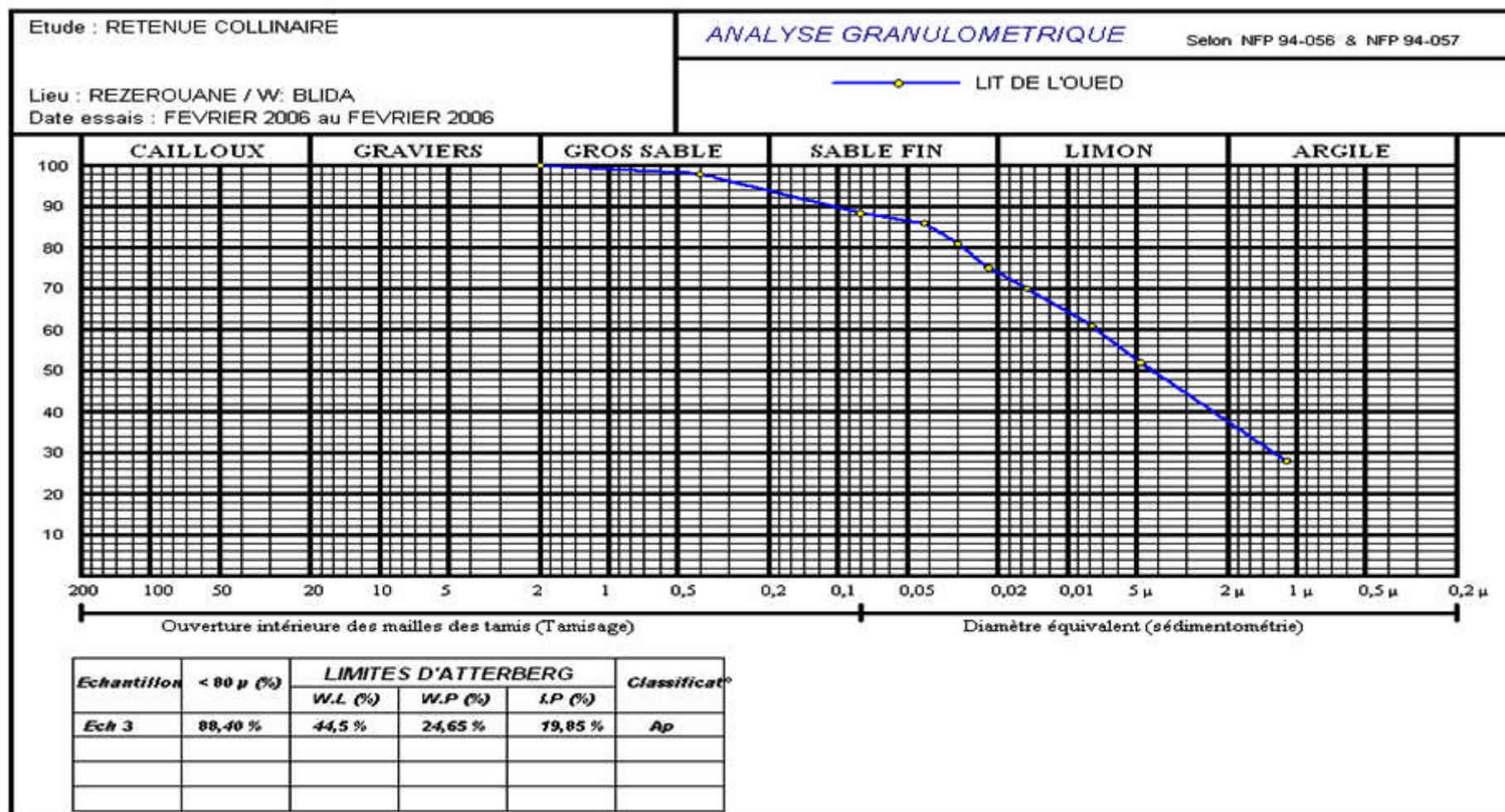
Annexe A.7: Analyse granulométrique de la rive gauche.



Source : C.T.H.(ORAN)

Annexe A

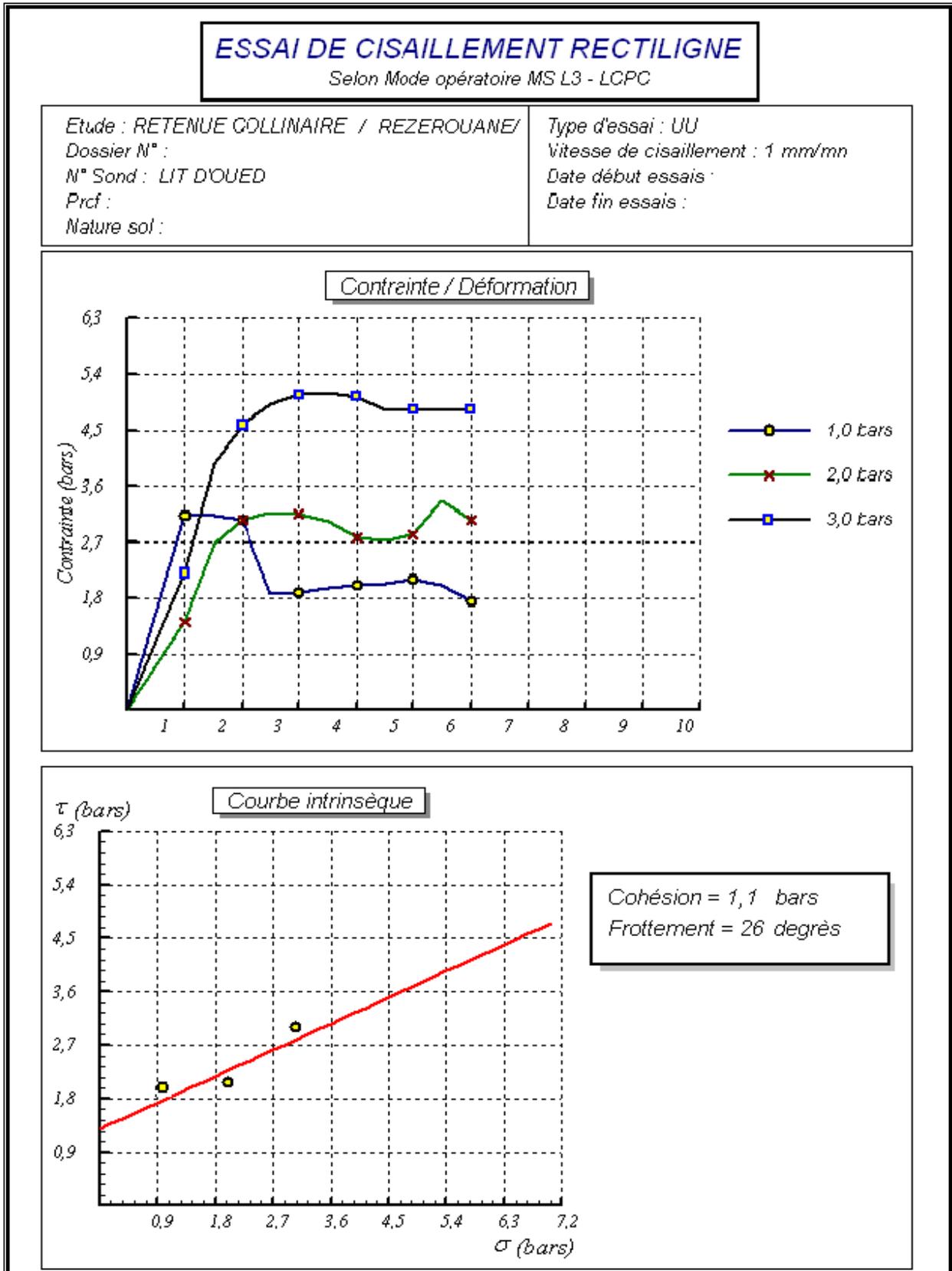
Annexe A.8: Analyse granulométrique de lit d'oued.



Source : C.T.H.(ORAN)

Annexe A

Annexe A.9: Essai de cisaillement rectiligne (lit d'oued).



Source : C.T.H.(ORAN)

Annexe A

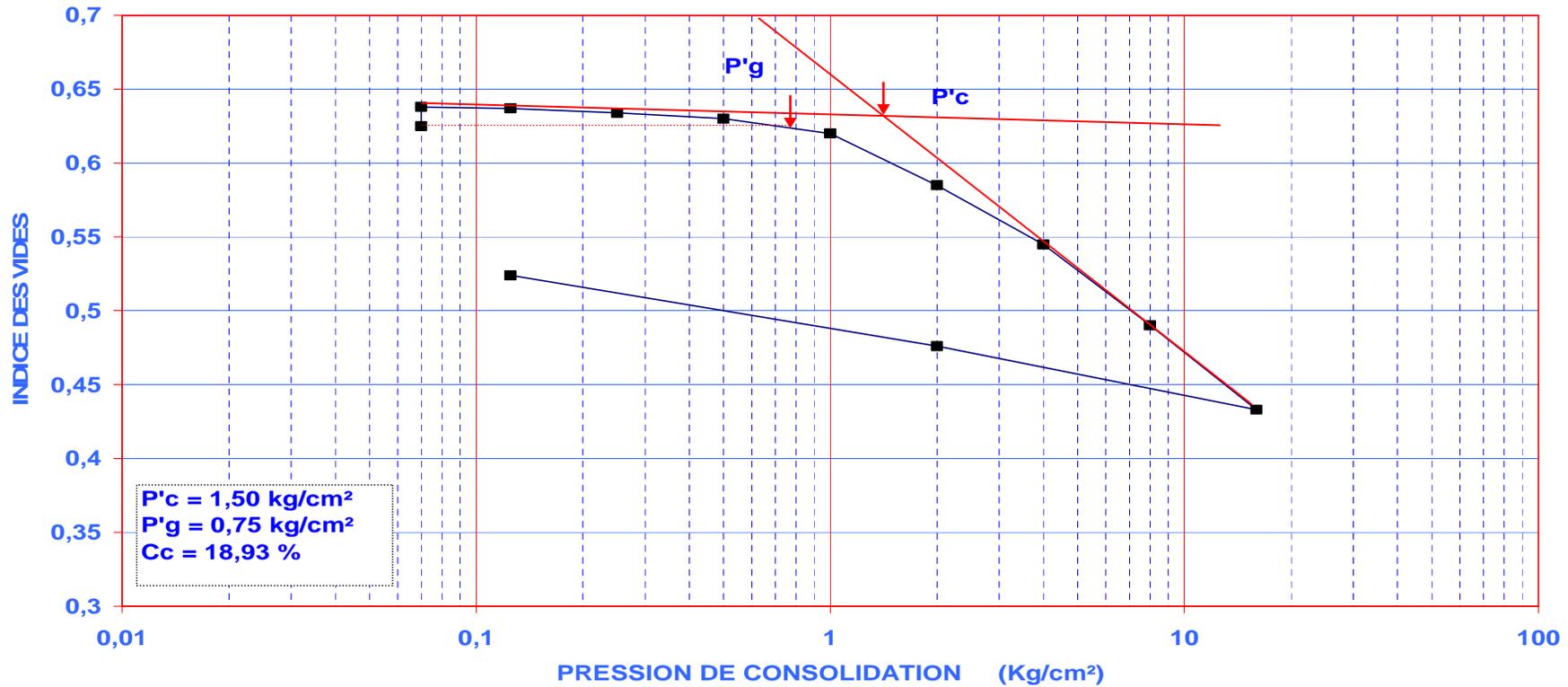
Annexe A.10: Essai de compression à l'Odometre (rive droite).

Etude : RETENUE COLLINAIRE
Lieu : REZEROUANE / W : BLIDA
Date essais : FEVRIER 2006 au FEVRIER 2006

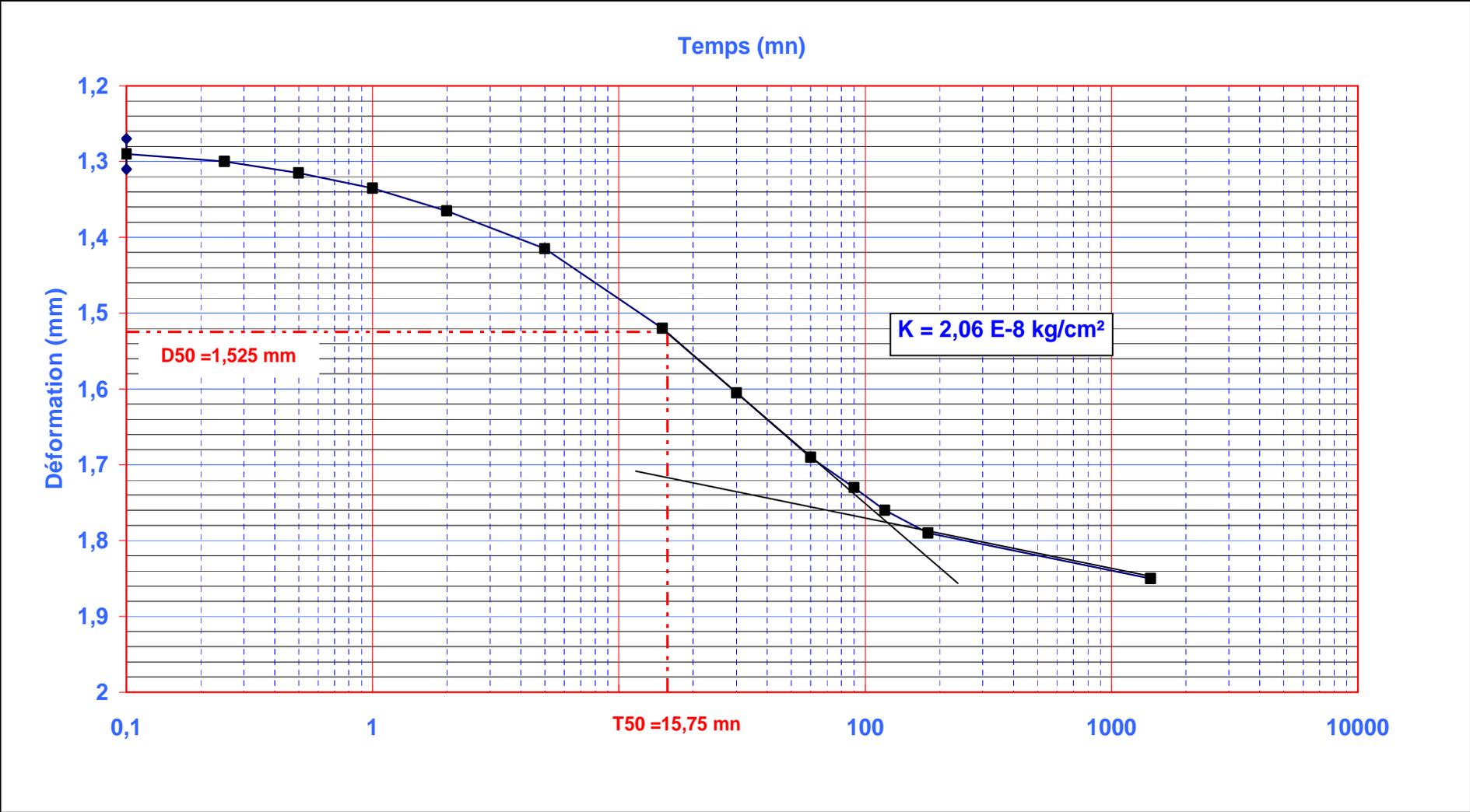
ESSAI DE CONSOLIDATION

RIVE DROITE Prof : 0.00 à 2.85

Source : C.T.H.(ORAN)

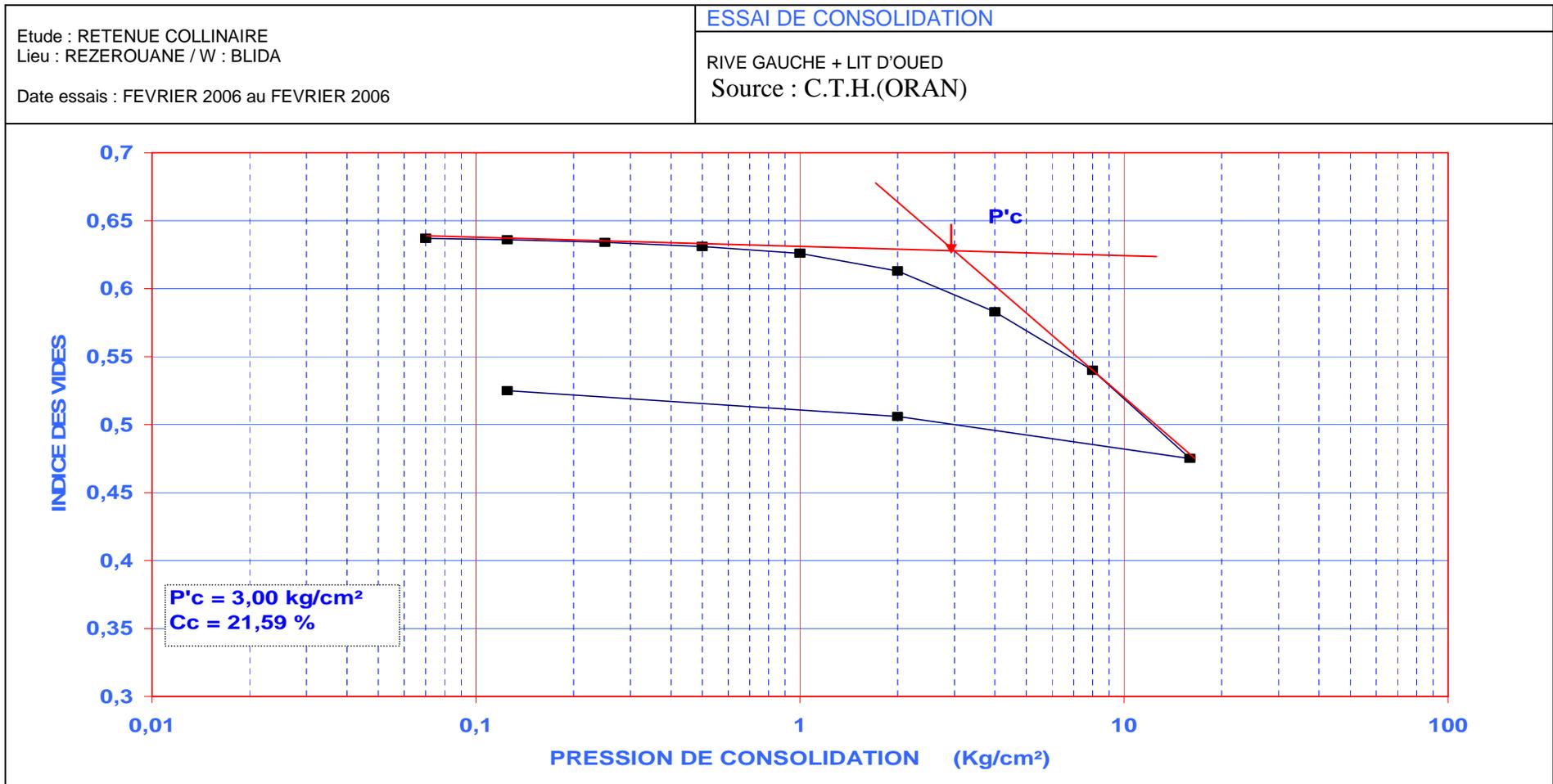


Annexe A

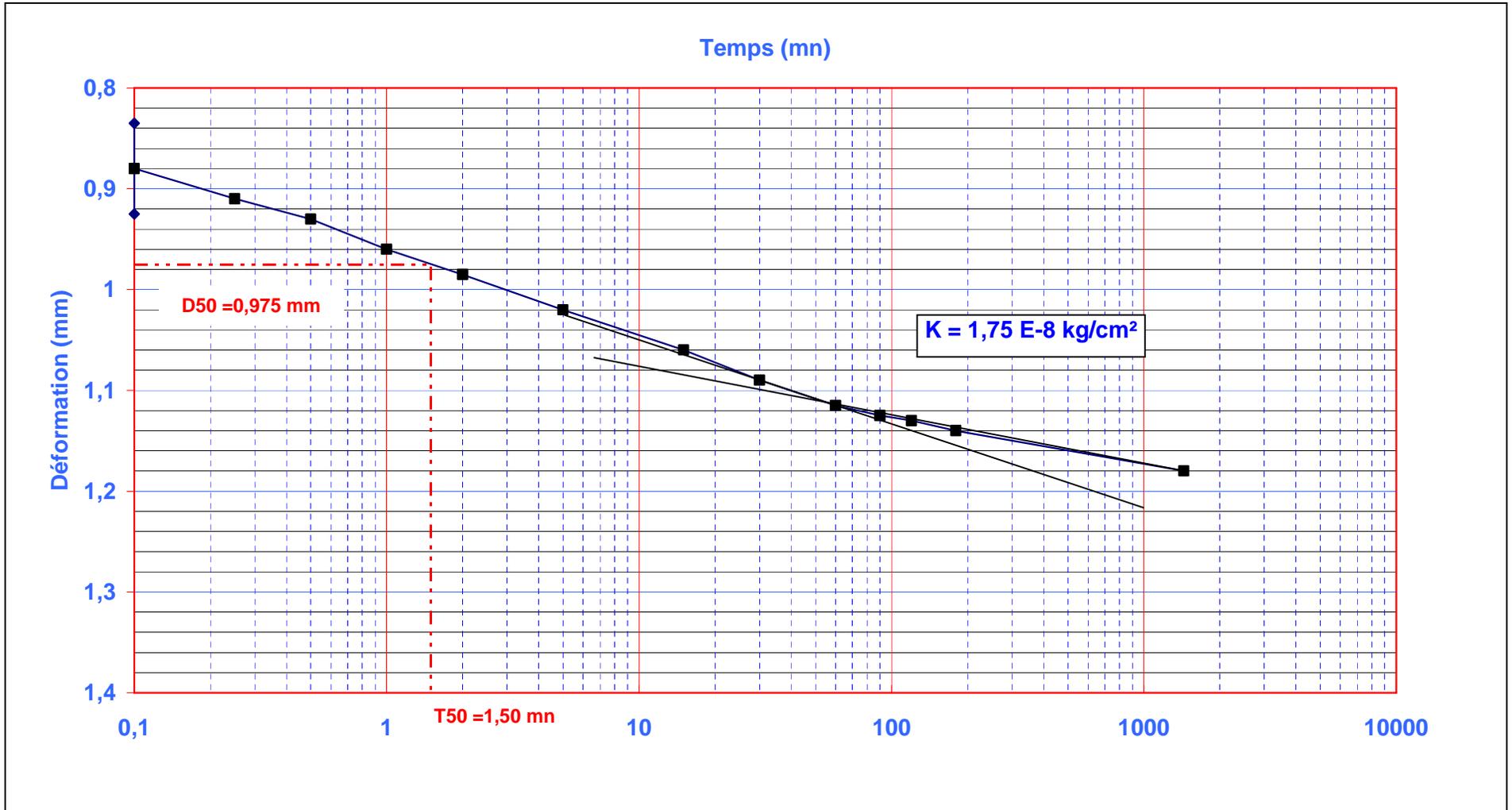


Annexe A

Annexe A.11: Essai de compression à l'OEdometre (rive gauche + lit d'oued).

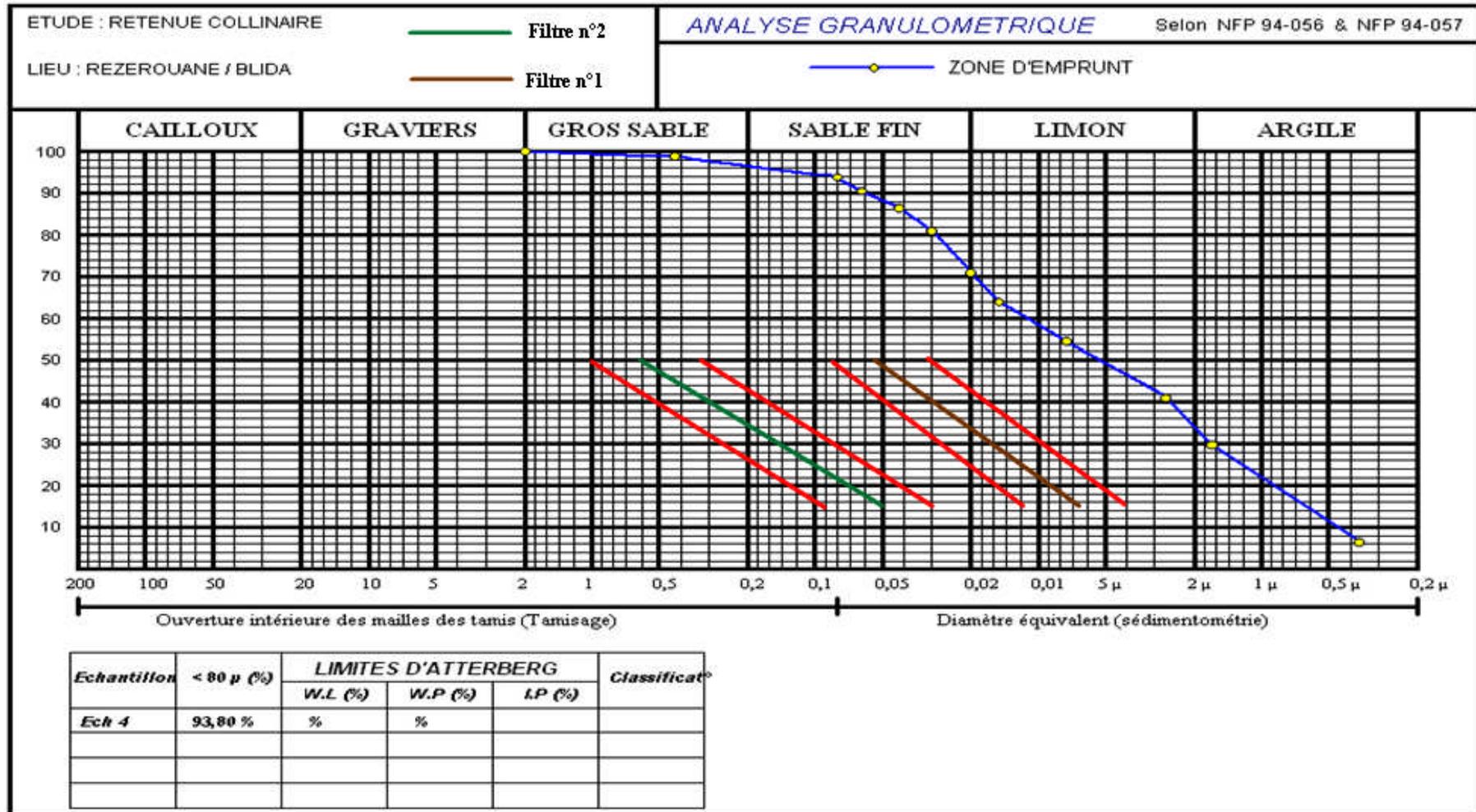


Annexe A



Annexe A

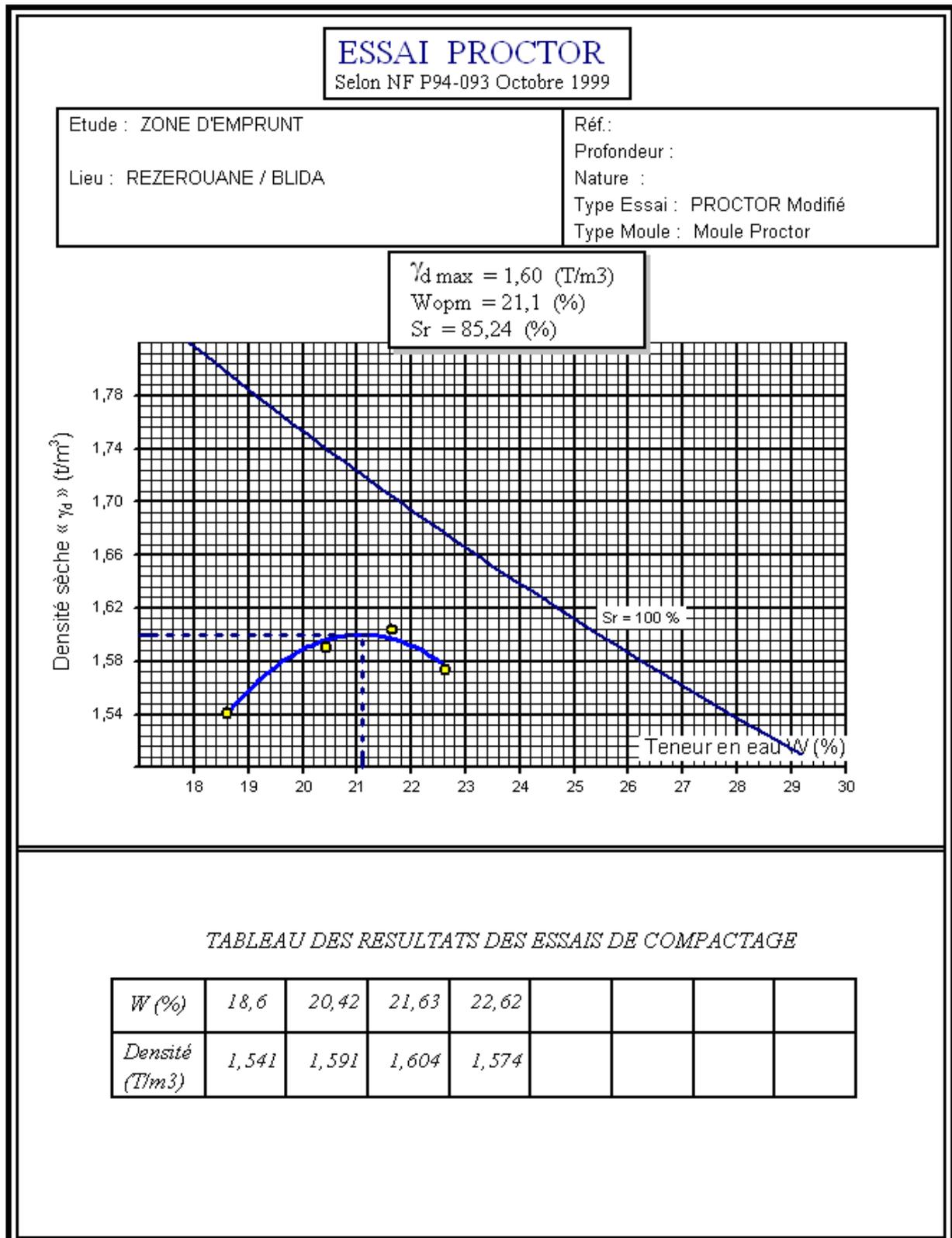
Annexe A.12: Analyse granulométrique de la zone d'emprunt.



Source : C.T.H.(ORAN)

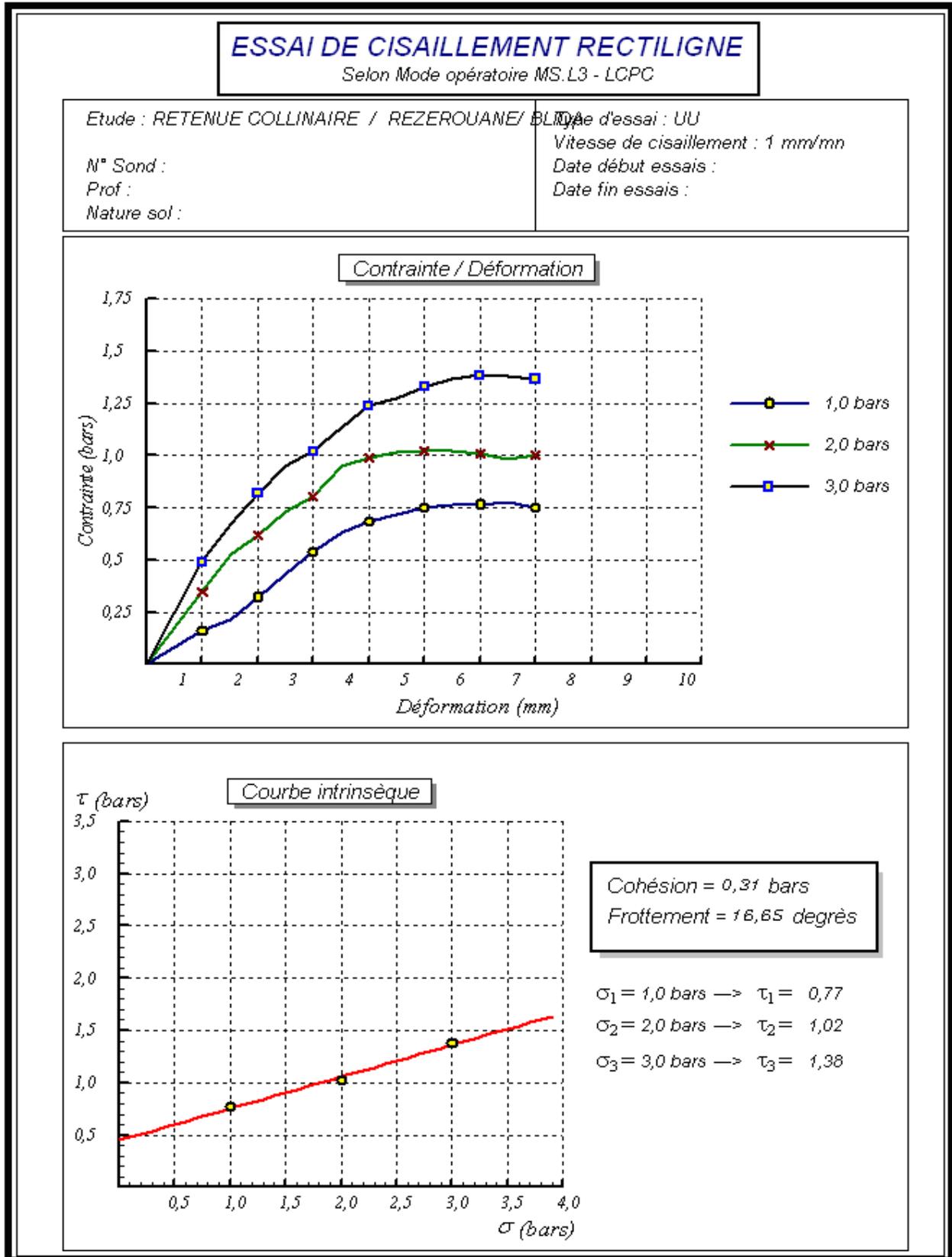
Annexe A

Annexe A.13: Essai proctor (zone d'emprunt).



Annexe A

Annexe A.14: Essai de cisaillement rectiligne (zone d'emprunt).



Source : C.T.H.(ORAN)

Annexe B

Annexe B

Annexe B.1: Pluies mensuelles et moyennes annuelles de La station de SOUMAA (Code : 021234).

N°	Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	P annuel
1	1972	122,9	88,9	71,4	206,8	152,7	321	132,3	61,7	0	30,9	0	0	1188,6
2	1973	114,2	31,5	17,6	209,9	2,4	157,2	317,2	108,1	18,2	5,4	0,4	0	982,1
3	1974	21,2	216,5	128,6	2,1	31,8	47,4	112,4	56,4	65,3	28	0	0	709,7
4	1975	33,4	18,8	277,2	55,2	82,7	237,6	84,9	56,2	87,3	22,5	18,6	0	974,4
5	1976	36,8	107,1	61,5	142,3	48,9	9,9	50,6	89,1	51,9	3,2	0,8	10,5	612,6
6	1977	5,2	1,8	108,4	12	121,7	25,4	83,8	197,2	118,7	3,5	0	1,3	679
7	1978	12,6	142	53,5	27,5	63,9	174,5	140,9	33,1	15,3	2,5	0	0,4	666,2
8	1979	101,7	69,1	154,5	96,1	150	73,7	85,1	174,6	44,8	0,2	0	0,7	950,5
9	1980	0,7	19,2	86,3	241,4	28,3	64,3	62,8	71,5	25,8	2,8	0	19,4	622,5
10	1981	6,2	49,7	8,3	81,5	188,9	169,7	48,5	25,2	93,2	1,2	0,3	0,1	672,8
11	1982	45,7	93,2	157,4	83,4	0,3	55,9	61	1,2	5,7	0	5	4	512,8
12	1983	0	18,8	37,7	69,5	113,5	109,5	35,6	73,1	99,5	10	0	0	567,2
13	1984	16,2	194,8	26,4	126,7	88,3	52,7	185,3	38,4	153,1	1,4	0,3	0	883,6
14	1985	37,3	38,6	88,6	57,3	77	61,1	199,8	24,5	2,1	19,8	36,8	0	642,9
15	1986	70,2	21,3	82,8	202,2	108,1	173,7	49,3	0	14,8	18,2	0	1,1	741,7
16	1987	33	47	130,3	34,7	37,5	59,4	74	40,5	45,4	11,9	0	0	513,7
17	1988	71,5	10,9	36	277,2	12,4	20,8	48,5	130,2	18	18,9	2,2	0	646,6
18	1989	6,2	18,2	47,9	7,4	51,1	0	66,1	53,9	135,4	2,1	30,1	0	418,4
19	1990	0,8	44,6	30,5	106,3	96,2	127,4	95,4	23,8	33	0,6	0	0	558,6
20	1991	4,9	179,1	9,7	4,6	213,7	27,2	117,3	141,8	105,4	20,5	3,7	0	827,9
21	1992	9,5	72,4	111,3	113,8	36,6	50	24,4	82,4	89,5	0	0,2	0	590,1
22	1993	19,9	28,6	107	78,5	152,7	73,5	0,3	96,6	0,4	0	0,1	0	557,6
23	1994	9,5	102,2	39,4	61,9	230,5	61,8	133,5	16,8	1,3	16,4	0	14	687,3
24	1995	16,3	30,3	39,1	22,5	99,5	182,7	31,3	231,2	40,3	13,1	2,4	0,1	708,8
25	1996	52,2	38,5	4	9,7	14,8	23,1	6,7	86,6	19,5	2	1,6	16,1	274,8
26	1997	31,6	68,3	119,6	94,1	36,7	50,8	53,8	90,1	173,2	0	0	13,8	732
27	1998	18,5	30,2	125,6	62	156	108	76,7	13,3	2,4	5,6	0	1,7	600
28	1999	21,2	21,1	89,7	188	10,8	1,5	22,6	34,7	34,1	0,3	2,4	0	426,4
29	2000	3,7	36,8	72,7	38,9	154,5	59,4	1,3	42,3	17,8	0	0	1	428,4
30	2001	14,6	9,7	48,8	53,4	37,4	16,4	50,1	37,6	23,3	0,5	6,4	46,4	344,6
31	2002	30,9	42,9	159,3	169,1	199,9	147,1	22,4	121,5	41,7	15,8	1,2	2,5	954,3
32	2003	54,3	32,5	59,5	129,1	90,9	48	65,3	70,6	116,8	3,4	8,4	0	678,8
33	2004	11,5	40,1	85,5	119,4	94,5	134,3	46,8	34,1	6,9	0	0	0,9	574
34	2005	26,2	50,8	66,3	96,2	174,8	102	21,4	7,1	98,6	0,6	0	1,9	645,9
35	2006	14,1	22,6	32,4	179,6	3,8	80,1	172,1	104,6	6,7	0,8	3,4	6,4	626,6
36	2007	53,1	129,7	112,4	52,3	9,3	40,5	41,2	23,1	80,6	1,5	3,1	0	546,8
37	2008	17,8	26,4	123,1	99,9	125,4	10,4	54,3	77	37,6	0,2	0	0,4	572,5
Moyen		30,96	59,30	81,36	97,64	89,12	85,35	77,70	69,46	51,99	7,13	3,44	3,86	657,32

Annexe B

Annexe B.2: Pluies maximales journalières de la station de SOUMAA (Code : 021234).

N°	Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	P max
1	1972	53,7	29,2	69,4	63,4	52,1	87	41,8	56,8	0	16	0	0	87
2	1973	71,8	12,2	5,9	69,1	1	25,4	105,2	25,4	17,9	4,6	0,4	0	105,2
3	1974	13,7	65,6	50,7	0,9	10,5	16,2	21,7	13,8	20,6	21,3	0	0	65,6
4	1975	19,9	8,1	48,4	21,5	37,3	40,6	40,8	11,4	19,6	17,9	13,4	0	48,4
5	1976	33,6	41	32,8	57,8	17,2	3,7	28,4	38,8	17,8	2,5	0,8	6,5	57,8
6	1977	4,2	1,8	42,4	4,6	32,5	13,2	18,2	48,4	48	3,5	0	1,3	48,4
7	1978	11,7	32,9	23,6	13,6	21,2	37,4	72,8	18,8	7,5	2,1	0	0,4	72,8
8	1979	35,8	12,7	37,9	57,8	45,6	39,4	44,8	53,5	33,7	0,2	0	0,7	57,8
9	1980	0,5	9,2	32,6	81,2	11,3	19,8	32,9	18,2	20,1	1,7	0	19,4	81,2
10	1981	6,2	36,6	8	42,7	47,1	44,5	19,6	12,9	31	1,2	0,3	0,1	47,1
11	1982	22,8	27,2	29,3	20,8	0,3	21,9	29,4	1,2	5,2	0	2,2	4	29,4
12	1983	0	18,1	14,1	24,2	50,1	38,6	15,4	31,1	36,3	9,8	0	0	50,1
13	1984	8,2	76,8	16,4	36,4	25,2	24	54,6	14,4	62,4	1,3	0,3	0	76,8
14	1985	10,3	33,2	64,6	38,9	26,4	37,3	50,7	9,5	1,1	19,3	36,8	0	64,6
15	1986	36,2	10,9	20,8	45	39,1	35,6	14,8	0	3,7	16	0	0,8	45
16	1987	30,9	37,1	50,6	16	17,3	16,9	51,7	15,3	30,1	9,2	0	0	51,7
17	1988	27	4,2	21	44,8	4,1	17,6	36	26,6	17	10	2,2	0	44,8
18	1989	3,2	15,2	27,8	5,3	11,8	0	12,2	23,1	49,8	2,1	20,2	0	49,8
19	1990	0,7	32,5	10,8	24,5	41,4	42,2	49	8,2	18	0,5	0	0	49
20	1991	4,6	83,8	3,5	2,3	90,8	12	47,6	59	50,3	12,7	2,2	0	90,8
21	1992	4,5	64,9	43,2	36,4	25,8	22,5	16,6	25,5	36,3	0	0,2	0	64,9
22	1993	28,5	28,3	43,8	10,5	68,6	26,6	1,4	20,1	1,2	0	0	0	68,6
23	1994	37,4	39,8	24,4	22,4	45,4	53,3	44,7	8,4	0	13	0	24,5	53,3
24	1995	14,5	11,7	24,4	20,3	40	53,3	24,1	94,4	11,1	1,9	1,6	0,8	94,4
25	1996	25,6	53,1	5,4	15,5	13,5	17,1	7,6	21,3	10,4	1,6	1,9	12,9	53,1
26	1997	32,5	68,5	64,3	39,4	27,6	20,1	16,4	31,3	57,7	0,8	0	11,9	68,5
27	1998	9,9	9,3	29,5	24,2	30,3	33,7	26,9	5,6	1,3	1,1	0	0,3	33,7
28	1999	14,6	3,3	32,1	39,5	5,2	6,1	12,4	14,9	28	0	0	4,2	39,5
29	2000	7,9	38	32,4	28	39,2	16	0,5	15,5	5,5	0,5	0	0	39,2
30	2001	16,2	7,6	35,3	27,9	21	14,6	23,5	16,2	20,3	0,7	12	10,5	35,3
31	2002	18,8	18	58,2	37,1	24,5	60,5	12,3	26,3	21,1	0,3	0,8	1,8	60,5
32	2003	20,4	9,2	28,2	30	40,9	21,4	28,5	30,6	63,4	2,5	5	2,5	63,4
33	2004	7,6	27,8	54,1	44	32,8	27,2	30,6	25,6	4,8	1,9	0	1,6	54,1
34	2005	37,9	27,3	24	34,2	24,7	32,4	9,9	3,2	89,5	0	0	1,6	89,5
35	2006	19,4	9,4	39,2	36,1	5,1	15,5	37,7	20,4	5,1	11,3	2,3	10	39,2
36	2007	34,5	33,5	49,1	16	13	9,2	22,5	14	26,8	2,8	2,1	1,4	49,1
37	2008	24,3	72	30,4	30,9	32,1	5,9	16,3	16,3	13,9	0,3	1,4	1,1	72

Source : A.N.R.H

Annexe C

Annexe C

Annexe C.1: Volume des matériaux (la digue).

Coupes	Surface (m ²)			Surface moyenne (m ²)			Longueur (m)	Volume (m ³)		
	Terre végétale	Recharge (argile)	Clé D'ancrage	Terre végétale	Recharge (argile)	Clé D'ancrage		Terre végétale	Recharge (argile)	Clé D'ancrage
1-1	0,00	0,00	0,00	3,26	46,56	0,00	25,00	81,50	1163,98	0,00
2-2	6,52	93,12	0,00	9,13	166,78	0,00	25,00	228,25	4169,47	0,00
3-3	11,74	240,44	0,00	15,81	264,06	0,00	25,00	395,13	6601,60	0,00
4-4	19,87	287,69	0,00	23,74	302,11	0,00	25,00	593,50	7552,73	0,00
5-5	27,61	316,53	0,00	24,47	316,02	8,39	25,00	611,63	7900,45	209,63
6-6	21,32	315,51	16,77	16,93	270,20	21,05	25,00	423,25	6755,07	526,13
7-7	12,54	224,90	25,32	9,59	160,01	12,66	25,00	239,63	4000,13	316,50
8-8	6,63	95,11	0,00	3,32	47,56	0,00	21,07	69,85	1001,99	0,00
9-9	0,00	0,00	0,00	total (m³)				2642,72	39145,42	1052,25

Annexe C

Annexe C.2: Volume des matériaux de protection amont et aval.

Coupe	Surface (m ²)			Surface moyenne (m ²)			Longueur (m)	Volume (m ³)			
	enrochement Rip-Rap	gravier	Sable	enrochement Rip-Rap	gravier	Sable		enrochement Rip-Rap	gravier	Sable	
1-1	0,00	0,00	0,00	5,39	1,31	1,21	25,00	134,81	32,79	30,18	
2-2	10,78	2,62	2,41								
3-3	17,71	4,63	4,42	14,25	3,63	3,42	25,00	356,20	90,71	85,46	
4-4	19,73	5,39	5,18	18,72	5,01	4,80	25,00	467,98	125,27	119,97	
5-5	20,04	5,49	5,27	19,88	5,44	5,22	25,00	497,07	135,98	130,57	
6-6	19,58	5,32	5,10	19,81	5,40	5,18	25,00	495,17	135,09	129,58	
7-7	16,84	4,32	4,11	18,21	4,82	4,60	25,00	455,24	120,44	115,11	
8-8	11,07	2,84	2,64	13,96	3,58	3,38	25,00	348,93	89,54	84,38	
9-9	0,00	0,00	0,00	5,53	1,42	1,32	21,07	116,62	29,97	27,79	
				total (m³)					2872,01	759,80	723,04

Annexe C

Annexe C.3: Volume des matériaux (prisme et filtres).

Coupe	Surface (m ²)			Surface moyenne (m ²)			Longueur (m)	Volume (m ³)		
	enrochement	gravier	Sable	enrochement	gravier	Sable		enrochement	gravier	Sable
1-1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	25,00	0,00	0,00	0,00
2-2	0,00	0,00	0,00	0,13	0,01	0,02	25,00	3,20	0,22	0,46
3-3	0,26	0,02	0,04	1,17	0,11	0,12	25,00	29,29	2,64	3,10
4-4	2,09	0,19	0,21	4,23	0,44	1,21	25,00	105,71	10,88	30,36
5-5	6,37	0,68	2,22	9,74	3,08	3,62	25,00	243,39	76,98	90,44
6-6	13,10	5,48	5,02	8,81	2,87	2,64	25,00	220,32	71,64	66,02
7-7	4,52	0,25	0,26	2,26	0,13	0,13	25,00	56,55	3,13	3,29
8-8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	21,07	0,00	0,00	0,00
9-9	0,00	0,00	0,00	total (m³)				658,46	165,49	193,67

Annexe C.4: Volume des matériaux de protection de la crête.

Béton	Gravier	Sable	d _i (m)	Béton	Gravier	Sable
S _i (m ²)	S _i (m ²)	S _i (m ²)		V _i (m ³)	V _i (m ³)	V _i (m ³)
0,85	0,72	0,57	196,07	166,67	141,17	111,76

Annexe D

Annexe D

Annexe D.1 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,6	$\varphi(^{\circ})$	16,65	a	0,29	Etat de fonctionnement : Fin de construction (R=25,39 m)										Coef de sécurité	
		C(t/m ²)	3,1	R(m)	25,39											K _{ss}	2,64
																K _{as}	1,37
N°	b _i	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	U _i	U _{i,dl}	dn	aG _n dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_{i,dl}) \text{Tang} \varphi + \sum Cdl$	
-3	2,46	0,90	0,00	-0,30	0,95	3,54	-1,06	3,38	2,58	7,99	0,30	0	0	24,77	25,45	9,00	
-2	2,54	2,52	0,00	-0,20	0,98	10,24	-2,05	10,03	2,59	8,04	0,30	0	0	24,26	72,05	11,04	
-1	2,54	3,90	0,00	-0,10	0,99	15,85	-1,58	15,77	2,55	7,91	0,30	0	0	23,49	107,97	12,63	
0	2,54	5,02	0,00	0,00	1,00	20,40	0,00	20,40	2,54	7,87	0,30	0	0	22,89	135,43	13,97	
1	2,54	5,88	0,00	0,10	0,99	23,90	2,39	23,78	2,55	7,91	0,30	0	0	22,46	155,65	15,02	
2	2,54	6,49	0,00	0,20	0,98	26,38	5,28	25,84	2,59	8,04	0,30	0	0	22,20	169,80	15,76	
3	2,54	6,83	0,00	0,30	0,95	27,76	8,33	26,48	2,66	8,25	0,30	0	0	22,15	178,30	16,17	
4	2,54	6,87	0,00	0,40	0,92	27,92	11,17	25,59	2,77	8,59	0,30	0	0	22,27	180,31	16,24	
5	2,54	5,85	0,00	0,50	0,87	23,77	11,89	20,59	2,93	9,09	0,30	0	0	22,59	155,75	15,25	
6	2,54	5,87	0,00	0,60	0,80	23,86	14,31	19,08	3,18	9,84	0,30	0	0	23,22	160,64	15,55	
7	2,54	3,74	0,00	0,70	0,71	15,20	10,64	10,85	3,56	11,03	0,30	0	0	24,26	106,93	14,27	
8	1,70	1,34	0,00	0,80	0,60	3,64	2,92	2,19	2,83	8,78	0,30	0	0	24,78	26,19	9,44	
							62,22				103,36					1474,47	164,35

Annexe D

Annexe D.2 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,6	φ (°)	16,65	a	0,29	Etat de fonctionnement : Fin de construction (R=23,72 m)										Coef de sécurité	
		C(t/m ²)	3,1	R(m)	23,72											Kss	3,14
																Kas	1,72
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	U _i	U _{i,dl}	dn	aG _n dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tang} \varphi + \sum Cdl$	
-2	1,50	0,45	0,00	-0,20	0,98	1,08	-0,22	1,06	1,53	4,75	0,30	0	0	23,41	7,33	5,06	
-1	2,37	1,48	0,00	-0,10	0,99	5,62	-0,56	5,59	2,38	7,39	0,30	0	0	23,09	37,61	9,06	
0	2,37	2,52	0,00	0,00	1,00	9,56	0,00	9,56	2,37	7,35	0,30	0	0	22,49	62,38	10,21	
1	2,37	3,33	0,00	0,10	0,99	12,64	1,26	12,57	2,38	7,39	0,30	0	0	22,07	80,89	11,15	
2	2,37	3,89	0,00	0,20	0,98	14,76	2,95	14,47	2,42	7,50	0,30	0	0	21,80	93,33	11,83	
3	2,37	4,21	0,00	0,30	0,95	15,98	4,79	15,24	2,49	7,71	0,30	0	0	21,71	100,59	12,27	
4	2,37	4,25	0,00	0,40	0,92	16,13	6,45	14,78	2,59	8,02	0,30	0	0	21,80	101,97	12,44	
5	2,37	3,98	0,00	0,50	0,87	15,10	7,55	13,08	2,74	8,49	0,30	0	0	22,01	96,41	12,40	
6	2,37	3,34	0,00	0,60	0,80	12,68	7,61	10,14	2,97	9,19	0,30	0	0	22,41	82,38	12,22	
7	2,37	2,23	0,00	0,70	0,71	8,46	5,92	6,04	3,32	10,30	0,30	0	0	23,01	56,47	12,10	
8	1,65	0,78	0,00	0,80	0,60	2,06	1,65	1,24	2,75	8,53	0,30	0	0	23,39	13,97	8,89	
							37,41				86,62					733,34	117,65

Annexe D

Annexe D.3 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,6	φ (°)	16,65	a	0,29	Etat de fonctionnement : Fin de construction (R=21,34 m)										Coef de sécurité	
		C(t/m ²)	3,1	R(m)	21,34											Kss	2,75
																Kas	1,49
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	Ui	Ui,dl	dn	aG _n dn	$\frac{\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl)}{\text{Tan} \varphi + \sum C dl}$	
-3	1,83	0,66	0,00	-0,30	0,95	1,93	-0,58	1,84	1,92	5,95	0,30	0	0	20,65	11,57	6,50	
-2	2,13	1,94	0,00	-0,20	0,98	6,62	-1,32	6,49	2,18	6,75	0,30	0	0	20,29	38,98	8,69	
-1	2,13	3,10	0,00	-0,10	0,99	10,58	-1,06	10,53	2,14	6,65	0,30	0	0	19,69	60,44	9,80	
0	2,13	4,04	0,00	0,00	1,00	13,79	0,00	13,79	2,13	6,62	0,30	0	0	19,28	77,13	10,74	
1	2,13	4,76	0,00	0,10	0,99	16,25	1,63	16,17	2,14	6,65	0,30	0	0	18,96	89,36	11,48	
2	2,13	5,27	0,00	0,20	0,98	17,99	3,60	17,63	2,18	6,75	0,30	0	0	18,75	97,84	12,02	
3	2,13	5,55	0,00	0,30	0,95	18,95	5,68	18,08	2,24	6,93	0,30	0	0	18,69	102,71	12,34	
4	2,13	5,59	0,00	0,40	0,92	19,09	7,63	17,49	2,33	7,22	0,30	0	0	18,79	104,00	12,45	
5	2,13	5,34	0,00	0,50	0,87	18,23	9,12	15,79	2,46	7,64	0,30	0	0	19,06	100,78	12,36	
6	2,13	4,77	0,00	0,60	0,80	16,29	9,77	13,03	2,67	8,27	0,30	0	0	19,43	91,77	12,17	
7	2,13	3,77	0,00	0,70	0,71	12,87	9,01	9,19	2,99	9,26	0,30	0	0	19,96	74,51	12,01	
8	2,13	2,16	0,00	0,80	0,60	7,38	5,90	4,43	3,56	11,03	0,30	0	0	20,69	44,25	12,35	
9	0,51	0,44	0,00	0,90	0,44	0,36	0,32	0,16	1,17	3,63	0,30			21,18	2,21	3,67	
							49,70				93,34					895,55	136,58

Annexe D

Annexe D.4 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_{d1}(t/m^3)$	1,6	$\varphi_1(^{\circ})$	16,65	a	0,29	Etat de fonctionnement : Fin de construction (R=19,4 m)										Coef de sécurité	
$\gamma_{d2}(t/m^3)$	1,66	$\varphi_2(^{\circ})$	26	R(m)	19,4											Kss	2,43
		$C_1(t/m^2)$	3,1	$C_2(t/m^2)$	1,1											Kas	1,27
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	Ui	Ui,dl	dn	aG _n dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_{i,dl}) \text{Tan} \varphi + \sum C_{dl}$	
-5	1,94	0,97	0,00	-0,50	0,87	3,01	-1,51	2,61	2,24	6,94	0,30	0	0	18,80	16,42	7,72	
-4	1,94	2,02	0,69	-0,40	0,92	8,49	-3,40	7,78	2,12	5,48	0,35	0	0	18,09	44,55	8,19	
-3	1,94	2,78	1,41	-0,30	0,95	13,17	-3,95	12,56	2,03	4,94	0,36	0	0	17,40	66,46	9,49	
-2	1,94	3,54	1,91	-0,20	0,98	17,14	-3,43	16,79	1,98	4,75	0,37	0	0	16,74	83,20	10,88	
-1	1,94	4,30	2,21	-0,10	0,99	20,46	-2,05	20,36	1,95	4,72	0,36	0	0	16,17	95,96	12,12	
0	1,94	5,05	2,31	0,00	1,00	23,11	0,00	23,11	1,94	4,80	0,36	0	0	15,72	105,37	13,08	
1	1,94	5,81	2,21	0,10	0,99	25,15	2,52	25,03	1,95	4,97	0,35	0	0	15,41	112,40	13,76	
2	1,94	6,57	1,91	0,20	0,98	26,54	5,31	26,01	1,98	5,25	0,34	0	0	15,26	117,47	14,13	
3	1,94	7,33	1,41	0,30	0,95	27,29	8,19	26,04	2,03	5,65	0,33	0	0	15,27	120,86	14,23	
4	1,94	8,08	0,69	0,40	0,92	27,30	10,92	25,02	2,12	6,23	0,31	0	0	15,47	122,49	14,08	
5	1,94	8,55	0,00	0,50	0,87	26,54	13,27	22,98	2,24	6,94	0,30	0	0	15,83	121,83	13,82	
6	1,94	8,01	0,00	0,60	0,80	24,86	14,92	19,89	2,43	7,52	0,30	0	0	16,36	117,96	13,46	
7	1,94	7,12	0,00	0,70	0,71	22,10	15,47	15,78	2,72	8,42	0,30	0	0	17,05	109,28	13,14	
8	1,94	5,50	0,00	0,80	0,60	17,07	13,66	10,24	3,23	10,02	0,30	0	0	17,77	87,98	13,09	
9	1,92	2,38	0,00	0,90	0,44	7,31	6,58	3,19	4,40	13,65	0,30	0	0	18,96	40,20	14,61	
							76,50				100,28					1362,43	185,79

Annexe D

Annexe D.5 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_{d1}(t/m^3)$	1,6	$\varphi_1(^{\circ})$	16,65	a	0,29	Etat de fonctionnement : Fin de construction (R=18,42 m)										Coef de sécurité	
$\gamma_{d2}(t/m^3)$	1,66	$\varphi_2(^{\circ})$	26	R(m)	18,42											Kss	2,53
		$C_1(t/m^2)$	3,1	$C_2(t/m^2)$	1,1											Kas	1,35
N°	bi	h_1	h_2	Sin	Cos	G_n	$G_n \sin$	$G_n \cos$	dl	Cdl	Tang(φ)	Ui	Ui,dl	dn	$aG_n dn$	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \tan \varphi + \sum C dl$	
-5	0,61	0,29	0,00	-0,50	0,87	0,28	-0,14	0,25	0,70	2,18	0,30	0	0	18,22	1,50	2,26	
-4	1,84	0,92	0,44	-0,40	0,92	4,06	-1,62	3,72	2,01	4,93	0,36	0	0	17,75	20,88	6,27	
-3	1,84	1,64	1,13	-0,30	0,95	8,29	-2,49	7,91	1,93	4,41	0,38	0	0	17,08	41,06	7,38	
-2	1,84	2,36	1,60	-0,20	0,98	11,85	-2,37	11,61	1,88	4,31	0,38	0	0	16,47	56,59	8,67	
-1	1,84	3,08	1,88	-0,10	0,99	14,83	-1,48	14,75	1,85	4,34	0,37	0	0	15,95	68,58	9,80	
0	1,84	3,80	1,98	0,00	1,00	17,25	0,00	17,25	1,84	4,45	0,36	0	0	15,54	77,76	10,72	
1	1,84	4,52	1,88	0,10	0,99	19,07	1,91	18,97	1,85	4,65	0,35	0	0	15,24	84,28	11,38	
2	1,84	5,23	1,60	0,20	0,98	20,31	4,06	19,90	1,88	4,95	0,34	0	0	15,08	88,80	11,78	
3	1,84	5,95	1,13	0,30	0,95	20,99	6,30	20,02	1,93	5,37	0,33	0	0	15,10	91,92	11,96	
4	1,84	6,67	0,44	0,40	0,92	21,00	8,40	19,25	2,01	5,98	0,31	0	0	15,23	92,76	11,96	
5	1,84	6,91	0,00	0,50	0,87	20,37	10,18	17,64	2,13	6,59	0,30	0	0	15,51	91,60	11,87	
6	1,84	6,40	0,00	0,60	0,80	18,86	11,32	15,09	2,30	7,14	0,30	0	0	15,96	87,30	11,65	
7	1,84	5,54	0,00	0,70	0,71	16,33	11,43	11,66	2,58	8,00	0,30	0	0	16,49	78,08	11,48	
8	1,84	4,15	0,00	0,80	0,60	12,23	9,78	7,34	3,07	9,52	0,30	0	0	17,13	60,76	11,71	
9	1,81	1,88	0,00	0,90	0,44	5,44	4,90	2,37	4,15	12,87	0,30	0	0	17,74	28,01	13,58	
							60,18				89,68					969,87	152,47

Annexe D

Annexe D.6 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,6	$\varphi(^{\circ})$	16,65	a	0,29	Etat de fonctionnement : Fonctionnement normale (R=25,39 m)										Coef de sécurité	
$\gamma_{sat}(t/m^3)$	1,96	C(t/m ²)	3,1	R(m)	25,39											K _{ss}	2,58
																K _{as}	1,34
N°	b _i	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	U _i	U _{i,dl}	dn	aG _n dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_{i,dl}) \tan \varphi + \sum Cdl$	
-3	2,46	0,90	0,00	-0,30	0,95	3,54	-1,06	3,38	2,58	7,99	0,30	0	0	24,77	25,45	9,00	
-2	2,54	2,52	0,00	-0,20	0,98	10,24	-2,05	10,03	2,59	8,04	0,30	0	0	24,26	72,05	11,04	
-1	2,54	3,90	0,00	-0,10	0,99	15,85	-1,58	15,77	2,55	7,91	0,30	0	0	23,49	107,97	12,63	
0	2,54	5,02	0,00	0,00	1,00	20,40	0,00	20,40	2,54	7,87	0,30	0	0	22,89	135,43	13,97	
1	2,54	5,88	0,00	0,10	0,99	23,90	2,39	23,78	2,55	7,91	0,30	0	0	22,46	155,65	15,02	
2	2,54	6,49	0,00	0,20	0,98	26,38	5,28	25,84	2,59	8,04	0,30	0	0	22,20	169,80	15,76	
3	2,54	6,83	0,00	0,30	0,95	27,76	8,33	26,48	2,66	8,25	0,30	0	0	22,15	178,30	16,17	
4	2,54	6,67	0,20	0,40	0,92	28,10	11,24	25,76	2,77	8,59	0,30	0,20	0,55	22,27	181,49	16,29	
5	2,54	6,32	0,25	0,50	0,87	26,93	13,46	23,32	2,93	9,09	0,30	0,25	0,73	22,59	176,42	16,07	
6	2,54	5,87	0,00	0,60	0,80	23,86	14,31	19,08	3,18	9,84	0,30	0	0	23,22	160,64	15,55	
7	2,54	3,74	0,00	0,70	0,71	15,20	10,64	10,85	3,56	11,03	0,30	0	0	24,26	106,93	14,27	
8	1,70	1,34	0,00	0,80	0,60	3,64	2,92	2,19	2,83	8,78	0,30	0	0	24,78	26,19	9,44	
							63,87				103,36					1496,32	165,22

Annexe D

Annexe D.7 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,6	φ (°)	16,65	a	0,29	Etat de fonctionnement : Fonctionnement normale (R=23,72 m)										Coef de sécurité	
$\gamma_{sat}(t/m^3)$	1,96	C(t/m ²)	3,1	R(m)	23,72											Kss	3,14
																Kas	1,72
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	Ui	Ui,dl	dn	aG _n dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_{i,dl}) \text{Tan} \varphi + \sum Cdl$	
-2	1,50	0,45	0,00	-0,20	0,98	1,08	-0,22	1,06	1,53	4,75	0,30	0	0	23,41	7,33	5,06	
-1	2,37	1,48	0,00	-0,10	0,99	5,62	-0,56	5,59	2,38	7,39	0,30	0	0	23,09	37,61	9,06	
0	2,37	2,52	0,00	0,00	1,00	9,56	0,00	9,56	2,37	7,35	0,30	0	0	22,49	62,38	10,21	
1	2,37	3,33	0,00	0,10	0,99	12,64	1,26	12,57	2,38	7,39	0,30	0	0	22,07	80,89	11,15	
2	2,37	3,89	0,00	0,20	0,98	14,76	2,95	14,47	2,42	7,50	0,30	0	0	21,80	93,33	11,83	
3	2,37	4,21	0,00	0,30	0,95	15,98	4,79	15,24	2,49	7,71	0,30	0	0	21,71	100,59	12,27	
4	2,37	4,25	0,00	0,40	0,92	16,13	6,45	14,78	2,59	8,02	0,30	0	0	21,80	101,97	12,44	
5	2,37	3,98	0,00	0,50	0,87	15,10	7,55	13,08	2,74	8,49	0,30	0	0	22,01	96,41	12,40	
6	2,37	3,34	0,00	0,60	0,80	12,68	7,61	10,14	2,97	9,19	0,30	0	0	22,41	82,38	12,22	
7	2,37	2,23	0,00	0,70	0,71	8,46	5,92	6,04	3,32	10,30	0,30	0	0	23,01	56,47	12,10	
8	1,65	0,78	0,00	0,80	0,60	2,06	1,65	1,24	2,75	8,53	0,30	0	0	23,39	13,97	8,89	
							37,41				86,62					733,34	117,65

Annexe D

Annexe D.8 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,6	φ (°)	16,65	a	0,29	Etat de fonctionnement : Fonctionnement normale (R=21,34 m)										Coef de sécurité	
$\gamma_{sat}(t/m^3)$	1,96	C(t/m ²)	3,1	R(m)	21,34											Kss	2,75
																Kas	1,49
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	Ui	Ui,dl	dn	aG _n dn	$\frac{\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl)}{\text{Tag} \varphi + \sum C dl}$	
-3	1,83	0,66	0,00	-0,30	0,95	1,93	-0,58	1,84	1,92	5,95	0,30	0	0	20,65	11,57	6,50	
-2	2,13	1,94	0,00	-0,20	0,98	6,62	-1,32	6,49	2,18	6,75	0,30	0	0	20,29	38,98	8,69	
-1	2,13	3,10	0,00	-0,10	0,99	10,58	-1,06	10,53	2,14	6,65	0,30	0	0	19,69	60,44	9,80	
0	2,13	4,04	0,00	0,00	1,00	13,79	0,00	13,79	2,13	6,62	0,30	0	0	19,28	77,13	10,74	
1	2,13	4,76	0,00	0,10	0,99	16,25	1,63	16,17	2,14	6,65	0,30	0	0	18,96	89,36	11,48	
2	2,13	5,27	0,00	0,20	0,98	17,99	3,60	17,63	2,18	6,75	0,30	0	0	18,75	97,84	12,02	
3	2,13	5,55	0,00	0,30	0,95	18,95	5,68	18,08	2,24	6,93	0,30	0	0	18,69	102,71	12,34	
4	2,13	5,59	0,00	0,40	0,92	19,09	7,63	17,49	2,33	7,22	0,30	0	0	18,79	104,00	12,45	
5	2,13	5,34	0,00	0,50	0,87	18,23	9,12	15,79	2,46	7,64	0,30	0	0	19,06	100,78	12,36	
6	2,13	4,77	0,00	0,60	0,80	16,29	9,77	13,03	2,67	8,27	0,30	0	0	19,43	91,77	12,17	
7	2,13	3,77	0,00	0,70	0,71	12,87	9,01	9,19	2,99	9,26	0,30	0	0	19,96	74,51	12,01	
8	2,13	2,16	0,00	0,80	0,60	7,38	5,90	4,43	3,56	11,03	0,30	0	0	20,69	44,25	12,35	
9	0,51	0,44	0,00	0,90	0,44	0,36	0,32	0,16	1,17	3,63	0,30			21,18	2,21	3,67	
							49,70				93,34					895,55	136,58

Annexe D

Annexe D.9 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_{d1}(t/m^3)$	1,6	$\varphi_1(^{\circ})$	16,65	a	0,29	Etat de fonctionnement : Fonctionnement normale (R=19,4 m)											Coef de sécurité	
$\gamma_{d2}(t/m^3)$	1,66	$\varphi_2(^{\circ})$	26	R(m)	19,4												Kss	2,1
$\gamma_{sat1}(t/m^3)$	1,96	$C_1(t/m^2)$	3,1	$C_2(t/m^2)$	1,1												Kas	1,13
N°	bi	h ₁	h ₂	h ₃	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	Ui	Ui,dl	dn	aG _n dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tag} \varphi + \sum C dl$	
-5	1,94	0,97	0,00	0,00	-0,50	0,87	3,01	-1,51	2,61	2,14	6,63	0,30	0	0	18,80	16,42	7,31	
-4	1,94	2,02	0,69	0,00	-0,40	0,92	8,49	-3,40	7,78	2,02	5,22	0,35	0	0	18,09	44,55	7,83	
-3	1,94	2,78	1,41	0,00	-0,30	0,95	13,17	-3,95	12,56	1,93	4,69	0,36	0	0	17,40	66,46	9,15	
-2	1,94	3,54	1,91	0,00	-0,20	0,98	17,14	-3,43	16,79	1,88	4,51	0,37	0	0	16,74	83,20	10,54	
-1	1,94	4,30	2,21	0,00	-0,10	0,99	20,46	-2,05	20,36	1,85	4,48	0,36	0	0	16,17	95,96	11,77	
0	1,94	5,05	2,31	0,00	0,00	1,00	23,11	0,00	23,11	1,84	4,55	0,36	0	0	15,72	105,37	12,73	
1	1,94	5,81	2,21	0,00	0,10	0,99	25,15	2,52	25,03	1,85	4,71	0,35	0	0	15,41	112,40	13,40	
2	1,94	6,57	1,91	0,00	0,20	0,98	26,54	5,31	26,01	1,88	4,98	0,34	0	0	15,26	117,47	13,76	
3	1,94	7,33	1,41	0,00	0,30	0,95	27,29	8,19	26,04	1,93	5,37	0,33	0	0	15,27	120,86	13,85	
4	1,94	8,08	0,69	0,45	0,40	0,92	29,01	11,61	26,59	2,02	5,93	0,31	0,45	0,91	15,47	130,16	14,18	
5	1,94	8,55	0,00	1,74	0,50	0,87	33,16	16,58	28,71	2,14	6,63	0,30	1,74	3,72	15,83	152,21	15,12	
6	1,94	8,01	0,00	1,64	0,60	0,80	31,10	18,66	24,88	2,33	7,21	0,30	1,64	3,81	16,36	147,55	14,55	
7	1,94	7,12	0,00	0,79	0,70	0,71	25,10	17,57	17,93	2,62	8,11	0,30	0,79	2,07	17,05	124,13	13,37	
8	1,94	5,50	0,00	0,00	0,80	0,60	17,07	13,66	10,24	3,13	9,71	0,30	0	0	17,77	87,98	12,68	
9	1,92	2,38	0,00	0,00	0,90	0,44	7,31	6,58	3,19	4,30	13,34	0,30	0	0	18,96	40,20	14,20	
								86,34				96,10					1444,91	184,44

Annexe D

Annexe D.10 : Résultats du calcul de stabilité (talus aval).

$\gamma_{d1}(t/m^3)$	1,6	$\phi_1(^{\circ})$	16,65	a	0,29	Etat de fonctionnement : Fonctionnement normale (R=18,42 m)										Coef de sécurité		
$\gamma_{d2}(t/m^3)$	1,66	$\phi_2(^{\circ})$	26	R(m)	18,42											Kss	2,53	
$\gamma_{sat1}(t/m^3)$	1,96	$C_1(t/m^2)$	3,1	$C_2(t/m^2)$	1,1											Kas	1,35	
N°	bi	h_1	h_2	Sin	Cos	G_n	$G_n \sin$	$G_n \cos$	dl	Cdl	Tang(ϕ)	Ui	Ui,dl	dn	$aG_n dn$	$\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tag} \phi + \sum C dl$		
-5	0,61	0,29	0,00	-0,50	0,87	0,28	-0,14	0,25	0,70	2,18	0,30	0	0	18,22	1,50	2,26		
-4	1,84	0,92	0,44	-0,40	0,92	4,06	-1,62	3,72	2,01	4,93	0,36	0	0	17,75	20,88	6,27		
-3	1,84	1,64	1,13	-0,30	0,95	8,29	-2,49	7,91	1,93	4,41	0,38	0	0	17,08	41,06	7,38		
-2	1,84	2,36	1,60	-0,20	0,98	11,85	-2,37	11,61	1,88	4,31	0,38	0	0	16,47	56,59	8,67		
-1	1,84	3,08	1,88	-0,10	0,99	14,83	-1,48	14,75	1,85	4,34	0,37	0	0	15,95	68,58	9,80		
0	1,84	3,80	1,98	0,00	1,00	17,25	0,00	17,25	1,84	4,45	0,36	0	0	15,54	77,76	10,72		
1	1,84	4,52	1,88	0,10	0,99	19,07	1,91	18,97	1,85	4,65	0,35	0	0	15,24	84,28	11,38		
2	1,84	5,23	1,60	0,20	0,98	20,31	4,06	19,90	1,88	4,95	0,34	0	0	15,08	88,80	11,78		
3	1,84	5,95	1,13	0,30	0,95	20,99	6,30	20,02	1,93	5,37	0,33	0	0	15,10	91,92	11,96		
4	1,84	6,67	0,44	0,40	0,92	21,00	8,40	19,25	2,01	5,98	0,31	0	0	15,23	92,76	11,96		
5	1,84	6,91	0,00	0,50	0,87	20,37	10,18	17,64	2,13	6,59	0,30	0	0	15,51	91,60	11,87		
6	1,84	6,40	0,00	0,60	0,80	18,86	11,32	15,09	2,30	7,14	0,30	0	0	15,96	87,30	11,65		
7	1,84	5,54	0,00	0,70	0,71	16,33	11,43	11,66	2,58	8,00	0,30	0	0	16,49	78,08	11,48		
8	1,84	4,15	0,00	0,80	0,60	12,23	9,78	7,34	3,07	9,52	0,30	0	0	17,13	60,76	11,71		
9	1,81	1,88	0,00	0,90	0,44	5,44	4,90	2,37	4,15	12,87	0,30	0	0	17,74	28,01	13,58		
							60,18					89,68					969,87	152,47

Annexe D

Annexe D.11 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,6	φ (°)	16,65	a	0,29	Etat de fonctionnement : Fin de construction (R=28,68 m)										Coef de sécurité	
		C(t/m ²)	3,1	R(m)	28,68											Kss	2,88
																Kas	1,43
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	U _i	U _{i,dl}	dn	aG _n dn	$\frac{\sum(G_n \cos \alpha - U_{i,dl}) \text{Tang} \varphi + \sum Cdl}{\sum Cdl}$	
-3	2,61	0,79	0,00	-0,30	0,95	3,30	-0,99	3,15	2,74	8,48	0,30	0	0	27,99	26,78	9,42	
-2	2,87	2,49	0,00	-0,20	0,98	11,43	-2,29	11,20	2,93	9,08	0,30	0	0	27,57	91,42	12,43	
-1	2,87	3,88	0,00	-0,10	0,99	17,82	-1,78	17,73	2,88	8,94	0,30	0	0	26,78	138,37	14,24	
0	2,87	4,98	0,00	0,00	1,00	22,87	0,00	22,87	2,87	8,90	0,30	0	0	26,19	173,69	15,73	
1	2,87	5,80	0,00	0,10	0,99	26,63	2,66	26,50	2,88	8,94	0,30	0	0	25,79	199,20	16,87	
2	2,87	6,32	0,00	0,20	0,98	29,02	5,80	28,44	2,93	9,08	0,30	0	0	25,58	215,29	17,58	
3	2,87	6,53	0,00	0,30	0,95	29,99	9,00	28,60	3,01	9,33	0,30	0	0	25,56	222,27	17,88	
4	2,87	6,41	0,00	0,40	0,92	29,43	11,77	26,98	3,13	9,71	0,30	0	0	25,76	219,89	17,77	
5	2,87	5,92	0,00	0,50	0,87	27,18	13,59	23,54	3,31	10,27	0,30	0	0	26,15	206,15	17,31	
6	2,87	4,98	0,00	0,60	0,80	22,87	13,72	18,29	3,59	11,12	0,30	0	0	26,81	177,80	16,59	
7	2,87	2,78	0,00	0,70	0,71	12,77	8,94	9,12	4,02	12,46	0,30	0	0	27,98	103,58	15,18	
8	1,02	0,65	0,00	0,80	0,60	1,06	0,85	0,64	1,70	5,27	0,30	0	0	28,28	8,70	5,46	
							61,28				111,58					1783,13	176,48

Annexe D

Annexe D.12 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,6	φ (°)	16,65	a	0,29	Etat de fonctionnement : Fin de construction (R=27,37 m)										Coef de sécurité	
		C(t/m ²)	3,1	R(m)	27,37											Kss	3,44
														Kas		1,77	
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	U _i	U _{i,dl}	dn	aG _n dn	$\frac{\sum(G_n \cos \alpha - U_{i,dl}) \text{Tan} \varphi + \sum Cdl}{\sum aG_n dn}$	
-2	2,43	0,59	0,00	-0,20	0,98	2,29	-0,46	2,25	2,48	7,79	0,30	0	0	26,90	17,89	8,36	
-1	2,74	1,92	0,00	-0,10	0,99	8,42	-0,84	8,38	2,75	8,54	0,30	0	0	26,38	64,39	11,04	
0	2,74	2,97	0,00	0,00	1,00	13,02	0,00	13,02	2,74	8,49	0,30	0	0	25,85	97,61	12,39	
1	2,74	3,75	0,00	0,10	0,99	16,44	1,64	16,36	2,75	8,54	0,30	0	0	25,50	121,57	13,43	
2	2,74	4,24	0,00	0,20	0,98	18,59	3,72	18,21	2,80	8,67	0,30	0	0	25,28	136,27	14,11	
3	2,74	4,45	0,00	0,30	0,95	19,51	5,85	18,61	2,87	8,90	0,30	0	0	25,27	142,97	14,47	
4	2,74	4,33	0,00	0,40	0,92	18,98	7,59	17,40	2,99	9,27	0,30	0	0	25,43	139,99	14,47	
5	2,74	3,86	0,00	0,50	0,87	16,92	8,46	14,66	3,16	9,81	0,30	0	0	25,71	126,17	14,19	
6	2,74	2,96	0,00	0,60	0,80	12,98	7,79	10,38	3,43	10,62	0,30	0	0	26,23	98,71	13,72	
7	2,74	1,52	0,00	0,70	0,71	6,66	4,66	4,76	3,84	11,89	0,30	0	0	26,76	51,71	13,32	
8	0,63	0,27	0,00	0,80	0,60	0,27	0,22	0,16	1,05	3,26	0,30	0	0	27,21	2,15	3,30	
							38,64				95,67					999,44	132,8

Annexe D

Annexe D.13 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_{d1}(t/m^3)$	1,6	φ_1 (°)	16,65	a	0,29	Etat de fonctionnement : Fin de construction (R=25,4 m)										Coef de sécurité	
$\gamma_{d2}(t/m^3)$	1,66	φ_2 (°)	26	R(m)	25,4											Kss	2,62
		$C_1(t/m^2)$	3,1	$C_2(t/m^2)$	1,1											Kas	1,31
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	U _i	U _{i,dl}	dn	aG _n dn	$\frac{\sum(G_n \cos \alpha - U_{i,dl}) \text{Tag} \varphi + \sum Cdl}{\sum Cdl}$	
-4	2,46	0,93	0,29	-0,40	0,92	4,84	-1,94	4,44	2,68	7,04	0,34	0	0	24,73	34,74	8,57	
-3	2,54	1,76	0,99	-0,30	0,95	11,33	-3,40	10,81	2,66	6,34	0,37	0	0	24,07	79,06	10,30	
-2	2,54	2,61	1,65	-0,20	0,98	17,56	-3,51	17,21	2,59	6,03	0,37	0	0	23,30	118,68	12,43	
-1	2,54	3,46	2,03	-0,10	0,99	22,62	-2,26	22,51	2,55	6,03	0,37	0	0	22,65	148,58	14,33	
0	2,54	4,30	2,16	0,00	1,00	26,58	0,00	26,58	2,54	6,18	0,36	0	0	22,17	170,91	15,80	
1	2,54	5,15	2,03	0,10	0,99	29,49	2,95	29,34	2,55	6,47	0,35	0	0	21,82	186,60	16,81	
2	2,54	6,00	1,65	0,20	0,98	31,34	6,27	30,71	2,59	6,92	0,34	0	0	21,65	196,77	17,35	
3	2,54	6,84	0,99	0,30	0,95	31,97	9,59	30,50	2,66	7,58	0,32	0	0	21,67	200,92	17,43	
4	2,54	7,69	0,29	0,40	0,92	32,47	12,99	29,76	2,77	8,39	0,31	0	0	21,89	206,15	17,49	
5	2,54	7,29	0,00	0,50	0,87	29,63	14,81	25,66	2,93	9,09	0,30	0	0	22,26	191,25	16,76	
6	2,54	6,46	0,00	0,60	0,80	26,25	15,75	21,00	3,18	9,84	0,30	0	0	22,82	173,74	16,12	
7	2,54	5,13	0,00	0,70	0,71	20,85	14,59	14,89	3,56	11,03	0,30	0	0	23,52	142,20	15,48	
8	2,54	2,96	0,00	0,80	0,60	12,03	9,62	7,22	4,23	13,12	0,30	0	0	24,41	85,16	15,28	
9	0,66	0,58	0,00	0,90	0,44	0,61	0,55	0,27	1,51	4,69	0,30			25,14	4,47	4,77	
							76,02			108,75					1939,25	198,94	

Annexe D

Annexe D.14 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_{d1}(t/m^3)$	1,6	φ_1 (°)	16,65	a	0,29	Etat de fonctionnement : Fin de construction (R= 20,4 m)										Coef de sécurité	
$\gamma_{d2}(t/m^3)$	1,66	φ_2 (°)	26	R(m)	20,4											Kss	2,74
		$C_1(t/m^2)$	3,1	$C_2(t/m^2)$	1,1											Kas	1,36
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	Ui	Ui,dl	dn	aG _n dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_{i,dl}) \tan \varphi + \sum Cdl$	
-5	1,81	0,75	0,33	-0,50	0,87	3,16	-1,58	2,74	2,09	5,20	0,36	0	0	19,84	18,20	6,18	
-4	2,04	1,40	1,06	-0,40	0,92	8,16	-3,26	7,48	2,23	4,98	0,38	0	0	19,23	45,50	7,83	
-3	2,04	2,08	1,82	-0,30	0,95	12,95	-3,89	12,36	2,14	4,63	0,39	0	0	18,48	69,41	9,42	
-2	2,04	2,76	2,35	-0,20	0,98	16,97	-3,39	16,62	2,08	4,54	0,39	0	0	17,90	88,07	10,95	
-1	2,04	3,44	2,66	-0,10	0,99	20,24	-2,02	20,13	2,05	4,57	0,38	0	0	17,36	101,88	12,25	
0	2,04	4,12	2,76	0,00	1,00	22,79	0,00	22,79	2,04	4,69	0,37	0	0	16,96	112,11	13,23	
1	2,04	4,80	2,66	0,10	0,99	24,68	2,47	24,55	2,05	4,89	0,37	0	0	16,70	119,50	13,89	
2	2,04	5,48	2,35	0,20	0,98	25,84	5,17	25,32	2,08	5,20	0,36	0	0	16,59	124,34	14,21	
3	2,04	6,16	1,82	0,30	0,95	26,27	7,88	25,06	2,14	5,65	0,34	0	0	16,64	126,77	14,23	
4	2,04	6,84	1,06	0,40	0,92	25,92	10,37	23,75	2,23	6,30	0,32	0	0	16,86	126,71	14,01	
5	2,04	7,52	0,33	0,50	0,87	25,66	12,83	22,22	2,36	7,10	0,31	0	0	17,21	128,08	13,93	
6	2,04	6,87	0,00	0,60	0,80	22,42	13,45	17,94	2,55	7,91	0,30	0	0	17,72	115,23	13,27	
7	2,04	5,80	0,00	0,70	0,71	18,93	13,25	13,52	2,86	8,86	0,30	0	0	18,37	100,85	12,90	
8	2,04	4,16	0,00	0,80	0,60	13,58	10,86	8,15	3,40	10,54	0,30	0	0	19,08	75,13	12,98	
9	1,77	1,72	0,00	0,90	0,44	4,87	4,38	2,12	4,06	12,59	0,30	0	0	19,80	27,97	13,22	
							66,52				97,66					1379,76	182,48

Annexe D

Annexe D.15 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,6	φ (°)	16,65	a	0,29	Etat de fonctionnement : Fin de construction (R=18,3 m)										Coef de sécurité	
		C(t/m ²)	3,1	R(m)	18,3											Kss	3,15
																Kas	1,59
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	U _i	U _i ,dl	dn	aG _n dn	$\frac{\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tan} \varphi + \sum C dl}{\sum C dl}$	
-5	0,53	0,23	0,00	-0,50	0,87	0,20	-0,10	0,17	0,61	1,90	0,30	0	0	18,12	1,02	1,95	
-4	1,83	1,19	0,00	-0,40	0,92	3,48	-1,39	3,19	2,00	6,19	0,30	0	0	17,60	17,78	7,14	
-3	1,83	2,49	0,00	-0,30	0,95	7,29	-2,19	6,95	1,92	5,95	0,30	0	0	17,03	36,01	8,03	
-2	1,83	3,57	0,00	-0,20	0,98	10,45	-2,09	10,24	1,87	5,79	0,30	0	0	16,50	50,02	8,85	
-1	1,83	4,44	0,00	-0,10	0,99	13,00	-1,30	12,94	1,84	5,70	0,30	0	0	16,05	60,51	9,57	
0	1,83	5,16	0,00	0,00	1,00	15,11	0,00	15,11	1,83	5,67	0,30	0	0	15,71	68,83	10,19	
1	1,83	5,68	0,00	0,10	0,99	16,63	1,66	16,55	1,84	5,70	0,30	0	0	15,47	74,61	10,65	
2	1,83	6,01	0,00	0,20	0,98	17,60	3,52	17,24	1,87	5,79	0,30	0	0	15,41	78,64	10,95	
3	1,83	6,15	0,00	0,30	0,95	18,01	5,40	17,18	1,92	5,95	0,30	0	0	15,39	80,37	11,08	
4	1,83	6,07	0,00	0,40	0,92	17,77	7,11	16,29	2,00	6,19	0,30	0	0	15,55	80,15	11,06	
5	1,83	5,76	0,00	0,50	0,87	16,87	8,43	14,61	2,11	6,55	0,30	0	0	15,86	77,57	10,92	
6	1,83	5,16	0,00	0,60	0,80	15,11	9,07	12,09	2,29	7,09	0,30	0	0	16,31	71,46	10,71	
7	1,83	4,20	0,00	0,70	0,71	12,30	8,61	8,78	2,56	7,94	0,30	0	0	16,89	60,23	10,57	
8	1,83	2,72	0,00	0,80	0,60	7,96	6,37	4,78	3,05	9,46	0,30	0	0	17,61	40,67	10,88	
9	1,09	0,92	0,00	0,90	0,44	1,60	1,44	0,70	2,50	7,75	0,30	0	0	17,91	8,33	7,96	
							44,55				93,62					806,22	140,51

Annexe D

Annexe D.16 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,6	ϕ (°)	16,65	a	0,29	Etat de fonctionnement : Vidange rapide (R=28,68 m)										Coef de sécurité	
$\gamma'(t/m^3)$	0,96	C(t/m ²)	3,1	R(m)	28,68											Kss	4,09
																Kas	2,03
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(ϕ)	Ui	Ui,dl	dn	aG _n dn	$\sum(G_n \cos \alpha) \text{Tan} \phi + \sum Cdl$	
-3	2,61	0,00	0,79	-0,30	0,95	1,98	-0,59	1,89	2,74	8,48	0,30	0	0	27,99	16,07	9,05	
-2	2,87	0,00	2,49	-0,20	0,98	6,86	-1,37	6,72	2,93	9,08	0,30	0	0	27,57	54,85	11,09	
-1	2,87	0,00	3,88	-0,10	0,99	10,69	-1,07	10,64	2,88	8,94	0,30	0	0	26,78	83,02	12,12	
0	2,87	0,00	4,98	0,00	1,00	13,72	0,00	13,72	2,87	8,90	0,30	0	0	26,19	104,21	13,00	
1	2,87	0,00	5,80	0,10	0,99	15,98	1,60	15,90	2,88	8,94	0,30	0	0	25,79	119,52	13,70	
2	2,87	0,00	6,32	0,20	0,98	17,41	3,48	17,06	2,93	9,08	0,30	0	0	25,58	129,17	14,18	
3	2,87	0,00	6,53	0,30	0,95	17,99	5,40	17,16	3,01	9,33	0,30	0	0	25,56	133,36	14,46	
4	2,87	0,00	6,41	0,40	0,92	17,66	7,06	16,19	3,13	9,71	0,30	0	0	25,76	131,93	14,55	
5	2,87	0,00	5,92	0,50	0,87	16,31	8,16	14,13	3,31	10,27	0,30	0	0	26,15	123,69	14,50	
6	2,87	0,00	4,98	0,60	0,80	13,72	8,23	10,98	3,59	11,12	0,30	0	0	26,81	106,68	14,40	
7	2,87	0,00	2,78	0,70	0,71	7,66	5,36	5,47	4,02	12,46	0,30	0	0	27,98	62,15	14,09	
8	1,02	0,00	0,65	0,80	0,60	0,64	0,51	0,38	1,70	5,27	0,30	0	0	28,28	5,22	5,38	
							36,77				111,58					1069,88	150,52

Annexe D

Annexe D.17 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,6	φ (°)	16,65	a	0,29	Etat de fonctionnement : Vidange rapide (R=27,37 m)										Coef de sécurité	
$\gamma'(t/m^3)$	0,96	C(t/m ²)	3,1	R(m)	27,37											K _{ss}	4,94
																K _{as}	2,54
N°	b _i	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	U _i	U _{i,dl}	dn	aG _n dn	$\sum(G_n \cos \alpha) \text{Tag} \varphi + \sum Cdl$	
-2	2,43	0,00	0,59	-0,20	0,98	1,38	-0,28	1,35	2,38	7,38	0,30	0	0	26,90	10,74	7,78	
-1	2,74	0,00	1,92	-0,10	0,99	5,05	-0,51	5,03	2,65	8,23	0,30	0	0	26,38	38,64	9,73	
0	2,74	0,00	2,97	0,00	1,00	7,81	0,00	7,81	2,64	8,18	0,30	0	0	25,85	58,56	10,52	
1	2,74	0,00	3,75	0,10	0,99	9,86	0,99	9,81	2,65	8,23	0,30	0	0	25,50	72,94	11,16	
2	2,74	0,00	4,24	0,20	0,98	11,15	2,23	10,93	2,70	8,36	0,30	0	0	25,28	81,76	11,63	
3	2,74	0,00	4,45	0,30	0,95	11,71	3,51	11,17	2,77	8,59	0,30	0	0	25,27	85,78	11,93	
4	2,74	0,00	4,33	0,40	0,92	11,39	4,56	10,44	2,89	8,96	0,30	0	0	25,43	84,00	12,08	
5	2,74	0,00	3,86	0,50	0,87	10,15	5,08	8,79	3,06	9,50	0,30	0	0	25,71	75,70	12,13	
6	2,74	0,00	2,96	0,60	0,80	7,79	4,67	6,23	3,33	10,31	0,30	0	0	26,23	59,23	12,17	
7	2,74	0,00	1,52	0,70	0,71	4,00	2,80	2,86	3,74	11,58	0,30	0	0	26,76	31,03	12,44	
8	0,63	0,00	0,27	0,80	0,60	0,16	0,13	0,10	0,95	2,95	0,30	0	0	27,21	1,29	2,97	
							23,18				92,26					599,67	114,54

Annexe D

Annexe D.18 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,6	φ_1 (°)	16,65	a	0,29	Etat de fonctionnement : Vidange rapide (R=25,4 m)										Coef de sécurité	
$\gamma'_1(t/m^3)$	0,96	φ_2 (°)	26	R(m)	25,4											Kss	3,55
$\gamma'_2(t/m^3)$	0,92	$C_1(t/m^2)$	3,1	$C_2(t/m^2)$	1,1											Kas	1,78
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	Ui	Ui,dl	dn	aG _n dn	$\frac{\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl)}{\text{Tag} \varphi + \sum C dl}$	
-4	2,46	0,93	0,29	-0,40	0,92	2,85	-1,14	2,61	2,68	7,04	0,34	0	0	24,73	20,46	7,94	
-3	2,54	1,76	0,99	-0,30	0,95	6,61	-1,98	6,30	2,66	6,34	0,37	0	0	24,07	46,10	8,65	
-2	2,54	2,61	1,65	-0,20	0,98	10,22	-2,04	10,01	2,59	6,03	0,37	0	0	23,30	69,06	9,76	
-1	2,54	3,46	2,03	-0,10	0,99	13,18	-1,32	13,11	2,55	6,03	0,37	0	0	22,65	86,58	10,86	
0	2,54	4,30	2,16	0,00	1,00	15,53	0,00	15,53	2,54	6,18	0,36	0	0	22,17	99,86	11,80	
1	2,54	5,15	2,03	0,10	0,99	17,30	1,73	17,21	2,55	6,47	0,35	0	0	21,82	109,48	12,54	
2	2,54	6,00	1,65	0,20	0,98	18,49	3,70	18,11	2,59	6,92	0,34	0	0	21,65	116,07	13,07	
3	2,54	6,84	0,99	0,30	0,95	18,99	5,70	18,12	2,66	7,58	0,32	0	0	21,67	119,35	13,43	
4	2,54	7,69	0,29	0,40	0,92	19,43	7,77	17,81	2,77	8,39	0,31	0	0	21,89	123,34	13,84	
5	2,54	7,29	0,00	0,50	0,87	17,78	8,89	15,39	2,93	9,09	0,30	0	0	22,26	114,75	13,70	
6	2,54	6,46	0,00	0,60	0,80	15,75	9,45	12,60	3,18	9,84	0,30	0	0	22,82	104,24	13,61	
7	2,54	5,13	0,00	0,70	0,71	12,51	8,76	8,93	3,56	11,03	0,30	0	0	23,52	85,32	13,70	
8	2,54	2,96	0,00	0,80	0,60	7,22	5,77	4,33	4,23	13,12	0,30	0	0	24,41	51,09	14,42	
9	0,66	0,58	0,00	0,90	0,44	0,37	0,33	0,16	1,51	4,69	0,30			25,14	2,68	4,74	
							45,61			108,75					1148,38	162,05	

Annexe D

Annexe D.19 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,6	φ_1 (°)	16,65	a	0,29	Etat de fonctionnement : Vidange rapide (R= 20,4 m)										Coef de sécurité	
$\gamma'_1(t/m^3)$	0,96	φ_2 (°)	26	R(m)	20,4											Kss	3,7
$\gamma'_2(t/m^3)$	0,92	$C_1(t/m^2)$	3,1	$C_2(t/m^2)$	1,1											Kas	1,85
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	U _i	U _{i,dl}	dn	aG _n dn	$\sum(G_n \cos \alpha - U_{i,dl}) \text{Tan} \varphi + \sum Cdl$	
-5	1,81	0,75	0,33	-0,50	0,87	1,85	-0,93	1,60	2,09	5,20	0,36	0	0	19,84	10,66	5,77	
-4	2,04	1,40	1,06	-0,40	0,92	4,73	-1,89	4,34	2,23	4,98	0,38	0	0	19,23	26,38	6,63	
-3	2,04	2,08	1,82	-0,30	0,95	7,49	-2,25	7,14	2,14	4,63	0,39	0	0	18,48	40,14	7,40	
-2	2,04	2,76	2,35	-0,20	0,98	9,82	-1,96	9,62	2,08	4,54	0,39	0	0	17,90	50,95	8,25	
-1	2,04	3,44	2,66	-0,10	0,99	11,73	-1,17	11,67	2,05	4,57	0,38	0	0	17,36	59,05	9,02	
0	2,04	4,12	2,76	0,00	1,00	13,25	0,00	13,25	2,04	4,69	0,37	0	0	16,96	65,16	9,65	
1	2,04	4,80	2,66	0,10	0,99	14,39	1,44	14,32	2,05	4,89	0,37	0	0	16,70	69,70	10,14	
2	2,04	5,48	2,35	0,20	0,98	15,14	3,03	14,84	2,08	5,20	0,36	0	0	16,59	72,85	10,48	
3	2,04	6,16	1,82	0,30	0,95	15,48	4,64	14,77	2,14	5,65	0,34	0	0	16,64	74,70	10,71	
4	2,04	6,84	1,06	0,40	0,92	15,38	6,15	14,10	2,23	6,30	0,32	0	0	16,86	75,22	10,88	
5	2,04	7,52	0,33	0,50	0,87	15,35	7,67	13,29	2,36	7,10	0,31	0	0	17,21	76,59	11,18	
6	2,04	6,87	0,00	0,60	0,80	13,45	8,07	10,76	2,55	7,91	0,30	0	0	17,72	69,14	11,12	
7	2,04	5,80	0,00	0,70	0,71	11,36	7,95	8,11	2,86	8,86	0,30	0	0	18,37	60,51	11,28	
8	2,04	4,16	0,00	0,80	0,60	8,15	6,52	4,89	3,40	10,54	0,30	0	0	19,08	45,08	12,00	
9	1,77	1,72	0,00	0,90	0,44	2,92	2,63	1,27	4,06	12,59	0,30	0	0	19,80	16,78	12,97	
							39,91				97,66					812,92	147,49

Annexe D

Annexe D.20 : Résultats du calcul de stabilité (talus amont).

$\gamma_d(t/m^3)$	1,6	φ (°)	16,65	a	0,29	Etat de fonctionnement : Vidange rapide (R=18,3 m)										Coef de sécurité	
$\gamma'(t/m^3)$	0,96	C(t/m ²)	3,1	R(m)	18,3											Kss	2,46
																Kas	1,24
N°	bi	h ₁	h ₂	Sin	Cos	G _n	G _n Sin	G _n Cos	dl	Cdl	Tang(φ)	Ui	Ui,dl	dn	aG _n dn	$\frac{\sum(G_n \cos \alpha - U_i dl) \text{Tan} \varphi + \sum C dl}{\sum C dl}$	
-5	0,53	0,00	0,23	-0,50	0,87	0,12	-0,06	0,10	5,23	16,21	0,30	0	0	18,12	0,61	16,24	
-4	1,83	0,00	1,19	-0,40	0,92	2,09	-0,84	1,92	0,96	2,96	0,30	0	0	17,60	10,67	3,53	
-3	1,83	0,00	2,49	-0,30	0,95	4,37	-1,31	4,17	0,44	1,36	0,30	0	0	17,03	21,60	2,61	
-2	1,83	0,00	3,57	-0,20	0,98	6,27	-1,25	6,15	0,30	0,92	0,30	0	0	16,50	30,01	2,76	
-1	1,83	0,00	4,44	-0,10	0,99	7,80	-0,78	7,76	0,24	0,73	0,30	0	0	16,05	36,31	3,05	
0	1,83	0,00	5,16	0,00	1,00	9,07	0,00	9,07	0,20	0,63	0,30	0	0	15,71	41,30	3,34	
1	1,83	0,00	5,68	0,10	0,99	9,98	1,00	9,93	0,18	0,57	0,30	0	0	15,47	44,77	3,54	
2	1,83	0,00	6,01	0,20	0,98	10,56	2,11	10,35	0,18	0,55	0,30	0	0	15,41	47,18	3,64	
3	1,83	0,00	6,15	0,30	0,95	10,80	3,24	10,31	0,18	0,55	0,30	0	0	15,39	48,22	3,63	
4	1,83	0,00	6,07	0,40	0,92	10,66	4,27	9,77	0,19	0,58	0,30	0	0	15,55	48,09	3,50	
5	1,83	0,00	5,76	0,50	0,87	10,12	5,06	8,76	0,21	0,65	0,30	0	0	15,86	46,54	3,27	
6	1,83	0,00	5,16	0,60	0,80	9,07	5,44	7,25	0,25	0,78	0,30	0	0	16,31	42,88	2,95	
7	1,83	0,00	4,20	0,70	0,71	7,38	5,16	5,27	0,35	1,08	0,30	0	0	16,89	36,14	2,65	
8	1,83	0,00	2,72	0,80	0,60	4,78	3,82	2,87	0,64	1,98	0,30	0	0	17,61	24,40	2,84	
9	1,09	0,00	0,92	0,90	0,44	0,96	0,87	0,42	2,60	8,05	0,30	0	0	17,91	5,00	8,18	
							26,73				37,60					483,73	65,73

Annexe E

Annexe E

Annexe E.1: volume des travaux de l'évacuateur des crues.

N° de la coupe	Surface (m ²)					Surface moyenne (m ²)					di (m)	Volume des matériaux (m ³)				
	Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propre	Enrochement	Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propre	Enrochement		Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propre	Enrochement
1-1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	6,10	0,00	0,00	0,00	1,06	2,38	14,52	0,00	0,00	0,00	2,52
2-2	12,20	0,00	0,00	0,00	2,12	13,84	5,26	1,56	0,21	1,06	4,00	55,34	21,04	6,24	0,84	4,24
3-3	15,47	10,52	3,12	0,42	0,00	17,88	10,56	3,12	0,42	0,00	4,00	71,52	42,24	12,48	1,68	0,00
4-4	20,29	10,60	3,12	0,42	0,00	20,16	9,15	2,99	0,42	0,00	4,00	80,62	36,60	11,96	1,68	0,00
5-5	20,02	7,70	2,86	0,42	0,00	18,28	5,89	2,64	0,42	0,00	4,00	73,12	23,56	10,56	1,68	0,00
6-6	16,54	4,08	2,42	0,42	0,00	12,53	4,48	2,42	0,42	0,00	4,00	50,10	17,90	9,68	1,68	0,00
7-7	8,51	4,87	2,42	0,42	0,00	4,94	6,37	2,31	0,39	0,00	4,00	19,76	25,46	9,22	1,56	0,00
8-8	1,37	7,86	2,19	0,36	0,00	0,69	12,37	2,04	0,33	0,00	4,00	2,74	49,48	8,16	1,30	0,00
9-9	0,00	16,88	1,89	0,29	0,00	0,00	18,29	1,75	0,26	0,00	3,80	0,00	69,48	6,63	0,97	0,00
10-10	0,00	19,69	1,60	0,22	0,00	0,00	17,71	1,58	0,22	0,00	7,00	0,00	123,97	11,06	1,54	0,00
11-11	0,00	15,73	1,56	0,22	0,00	0,00	13,51	1,55	0,22	0,00	7,00	0,00	94,54	10,82	1,54	0,00
12-12	0,00	11,28	1,53	0,22	0,00	0,00	9,05	1,52	0,22	0,00	7,00	0,00	63,35	10,61	1,54	0,00
13-13	0,00	6,82	1,50	0,22	0,00	0,18	5,13	1,48	0,22	0,00	7,00	1,26	35,91	10,36	1,54	0,00
14-14	0,36	3,44	1,46	0,22	0,00	1,26	2,68	1,44	0,22	0,00	7,00	8,82	18,73	10,08	1,54	0,00
15-15	2,16	1,91	1,42	0,22	0,00	3,08	1,44	1,41	0,22	0,00	7,00	21,53	10,05	9,84	1,54	0,00
16-16	3,99	0,96	1,39	0,22	0,00	4,42	4,98	1,82	0,22	0,00	7,00	30,91	34,83	12,71	1,54	0,00
17-17	4,84	8,99	2,24	0,22	0,00	3,90	10,89	2,54	0,30	0,00	4,62	18,02	50,31	11,73	1,36	0,00
18-18	2,96	12,79	2,84	0,37	0,00	3,24	8,55	1,42	0,19	1,88	1,51	4,88	12,90	2,14	0,28	2,83
19-19	3,51	4,30	0,00	0,00	3,75	1,76	2,15	0,00	0,00	1,88	1,00	1,76	2,15	0,00	0,00	1,88
20-20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00											
Volume totale des matériaux											454,89	732,49	164,27	23,81	11,47	

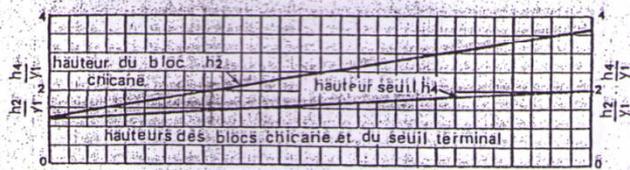
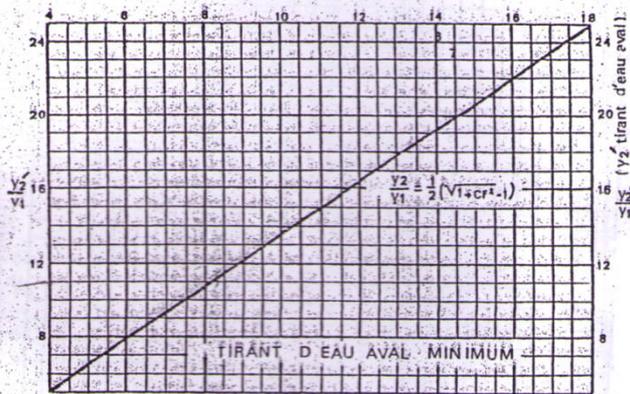
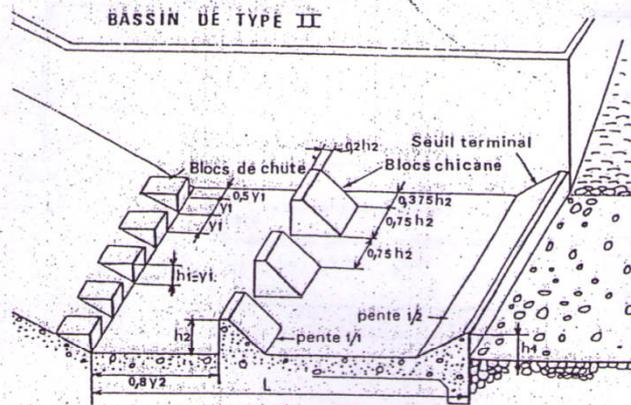
Annexe E

Annexe E.2: volumes des travaux de la vidange et prise d'eau.

N° de la coupe	Surface (m ²)				Surface moyenne (m ²)				di (m)	Volume des matériaux (m ³)			
	Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propreté	Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propreté		Déblai	Remblai	Béton armé	Béton propreté
A-A	0,000	0,000	0,000	0,000	0,436	0,096	0,140	0,025	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
B-B	0,872	0,192	0,280	0,050									
C-C	0,984	0,304	0,280	0,050	0,928	0,248	0,280	0,050	10,000	9,280	2,480	2,800	0,500
D-D	0,842	0,162	0,280	0,050	0,913	0,233	0,280	0,050	10,000	9,130	2,330	2,800	0,500
E-E	0,754	0,075	0,280	0,050	0,798	0,119	0,280	0,050	10,000	7,980	1,185	2,800	0,500
F-F	0,751	0,071	0,280	0,050	0,753	0,073	0,280	0,050	10,000	7,525	0,730	2,800	0,500
G-G	0,962	0,282	0,280	0,050	0,857	0,177	0,280	0,050	10,000	8,565	1,765	2,800	0,500
H-H	0,797	0,117	0,280	0,050	0,880	0,200	0,280	0,050	10,000	8,795	1,995	2,800	0,500
I-I	0,386	0,000	0,280	0,050	0,592	0,059	0,280	0,050	10,000	5,915	0,585	2,800	0,500
J-J	0,120	0,000	0,280	0,050	0,253	0,000	0,280	0,050	10,000	2,530	0,000	2,800	0,500
K-K	0,000	0,000	0,000	0,000	0,060	0,000	0,140	0,025	10,000	0,600	0,000	1,400	0,250
Volume total des matériaux										60,32	11,07	23,80	4,25

Annexe E

Annexe E.3: Abaque pour le dimensionnement du bassin type II.



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15 m/s (extrait de "design of small dams")