

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE**

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

**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 d'avant projet détaillée de la digue  
d'un barrage sur l'oued charchar  
(W. SKIKDA)**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> MANSOURI DJELLOUL**

**Promoteur :**

**M<sup>r</sup> M.K MIHOUBI**

**Devant le jury composé de :**

**Président: M<sup>r</sup> M.HASSANE**

**Examineurs: M<sup>eme</sup> A.ADDOU  
M<sup>r</sup> A.HADJ SADOK  
M<sup>r</sup> M.BOUZIANE  
M<sup>eme</sup> M.LATROUS**

**Octobre 2010**

# DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mon cher père et ma chère mère*

*Mes chers frères et sœurs*

*Toute ma grande famille de près et de loin*

*Tous mes amis*

*Toute personne ayant contribué à sa réalisation*

*Mansouri djelloul*

# *Remerciement*

*Avant tout, je remercie le bon Dieu qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail.*

*Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur **Mr M.K MIHOUBI**, pour l'aide qu'il m'a offert durant la période de réalisation de ce travail.*

*Toute gratitude à mes professeurs et enseignants qui m'ont guidé au cours de la formation d'ingénieur, et mes respects aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.*

*Je remercie tout les étudiants de l'ENDH*

*Mes derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis de la promotion 2010, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avions tant besoin, à savoir : **kalkoul.A, Benaïssa.A, Khmaïss, balí.s, Salhí.A, Nadír, Nourí**, et les autres ...*

ⵏⵓⵏⵉⵏⵉⵔⵉ ⵏ ⵉⵏⵉⵎⵉⵏⵉ

ⵉⵏⵉⵎⵉⵏⵉⵔⵉ

ⵉⵏⵉⵎⵉⵏⵉⵔⵉ

ⵉⵏⵉⵎⵉⵏⵉⵔⵉ ⵏ ⵉⵏⵉⵎⵉⵏⵉⵔⵉ ⵏ ⵉⵏⵉⵎⵉⵏⵉⵔⵉ

© 2015. Tous droits réservés.

1/21

**Résumé :**

Dans le cadre de l'étude des problèmes de la satisfaction des besoins en eau potable et d'irrigation. L'Agence National des Barrages et Transfer (ANBT) envisagent l'utilisation des ressources disponibles dans le center d'Algérie.

Toutefois l'étude, l'étude que nous avons menée dans ce MFE est une étude d'Avant Projet Détaillé de la digue d'un barrage dans la wilaya de SKIKDA et principalement sur l'Oued charchar.

**Abstract:**

However the survey. Sow to survey we led in this thesis is a preliminary detail project of a dam in the wilaya of the area of SKIKDA on Oued charchar.

# Sommaire

## Sommaire :

### CHAPITRE N°1 : Etude mémoire de synthèse

Introduction :.....	2
I.1. Position Géographique.....	2
I.2. La géologie de la zone d'étude .....	3
I.2.1. lithologie .....	3
I.2.2.Description stratigraphique et tectonique de la fondation.....	3
I.2.2.1.Les formations cristallines .....	3
I.2.2.2.Les formations sédimentaires .....	4
I.2.3.Tectonique du site de Charchar.....	4
I.3.HYDROGEOLOGIE .....	5
I.3.1-Etude des eaux souterraines.....	5
I.3.2-La nappe phréatique.....	5
I.3.3-Perméabilité.....	6
I.3.4.La géophysique de la zone d'étude .....	7
I.4.Sismicité de la zone d'étude .....	9
I.5.Etanchéité de la cuvette : .....	10
I.6.Fondation de barrage et ses ouvrages annexes : .....	10
I.6.1.Digue principale :.....	10
I.6.2.Digue de col :.....	10
I.6.3.Ouvrages de dérivation .....	10
I.6.3.1.Dérivation Provisoire .....	10
I.6.3.2.Prise et vidange d'exploitation.....	10
I.6.3.3.Prise d'eau.....	11
I.6.3.4.Conduite.....	11
I.6.3.5.Vidange de fond.....	11
I.6.4.Batardeaux .....	12
I.7.Description des matériaux disponibles : .....	13
I.8.Calculs de quantité de matériau .....	14
I.9. HYDROLOGIE .....	16
I.9.1.Climat.....	16
I.9.2.Evaporation.....	16
I.9.3.Precipitation .....	18
I.9.3.1. Precipitations enregistrer .....	18
I.9.3.2.Précipitations moyennes annuelles (PMA).....	18
I.9.3.2.Débit du cours d'eau .....	19
I.10.Etude de sédimentation.....	20
Conclusion.....	20

# Sommaire

## CHAPITRE N°II : Etude hydrologique

Introduction :	21
II.1) Caractéristiques du bassin versant	21
II.1.1) Caractéristiques morphologique	21
II.1.1.1) Paramètres géométriques	21
II.1.1.2) Paramètres de forme	21
II.1.1.3) Hypsométrie du bassin versant	22
II.2) Relief	24
II.2.1) Caractéristiques hydrographiques	26
II.2.1.1) le réseau hydrographique	26
II.2.1.2) Densité de drainage	26
II.2.1.3) Coefficient de torrentialité	28
II.2.1.4) Longueur moyenne des versants	28
II.2.1.5) Pente moyenne du cours d'eau principale	28
II.2.1.6) Temps de concentration	30
II.2.1.7) Vitesse moyenne de ruissellement	31
II.2.2) Caractéristiques climatique du bassin versant	32
II.2.2.1) Température	32
II.2.2.2) Humidité relative	32
II.2.3) Vitesse du vent	33
II.2.4) L'Ensoleillement	33
II.2.5) Pluviométrie	34
II.2.6) Stations et données disponibles	34
II.2.7) Répartition mensuelle de la pluie moyenne	35
II.2.8) les pluies maximales journalières	36
II.2.8.1) Les paramètres statistiques de l'échantillon	36
II.2.8.2) Ajustement des pluies maximales journalières	36
a).Ajustement a la loi de GUMBEL	36
b).Ajustement a la loi normale	38
c).Ajustement a la loi log normale	39
II.2.9) Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences	40
II.3) Evaluation des apports liquides	44
II.3.1) Apports moyens interannuels	44

## *Sommaire*

II.3.2) Répartition mensuelle de l'apport moyen: .....	45
II.3.3) Calcul du coefficient de variation: .....	46
II.3.4) Les apports fréquents:.....	47
II.3.4.1) Répartition mensuelle de l'apport de fréquence a 80% .....	48
II.4) Les apports solides: .....	49
II.5) Etude des crues:.....	49
II.5.1) Détermination des débits maximum de la crue : .....	50
II.6) Hydrogramme de crue: .....	54
II.7) Choix de la crue de projet:.....	57
II.8) Etude de Régularisation:.....	58
II.8.1) Répartition des besoins :.....	58
II.8.2) Courbes caractéristiques du Barrage : .....	58
II.8.3) Volume mort: .....	60
II.8.4) Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes:.....	61
II.8.5) Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	64
II.9) la régularisation interannuelle : .....	68
II.9.1) Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel: .....	68
II.9. 2) Calcul du volume utile interannuel par la méthode graphique :.....	69
II.9.3) Conclusion :.....	71
II.10) Etude Laminage des crues: .....	72
II.10.1) La méthode de Hildenblat : .....	72
II.10.2) La méthode de KOCHERINE : .....	76
II.10.3) Méthode STEP BY STEP:.....	79
II.10.4) Conclusion:.....	80
II.11) Etude d'optimisation .....	81
II.11.1) La revanche : .....	81
II.11 .2) Dimensionnement préalable de la digue.....	82
II.11.3) Calcul du coût de la digue .....	83
II.11.4) Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues .....	85
II.11.4.1) Coût du déversoir .....	85
II.11.4.2) Coût du canal d'approche .....	86
II.11.4.3) Coût du coursier .....	87
II.11.5) Conclusion.....	88

# Sommaire

## CHAPITRE N°III : Etude des variantes de la digue

Introduction : .....	89
III.1. Le choix du site du barrage : .....	89
III.2. Le choix du type de barrage: .....	90
III.3. Les variantes à choisir : .....	91
III.3.1. Barrage en terre homogène : .....	91
III.3.2. Barrage zoné a noyau d'argile : .....	91
III.3.3. Barrage en enrochement avec masque en béton : .....	91
III.4. Définition de profil général du barrage : .....	92
III.4.1. Hauteur de barrage : .....	92
III.4.1.1. Calcul de la revanche : .....	92
III.4.2. Largeur en crête : .....	93
III.4.3. La longueur en crête : .....	94
III.4. 4. Fixation du choix définitif du type de barrage : .....	94
III.4.5. Pentés des talus : .....	95
III.4.6. Les bermes .....	96
III.4.7. Dispositif de protection contre les effets de l'eau : .....	96
III.5. Etanchéité du barrage .....	97
III.5.1. Dimensionnement du noyau: .....	97
III.5.1.1. Les fruits des talus du noyau : .....	97
III.5.1.2. La largeur en base du noyau .....	98
III.5.1.3. La largeur moyenne du noyau .....	99
III.5.1.4. La côte en crête du noyau : .....	99
III.5.2. Les drains : .....	99
III.5.2.1. Dimensionnement Du Drain Tapis : .....	99
III.5.2.2. Dimensionnement du drain incliné avec tapis de drainage: .....	99
III.5.2.3. Dimensionnement du drain prisme: .....	100
III.6. Etude Technico-économique : .....	100
III.6.1. Barrage Homogène en argile avec drain vertical : .....	101
III.6.1.1. Recharge (argile) : .....	101
III.6.1.2. Protection en rip-rap .....	102
III.6.1.3. Filtre et drains: .....	102
III.6.2. Barrage Zoné a noyau d'argile : .....	103
III.6.2.1. le Noyau : .....	104
III.6.2.2. Recharge : .....	104
III.6.2.3. Protection en rip-rap : .....	105
III.6.2.4. Filtre et drains: .....	105
III.6.3. Barrage en enrochement avec masque en béton : .....	106
III.6.3.1. Recharge (enrochement) : .....	106
III.6.3.2. masque en béton : .....	106
III.7. Estimation du coût des variantes : .....	107
III.8. Comparaison financière des trois variantes : .....	107
III.9. Conclusion : .....	107



# Sommaire

## CHAPITRE N°IV : Etude de la conception de la digue

IV.1. Dimensionnement de la digue: .....	108
IV.1.1. la revanche du barrage :.....	108
V.1.2. la hauteur du barrage : .....	108
IV.1.3. largeur en crête :.....	109
IV.1.4. Classification de l'ouvrage :.....	109
IV.1.5. les bermes.....	110
IV.1.6. Pentes des talus : .....	110
IV.1.7. Protection des talus :.....	111
IV.2. Drainage de la digue.....	113
IV.2.1. But du drainage : .....	113
IV.2.2. Constitution et fonctionnement des filtres et drains .....	114
IV.2.2.1. les filtre : .....	114
IV.2.2.2. les drains :.....	115
IV.2.3. Règles générales de dimensionnement des drains et filtres : .....	115
IV.2.3.1. Calcul des drains :.....	116
V.2.3.2. Calcul des filtres : .....	119
IV.3. Etanchéité du barrage : .....	123
IV.4. Protection de la Crête :.....	124
IV.5. Etude des infiltrations : .....	124
IV.5. 1. Hypothèse de calcul : .....	125
IV.5.2. Ligne de saturation : .....	125
IV.5.3. Calcul du débit de fuite par infiltration : .....	128
IV.5. 4. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage : .....	130
IV.6. Calcul de stabilité :.....	133
IV.6.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :.....	133
IV.6.2. Stabilité des talus :.....	133
IV.6.3. Méthode de FELLENIUS .....	134
IV.6.4. Conséquences de l'instabilité des talus : .....	135
IV.6.4. Méthodologie de tracé et de calcul selon méthode de FONDEEV : .....	136
IV.6.4. 1. Calcul des forces appliquées à chaque tranche : .....	138
IV.6.4. 2. Classement des forces : .....	139
IV.6.5. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement : .....	140
IV.7. Conclusion : .....	142

# Sommaire

## CHAPITRE N°V : Organisation de chantier

Introduction :	143
V-1. Travaux de réalisation :	143
V-1-1.Travaux de terrassements :	143
V-1-2.Travaux d'excavations :	143
V-1-3.Travaux secondaires :	143
V-2. Les moyens de chantier :	144
V-3. Programme des travaux :	145
V-4. Planification :	145
V-4-1.Définition :	145
V-4-2.Techniques de la planification :	146
V.4.2.1 Méthodes basées sur le réseau :	146
V.4.2.2. Méthode C.P.M (Méthode du Chemin Critique) :	146
V.4.2.3. relations entre les tâches :	147
V.4.2.4. les paramètres de la méthode C.P.M :	147
V.4.2.5. Chemin critique (C.C) :	147
V.4.2.6. Attribution des durées de chaque opération :	148
V.5. Les plannings :	148
V.5.1. Plan du travail au plus tôt :	148
V.5.2. Plan de travail au plus tard (PTPP) :	148
V.5.3. Plan de travail intermédiaire :	148
V.6. Délai de construction et programme des travaux :	148
V.7. Symboles des différentes opérations :	149
V.8. Détermination du chemin critique :	152
V.9. Devis estimatif.....	152
Conclusion :	153

## *Sommaire*

### *CHAPITRE N°VI : Protection et sécurité de travail*

Introduction : .....	154
VI.1. Causes des accidents de travail : .....	154
VI.1.1. facteurs humains : .....	154
VI.1.2. facteurs matériels : .....	155
VI.2. Causes des maladies professionnelles : .....	155
VI.3. Conditions dangereuses dans le chantier : .....	156
VI.3.1. Méthode et moyens de prévention : .....	156
VI.4. Actions dangereuses : .....	156
VI.4.1. Méthode et moyens de prévention : .....	157
VI.5 : Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel : .....	157
VI.5.1 : Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation : .....	158
VI.5.2 : Calcul du diamètre des canalisations : .....	159
VI.6. Conclusion : .....	159
Conclusion generale : .....	160

## Liste des tableaux

### Liste des tableaux :

#### *CHAPITRE N°I : Etude mémoire de synthèse*

Tableau I-1 : Résumé des profondeurs des nappes phréatiques.....	5
Tableau I-2 : Résumé des essais de Lugeon et l'évaluation.....	6
Tableau I.3 : Coefficients d'accélération du séisme.....	9
Tableau I-4 : Résumé des données climatiques moyennes.....	16
Tableau I-5 : Evapotranspiration, par le calcul de Penman (en mm).....	17
Tableau I-6 : Evaporation Moyenne Mensuelle de Symons-bac (en mm).....	18
Tableau I-7 : précipitations moyennes dans la région.....	18
Tableau I-8 : Paramètres hydrologiques principaux.....	19

#### *CHAPITRE N°II : Etude hydrologique*

Tableau (II. 1) : Coordonnées de la courbe hypsométrique .....	23
Tableau (II. 2): Détermination de la pente Roche Ip.....	25
Tableau (II. 3): Classification O.R.S.T.O.M (type de relief) .....	25
Tableau (II. 4):Evaluation de la pente moyenne.....	26
Tableau (II.5): calculs du Temps de concentration. ....	30
Tableau (II.6) : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant .....	31
Tableau (II.7): Températures moyennes, maximale et minimale de Skikda .....	32
Tableau (II.8): Humidités à Skikda .....	32
Tableau (II.9): Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de Skikda.....	33
Tableau (II.10): Insolation, nébulosité et radiations solaires mensuelles .....	34
Tableau (II.11): précipitations moyennes dans la région .....	34
Tableau(II.12) : Stations pluviométriques utilisées pour le bassin versant de charchar.....	34
Tableau(II.13) : Répartition mensuelle de la pluie moyenne .....	35
Tableau (II.14) : Les paramètres statistiques des précipitations maximales journalières.....	36
Tableau (II.15): Ajustement a la loi de GUMBEL.....	37
Tableau(II.16) : Ajustement a la loi normale .....	38
Tableau(II.17): Ajustement a la loi log normale. ....	39
Tableau (II.18): Intensité pour les différentes fréquences .....	41
Tableau(II.19) : Apports moyens interannuels .....	45
Tableau (II.20) : Répartition mensuelle de l'apport moyen. ....	46
Tableau (II.21): Récapitulatif des coefficients de variation Cv.....	47
Tableau(II.22) : Apports fréquentiels. ....	48

## Liste des tableaux

Tableau (II.23) : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% .	48
Tableau (II.24) : les Points des débits journaliers enregistrés à la station hydrométrique	52
Tableau (II.25): Débits de pointe de crue du barrage de Charchar.	53
Tableau (II.26) : les débits maximum de la crue à différents périodes de retour.	53
Tableau (II.27) : Débits de pointe de crue recommandés ( $m^3/s$ )	54
Tableau (II.28) : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour.	55
Tableau (II.29) : Crue de projet recommandée (source : CNAGB)	57
Tableau (II.30) ; La répartition mensuelle des besoins en AEP et d'irrigation.	58
Tableau (II. 31): Caractéristiques topographiques du barrage.	59
Tableau (II.32) : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en ( $Hm^3$ ).	62
Tableau (II.33) : valeurs de $\delta$ en fonction des conditions hydrogéologiques.	64
Tableau (II.34) : Les volumes des pertes dans la retenue :	65
Tableau (II.35) : Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :	66
Tableau (II.36) : calcul les valeurs cumulées	70
Tableau (II.37) : Volumes et débits déversant.	74
Tableau (II.38) : Calcul du débit déversant pour différents largeurs $b$ et la charge $H_d$ .	77
Tableau (II.39) : Récapitulatif des résultats de la méthode de kotchrine :	79
Tableau (II.40) : Récapitulatif des résultats de la méthode de STEP BY STEP.	80
Tableau (II.41) : hauteurs des vagues.	82
Tableau (II.42) : récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête	82
Tableau (II.43) : Calcul du volume de la digue pour différentes largeurs déversantes	84
Tableau (II.44) : coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.	85
Tableau (II.45) : coût du déversoir pour différentes largeurs déversantes	86
Tableau (II.46) : coût du canal d'approche pour différentes largeurs déversantes.	86
Tableau (II.47) : Coût du Coursier pour différentes largeurs déversantes	87
Tableau (II.48) : coût de l'EVC pour différentes largeurs déversantes.	87
Tableau (II.49) : Tableau récapitulatif des prix totaux	88

### ***CHAPITRE N°III : Etude des variantes de la digue***

Tableau III.1 : récapitulatif des résultats de calcule de largeur de crête.	94
Tableau III. 2 : Valeurs indicatives des pentes des talus.	95
Tableau III.3 : Les valeurs de $C$ en fonction de la pente du talus et du poids.	97
Tableau III. 4 : volume de recharge (Argile).	101
Tableau III. 5 : volume des recharges.	102
Tableau III. 6 : volume des graviers.	102
Tableau III.7 : volume des sables.	103

## Liste des tableaux

Tableau III. 8 : volume du Noyau. ....	104
Tableau III.9 : volume des recharges .....	104
Tableau III.10 : volume des recharges. ....	105
Tableau III.11 : volume des graviers. ....	105
Tableau III.12 : volume des sables. ....	105
Tableau III.13 : volume des recharges. ....	106
Tableau III.14: volume des recharges. ....	106
Tableau III.15 : les coûts des variantes étudiant. ....	107

### ***CHAPITRE N°IV : Etude de la conception de la digue***

Tableau IV.1 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	109
Tableau IV.2 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	110
Tableau IV.3: Valeurs du coefficient C.....	112
Tableau IV.4 : dimensions minimales des blocs .....	112
Tableau IV.5 : épaisseur minimal de drain (Gérard DEGOUTTE ,1997).....	117
Tableau IV.6 : Coordonnées de la parabole de KOZENY ; .....	127
Tableau. IV.7 : Débit de fuite à travers le corps de la digue .....	129
Tableau IV.8 : Débit de fuite de la Fondation .....	130
Tableau IV.9 : Débit de fuite de Barrage .....	130
Tableau IV.10: Classification des barrages .....	131
Tableau IV.11 : Gradient hydraulique admissible.....	131
Tableau .IV.12 : Détermination du gradient d'infiltration admissible. ....	132
Tableau IV.13 : Détermination de coefficient de sécurité.....	132
Tableau IV.14 : Coefficients de stabilité admissibles .....	137
Tableau. IV.15 : valeurs des coefficients K1etK2.....	138
Tableau. IV.16 : Propriétés des matériaux du barrage Charchar.....	142
Tableau IV.17 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	143

### ***CHAPITRE N°V : Organisation de chantier***

Tableau V.1 : symboles des opérations.. ....	149
Tableau. V.2: Programme des travaux pour la réalisation de barrage charchar .....	151
Tableau V.3 : Devis estimatif.....	153

### ***CHAPITRE N°VI : Protection et sécurité de travail***

Tableau VI.1 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations .....	158
--	-----

## Liste des figures

Figure I-1 : Emplacement du Site de barrage.....	2
Figure I.2 : Carte de zonage sismique de territoire nationale.....	9
Figure I.3 : Emplacement des zones d'emprunts.....	15
Figure I-4 : Evapotranspiration Moyenne Annuelle .....	17
Figure I-5 : Carte pluviométrique des PMA .....	19
Figure. (II.1): Rectangle équivalent.....	22
Figure. (II. 2) La courbe hypsométrique du bassin versant d'oued charchar.....	23
Figure. (II. 3) : Le réseau hydrographique du bassin versant d'oued charchar.....	27
Figure. (II.4): Le réseau hydrographique du bassin versant d'oued charchar.....	29
Figure. (II.5): Températures maximales et minimales à Skikda en fonction de temps.....	32
Figure. (II.6): Humidités à Skikda en fonction de temps.....	33
Figure. (II.7) : Répartition mensuelle de la précipitation.....	35
Figure. (II.8): Ajustement a la loi de GUMBEL.....	37
Figure. (II.9) : Ajustement a la loi normale.....	39
Figure. (II.10) : Ajustement a la loi log normale.....	40
Figure. (II.11) : Pluie de Courte Durée.....	42
Figure. (II.12) : Courbes intensité durée fréquence.....	43
Figure. (II.13): Répartition mensuelle des apports.....	46
Figure. (II.14): Distribution probabiliste loi de Galton (loi log normale) .....	52
Figure. (II.15): Hydrogrammes des crues pour différentes périodes de retour.....	56
Figure. (II.16): relation hauteur/superficie/capacité .....	60
Figure. (II.17): Graphiques d'exploitation (sans pertes).....	63
Figure. (II.18): Graphiques d'exploitation (avec pertes).....	67
Figure. (II.19): courbe réduite des valeurs cumulées.....	71
Figure. (II.20): Courbe des débits déversant .....	74
Figure. (II.21): Hydrogrammes des débits entrants et sortants.....	75
Figure. (II.22): Courbes $H=f(Q, q)$ .....	78
Figure. (II.23): Courbes $V=f(Q, q)$ .....	78
Figure. (II.24): Courbes d'optimisations.....	88
Figure. (III.1):Abaque de calcul fruit de talus.....	98
Figure IV.1. Schéma de calcul des infiltrations .....	126
Figure IV.2. Forces agissantes sur une tranche d'un cercle de glissement.....	135
Figure IV.1.Réseau a nœuds .....	150

## Listes des annexes

- Annexe I : Tableau. I.1 : Récapitulatif des résultats des essais relatifs à l'Essai de Proctor normal et Limite d'Atterberg  
Tableau. I.2 : Puits de reconnaissance et échantillonnage (zone d'emprunt)  
Tableau. I.3: Corrélation entre la classification unifiée des sols et la Performance du Barrage.  
Tableau. I.4 : Essais Chimique (zone d'emprunt)  
Tableau. I.5: Classification des Sols en Fonction de la Granulométrie et des Limites D'Atterberg (zone d'emprunt).  
Figure .1.2.fuseau granulométrique pour les matériaux de la digue de barrage charchar  
Figure.1.2.diagramme de plasticité de barrage charchar
- Annexe II : Tableau. II.1 : Résumé des essais de perméabilité ou essai de lugeons du site de barrage de Charchar  
Tableau. II.2: Résumé des essais de perméabilité ou essai de lugeons du site de barrage de Charchar  
Tableau. II.3 : Résultats des essais d'UCS (essais de résistance à la compression simple) de la densité et la porosité.
- Annexe III : Tableau.III.1 : les pluies moyennes mensuelles enregistrées dans la station Pluviométrique ELARROUCHE code « 030906 » source ANRH.  
Tableau.III.2 : les pluies maximales journalières enregistrées dans la station Pluviométrique ELARROUCHE code « 030906 » source ANRH.  
Tableau.III.3 : les débits maximaux journaliers enregistrés dans la station Hydrométrique oued safsaf code « 030901 » source ANRH.  
Tableau.III.4 : Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel.  
Tableau.III.5 : calcul Laminage de la crue par la méthode de HILDENBLAT.  
Tableau.III.6.1 : calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.  
Tableau.III.6.2 : calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.  
Tableau.III.6.3 : calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.  
Tableau.III.6.4: calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.  
Tableau.III.6.5: calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.  
Tableau.III.6.6: calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.
- Annexe IV : Tableaux : calcul le coefficient de sécurité a différents états de fonctionnements



## **Introduction générale**

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

Pour satisfaire cette demande en eau, on a recours à la mobilisation en construisant les ouvrages hydrauliques à savoir les barrages.

Notre projet d'étude a pour but l'étude d'Avant Projet Détaillé du Barrage charchar dans la wilaya de Skikda qui est destiné à l'alimentation en eau potable et l'irrigation de cette région.

Le choix de ce dernier dépend essentiellement des facteurs suivants :

Le débit, La qualité des prévisions des crues, durée de fonctionnement ; topographie, géologie, type de barrage et les problèmes d'exploitation ; Ces facteurs qu'on aboutit à l'implantation de la digue favorable et les moins couteux.

Notre étude comportent d'abord la mémoire de synthèse qu'il contient le résumé d'étude préliminaire de faisabilité de barrage ( étude géologique étude géotechnique et étude hydrologique) et le calcul des variantes possible et conception de la digue de la variante a choisir et en fin l'organisation de chantier et sécurité de travail .

### **Objectif :**

Le présent mémoire a pour objet de décrire l'aménagement retenu et de donner les éléments Justificatifs des principales options techniques retenues pour l'avant-projet détaillé du barrage de charchar.

Le barrage constitue la partie essentielle d'un aménagement hydraulique, en conséquence il est primordial de concevoir cet ouvrage hydrotechnique en respectant les critères et exigences techniques et économiques. Une étude de variantes nécessite pour la réussite d'un tel projet. L'objectif du mémoire de fin d'étude et de réaliser un APD de la digue du barrage de charchar

# **Chapitre I**

## **Mémoire de Synthèse**

**Introduction :**

Le site du Barrage de Charchar est situé tout juste en aval du confluent des oueds Frira et Charchar (Wilaya de Skikda) à peu près 13 km au sud-ouest de Skikda dans une région à Pluviométrie d'environ 780 mm par an. L'eau provenant du barrage de Charchar serait surtout utilisée pour l'irrigation dans la région en aval du barrage, AEP de Zardezas, El Harouch, Ain Bouzaine et M'Djez dchich

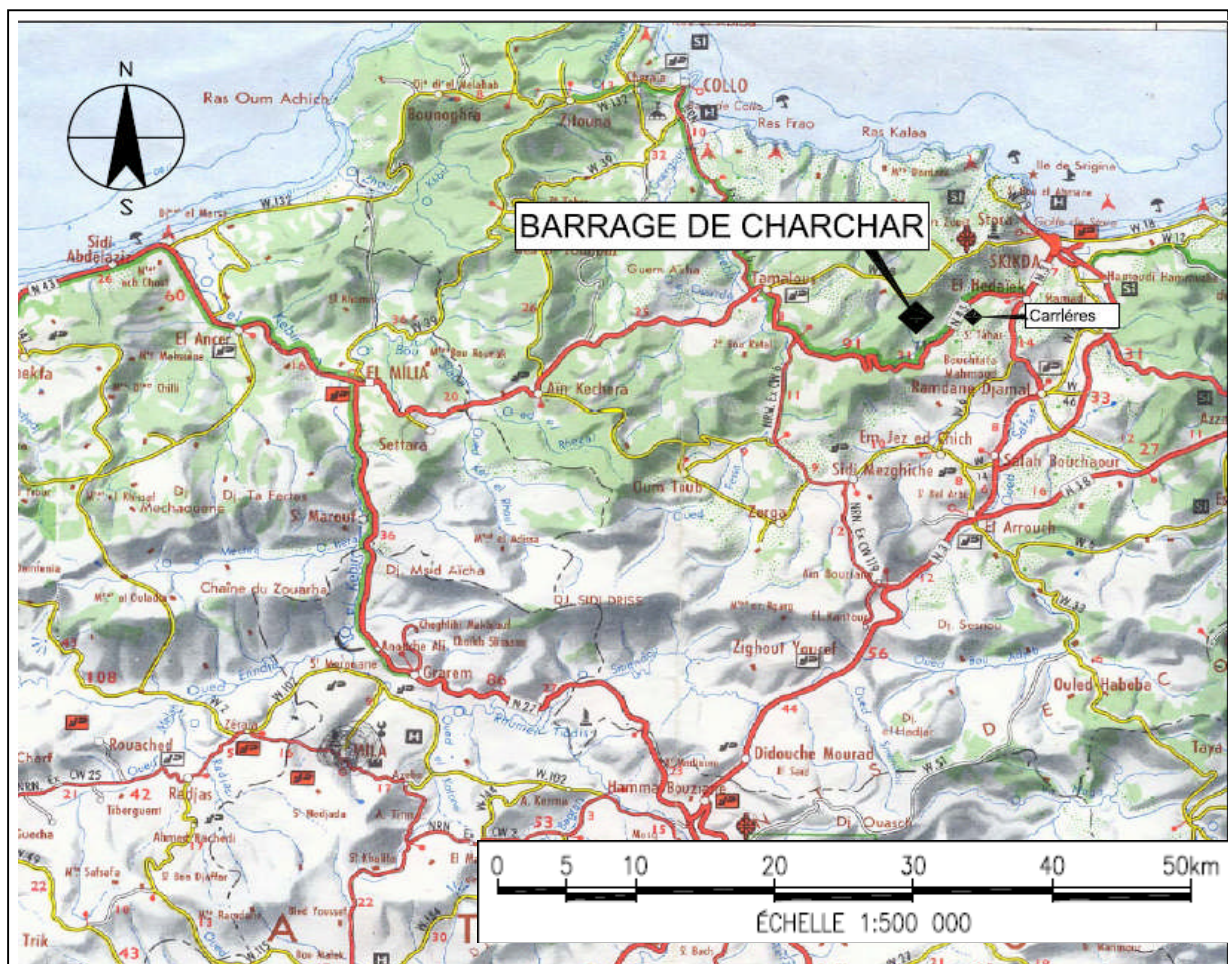
**I.1. Position Géographique**

Le site de Charchar est situé à environ 13 km au sud-ouest de la ville de Skikda, en bordure de la RN menant vers Collo et Jijel, et à proximité du village de Bouchtata.

La Figure I-1 montre l'emplacement et la carte de la zone d'étude.

Les coordonnées géographiques de Lambert du site sont :

X = 302 600 m  
 Y = 4 074 229 m  
 Z = 80 m



**Figure I-1 : Emplacement du Site de barrage**

## **I.2. La géologie de la zone d'étude**

### **I.2.1. lithologie**

La lithologie du bassin versant du barrage de Charchar est en plus part constitué par des micaschistes granulitisés et des schistes micacés (gneiss) d'Eocène. Dans l'est, zones de dépôt de grès et de conglomérats Oligocène inférieur sont présente. Les sols rencontrés dans ces formations seraient principalement très argileuse et donc imperméable. Le bassin versant du barrage de Charchar est caractérisé par une végétation relativement dense le long des montagnes de Skikda et quelques zones d'agriculture dans les voisinages des villages autour du bassin versant. La végétation naturelle consiste d'arbres tels que le chêne liège, chêne zéen, des peupliers et de frênes. La végétation naturelle est principalement constituée de petits arbustes. La population est regroupée en villages qui vivent de l'agriculture. Environ 23% des terres cultivables sont utilisées pour l'agriculture dont 30% sont des vergers. Le restant est des fruits saisonniers. (Grandes cultures et maraîchages). Des captages/ prélèvements que l'on ne peut mesurer, particulièrement à partir des puits creusés dans le lit de la rivière, sont effectués de temps en temps.

### **I.2.2. Description stratigraphique et tectonique de la fondation**

Les formations géologiques rencontrées au niveau de la cuvette et le site de Charchar sont de deux types :

#### **I.2.2.1. Les formations cristallines**

Les formations cristallines se répartissent en deux faciès bien distincts :

a) Les micaschistes

Les micaschistes couvrent pratiquement le bassin versant de l'Oued Charchar, jusqu'à hauteur de la digue. Ils se présentent sous forme d'une roche finement feuilletée, riche en micas, dans laquelle alternent des feuillets.

b) Les schistes satinés

Ils sont des affleurements des schistes satinés au nord de la digue, et tout le long des deux rives de l'Oued Charchar. Les schistes satinés sont accompagnés de façon presque constante, par de nombreux filonnets de quartz. Les schistes satinés gris ont été rencontrés en profondeur dans certains sondages réalisés au niveau de la digue. Ils sont accompagnés par l'intercalation d'un banc de grès à ciment calcaire gris, d'environ 2 m d'épaisseur. Cette présence anormale d'un banc de grès dans des roches métamorphiques, peut s'expliquer par le fait qu'à la périphérie du massif les conditions de pression et température, ont été relativement faibles.

**I.2.2. Les formations sédimentaires**a) Les grès ou poudingues de base

Les grès de base, qui correspondent en aux poudingues peuvent observés dans le lit de l'Oued Frira (affluent du Charchar) de direction NO. Au niveau de l'oued Charchar, au contact des roches cristallines, les grès prennent une direction NE. Ils se présentent sous forme d'une roche à grains moyens à grossiers de couleur grise.

b) Les marnes

Les affleurements de marnes sont rares au niveau de la cuvette, car celles-ci sont souvent recouvertes par des couches d'argile et par la végétation. A l'affleurement, et à faible profondeur, les marnes se présentent sous forme de plaquettes, parfois oxydées. Dans les sondages, les marnes sont sableuses, compactes ou altérées.

c) Les marnes calcaires et les calcaires marneux

Ces formations, transgressif sur les roches cristallines, peuvent être classées dans la catégorie des marnes auxquelles elles sont souvent associées. Les calcaires marneux sont compacts et fissurés, avec des filons de calcite, parfois oxydés. Les marnes calcaires sont friables, très fracturées, souvent désagrégées.

d) Les grès supérieurs

Les grès n'apparaissent pas à l'affleurement dans la cuvette de Charchar. Cependant, nous avons pu observer, de part et d'autre de l'Oued Frira, des couches de grès altéré, très friable, avec de fins cristaux de micas.

Dans les roches cristallines, on note à l'affleurement la présence de petits plis qui se confondent souvent avec la schistosité. Les schistes sont affectés par une multitude de failles d'importance locale, de direction NO-SE.

Dans l'ensemble, les grès (ou poudingues de base) que l'on rencontre dans le lit de l'oued se présentent sous forme de blocs sans structure apparente. Il est possible néanmoins d'observer une stratification les pendages de 42° à 50°. Dans les dépôts sédimentaires les accidents tectoniques d'importance majeure n'existent pas.

**I.2.3. Tectonique du site de Charchar**

Au niveau du site de Charchar, on ne décèle aucune structure qui soit évidente. Les roches sédimentaires transgressives, reposent de manière monotone sur le massif cristallophyllien.

Dans les roches cristallines, on note à l'affleurement la présence de petits plis qui se confondent souvent avec la schistosité. Ces plis sont visibles dans le lit de l'oued Charchar, et notamment au point de coordonnées (X=302,750 et Y= 4074,320).

Les schistes sont affectés par une multitude de failles d'importance locale, de direction NO-SE, qu'on peut observer à l'affleurement mais aussi sur les carottes des sondages S1 à S7 Sur la rive gauche la fissuration semble plus prononcée, car en plus du fait que les sondages S1 et S2 montrent une fissuration plus importante, le profil sismique S1a mis en évidence, non loin du sondage S2, une faille de direction NO-SE.

Cette faille semble affecter les terrains de couverture, ainsi que les micaschistes sur une épaisseur d'environ 15 m.

Dans les roches sédimentaires, le complexe flysch est transgressif sur les formations Cristallines. Dans l'ensemble, les grès (ou poudingues de base) que l'on rencontre dans le lit de l'oued se présentent sous forme de blocs sans structure apparente.

### I.3.HYDROGEOLOGIE

#### I.3.1-Etude des eaux souterraines

Les étés sont généralement chauds et secs, avec une évaporation généralement élevée. L'Évapotranspiration Moyenne Annuelle est de l'ordre de 1 230 mm. Les températures mensuelles moyennes varient entre 12,1 °C en janvier et 24,7 °C en août.

Les eaux souterraines suivent généralement la trace des fissures et fractures des roches ainsi que des couches poreuses des sols et roches.

Les puits artésiens n'ont pas été rencontrés pendant les forages.

#### I.3.2-La nappe phréatique

Les mesures de niveau d'eau ont été effectuées dans les piézomètres prévus à cet effet, notamment dans les sondages S1, S3, S4, S6, et S7, juste après leur réalisation.

Les mesures effectuées montrent l'existence d'une nappe d'eau concentrée principalement dans les terrains de couverture, et dans la partie altérée ou fissurée des formations schisteuses.

**Tableau I-1** : Résumé des profondeurs des nappes phréatiques le long de l'axe de la digue principale, digue de col, l'évacuateur de crue et la galerie de dérivation.

Location	No. du sondage	Côte du sondage (m)	Profondeur verticale de la nappe phréatique (m)	Côte de la nappe phréatique (m)
Axe de la digue principale	S1	111,60	16,61	94,99
	S2	86,20	7,15	79,05
	S3	80,78	1,91	78,87
	S4	93,05	7,42	85,63
	S5	102,71	2,75	99,96
Galerie de dérivation	S4*	93,05	7,42	85,63
	S6	83,74	4,41	79,33
	S7	86,78	8,35	78,43
Evacuateur de crue	S12	120,59	7,40	113,19
	S13	109,50	5,40	104,10
	S14	86,00	7,40	78,60
Axe de la digue de col	S8	105,50	3,90	101,60
	S9	100,50	3,38	97,12
	S11	122,00	3,54	118,46

**I.3.3-Perméabilité**

Les essais de perméabilité ou essai Lugeons ont été réalisé dans les sondages aux sites du barrage de Charchar pour déterminer la perméabilité et avoir une idée sur la présence ou l'absence des vides et des fractures au sein de la masse rocheuse. Les essais ont aussi été réalisés pour établir la profondeur dans le cas ou il existe. La présence des vides et fractures pourront contribuer aux fuites et perte d'eau dans la cuvette du barrage de Charchar. Les résultats des essais lugeons classes selon les différentes parties du barrage sont contenus dans le tableau I-2.

**Tableau I-2 : Résumé des essais de Lugeon et l'évaluation**

Lieu	Numéro du sondage	Profondeurs des étages (m)	Perméabilité de la masse rocheuse (Lugeon)	Type d'écoulement		
Flanc gauche de l'axe de la digue principale	S1	5-10	3	Laminaire		
		10-15	<2	Laminaire		
		15-20	<2	Laminaire		
		20-25	<2	Laminaire		
		25-30	<2	Laminaire		
		30-35	<2	Laminaire		
		35-40	<2	Laminaire		
	S2	15-20	<2	Laminaire		
		20-25	<2	Laminaire		
Flanc droit d'axe de la digue principale	S4	6-10	6	Laminaire		
		10-15	<2	Laminaire		
		15-20	<2	Laminaire		
		20-25	<2	Laminaire		
	S5	5-10	<2	Laminaire		
		10-15	<2	Laminaire		
		15-20	3	Laminaire		
		20-25	3	Laminaire		
		25-30	3	Laminaire		
		30-35	3	Laminaire		
		35-40	2	Laminaire		
		Lit de la ravine	S3	5-10	<2	Laminaire
				10-15	<2	Laminaire
15-20	<2			Laminaire		
20-25	<2			Laminaire		
Axe de la digue de col	S8	10-15	6	Laminaire		
	S9	10-15	3	Laminaire		
	S11	10-15	2	Laminaire		

### **I.3.4. La géophysique de la zone d'étude**

L'objectif de l'étude géophysique était de déterminer la profondeur de la couverture du terrain, le profil de la roche altérée pour la fondation du barrage et afin de déterminer autres anomalies ainsi que des zones de faille.

#### **➤ Suivant l'axe de la digue principale :**

Cette coupe passe par les sondages S1, S2, a 10m de S3, S4 et S5, et fait ressortir plusieurs terrains (de haut en bas) :

##### **(a) Couche 1**

Une première couche superficielle qui suit l'allure de la topographie. Cette couche d'une vitesse inférieure à 650m/s correspond à la couche altérée, essentiellement aux colluvions. Son épaisseur peut atteindre 6m sur la rive gauche. La base de cette couche est bien définie par la sismique.

##### **(b) Couche 2**

La seconde couche apparaît avec une vitesse comprise entre 1000 à 2000m/s. Elle correspond à des schistes altérés au niveau du sondage S1. L'altération doit être très importante. En effet, cette vitesse est très faible en comparaison avec les vitesses caractéristiques des schistes,  $3000 < V < 4500$  m/s.

Cette couche n'existe pas sur la rive droite. Ceci est probablement dû à l'érosion. Son épaisseur moyenne est de 4m et elle semble devenir plus épaisse plus au nord.

##### **(c) Couche 3**

Cette couche a une vitesse variant de 2000 à 3000 m/s (le plus souvent proche de 3000 m/s). Elle correspondrait aux schistes peu consolidés. Son toit est clairement défini sauf dans les endroits où son épaisseur est faible. Ceci est dû au fait qu'elle surmonte un substratum schisteux à haute vitesse et que la sismique réfraction est «aveugle» dans ce cas, et ne peut caractériser les couches minces.

L'épaisseur de cette couche est très variable et semble dépasser 15m sur la rive droite.

##### **(d) Couche 4**

Cette couche correspond à l'apparition des vitesses élevées, supérieures à 3000 m/s. La vitesse moyenne est de 4000 m/s. Dans la partie sud du profil, la vitesse dépasse 5000 m/s. elle correspond à des schistes satinés et bien consolidés.

Sa profondeur moyenne est de 10m sur la rive gauche. Sur la rive droite, sa profondeur passe de 3m à plus de 20m.

Au centre du profil, une faille d'un rejet de 5m affecte les schistes.



➤ **Suivant l'axe de l'évacuateur de crue :**

Ce profil est situé de l'autre côté de la montagne, sur l'axe prévu de l'évacuateur de crue.

(a) Couche 1

Une première couche superficielle qui suit l'allure de la topographie. Cette couche d'une vitesse variant de 500 à 750 m/s. Elle correspond à la couche altérée. Son épaisseur moyenne est de 2m.

(b) Couche 2

La seconde couche apparaît dans la partie supérieure de l'axe avec une vitesse comprise entre 1000 et 1500 m/s. Elle correspond probablement à des argiles. Son épaisseur varie de 2m à plus de 10m.

(c) Couche 3

Cette couche a une vitesse variant de 1500 à 2500 m/s (le plus souvent entre 2000 et 2500 m/s). Elle pourrait correspondre à une formation gréseuse. Son épaisseur varie de 6 à presque 20m.

(d) Couche 4

Cette couche correspond à l'apparition des vitesses élevées, supérieures à 3500 m/s. Cette couche constitue probablement le socle schisteux. Dans la partie extrême Ouest (partie supérieure) du profil, la vitesse de cette couche est la plus faible. Elle est de 3400 m/s. Elle pourrait correspondre à des schistes ou bien à des grés satinés bien consolidés.

Sa profondeur varie de moins de 10m à plus de 20m.

➤ **Suivant l'axe de Galerie de dérivation**

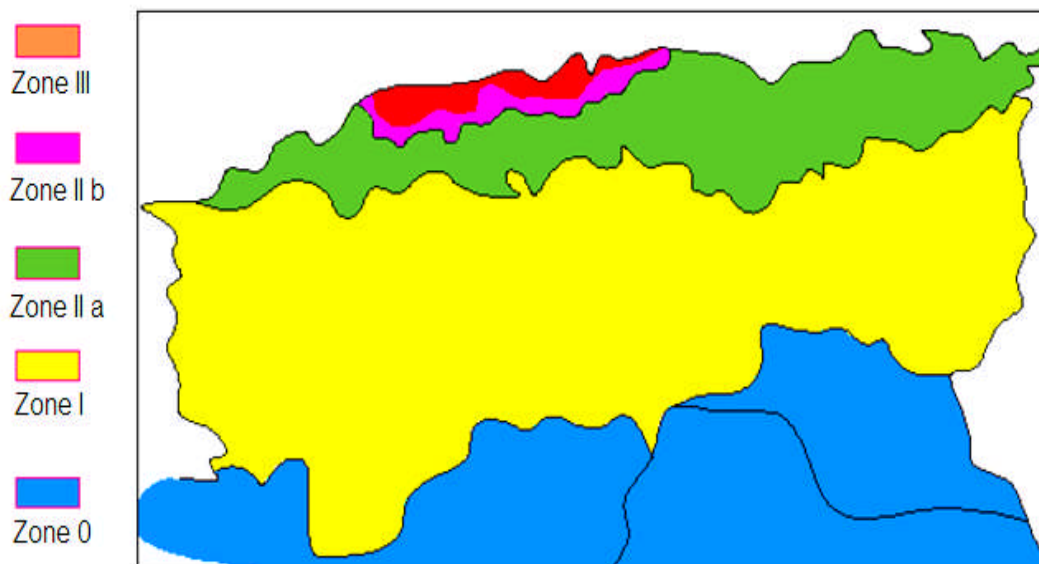
Ce profil amont – aval s'est situé sur le début de la rive droite, plus exactement sur l'emplacement prévu de l'axe de la galerie de dérivation provisoire. Il passe par les sondages S6 et S7.

Cette coupe fait ressortir les mêmes terrains observés sur l'axe de la digue principale.

**I.4.Sismicité de la zone d'étude**

L'Algérie a tout le temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales, Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages de telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques algériennes.

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région magrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière de la plaque africaine et eurasiennne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques) Le site de notre barrage est situé dans la zone « IIa » (zone caractérisée par moyenne à forte intensité sismique selon les R.P.A correspondant à une intensité de VII selon l'échelle de MERCALI) Dans notre cas l'ouvrage à une grande importance ce qui lui permet d'être classé dans le groupe IIA selon le règlement R.P.A voire figure I.2)



**Figure I.2 :** Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003

Le tableau suivant représente les coefficients d'accélération du séisme selon la zone qu'on doit utiliser dans les différents calculs de toutes sortes d'ouvrages:

**Tableau I.3** Coefficients d'accélération du séisme.

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance.
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

**I.5. Etanchéité de la cuvette :**

Au niveau de la cuvette les probabilités de fuite vers les bassins voisins sont minimales. Cependant au niveau de la zone de contact (formations cristallines et sédimentaires), située à l'endroit de l'évacuateur de crues nous avons observé dans les grès des failles d'importance locales de direction NE-SO. Des fissures plus ou moins importantes ont été également observées dans les sondages S12 et S11.

Il y a lieu donc de prévoir un traitement de la partie comprise entre le S12 et S11 par la pose d'un voile d'étanchéité.

**I.6. Fondation de barrage et ses ouvrages annexes :****I.6.1. Digue principale :**

La fondation des ouvrages du barrage principale sera réalisée à une profondeur de 3 à 7 m environ; sur une roche moyennement dure à dure et moyennement altérée à fraîche, généralement les micaschistes, schistes satinés et schiste micacé satiné à joints très rapprochés à espacés.

**I.6.2. Digue de col :**

La fondation de la digue de col sera réalisée à une profondeur de 3m environ, sur une roche fortement dégradée, généralement des marnes calcaires, marnes argileuses et des grès.

**I.6.3. Ouvrages de dérivation****I.6.3.1. Dérivation Provisoire**

La fondation de la galerie de dérivation sera, elle aussi, réalisée sur une roche schisteuse selon les endroits.

Les ouvrages de prise et de vidange seront utilisés pour dériver la rivière lors de la construction. Une capacité de débit de  $95 \text{ m}^3/\text{s}$  a été choisie, ce qui représente un débit de crue bi-décennale amorti de  $135 \text{ m}^3/\text{s}$ .

**I.6.3.2. Prise et vidange d'exploitation**

La demande pendant l'année atteint son maximum durant le mois de juillet et est de  $475\,000 \text{ m}^3$ . Si l'eau est relâchée à travers la conduite de dérivation plus de 8 heures par jour, 22 jours par mois, le débit sera environ égal à  $0,75 \text{ m}^3/\text{s}$ . Ceci nécessitera une conduite de 500 mm de diamètre si l'on assume que la vitesse de l'écoulement est inférieure à 4 m/s.

### **I.6.3.3.Prise d'eau**

Etant donné la sismicité de la région et les charges sismiques importantes qu'une tour de prise autonome devrait être capable de supporter de par sa conception, il a fallu prendre en considération des alternatives à la tour de prise proposée en Mission 1. Le flanc droit de la vallée se prête à une structure de prise similaire à celle du barrage de Bouroumi et du barrage Mohale au Lesotho. La structure de prise sera située sur la pente droite de la vallée en amont du remblai. Il s'agira d'une structure en béton qui reposera sur la roche le long de la pente à une profondeur de 2,5 à environ 4 m. L'avantage de cette structure est qu'elle n'a pas besoin d'une grande base lourde, de murs épais et de lourdes armatures, ce qui serait le cas pour une tour de prise autonome.

Pour permettre de tirer la meilleure eau du niveau supérieure, trois prises seront mises en place. Une vanne papillon de 500 mm de diamètre sera placée à chaque prise. Chaque prise sera protégée par une grille fixe. Si les vannes papillon demandent à être entretenues, un batardeau sera abaissée jusqu'au niveau de cette prise. L'accès aux ouvrages de vidange se fera par la salle de contrôle située en haut de structure de prise.

La prise la plus basse à 93,4 m NGA permettra de tirer de l'eau du barrage à environ 94,5 m NGA (une immersion de 1,5 x le diamètre de la prise est recommandé pour empêcher l'air d'être absorbé dans la conduite de prise). A ce niveau, le volume de retenue restant dans la cuvette sera environ de 251 000 Hm<sup>3</sup> (5% du volume de retenue total).

### **I.6.3.4.Conduite**

La conduite en béton armé aura plus ou moins la forme d'un œuf pour résister aux concentrations de contraintes des contraintes due à la formation d'une voûte dans le remplissage sur la conduite (Melville, 1987).

### **I.6.3.5.Vidange de fond**

Une vidange de fond sera fournie pour vider le barrage en cas d'urgence et pour chasser les dépôts de sédiments autour des prises d'eau. La vidange de fond sera fournie à une élévation de 86,24 m NGA. Il s'agit d'une conduite de 600 mm de diamètre déchargeant environ 2,3 m<sup>3</sup>/s lorsque le niveau de l'eau dans le barrage est à la CRN.

Une seule vidange de fond sera fournie à une élévation de 86,24 m NGA. Il s'agit d'une conduite de 600 mm de diamètre déchargeant environ 2,3 m<sup>3</sup>/s lorsque le niveau de l'eau dans le barrage est à la CRN.

La vidange de fond se terminera par une vanne de réglage type « Howell Bunger » juste en aval de la jonction, entre la structure de prise et la conduite. Ceci signifie que la vidange de fond se déversera directement dans la conduite. Aucun dispositif de dissipation ne sera nécessaire en aval de la conduite puisque la longueur de la voie de passage à travers la conduite dissipera suffisamment le débit pour empêcher l'érosion du matériau du lit de la rivière. Une vanne papillon de 600 mm de diamètre sera fournie pour permis l'entretien de la vanne de réglage.

#### **I.6.4.Batardeaux**

Le batardeau en amont sera implanté de façons qu'il pourra être incorpore dans la digue principal et sera construit en remblai tout-venant. Le batardeau en aval sera nécessaire pour empêcher les eaux de crue de remonter dans la zone où la digue sera construite.

La fondation de l'évacuateur de crue, situé sur le flanc gauche de la digue de col, sera réalisée à une profondeur variant entre 6m et 10m environ, sur des roches fortement dégradées, généralement des marnes, marnes calcaires et grès à joints rapprochés et moyennement rapprochés, mais très rapprochés à certains endroits.

**I.7. Description des matériaux disponibles :**

Le bassin de l'oued Charchar est constitué essentiellement par des formations cristallines (schisteuses). La seule zone d'intérêt est représentée par la terrasse formée par les dépôts d'âge Quaternaire et les colluvions. La superficie totale de cette terrasse ne dépasse pas 1 ha.

La cuvette de l'Oued Frira, de par sa morphologie, et son étendue, se présente en apparence, comme une zone susceptible de fournir les matériaux nécessaires à la construction de la digue. Selon les résultats des essais, les matériaux dans la cuvette sont constitués de 12% à 34% d'argile, de 8% à 88% de limon et de 11% à 33% de sable. La densité sèche maximale (Proctor) est comprise entre 1 660 kg/m<sup>3</sup> et 1780 kg/m<sup>3</sup>. Les résultats des essais de la teneur en CaCO<sub>3</sub> ont permis de classer les matériaux en tant que marne ou argile marneuse globalement. La teneur en CaCO<sub>3</sub> varie entre 1% et 11,18%. (Voir l'annexe I).

Les matériaux fins sont classés en tant que CL (argile sableuse et limoneuse) dans la classification de « Unified Soil Classification System » (USCS, 1985) avec un indice de plasticité moyen à élevé. Les résultats des essais indiquent une limite de liquidité entre 38 et 74 avec un indice de plasticité entre 13 et 38 avec une moyenne de 29. (Voir l'annexe I).

L'essai de Proctor normal indique une teneur en eau optimale comprise entre 5% et 18%. Les matériaux sont favorables pour le noyau et pour le remblai tout-venant d'un barrage en terre si l'on se base sur le diagramme de plasticité et les observations faites sur le terrain. (Voir l'annexe I).

Les versants de l'oued Charchar étant constitués par des schistes, les produits d'altération et d'érosion représentent essentiellement par des sols schisteux. Les dépôts grossiers (galets et graviers) proviennent de l'érosion des grès situés sur les rives de l'oued Frira, mais les alluvions sont limitées et uniquement aux abords de l'oued, et que leur épaisseur dépasse rarement 1 mètre.

Il existe entre Bouchtata et El Hadaïck deux carrières susceptibles de fournir les granulats nécessaires à la construction du Barrage : La première, située à la sortie d'El Hadaïck, produit des granulats à partir de Cipolins et la deuxième est située entre El Hadaïck et Bouchtata, à environ 7 km du site du Barrage de Charchar. La roche est constituée par des gneiss. La roche qui est excavée pour la construction du barrage sera convenable pour le pied enrochement et peut-être aussi pour le riprap. Cependant, la durabilité à long terme de la roche schisteuse sera peut-être peu convenable. Les matériaux tendres (alluvions et colluvions) pourront être utilisés dans les recharges.

**I.8. Calculs de quantité de matériau**

Selon les investigations géotechniques, il ya trois zones sont indiquées comme étant des zones d'emprunt potentielles .La Zone A se trouve un peu en amont de la digue principale et occupe une Superficie d'environ 1 ha. Du à des difficultés d'accès, aucun puits d'essai n'a été creusé. Néanmoins un sondage électrique a été réalisé et celui a indiqué que l'épaisseur du matériau de la terrasse alluviale ne dépasse pas 2 mètres. On risque de ne pas atteindre la quantité maximale d'environ 20 000 m<sup>3</sup> de matériau adéquat nécessaire pour le tout-venant à cet endroit. Il faudrait mener d'autres investigations pour prouver la qualité et la quantité du matériau. La zone B est située sur la rive gauche de l'Oued Frira. Sa superficie est approximativement 15 hectares.

La zone C a une superficie d'environ 30 hectares Lors des calculs des quantités de matériaux, il a fallu prendre en compte l'épaisseur des formations argileuses rencontrées dans les puits creusés dans la cuvette de l'Oued Frira, car deux cas bien distincts ont été identifiés :

Le premier cas est celui des parties qui occupent les versants de la vallée. Là les argiles reposent sur des grès jaunes friables (rive gauche) ou sur des marnes grises, parfois plastiques (rive droite). Leur épaisseur ne dépasse guère 2 m.

Le deuxième cas comprend les parties qui occupent le fond de la vallée Là, l'épaisseur des argiles est plus importante et varie entre 3 et 4 m.

Si l'on considère qu'on peut prélever 1m d'argile dans la première zone et 3 m dans la seconde, le volume total d'argile susceptible d'être extrait de la cuvette de l'oued Frira peut être estimé a 750 000 m<sup>3</sup>.

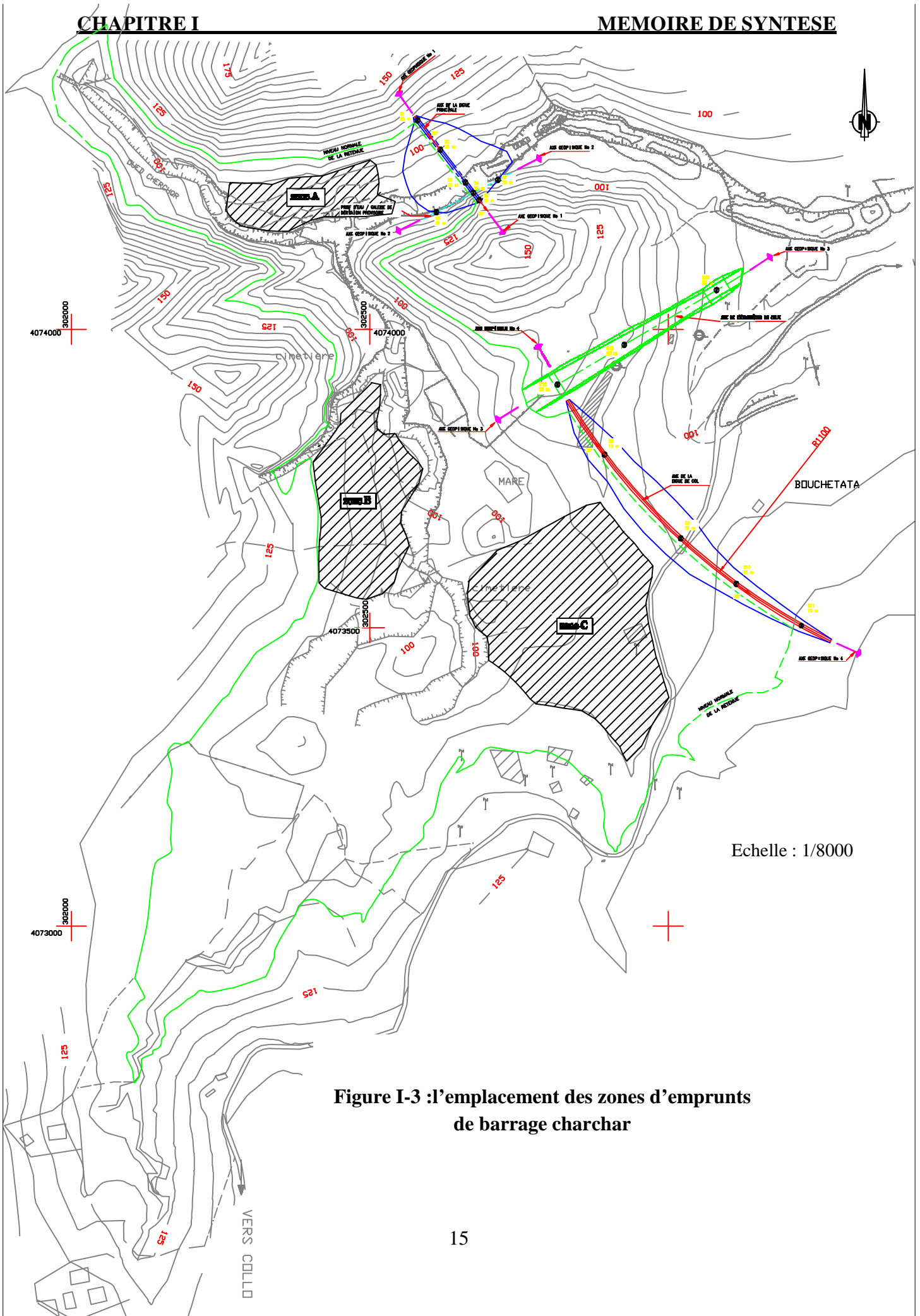


Figure I-3 :l'emplacement des zones d'emprunts de barrage charchar



## I.9. HYDROLOGIE

### I.9.1. Climat

Le bassin versant de Charchar et celui de la station hydrométrique 03-09-01 sont sujets à des précipitations d'hiver : environ 80% des PMA ont lieu entre novembre et avril. L'été est généralement chaud et sec, avec une évaporation généralement élevée. L'Évapotranspiration Moyenne Annuelle (EMA) est de l'ordre de 1230 mm. Les températures mensuelles moyennes varient entre 12,1 °C en janvier et 24,7 °C en août. Le Tableau I-4 résume les températures moyennes mensuelles, les heures d'ensoleillement, l'humidité, la vitesse du vent et l'évapotranspiration mesurée à la station climatique de Skikda, qui est située à environ 13 km au nord-ouest du site du barrage de Charchar et de son bassin versant. Les enregistrements à la station de Skikda s'étendent de 1975 à 1995.

**Tableau I-4 :** Résumé des données climatiques moyennes mensuelles mesurées à la station climatique de Skikda ; Source [ANRH]

Elément	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Tota l
Température °C	12,1	12,3	13,3	15,0	18,1	21,0	24,0	24,7	23,1	19,7	16,2	17,7	
Heures d'ensoleillement (en heures)	5,8	6,3	7,3	8,1	9,3	10,5	11,4	10,6	8,9	7,3	6,2	5,2	
Humidité (%)	78,4	76,2	77,7	83,7	82,5	77,5	74,8	82,0	83,1	76,6	82,7	79,3	
Vitesse du vent(m/s)	3,0	3,1	2,9	2,7	2,5	2,5	2,5	2,4	2,5	2,5	2,8	3,2	
Evapotranspiration Penman (mm)	40	52	83	111	139	159	180	167	124	85	50	37	1227

### I.9.2. Evaporation

L'évaporation mensuelle doit être utilisée dans la modélisation d'un bassin versant ainsi que la simulation d'évaporation des surfaces des réservoirs et, si possible, le calcul de la demande relative à l'irrigation. L'évapotranspiration (ETP), qui se base sur la formule de Penman et qui utilise les données de la station de Skikda, était disponible. Le Tableau I-5 indique la liste de l'évapotranspiration moyenne mensuelle et annuelle à Skikda et la Figure I-3 illustre les isolignes de l'Évapotranspiration Moyenne Annuelle pour les bassins versants du barrage de Charchar et de la station hydrométrique 03-09-01. La carte de l'évapotranspiration a été obtenue par l'Agence National de Ressources Hydraulique (ANRH, 2000). L'EMA du barrage de Charchar ainsi que l'EMA de la station hydrométrique 03-09-01 a été calculée comme étant 1 195 mm.

Tableau I-5 : Evapotranspiration, par le calcul de Penman (en mm) , Source [ANRH]

Moi	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Total
ETP(mm)	40	52	83	111	139	159	180	167	124	85	50	37	1227
ETP(%)	3,3	4,2	6,8	9,0	11,3	13,0	14,7	13,6	10,1	6,9	4,1	3,0	100

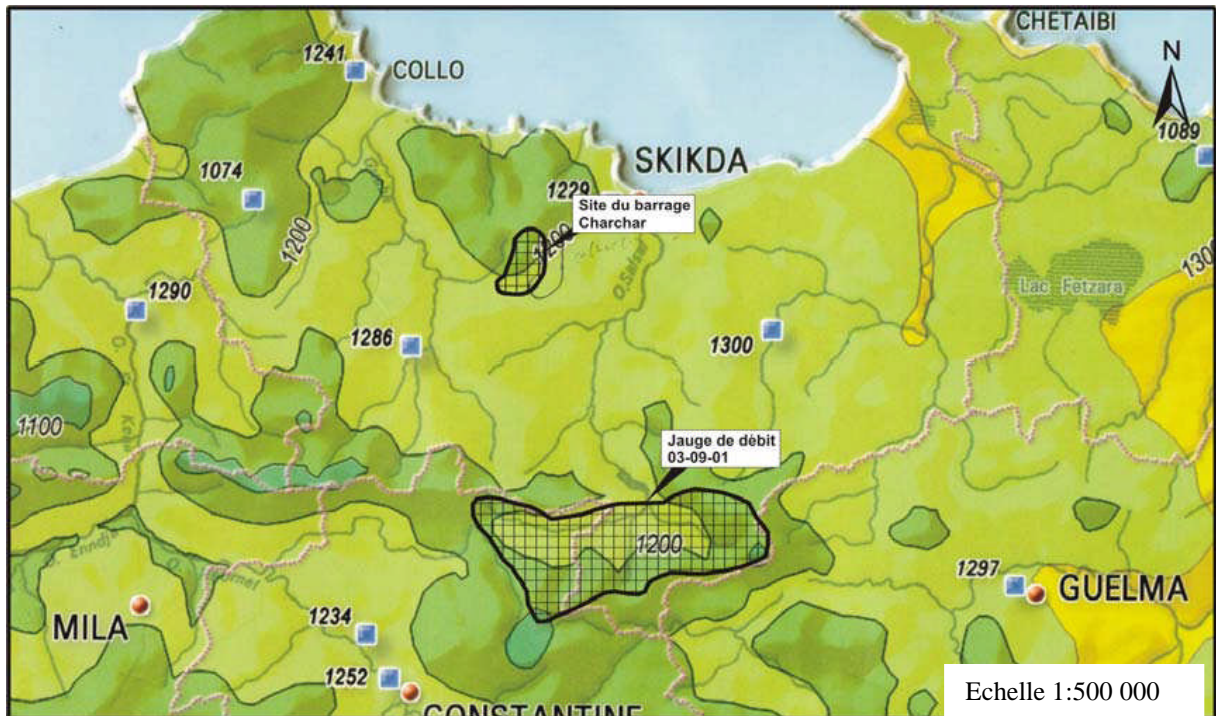


Figure I-4 : Evapotranspiration Moyenne Annuelle

L'évapotranspiration calculée selon la méthode de Penman équivaut à peu près à l' « évaporation d'eau libre ». Puisque les valeurs de l'évaporation mensuelle de Symons-bac sont utilisées dans le modèle du bassin versant, l'évapotranspiration mensuelle de Penman a été convertie en son équivalent Symons-bac, en utilisant des facteurs de conversion. Les valeurs d'évaporation sont représentatives de l'évaporation mesurée à un bac d'évaporation. Les facteurs de conversion mensuels, dont la valeur est inférieure à 1, servent à convertir les valeurs d'évaporation mesurées au bac en valeurs d'évaporation des réservoirs et lacs. Les facteurs de conversion tiennent compte de la différence des superficies exposées dans le bac ou dans le réservoir ainsi que des impacts atmosphériques sur les différents volumes et superficies des deux masses d'eau. Les facteurs de conversions ainsi que les résultats concernant l'évaporation sont donnés dans le Tableau I-5-2-2. A noter que les chiffres d'évaporation Penman ont été divisés par les facteurs mentionnés cidessus afin de les convertir en chiffres Symons-bac.

**Tableau I-6 :** Evaporation Moyenne Mensuelle de Symons-bac (en mm)

Bassin versant	EMA	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Facteurs de conversion		0,81	0,82	0,83	0,84	0,88	0,88	0,88	0,87	0,85	0,83	0,81	0,81
Station hydrométrique 03-09-01	1422	102	60	43	47	57	92	122	155	183	211	200	149
Barrage de Charchar	1422	102	60	43	47	57	92	122	155	183	211	200	149

Source [ANRH]

### **I.9.3.Precipitation**

#### **I.9.3.1. Precipitations enregistrer**

Le tableau suivant montre que les précipitations moyennes dans la région varient entre 574mm (station de Sidi Mezghich) et 879,3 mm ( station de Bissy).

**Tableau I-7 :** précipitations moyennes dans la région

Code	Nom	Pluie moy (mm)
30801	Skikda port	750,0
30906	El Arrouch	608,9
30907	Sidi Mezghich	574,0
30908	Emdjez Cheikh	583,6
30909	Ramdane Djamal	586,3
30910	Bissy	879,3
30911	Bouchtata	648,7
30919	Skikda	810,0

#### **I.9.3.2.Precipitations moyennes annuelles (PMA)**

Une carte isohyète des bassins versants du site du barrage de Charchar et de la station hydrométrique 03-09-01 est indiquée en Figure I-4. Cette carte, fournie par l'ANRH et préparée en 1993, est au 1:500 000. On notera qu'elle exclut les précipitations de la période s'étendant entre 1960 et 1969. La carte isohyète a été utilisée pour déterminer les PMA des bassins versants (site du barrage de Charchar et station hydrométrique 03-09-01). Une PMA de 780 mm a été déterminée pour le bassin versant du barrage de Charchar et une PMA de 720 mm a été déterminée pour le bassin versant de la station hydrométrique 03-09-01.

Les cartes isohyètes sont généralement préparées suivant une étude des paramètres régionaux et prennent en compte les variabilités de la pluviométrie enregistrée aux stations les plus représentatives. Les cartes isohyètes prennent aussi en considération la topographie en générale. Suivant ce qui est dit ci dessus, il semble plus aisé de déterminer les PMA en utilisant les cartes isohyètes au lieu d'utiliser les précipitations enregistrées de la région.

Il existe une similarité entre la pluviosité des bassins versants des oueds Charchar et Saf Saf basée sur des valeurs des PMA de 780 et 720 mm respectivement.

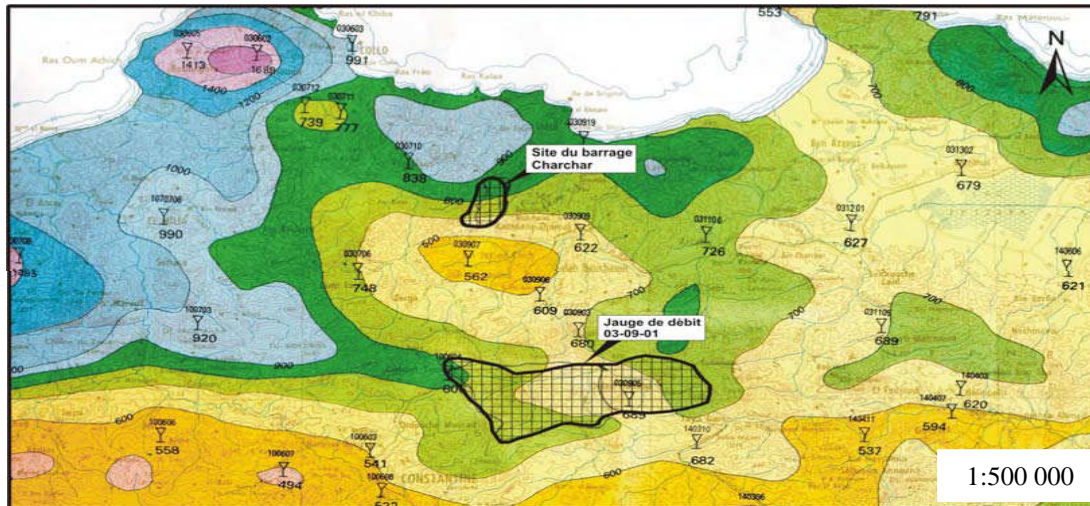


Figure I-5 : Carte pluviométrique des PMA

I.9.3.2.Débit du cours d'eau

Le bassin versant d'Oued Charchar, jusqu'au site du barrage de Charchar ne fait pas l'objet de mesures hydrométriques. Les données mensuelles sur les débits, enregistrées à une station hydrométrique, sont cependant nécessaires pour calibrer le modèle Pluviosité - Écoulement du bassin versant. Si le bassin versant considéré n'est pas mesuré, le modèle peut être calibré sur la base de données relative aux débits provenant d'un bassin versant proche dont l'hydrologie est similaire ; les paramètres calibrés sont alors transposés au bassin versant qui ne fait pas l'objet de mesures.

Deux stations hydrométriques situées dans des bassins versants voisins à celui de Charchar furent considérées pour le calibrage du modèle Pluviosité –Écoulement. La station 03-07-02 sur les hauteurs de l'Oued Guebli a une courte période de données allant de 1970 à 1982, alors que la station 03-09-01 sur l'Oued Saf Saf a une période de données allant de septembre 1968 à août 1994. L'Oued Saf Saf est situé au sud du bassin versant du barrage de Charchar comme indiqué dans la Figure I-4. Le Tableau I-8 liste les paramètres hydrologiques principaux pour ces deux stations.

Tableau I-8 : Paramètres hydrologiques principaux

PARAMETRE	UNITE	BASSIN VERSANT 03-09-01	BASSIN VERSANT DU BARRAGE DE HARCHAR
Superficie du bassin versant	km <sup>2</sup>	322	23
PMA	mm	720	780
EMA	mm	1422	1422

Le bassin versant du barrage de Charchar et celui de la station hydrométrique 03-09-01 sont hydrologiquement similaires en termes de précipitations, topographie et utilisation des terres.

Le bassin versant de la station 03-09-01 est cependant bien plus grande que celle du barrage de Charchar. Il doit être pris en note que les paramètres du modèle pluviosité-écoulement Pitman sont des paramètres généraux qui peuvent être transmis au bassin versant avoisinant ayant des caractéristiques similaires. Basée sur la longueur des séquences des données, la station hydrométrique 03-09-01 a été utilisée pour calibrer le modèle du bassin versant précipitations/écoulement et les paramètres du modèle Pitman ont été ensuite transposés au bassin de l'Oued Charchar pour obtenir une simulation des séquences de débit du bassin versant du barrage de Charchar.

### **I.10. Etude de sédimentation**

Le débit solide au bassin versant du barrage de Charchar peut être déterminé d'après les levés effectués aux retenues existantes. Les barrages les plus proches sont les barrages de Guenitra (256 t/km<sup>2</sup>.an) au sud-ouest et celui de Zardezas (2609 t/km<sup>2</sup>.an) qui est plus loin au sud-est du barrage de Charchar. Encore plus loin, le barrage de H. Debach, au sud-est du site du barrage de Charchar a un débit solide de 213 t/km<sup>2</sup>.an. Autres barrages environnants sont ceux de Beni-Zid et celui de Zid Emba. Malheureusement, ces barrages n'ont pas de données de levées de la cuvette.

A partir des évaluations des trois barrages, celui de Guenitra, Zardezas, il peut être déduit que le rendement en sédiment pour le barrage de Charchar variera entre 200 et 2600 t/km.an.

### **Conclusion :**

Le mémoire de synthèse est un document très important dans l'étude d'avant projet détaillé d'un barrage (APD). Il résume les études préliminaires faites pendant l'avant projet sommaire (APS) tel que l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

La construction d'un barrage au site proposé sur l'Oued Charchar serait faisable.

Le barrage sera formé d'une digue principale et une digue de col en terre avec les noyaux d'argile dont le volume de retenue brut sera égal à 5 Hm<sup>3</sup>. La Cote de Retenu Normale sera à 110,0 m NGA et la crête de la digue à 113,5 m NGA. La hauteur maximale de digue principale au-dessus de la fondation la plus basse sera égale à 39 m et la digue de col sera de 14 m. Des matériaux qui conviennent pour les digues sont présents dans la cuvette, mais des investigations supplémentaires devront être réalisées pendant les études d'APD afin de confirmer des quantités supplémentaires de matériaux grossière pour le remblai tout-venant.

# **Chapitre II**

## **Etude Hydrologique**

**CHAPITRE N°II: ETUDE HYDROLOGIQUE**

**Introduction :**

L'étude hydrologique vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du Bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro-pluviométriques nécessaires à l'étude de dimensionnement hydrotechnique du barrage.

**II.1) Caractéristiques du bassin versant:**

Le site du Barrage de Charchar et son bassin versant sont situés à peu près 13 km au sud-ouest de Skikda. Le site du barrage est situé tout juste en aval du confluent des oueds Frira et Charchar.

**II.1.1) Caractéristiques morphologique :**

**II.1.1.1) Paramètres géométriques :**

**a) Surface du bassin versant:**

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant Est de :  
 $S = 23 \text{ km}^2$

**b) Périmètre du bassin versant:**

Le périmètre est de :  $P = 24,5 \text{ Km}$

**c) Longueur du talweg principal:**

C'est le talweg le plus long il est de :  $L = 9,2 \text{ Km}$

**II.1.1.2) Paramètres de forme:**

**a) Indice de compacité (GRAVELIUS):**

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé).

$$K = 0,28 \frac{S}{P^2} \dots\dots\dots (II-1)$$

P: périmètre du bassin versant.

S: surface du bassin versant.

Donc :  $K_c = 1,43$

Selon la valeur de  $K_c$  on pourra dire que notre bassin est allongé. ( $K_c > 1$ )

**b) Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Ca = L^2 / S \dots\dots\dots (II-2)$$

L : la longueur du talweg principal  $L = 9,2 \text{ Km}$

S : la superficie du bassin versant.  $S = 23 \text{ Km}^2$

Donc :  $Ca = 3,68$

**c) Rectangle équivalent:**

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur (L) et de largeur (l) en gardant la même surface, ceci permet la comparaison entre les bassins versant du point de vue influence de la forme sur l'écoulement. Ainsi que ces deux paramètres sont déterminées par les formules suivantes :

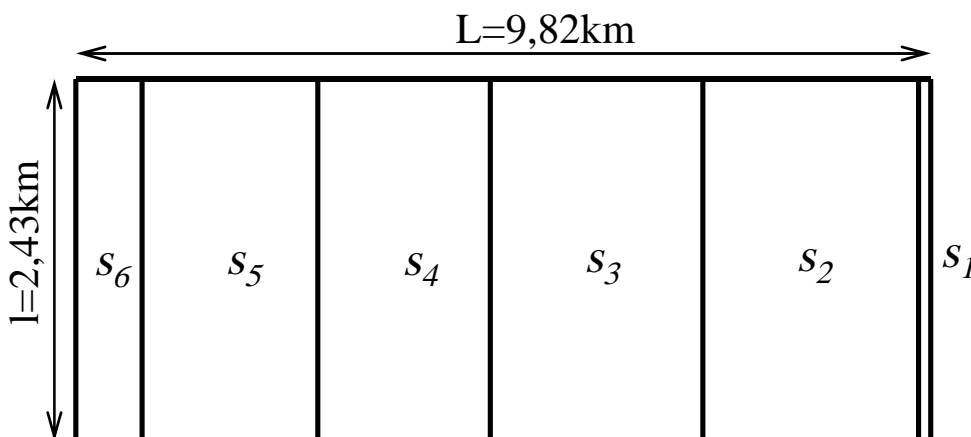
La longueur est donnée par la formule :

$$L = K \frac{\sqrt{S}}{C} \left[ 1 - \left( \frac{C}{C_0} \right) + 1 \right] \dots\dots\dots (II-3)$$

La largeur est donnée par la formule:

$$l = \frac{S}{L} \dots\dots\dots (II-4)$$

L=9,82 Km  
l=2,43 Km



**Figure. (II.1):** Rectangle équivalent

**II.1.1.3) Hypsométrie du bassin versant:**

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.

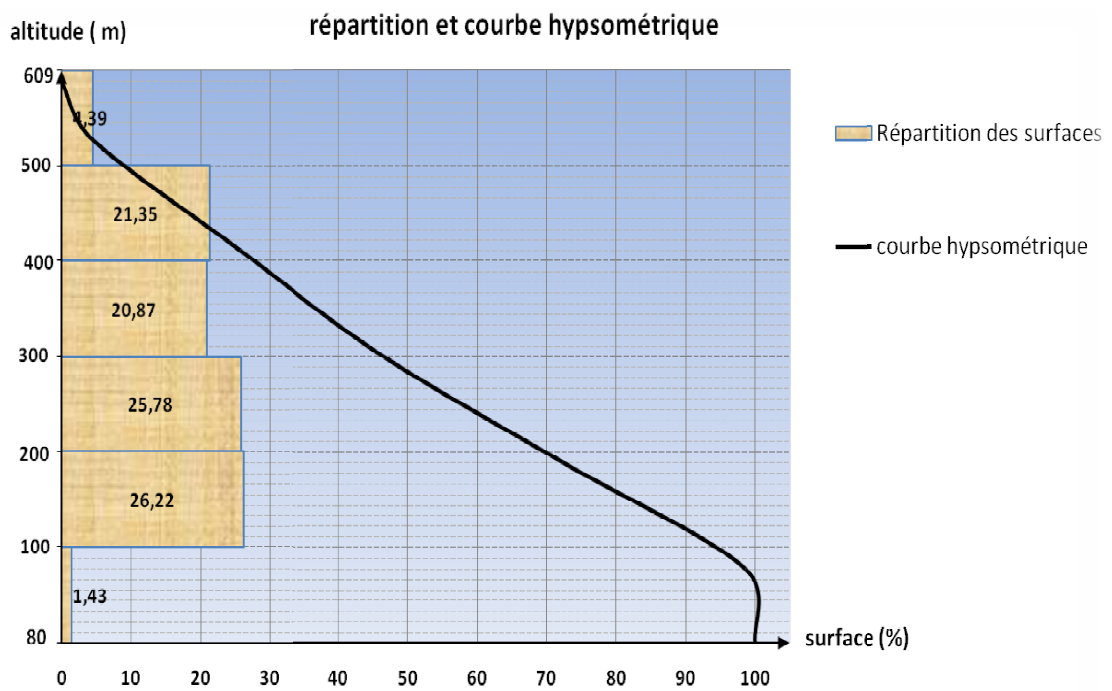
A partir du tableau (II.1), le pourcentage des aires partielles est déterminé on et courbe hypsométrique est tracée sur laquelle l'altitude médiane est lue.



**Tableau (II. 1) : Coordonnées de la courbe hypsométrique**

Altitude(m)	Hi(m)	Si (Km <sup>2</sup> )	Si %	Si% cumul
609-500	109	1,01	4,39	4,39
500-400	100	4,91	21,35	25,74
400-300	100	4,80	20,87	46,61
300-200	100	5,93	25,78	72,39
200-100	100	6,03	26,22	98,61
100-80	20	0,33	1,43	100

La courbe hypsométrique est représentée sur la Figure. II-2



**Figure. (II. 2) La courbe hypsométrique du bassin versant d'oued charchar**

**II.2) Relief :**

**A. Altitude médiane:**

L'altitude médiane correspond à celle lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique.

$$H_{med} = 334,4 \text{ m}$$

**B. 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 :

$$H = \frac{\sum}{S} \dots\dots\dots (II-5)$$

Si : surface partielle entre deux courbes de niveaux (Km<sup>2</sup>)

Hi : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successive (m)

S : Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>)

$$H_{moyw} = 331,9 \text{ m}$$

**C. Indice de pente globale:**

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$I = \frac{D}{L} \dots\dots\dots (II-6)$$

Avec:

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

$$H_{5\%} = 584,3 \text{ m}$$

$$H_{95\%} = 192,2 \text{ m}$$

L: la longueur du rectangle équivalent.

$$D = 392,1 \text{ m.}$$

$$I_g = 3,99 \%$$

**D. Indice de pente moyenne :**

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

$$I = \frac{\Delta}{L} = \dots\dots\dots (II-7)$$

$$I_{pm} = 5,52 \%$$

**E. Indice de pente roche :**

Ip est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau Hi est Hi-1. il est donné par la formule suivante :

$$I = \frac{1}{L} \sum \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots (II-8)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

**Tableau (II. 2):** Détermination de la pente Roche Ip

Altitude (m)	D <sub>i</sub> =H <sub>i</sub> -H <sub>i-1</sub> (m)	S <sub>i</sub> (km <sup>2</sup> )	A <sub>i</sub> =S <sub>i</sub> /S (%)	$\sqrt{A_i D_i}$
609-500	109	1,01	4,39	21,88
500-400	100	4,91	21,35	46,20
400-300	100	4,80	20,87	45,68
300-200	100	5,93	25,78	50,78
200-100	100	6,03	26,22	51,20
100-80	20	0,33	1,43	5,36
<b>somme</b>		23	100,0	221,40

AN : Ip = 2,24%

**F. Dénivelée spécifique :**

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d’après la deuxième classification de l’O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin quelque soit sa surface. Elle est donnée par la formule :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots (II-9)$$

AN : D<sub>s</sub>=191,35

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

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

Dans notre cas le relief est modéré :

**G. Pente moyenne du bassin versant :**

$$I_{moy} = \frac{\Delta ( , \dots, )}{S} \dots\dots\dots (II-10)$$

ΔH: Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives.

L<sub>1</sub>, L<sub>2</sub>..... L<sub>n</sub> : les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S: superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

Les résultats des mesures sont présentés dans le tableau (II.4).

**Tableau (II. 4):**Evaluation de la pente moyenne.

N°	courbe	ΔH	Longueur (km)
1	500	100	10,76
2	400		13,24
3	300		19,88
4	200		20,58
5	100		5,18

AN : I<sub>moy</sub>=1,79%

**II.2.1) Caractéristiques hydrographiques:**

**II.2.1.1) le réseau hydrographique :**

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne (331,9). Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM. Dans cette classification de SCHUM est considéré « Ordre (x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».

**II.2.1.2) Densité de drainage:**

C'est la longueur totale de tous les talwegs du bassin.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (II-11)$$

ΣL<sub>i</sub>: longueur total des talwegs d'ordre i ( ΣL<sub>i</sub> = 94,3 Km).

S:surface du bassin versant (23Km<sup>2</sup>).

Pour procéder à ce calcul, il faut classer les cours d'eau en utilisant la méthode de Schum.

AN : D<sub>d</sub>= 4,1 km/km<sup>2</sup>

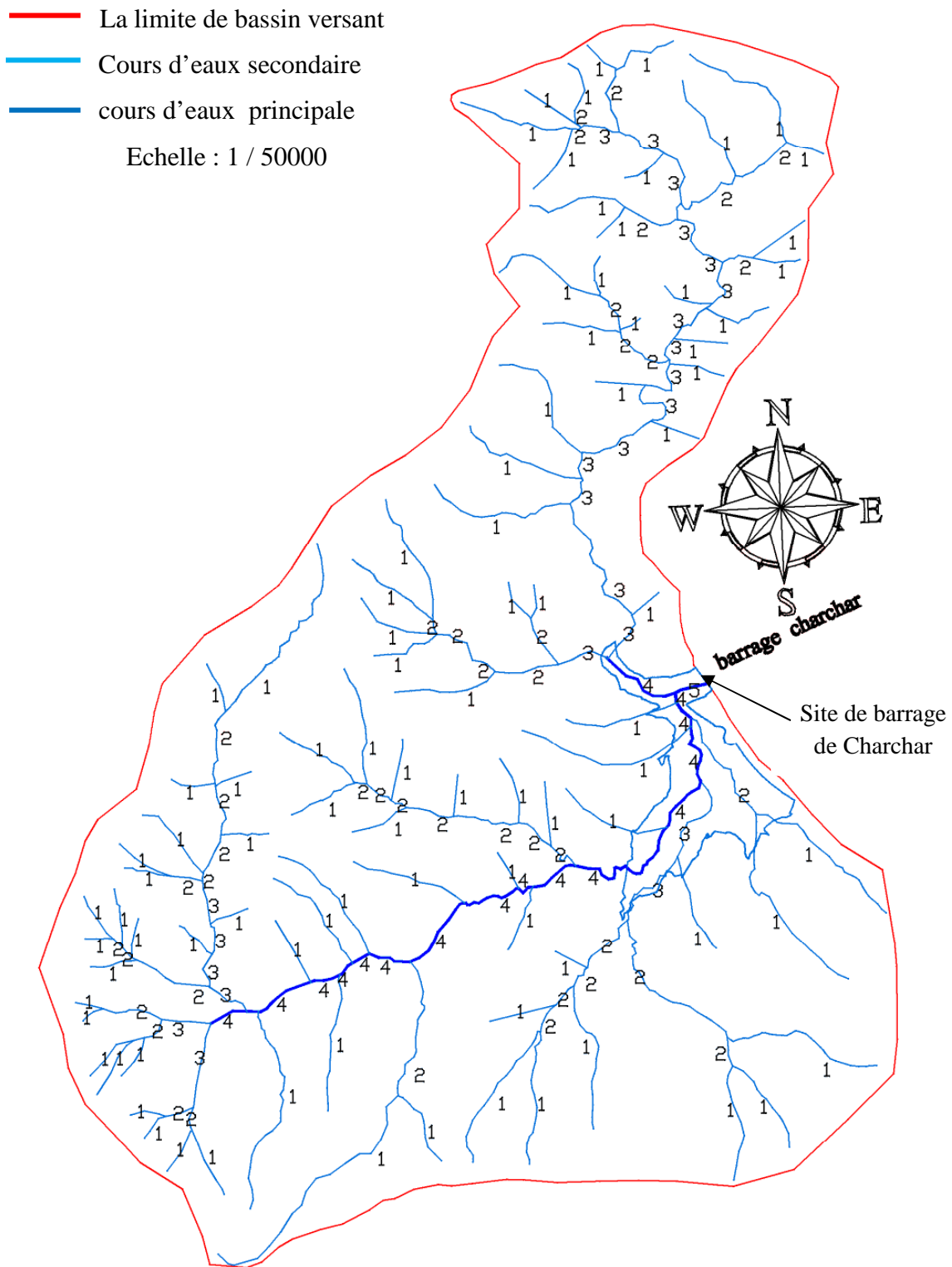


Figure. (II. 3) : Le réseau hydrographique du bassin versant d'oued charchar

**II.2.1.3) Coefficient de torrentialité :**

Le coefficient de torrentialité " C<sub>t</sub> "est calculé par l'expression suivante:

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

F<sub>1</sub>: le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant :

$$N_1 = 92 \quad F_1 = \frac{92}{23} = 4$$

AN : C<sub>t</sub> = 16,4

**II.2.1.4) Longueur moyenne des versants:**

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (II-13)$$

D<sub>d</sub>: densité de drainage en (km/km<sup>2</sup>).

L:longueur du rectangle équivalent en (km).

AN : L<sub>i</sub> = 1,20 km

**II.2.1.5) Pente moyenne du cours d'eau principale:**

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

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

ΔH: Différence d'altitude entre deux points suffisamment éloignés sur le cours d'eau principal

ΔL: La distance entre ces deux points.

AN : I = 4,5 %

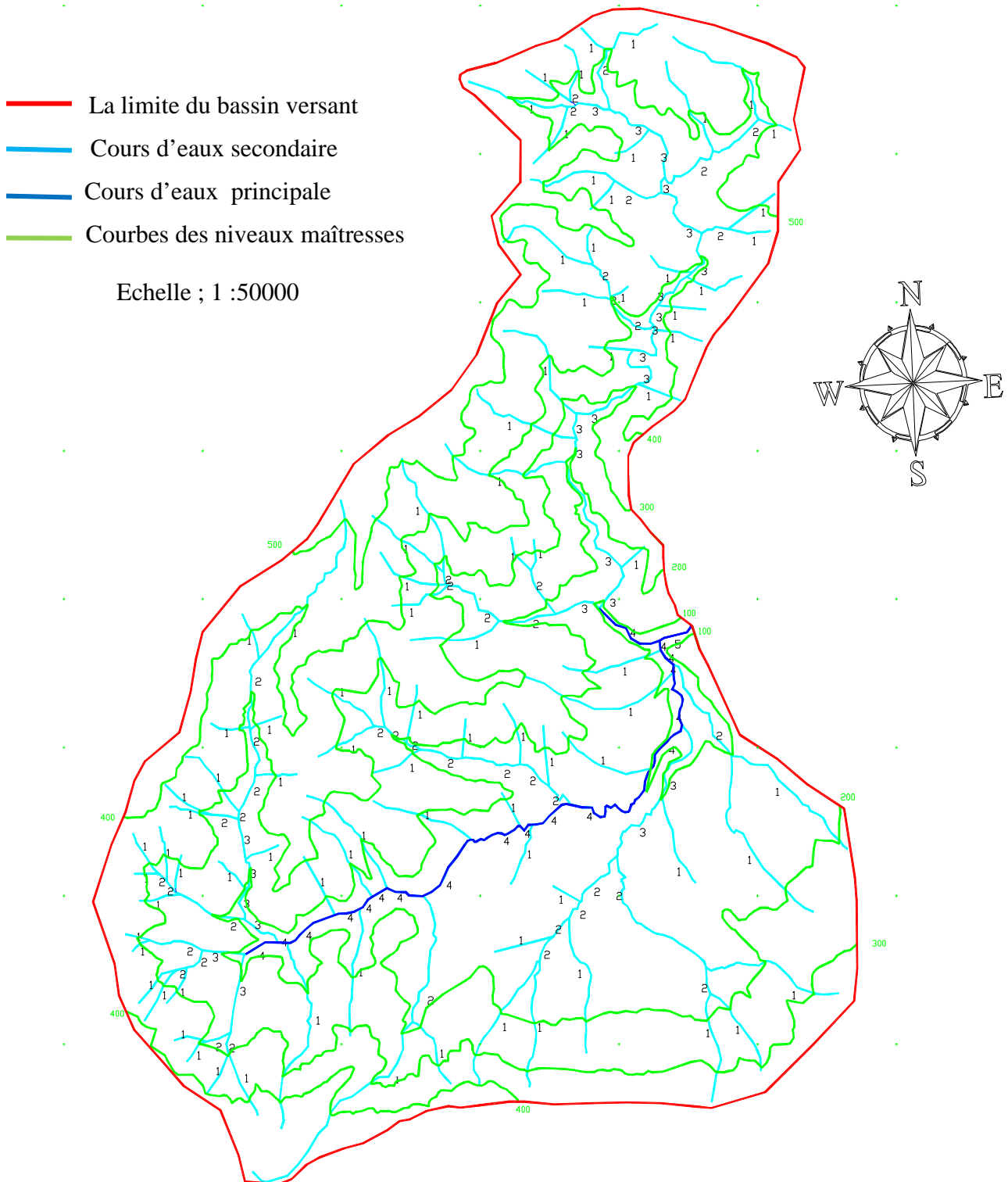


Figure. (II.4): Le réseau hydrographique du bassin versant d’oued charchar

**II.2.1.6) Temps de concentration:**

C'est le temps qu'effectue une particule d'eau pour parcourir la distance qui sépare l'exutoire du point du bassin le plus éloignée. Le temps de concentration  $T_c$  peut être calculé par plusieurs formules empiriques, entre autres:

**a). Formule de GIANDOTTI:**

$$T = \frac{\sqrt{L_p}}{H_{moy} - H_{min}} \dots\dots\dots (II-15)$$

S: surface du bassin versant en (Km<sup>2</sup>).  
 L<sub>p</sub>: longueur du talweg principale en (Km).  
 H<sub>moy</sub>, H<sub>min</sub> : respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant.

**b). Formule de CALIFORNIA :**

$$T = \frac{L_p^{0,386}}{S} \dots\dots\dots (II-16)$$

**c).Formule Bransby-Williams:**

$$T_c = [(0.87 \times L_p^2)/(1000 \times S)]^{0.36} \dots\dots\dots (II-17)$$

L<sub>p</sub>: longueur du talweg principale en (Km).  
 S : pente de cours d'eau principale (4,5%)

**Tableau (II.5):** calculs du Temps de concentration.

Formule	T <sub>c</sub> (heures)
Formule de GIANDOTTI	2,7
Formule de Bransby-Williams	1,2
Formule de CALIFORNIA	1,1

**Commentaire :**

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur ; **Tc=2.7heures**, GIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GRIANDOTTI tient compte tous les paramètres géométriques du bassin.



**II.2.1.7) Vitesse moyenne de ruissellement :**

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L_p}{T_c} \dots\dots\dots (II-18)$$

$L_p$  : longueur du talweg principale.

$T_c$  : temps de concentration.

AN :  $V_R = 3,41$  km/h

**Tableau (II.6) :** Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	Valeur
Superficie		S	Km <sup>2</sup>	23
Périmètre		P	Km	24,5
Longueur du thalweg principal		$L_p$	Km	9,2
Pente du thalweg principal		I	%	4,5
Indice de compacité		$K_c$	-	1,43
Coefficient d'allongement		$C_a$	-	3,68
Rectangle équivalent	longueur	$L_r$	Km	9,82
	largeur	$l_r$	Km	2,43
Altitudes	maximale	$H_{max}$	m	622
	moyenne	$H_{moy}$	m	314
	médiane	$H_{med}$	m	334,4
	minimale	$H_{min}$	m	80
Pente moyenne de B.V		$I_{moy}$	m/ Km	1,79
Indice de pente globale		$I_g$	%	3,99
Indice de pente moyenne		$I_{pm}$	%	5,52
Indice de pente de M Roche		$I_p$	%	2,24
Densité de drainage		$D_d$	Km/ Km <sup>2</sup>	4,1
Coefficient de torrentialité		$C_t$	-	16,4
Temps de concentration		$T_c$	h	2,7
Vitesse de ruissellement		$V_r$	Km/h	3,41

**II.2.2) Caractéristiques climatique du bassin versant:**

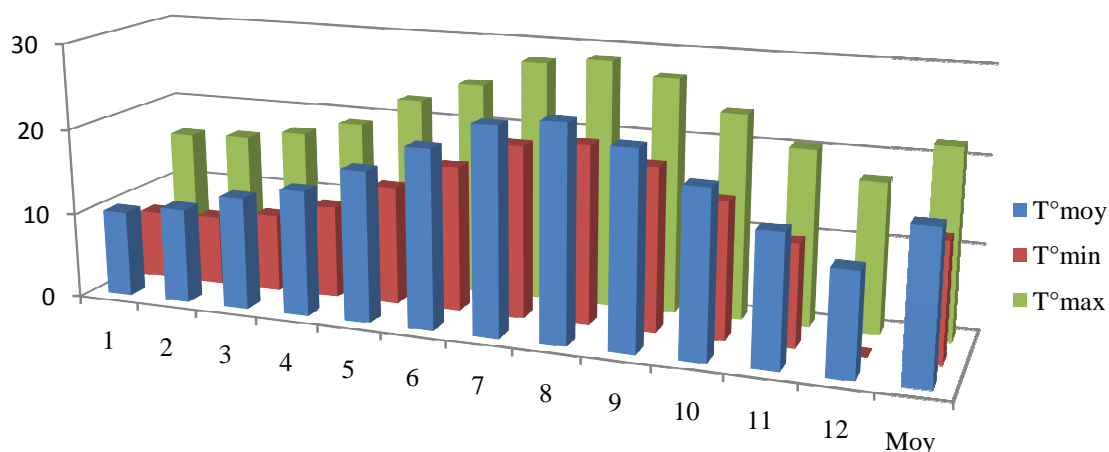
Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau.

**II.2.2.1) Température:**

Dans le Tableau (II-7) sont portées les températures moyennes annuelles à la station de Skikda, observées sur des périodes respectives de 29 années, ainsi que les températures minimales et maximales mensuelles.

**Tableau (II.7):** Températures moyennes, maximale et minimale de Skikda

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Moy
T°moy	10,1	11,1	13,1	14,6	17,6	20,8	23,9	24,8	22,7	19,1	15,1	11,9	17,1
T°min	8,1	8,2	9,1	10,8	13,8	16,9	20,0	20,7	18,9	15,7	11,8	9,0	13,6
T°max	16,1	16,4	17,4	19,1	22,5	24,9	28,0	28,7	27,2	23,7	20,4	17,3	21,8



**Figure. (II.5):** Températures maximales et minimales à Skikda en fonction de temps

**II.2.2.2) Humidité relative:**

Dans le Tableau(II.8) sont mentionnées les valeurs des humidités mensuelles moyenne, minimale et maximale, pour la station de Skikda.

**Tableau (II.8):** Humidités à Skikda

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Moy
H <sub>moy</sub> %	78,4	76,2	77,7	83,7	82,5	77,5	74,8	82,0	83,1	76,6	76,3	82,7	79,3
H <sub>min</sub> %	55,2	53,9	55,4	54,8	55,7	56,8	54,0	56,5	55,7	54,5	53,2	55,3	55,1
H <sub>max</sub> %	90,3	90,1	90,4	90,3	89,5	88,5	87,7	88,3	89,1	90,0	89,8	88,0	89,3

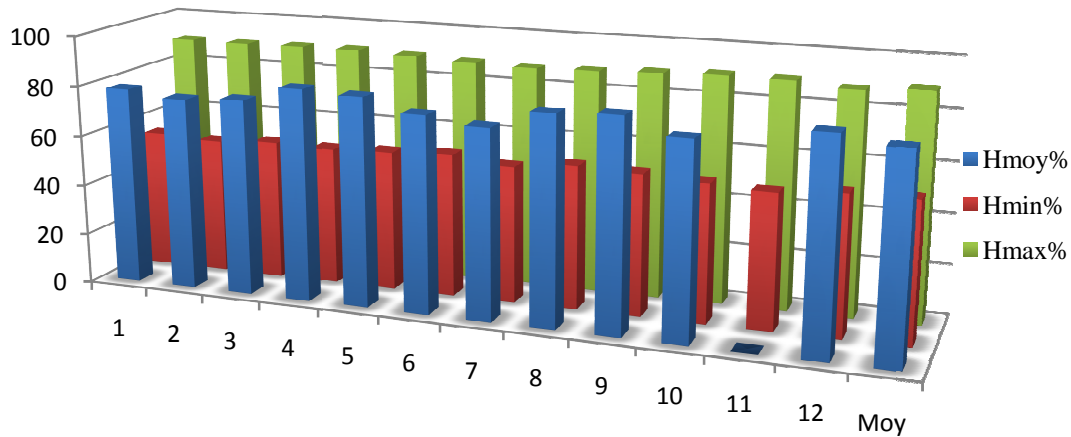


Figure. (II.6): Humidités à Skikda en fonction de temps

**II.2.3) Vitesse du vent :**

Les vents dominants sont de secteur nord (NE 22%, N 12%, NO 27%). Les vitesses moyennes mensuelles sont de 3 m/s environ, sans grandes variations d'un mois sur l'autre (les minimales à 2,5 m/s et les maximales à 3,2 m/s) d'après les mesures de la station de Skikda pour la période 1976 – 1995.

**Tableau (II.9):** Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de Skikda

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Total
Vitesse du vent (m/s)	3,0	3,1	2,9	2,7	2,5	2,5	2,5	2,4	2,5	2,5	2,8	3,2	2,7

Source: ONM

**II.2.4) L'Ensoleillement**

L'ensoleillement moyen a été mesuré à Skikda pour une période de 29 ans (1967 - 1995). La nébulosité a été mesurée à une ancienne station (étude GEC 1971) et la radiation totale a été calculée par FAO (1984) sur base des observations de la période de l'ensoleillement. C'est environ 2 638 heures d'ensoleillement par an à Skikda et l'énergie moyenne de la radiation solaire par jour est de 390 calories par cm<sup>2</sup> (ce qui représente 190 watts /m<sup>2</sup>).

**Tableau (II.10):** Insolation, nébulosité et radiations solaires mensuelles

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
L'enseillement (h/j)	5,8	6,3	7,3	8,1	9,3	10,5	11,4	10,6	8,9	7,3	6,2	5,2
Nébulosité	5,4	5,5	4,6	4,6	4,6	3,7	3,1	2,4	3,7	4,3	5,6	6,3
Radiation(Cal/cm <sup>2</sup> /jour)	20	28	37	45	54	559	604	534	539	31	22	18

(Source: ONM).

**II.2.5) Pluviométrie:**

Les précipitations moyennes interannuelles représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie.

**Tableau (II.11):** précipitations moyennes dans la région

Code	Nom	Pluie moy (mm)
030801	Skikda port	750,0
030906	El Arrouch	608,9
030907	Sidi Mezghich	574,0
030908	Emdjez Cheikh	583,6
030909	Ramdane Djamal	586,3
030910	Bissy	879,3
030911	Bouchtata	648,7
030919	Skikda	810,0

**II.2.6) Stations et données disponibles:**

Les détails des stations pluviométriques utilisées pour le bassin versant de Charchar

**Tableau(II.12) :** Stations pluviométriques utilisées pour le bassin versant de Charchar (source ARNH)

NUMERO DE LA STATION PLUVIOMETRIQUE	PERIODE D'ENREGISTREMENT (ANNEES HYDROLOGIQUES)	DUREE DE L'ENREGISTREMENT (ANNEES)
03-09-06	1967/08 – 2007/08	41
03-09-07	1953/10 – 1961/10	9
	1965/10 – 1979/09	15
03-09-11	1949/10 – 1955/08	7
	1967/10 – 2007/08	41
03-09-19	1910/10 - 1963/09	54
	1965/10 – 1981/09	17

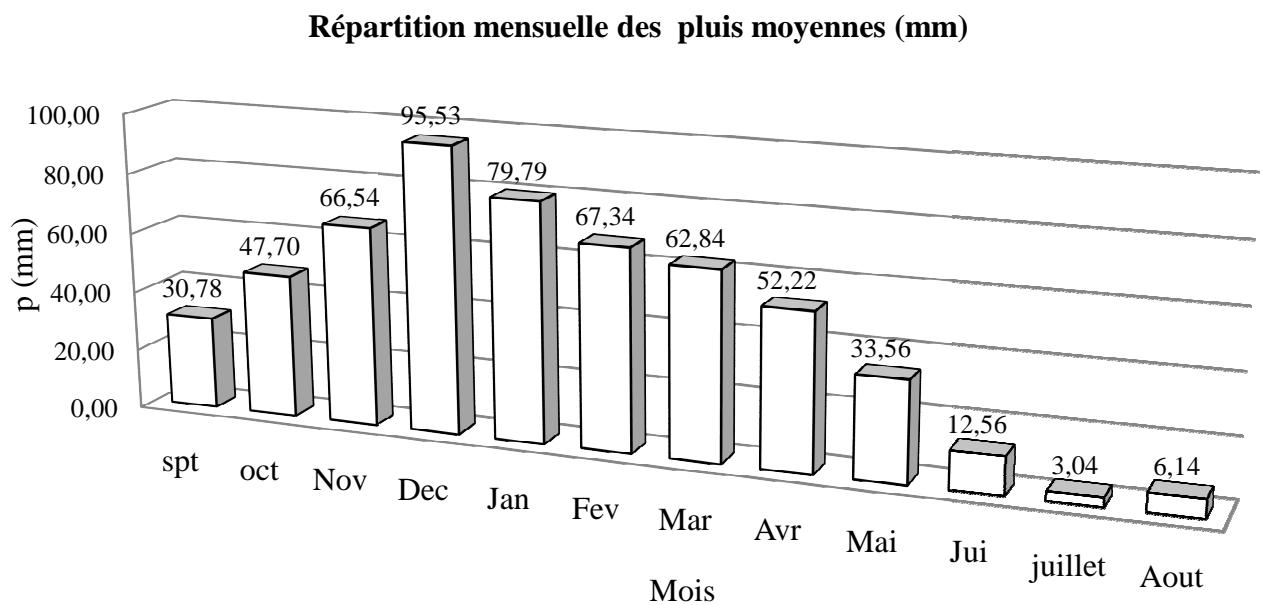
**II.2.7) Répartition mensuelle de la pluie moyenne:**

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelle à été établie sur la base de la série des précipitations à la station d’EL ARROUCH (030906) sur la période (1967-2007), elle est donnée par le tableau ci-dessous:

**Tableau(II.13) :** Répartition mensuelle de la pluie moyenne

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
P(mm)	30,78	47,70	66,54	95,53	79,79	67,34	62,84	52,22	33,56	12,56	3,04	6,14	<b>558,0</b>
P (%)	5,52	8,55	11,92	17,12	14,30	12,07	11,26	9,36	6,01	2,25	0,54	1,10	<b>100</b>

A travers le tableau (II-13), on déduit que la saison pluvieuse s’étale d’octobre a mai, par contre la saison sèche s’étale de juin a septembre. Ces résultats sont donnés sous forme d’histogramme dans la fig. II-7



**Figure. (II.7) :** Répartition mensuelle de la précipitation

**II.2.8) les pluies maximales journalières :**

Les pluies maximales journalières sont souvent généralement de crues exceptionnelles.

Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité a la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles. la station de EL ARROUCHE (030906) est considérée avec une série d'observation de 41 années (1967-2007).

**II.2.8.1) Les paramètres statistiques de l'échantillon :**

**Tableau (II.14) :** Les paramètres statistiques des précipitations maximales journalières station EI ARROUCHE : (030906)

Nombre d'observation	41
Moyenne	51,05
Ecart-type	25,76
Médiane	43
Coefficient de variation	0,46
Coefficient d'asymétrie	1,65

**II.2.8.2) Ajustement des pluies maximales journalières :**

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectuée a l'aide de logiciels (Hydrolab).

**a).Ajustement a la loi de GUMBEL:**

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$P = - Y + x \dots\dots\dots (II-19)$$

Y: variable de la droite de GUMBEL

$$Y = -[\ln (-\ln (F(x)))] \dots\dots\dots (II-20)$$

$$F(x) = \frac{m-0,5}{n} \dots\dots\dots (II-21)$$

Ou :

m: l'ordre de classement;

n: taille de l'échantillon

F(x) ; la fréquence

– , x<sub>0</sub>; Sont déterminé par la méthode des moindres carrées.

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (II.8).Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau (II.15): Ajustement a la loi de GUMBEL

Péri-retour	Fréquence	Y.Gumbel	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.
10000	0,9999	9,210	224,50	191,82	274,42
5000	0,9998	8,517	210,57	180,29	256,80
1000	0,999	6,91	178,23	153,51	215,92
500	0,998	6,21	164,29	141,96	198,31
100	0,99	4,60	131,88	115,05	157,40
50	0,98	3,90	117,85	103,38	139,72
10	0,9	2,25	84,67	75,58	98,09
5	0,8	1,50	69,59	62,73	79,39
2	0,5	0,37	46,82	42,29	52,19
1,25	0,2	-0,48	29,90	24,67	34,40

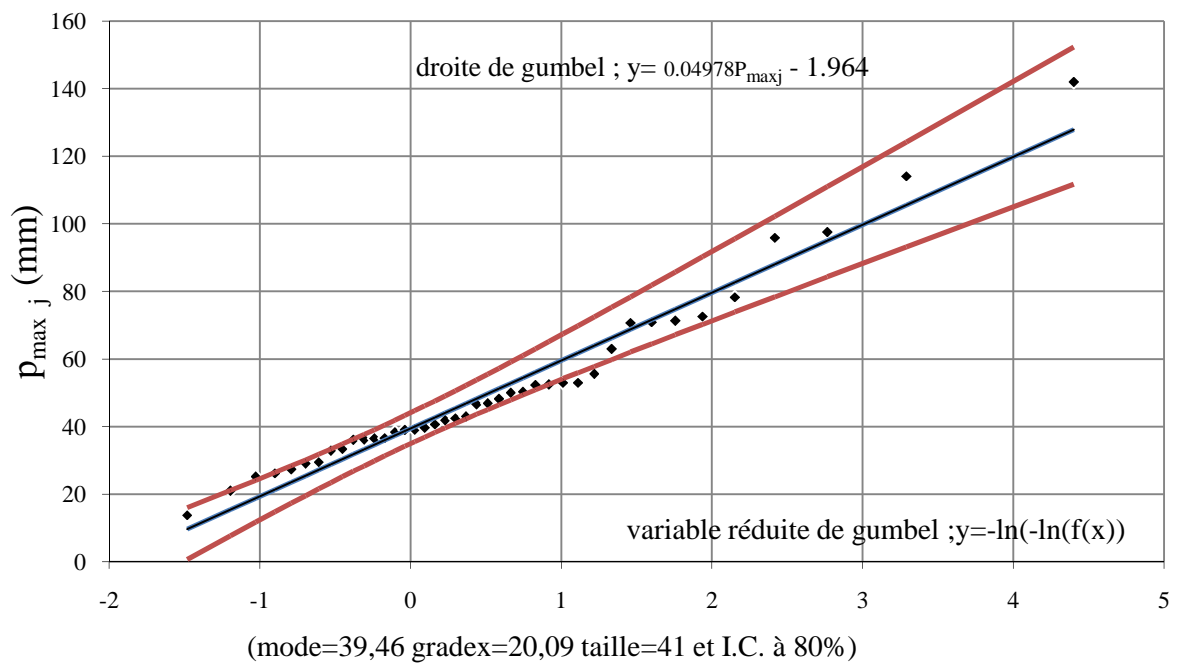


Figure. (II.8): Ajustement a la loi de GUMBEL

**b).Ajustement a la loi normale:**

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement):

$$T = \frac{1}{q} \dots\dots\dots (II-22)$$

$$\text{et : } q = F(x_i) = \frac{m}{n} \dots\dots\dots (II-23)$$

T ; période de retour  
 q ;le fréquence  
 m:numéro d'ordre de la valeur.

n : taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement a la loi normale:

$$X_p\% = X_{moy} + \delta U_p\% \dots\dots\dots (II-24)$$

X<sub>moy</sub>: hauteur de pluie moyenne.

δ : écart-type.

U<sub>p</sub>%:variable réduite de GAUSS.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant ainsi le graphique est données

Par la figure (II.9).

**Tableau(II.16) : Ajustement a la loi normale**

Péri-retour	Fréquence	U.Gauss	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.
10000	0,9999	3,72	146,84	134,00	163,60
5000	0,9998	3,54	142,24	129,92	158,28
1000	0,999	3,09	130,65	119,64	144,92
500	0,998	2,88	125,19	114,78	138,64
100	0,99	2,33	110,98	102,08	122,34
50	0,98	2,05	103,96	95,76	114,32
10	0,9	1,28	84,06	77,64	91,84
5	0,8	0,84	72,72	67,04	79,29
2	0,5	0,00	51,05	45,79	56,31
1,25	0,2	-0,84	29,38	22,81	35,05



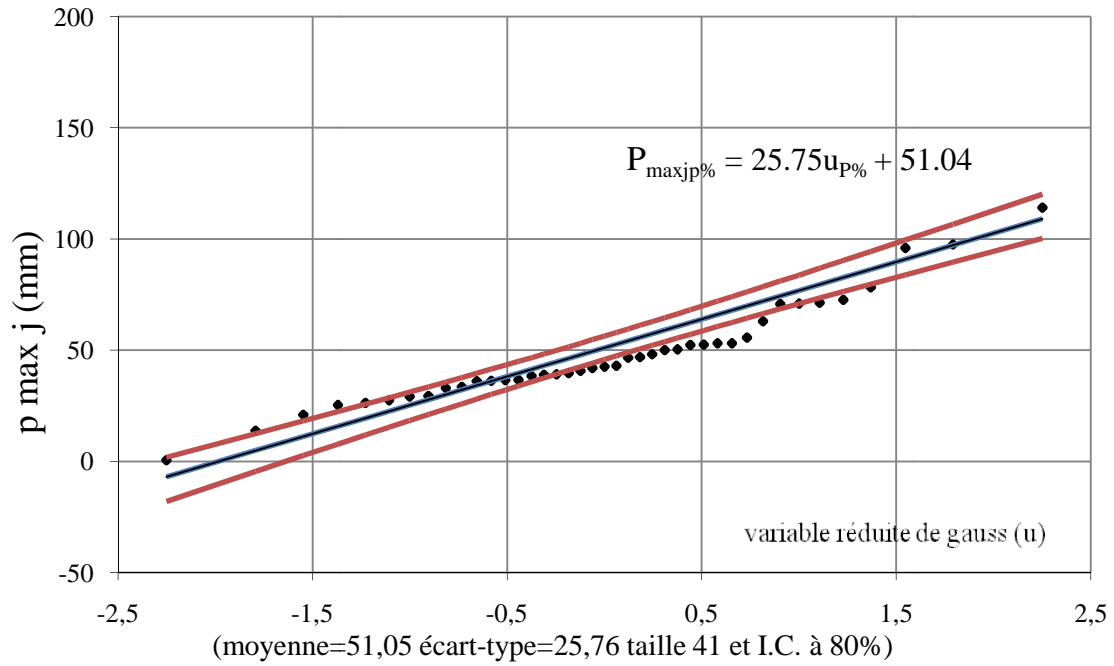


Figure. (II.9) : Ajustement a la loi normale.

c).Ajustement a la loi log normale:

Paramètres d'ajustement à la loi Log normale :

$$\overline{\text{Log P}} = \frac{\sum(\text{Log P}_i)}{n} \dots\dots\dots (II-25)$$

$$\text{Log P}_{\text{max j}} = \overline{\text{Log P}} + \sigma U_{\%} \dots\dots\dots (II-26)$$

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

Tableau(II.17): Ajustement a la loi log normale.

Péri-retour	Fréquence	U.Gauss	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.
10000	0,9999	3,72	254,49	202,28	343,41
5000	0,9998	3,54	234,37	188,05	312,24
1000	0,999	3,09	190,53	156,47	245,91
500	0,998	2,88	172,81	143,45	219,77
100	0,99	2,33	134,04	114,32	164,21
50	0,98	2,05	118,23	102,12	142,29
10	0,9	1,28	82,84	73,85	95,20
5	0,8	0,84	67,64	61,11	76,07
2	0,5	0,00	45,91	41,79	50,44
1,25	0,2	-0,84	31,17	27,71	34,50

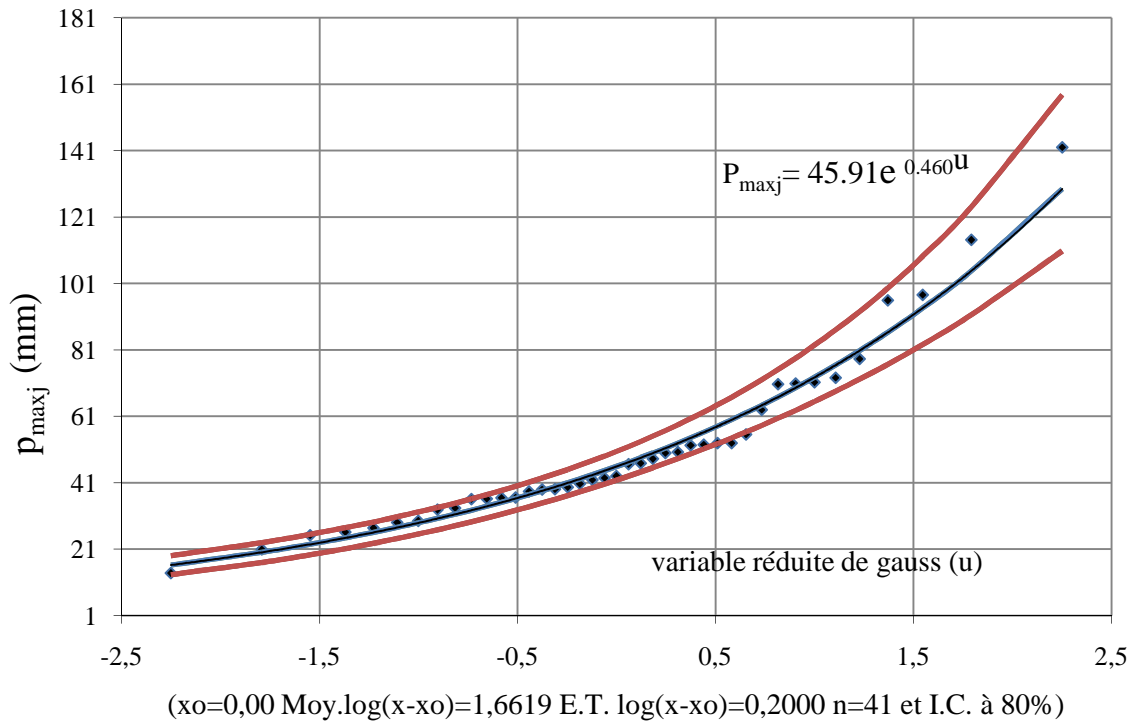


Figure. (II.10) : Ajustement à la loi log normale

**Conclusion :**

D’après les trois schémas ; on trouve que la série des pluies maximales journalières s’ajuste mieux à la loi log normale, parce que tous les points sont à l’intérieur de l’intervalle de confiance. Comme montre de la **Figure. (II.10)**.

**II.2.9) Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences:**

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences à été effectuée à l’aide de la relation de Body exprimée par:

$$P = P_{maxj} \left( \frac{t}{t_c} \right)^{-b} \dots\dots\dots (II-27)$$

$P_{tc}$ : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de  $P_{maxj}$ .

$P_{maxj}$ : pluies maximales fréquentielles.

t: temps en heure.

b: exposant climatique ( $b = 0,59$ ).

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

$$I_t = \dots\dots\dots (II-28)$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau (II-18):

**Tableau (II.18):** Intensité pour les différentes fréquences

Période de retour	1000		500		100		50		10	
Fréquence	0,1		0,2		1		2		10	
Pluies maxj	178,23		164,29		131,88		117,85		84,67	
TPS	P <sub>maxj</sub> %	I <sub>0</sub> (mm/h)	P <sub>maxj</sub> %	I <sub>0</sub> (mm/h)	P <sub>maxj</sub> %	I <sub>0</sub> (mm/h)	P <sub>maxj</sub> %	I <sub>0</sub> (mm/h)	P <sub>maxj</sub> %	I <sub>0</sub> (mm/h)
0,5	18,16	36,31	16,74	33,47	13,44	26,87	12,01	24,01	8,63	17,25
1	27,33	27,33	25,19	25,19	20,22	20,22	18,07	18,07	12,98	12,98
1,5	34,72	23,15	32,00	21,33	25,69	17,13	22,96	15,30	16,49	11,00
2	41,14	20,57	37,92	18,96	30,44	15,22	27,20	13,60	19,54	9,77
2,5	46,93	18,77	43,26	17,30	34,72	13,89	31,03	12,41	22,29	8,92
<b>2,7</b>	49,11	18,19	45,27	16,77	36,34	13,46	32,47	12,03	23,33	8,64
4	61,93	15,48	57,08	14,27	45,82	11,46	40,95	10,24	29,42	7,35
8	93,21	11,65	85,92	10,74	68,97	8,62	61,64	7,70	44,28	5,54
12	118,41	9,87	109,14	9,10	87,61	7,30	78,29	6,52	56,25	4,69
16	140,31	8,77	129,34	8,08	103,82	6,49	92,78	5,80	66,66	4,17
20	160,05	8,00	147,53	7,38	118,43	5,92	105,83	5,29	76,03	3,80
24	178,23	7,43	164,29	6,85	131,88	5,50	117,85	4,91	84,67	3,53

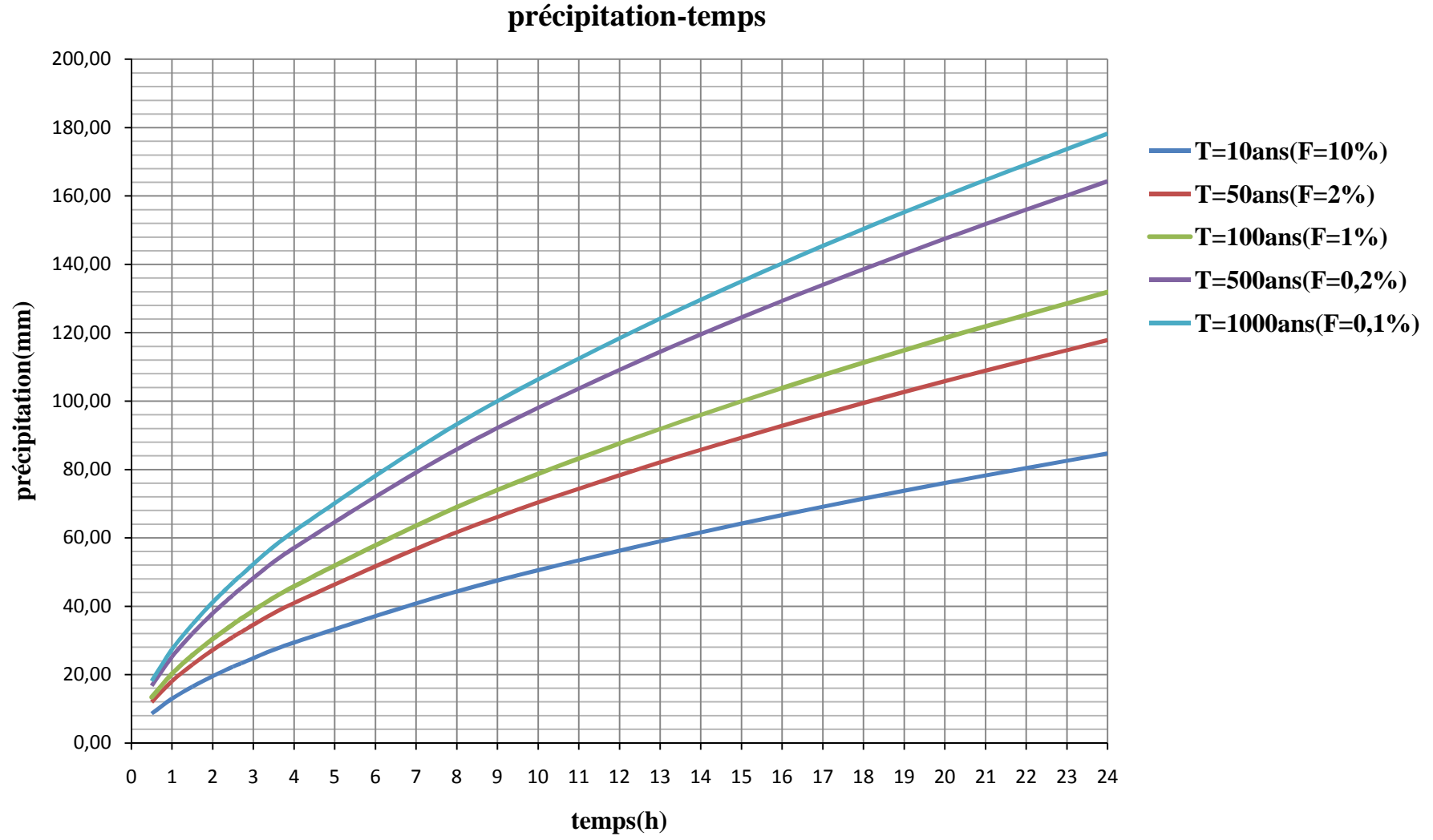


Figure. (II.11) : Pluie de Courte Durée

### l'intensité-temps

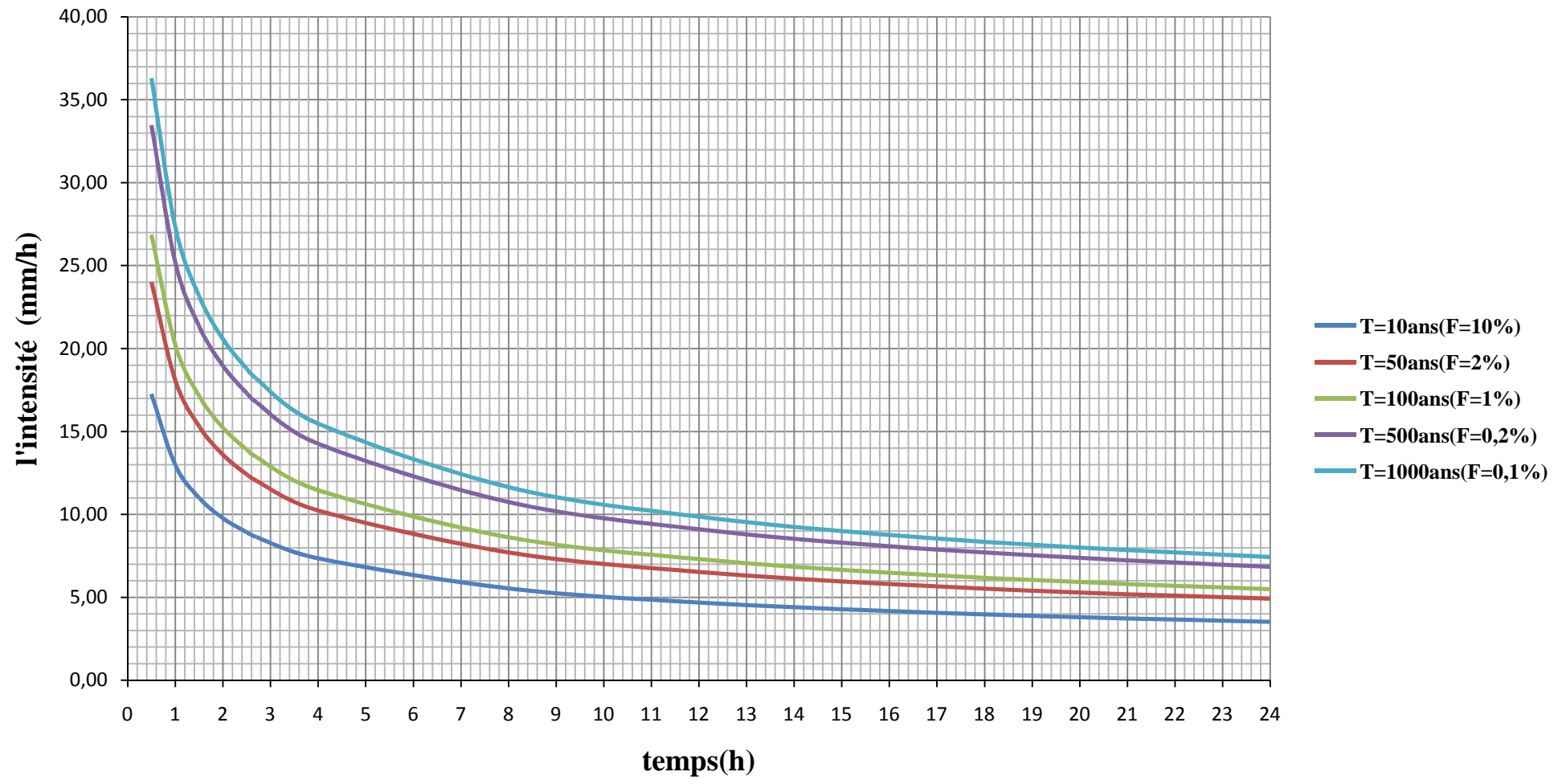


Figure. (II.12) : Courbes intensité durée fréquence

**II.3) Evaluation des apports liquides:**

**II.3.1) Apports moyens interannuels:**

**a). Formule de SAMIE**

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (II-29)$$

$$L_e = P^2 (293 - 2.2 \sqrt{P}) \dots\dots\dots (II-30)$$

Ou:

$L_e$  : lame d'eau écoulée (mm).

$P$  : précipitation moyenne (m).

$S$  : la superficie en  $Km^2$  du bassin versant.

**b). Formule de DERY II:**

$$A = 0.513 \cdot P^{2.683} \cdot D_d^{0.5} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (II-31)$$

Ou:

$A$ :apport moyen interannuel (en  $hm^3$ ).

$P$  : précipitation moyenne (m).

$S$ : superficie (en  $Km^2$ ).

**c). Formule de MEDINGER:**

$$L_e = 1.024 (P - 0.26)^2 \dots\dots\dots (II-32)$$

$P$  : précipitation moyenne (m).

$L_e$ : lame d'eau écoulée (mm).

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (II-33)$$

**D). Formule de TURC:**

$$L_e = P - \frac{L}{T_0} \dots\dots\dots (II-34)$$

Avec:

$$L = 300 + 25T_0 + 0.05 (T_0)^3 \dots\dots\dots (II-35)$$

$T_0$ : température moyenne dans la zone d'étude.

$$A = L_e \cdot S$$

**E). Formule de l'ANRH :**

L'apport moyen interannuel est donnée par:

$$A_0 = 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (II-36)$$

P : précipitation moyenne (m).

S: superficie (en Km<sup>2</sup>).

Les résultats sont portés sur le tableau suivant:

Les résultats sont portés sur le tableau suivant:

**Tableau(II.19) : Apports moyens interannuels**

<b>Formule</b>	<b>Apports moyens interannuels Hm<sup>3</sup></b>
Formule de SAMIE	2,8
Formule de DERY II	3,7
Formule de MEDINGER	4,7
Formule de TURC	2,1
Formule de l'ANRH	4,14

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de MEDINGER qui est la plus utilisée en Algérie sur tout pour les petits bassins versant.

Donc

$$A = 4,7 Hm^3$$

**II.3.2) Répartition mensuelle de l'apport moyen:**

Le calcul se fait par la formule suivante:

$$Q_m = P_m \cdot C_e \cdot S \dots\dots\dots (II-37)$$

Avec :

C<sub>e</sub>: coefficient d'écoulement égale (0,311)

P<sub>m</sub>: pluie mensuelle.

L<sub>e</sub>: lame écoulée.

P:pluie moyenne annuelle.

S:surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

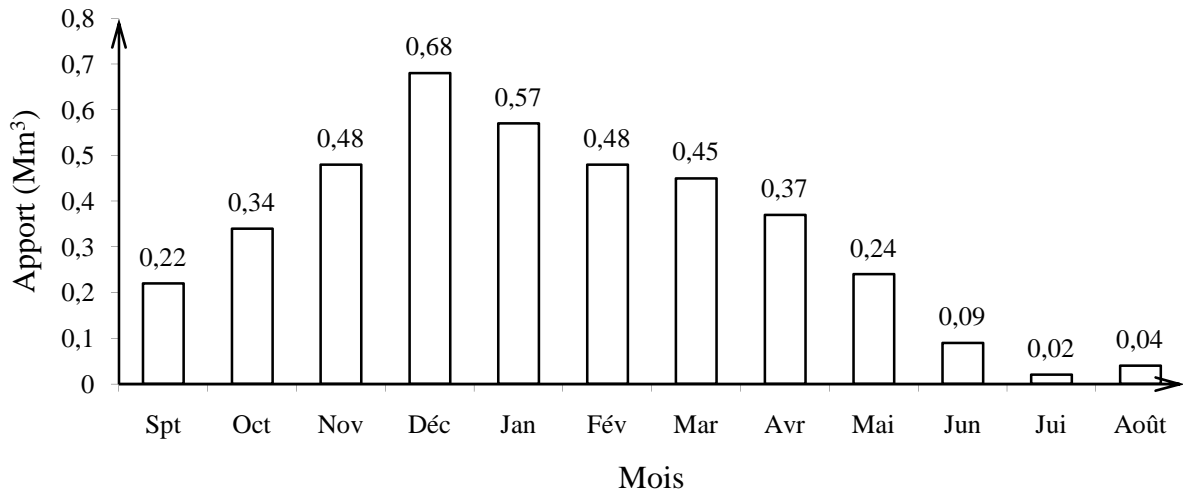
Q<sub>m</sub>: apport liquide mensuel (hm<sup>3</sup>).

La répartition est donnée par le tableau suivant et la Fig. II-13

**Tableau (II.20) :** Répartition mensuelle de l'apport moyen.

Mois	A (%)	A (M m <sup>3</sup> )
Septembre	5,52	0,22
Octobre	8,55	0,34
Novembre	11,92	0,48
Décembre	17,12	0,68
Janvier	14,3	0,57
Février	12,07	0,48
Mars	11,26	0,45
Avril	9,36	0,37
Mai	6,01	0,24
Juin	2,25	0,09
Juillet	0,54	0,02
Août	1,1	0,04
Total	100	4

répartitions mensuelles des apports



**Figure. (II.13):** Répartition mensuelle des apports

**II.3.3) Calcul du coefficient de variation:**

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation Cv, estimé dans notre cas, à défaut d'information hydrométriques, par des formules empiriques:

**a).Formule de PADOUN:**

$$C = k \cdot \frac{1}{M_0} \dots\dots\dots (II-38)$$

Avec:  $0,25 < K < 1$ , on prend  $K=0,7$  et  $M_0$ : débit ou module spécifique ( $l/s/Km^2$ ).



**b).Formule de Sokolovski-Chevelev:**

$$C_v = 0.78 - 0.291 \text{Log} (M_0) - 0.063 \text{Log} (S + 1) \dots\dots\dots (II-39)$$

Avec :

- S: superficie du bassin versant.
- M<sub>0</sub>: débit ou module spécifique en (l/s/Km<sup>2</sup>).

**c).Formule d’Ugiprovodkhoz:**

$$C = \frac{0.78}{M_0} \dots\dots\dots (II-40)$$

M<sub>0</sub>: débit ou module spécifique en (l/s/Km<sup>2</sup>).

**d).Formule d'Antonov:**

$$C_v = \frac{0.78}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots (II-41)$$

Les différentes valeurs de C<sub>v</sub> sont données par le tableau suivant:

**Tableau (II.21):** Récapitulatif des coefficient de variation C<sub>v</sub>

Formules	C <sub>v</sub>
PADOUN	0,42
SOKOLOVSKY-CHEVELEV	0,46
UGIPROVODKHOZ	0,55
ANTONOV	0,40
Moyenne	0,46

La valeur de C<sub>v</sub> = 0,46 obtenue par la formule de SOKOLOVSKY est finalement adoptée.

**II.3.4) Les apports fréquentiels:**

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

$$A_{p\%} = A_0 * (F_{p\%} * C_v + 1) \dots\dots\dots (II-42)$$

Avec :

- A<sub>0</sub>: apport de fréquence donnée.
- A<sub>0</sub>: apport moyen annuel (Hm<sup>3</sup>)
- F<sub>p%</sub>: fonction de RYBKINE-FAUSTER tabule en fonction de C<sub>v</sub>, Cs et P%.
- C<sub>v</sub>: coefficient de variation

$C_s$  : coefficient d'asymétrie

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant:

**Tableau(II.22) : Apports fréquentiels.**

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Apport A (hm <sup>3</sup> )
1.25	80	- 0,84	1,83
10	10	1,28	4,75
20	5	1,64	5,25
50	2	2,05	5,81
100	1	2,33	6,19
1000	0,1	3,16	7,34

**II.3.4.1) Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%**

**Tableau (II.23) : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.**

Mois	$A_{80\%}$ (hm <sup>3</sup> )	$A_{80\%}$ (%)
Septembre	0,13	5,51
Octobre	0,21	8,54
Novembre	0,29	12,00
Décembre	0,41	17,00
Janvier	0,35	14,25
Février	0,29	12,00
Mars	0,27	11,25
Avril	0,23	9,25
Mai	0,15	6,00
Juin	0,05	2,25
Juillet	0,01	0,50
Août	0,02	1,00
Total	2,44	100,00

**II.4) Les apports solides:**

Le débit solide au bassin versant du barrage de Charchar peut être déterminé d'après les levés effectués aux retenues existantes. Les barrages les plus proches sont les barrages de Guenitra (256t/km<sup>2</sup>.an) au sud-ouest et celui de Zardezas (2609 t/km<sup>2</sup>.an) qui est plus loin au sud-est du barrage de Charchar. Le barrage de H.Debach, au sud est du site du barrage de Charchar a un débit solide de 213 t/km<sup>2</sup>.an.

Une approche du rendement en sédiment régional est normalement utilisée quand des données sur des sédiments en suspension au site du barrage de Charchar ne sont pas disponibles.

A partir des évaluations des trois barrages, celui de Guenitra, Zardezas, il peut être déduit que le rendement en sédiment pour le barrage de Charchar varie entre 200 et 2600 t/km.an.

**a)Formule de TIXERONT:**

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

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots\dots\dots (II-43)$$

Avec :

T<sub>s</sub> : le transport solide en (t/Km<sup>2</sup>/an).

L<sub>0</sub> : la lame écoulée en (mm).204mm

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

AN ; T<sub>s</sub>=776.16 (t/Km<sup>2</sup>/an).

**II.5) Etude des crues:**

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquentiels et la définition de la forme de l'hydrogramme.

La détermination de ce hydrogramme ne reste pas sans difficultés quant au choix de la méthode utilisée surtout en absence de données.

Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l'estimation des débits maximal probables, et nous procéderons pour la construction de ces hydrogramme de crues par la méthode des isochrones ou la méthode de l'hydrogramme synthétique

Les paramètres définissant une crue est :

- 1- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- 2- Le volume de la crue.
- 3- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
- 4- Le temps de base.

**II.5.1) Détermination des débits maximum de la crue :**

**a) Formule de Sokolovsky:**

$$Q_{\%} = \frac{P_{tc}}{T_c} \cdot S \cdot \alpha \cdot f \dots\dots\dots (II-44)$$

S: superficie du bassin versant en Km<sup>2</sup>.

P<sub>tc</sub>: pluies de courte durée en mm.

T<sub>c</sub>: temps de concentration en heurs.

α: coefficient de ruissellement du bassin versant (0,6 < α < 0,8)

f: coefficient de forme de l'hydrogramme de crue f = 1,04.

**b) Formule de Mallet-Gauthier:**

$$Q_{\%} = 2K \text{Log}(1 + AP) \frac{P}{1 + 4\text{Log}T - \text{Log}S} \dots\dots\dots (II-45)$$

S: superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

L<sub>p</sub>: longueur du talweg principal (Km).

A: coefficient régional pris égal à 20.

K: constante qui dépend des caractéristiques du bassin versant pris égal a 2.

P: précipitation moyenne interannuelle.

T: période de retour en années.

**c)Formule de Turazza:**

$$Q_{\%} = \frac{C \cdot I_t}{T_c} \dots\dots\dots (II-46)$$

S: superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

T<sub>c</sub>: temps de concentration.

I<sub>t</sub>: intensité des pluies fréquentielles (en mm/h).

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée ;

- ⎧ C=0.6 pour P= 10%
- ⎧ C=0.7 pour P= 1 %
- ⎧ C=0.8 pour P= 0.1 %

**d) Formule d'Alexeev:**

$$Q_{\%} = 0,34 P / \dots\dots\dots (II-47)$$

P<sub>tc</sub>: pluies de courte durée.

**e) Formule empirique de FRANCOU-RODIER :**

Francou-Rodier se base sur des débits de pointe de crue maximaux mesurés à partir de régions hydrologiquement homogènes en comparaison avec le bassin versant concerné, et suivis par une courbe d'enveloppe, qui peut alors être considérée comme la limite maximale des débits de pointe de crue attendus. Francou et Rodier (1967) ont rédigé un catalogue d'environ 1200 débits de pointe de crue maximaux enregistrés, représentant la plupart des régions du monde.

L'équation Francou-Rodier est la suivante :

$$Q = 10^6 (A/10^8)^{1-0,1K} \dots\dots\dots (II-48)$$

Où

Q = débit de pointe de crue (m<sup>3</sup>/s)

10<sup>6</sup> = Apport Moyen Annuel de toutes les terres drainées sur la planète

A = superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>)

10<sup>8</sup> = superficie totale des terres drainées sur la planète (km<sup>2</sup>)

K = coefficient régional exprimant la magnitude relative de la crue

= 10 (1 – tan x), où x est la pente de la ligne de l'enveloppe et varie

Entre 0 et 6,5.

Afin de pouvoir appliquer l'approche Francou-Rodier au bassin versant du barrage

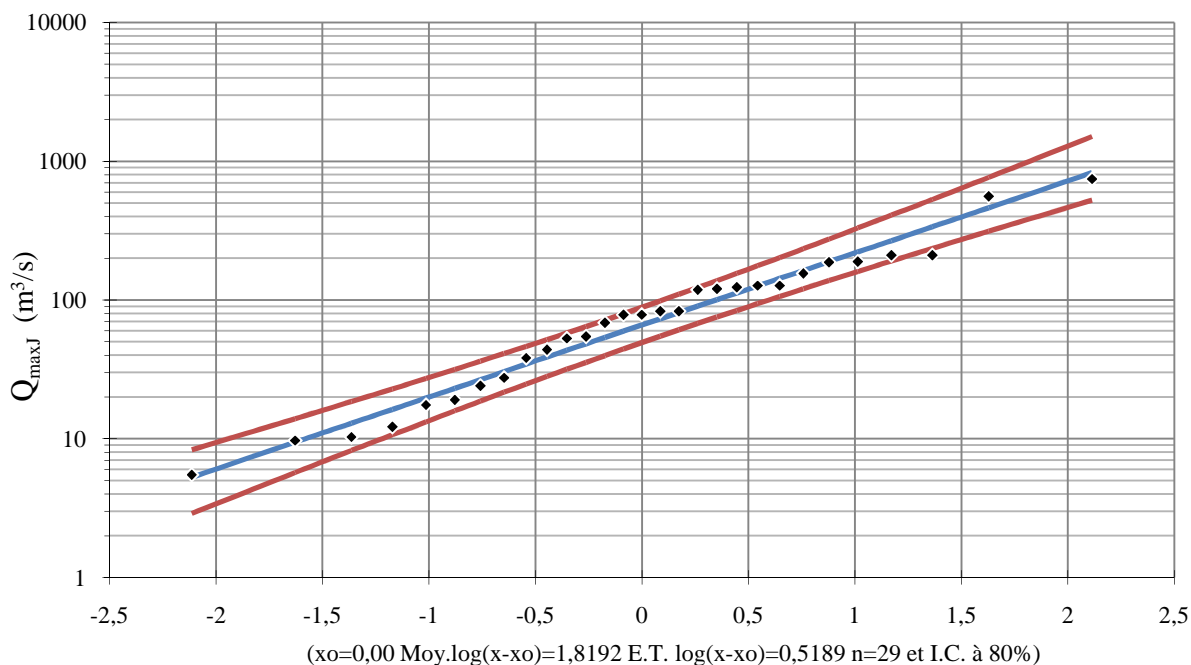
de Charchar, une estimation de la valeur K pertinente est nécessaire. Des estimations de la valeur K ont été déterminées en utilisant l'approche suivante :

Les débits de pointe de crue enregistrés à la station hydrométrique (03-09-01) sont indiqués dans le Tableau (II-24), alors que la Figure(II.14) montre la représentation graphique des fonctions probabilistes de la station hydrométrique (03-09-01). Le Tableau (II-25) indique les périodes de récurrence des débits de pointe de crue calculées en appliquant une distribution probabiliste de Galton (loi log normale) aux données des crues annuelles pour la station 03-09-01.

**Tableau (II.24) :** les Points des débits journaliers enregistrés à la station hydrométrique  
CODE : 09-03-01(source ANRH)

années	$Q_{max,j}$ (m <sup>3</sup> /s)		
1973/1974	19	1987/1988	10,30
1974/1975	78,02	1988/1989	127,00
1975/1976	52,88	1989/1990	38,25
1976/1977	54,38	1990/1991	120,10
1977/1978	9,72	1991/1992	78,30
1978/1979	68,35	1992/1993	155,00
1979/1980	27,50	1993/1994	82,80
1980/1981	17,50	1994/1995	210,10
1981/1982	23,98	1995/1996	188,60
1982/1983	82,77	1996/1997	5,48
1983/1984	745,08	1997/1998	127,00
1984/1985	558,60	1998/1999	118,30
1985/1986	12,17	1999/2000	186,60
1986/1987	123,55	2000/2001	209,70
		2001/2002	43,75

Ajustement à une loi Log-normale



**Figure. (II.14):** Distribution probabiliste loi de Galton (loi log normale) utilisée pour la Distribution des pointes de crues de la station hydrométrique (03-09-01)

En utilisant les valeurs K déterminées dans la section précédente, le Tableau (II-26) indique les pointes de crues calculées pour le barrage de Charchar.

**Tableau (II.25):** Débits de pointe de crue du barrage de Charchar, basés sur les valeurs K transférées

Péri- retour	Fréquence p%	U de gauss	Qmax(m <sup>3</sup> /s)	Valeur K	Q' max (m <sup>3</sup> /s)
10	0,9	1,282	305	3,67	62,9
20	0,95	1,645	471	3,86	84,2
50	0,98	2,054	767	4,05	113,0
100	0,99	2,327	1063	4,17	135,6
200	0,995	2,576	1432	4,28	158,6
500	0,998	2,88	2055	4,39	189,8
1000	0,999	3,091	2647	4,47	214,4
10000	0,9999	3,719	5609	4,69	298,9

$Q_{max,j}$  ; débit de pointe de bassin versant oued safsaf dont superficie (S=322km<sup>2</sup>) le débit mesuré a partir de station Hydrométrique (03-09-01)

$Q'_{max,j}$  ; débit de pointe de bassin versant oued Charchar dont superficie (S=23km<sup>2</sup>) le débit est déterminé a partir de L'équation Francou-Rodier

#### f) Crue régionale maximale, en utilisant l'approche Francou-Rodier

L'approche Francou-Rodier a été utilisée pour produire des estimations de la Crue Régionale Maximale (CRM).

Selon Alexander (2000), la valeur K pour l'Afrique du Nord varie entre 4,7 et 5,0.

Pour k=4,75 est donner une crue maximale régionale 325m<sup>3</sup>/s

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau (II.26) :** les débits maximum de la crue à différents périodes de retour.

Péri-retour	Francou-Rodier	Sokolovsky	Mallet-Gautier	Alexeev	Turazza
10	62,9	2,95	66,5	22,67	27,61
20	84,2	6,76	76,8	30,35	35,61
50	113,0	9,54	88,5	35,22	46,11
100	135,6	13,03	96,4	40,92	60,20
1000	214,4	26,58	119,0	61,14	92,98
10000	298,9	-	137,9	-	-
CRM (k=4,75)	325				

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de Francou-Rodier : car elle est basée sur des données hydrométriques réelles.

**Tableau (II.27) :** Débits de pointe de crue recommandés (m<sup>3</sup>/s) pour le bassinVersant du barrage de Charchar (ANBT).

Période de retour	débits de pointe de crue recommandes
10	115
20	135
50	160
100	180
200	200
1000	325

**II.6) Hydrogramme de crue:**

La forme des crues (temps de montée et de décrue) est déterminée a l'aide de la méthode de Sokolovsky qui assimile l'hydrogramme de crue a deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par:

$$Q_t = Q_{max} \% \left( \frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots (II-49)$$

Et l'autre pour la décrue exprimée par:

$$Q_t = Q_{max} \% \left( \frac{t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (II-50)$$

Qmax (%): débit maximum de fréquence donnée.

Qt: débit instantané au moment (t).

t<sub>m</sub>, t<sub>d</sub>: temps de montée et de décrue.

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

Temps de base:  $t_b = t_m + t_d \dots\dots\dots (II-51)$

On considère généralement que: t<sub>d</sub> =2 t<sub>m</sub>, et t<sub>m</sub> = t<sub>c</sub> (pour des petits bassins).

On a donc:

$$\left\{ \begin{array}{l} t_m = t_c = 2,7 \text{ h} \\ t_d = 2 t_m = 5,4 \text{ h} \\ t_b = t_m + t_d = 8,1 \text{ h} \end{array} \right.$$

Pour construire l'hydrogramme des crues de l'Oued CHARCHAR, nous avons utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 10%, 5% , 2% , 1% , 0.1%, 0.01%, les résultats obtenus ainsi que l'hydrogramme de crues sont exposées dans le tableau et la figure suivantes.



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

période de retour (ans)	10	20	50	100	200	1000
Fréquence Temps(h)	10	5	2	1	0,5	0,1
0	0,00	0,00	0	0,00	0,00	0,00
0,3	1,42	1,67	2	2,22	2,47	4,01
0,6	5,68	6,67	8	8,89	9,88	16,05
0,9	12,78	15,00	18	20,00	22,22	36,11
1,2	22,72	26,67	32	35,56	39,51	64,20
1,5	35,49	41,67	49	55,56	61,73	100,31
1,8	51,11	60,00	71	80,00	88,89	144,44
2,1	69,57	81,67	97	108,89	120,99	196,60
2,4	90,86	106,67	126	142,22	158,02	256,79
<b>2,7</b>	<b>115</b>	<b>135,00</b>	<b>160</b>	<b>180,00</b>	<b>200,00</b>	<b>325,00</b>
3	96,88	113,73	134,79	151,64	168,48	273,79
3,3	80,77	94,81	112,37	126,42	140,47	228,26
3,6	66,55	78,13	92,59	104,17	115,74	188,08
3,9	54,11	63,52	75,28	84,69	94,10	152,91
4,2	43,32	50,86	60,27	67,81	75,34	122,43
4,5	34,07	40,00	47,41	53,33	59,26	96,30
4,8	26,25	30,81	36,52	41,08	45,64	74,17
5,1	19,72	23,15	27,43	30,86	34,29	55,73
5,4	14,38	16,88	20,00	22,50	25,00	40,63
5,7	10,10	11,85	14,05	15,80	17,56	28,53
6	6,76	7,94	9,41	10,59	11,76	19,11
6,3	4,26	5,00	5,93	6,67	7,41	12,04
6,6	2,46	2,89	3,43	3,86	4,29	6,97
6,9	1,26	1,48	1,76	1,98	2,19	3,57
7,2	0,53	0,63	0,74	0,83	0,93	1,50
7,5	0,16	0,19	0,22	0,25	0,27	0,45
7,8	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,06
8,1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

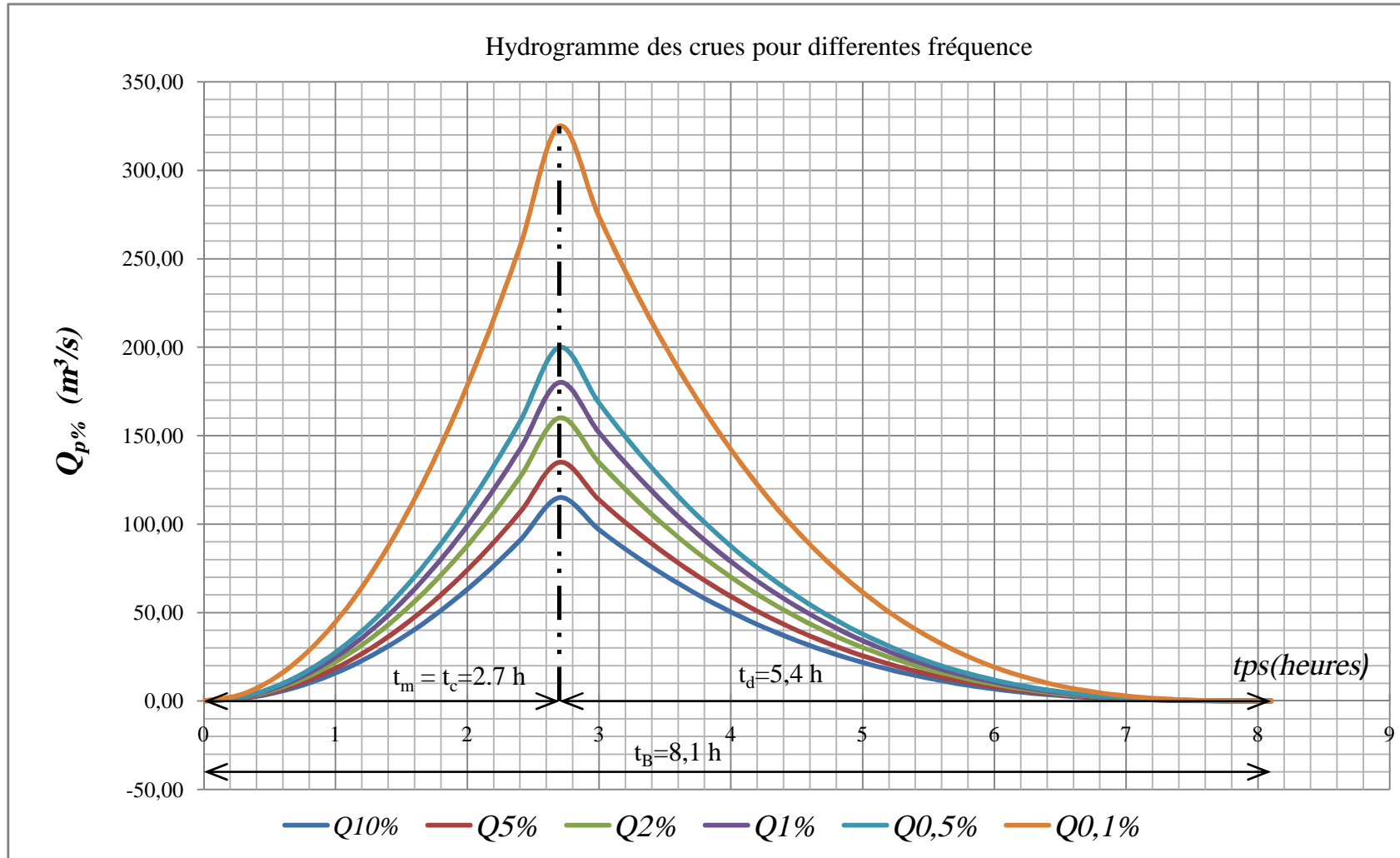


Figure. (II.15): Hydrogrammes des crues pour différentes périodes de retour

**II.7) Choix de la crue de projet:**

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval.

Pour cela il faut déterminer cette crue en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue, elle est calculée sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues.

Dans ce contexte, nous sommes amenés à faire un choix car il est évident que nous ne pourrions jamais protéger un ouvrage contre toutes les crues pouvant survenir, notre choix est porté sur une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité.

Dans notre cas, nous allons opter pour la crue 1000 ans voyant le risque potentiel et les dommages que causera la rupture du barrage qui sont très importants selon la classification du comité national australien des grands barrages (CNAGB), (les difficultés géologiques et géotechniques sont compliquées, et que le risque en aval est élevé) (village de Bouchtata), et vu l'importance du présent ouvrage, ainsi que la crue 1000 ans est la plus recommandée dans de tels cas.

**Tableau (II.29) : Crue de projet recommandée (source : CNAGB)**

Catégories des dommages	Crue de projet recommandée de probabilité de dépassement annuelle
Elevés - Perte de vie -Dommages considérables	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

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,1% (T = 1000 ans)

$Q_{0.1\%} = 325,0 \text{ m}^3/\text{s}$  pour assurer la sécurité de l'ouvrage.

**II.8) Etude de Régularisation:**

Le but de la régularisation est de déterminer la capacité optimum de la retenue de barrage qui permet de rendre réguliers les débits de l'oued CHARCHAR afin de satisfaire les besoins en eau d'AEP et d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible.

Il existe deux types de régularisation sont utilisés:

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Pour notre étude, ces deux types seront étudiés.

**II.8.1) Répartition des besoins :**

La répartition mensuelle des besoins en AEP et d'irrigation obtenue auprès de l'ANBT est donnée au tableau II.30.

**Tableau (II.30) ;** La répartition mensuelle des besoins en AEP et d'irrigation.

mois	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S
$U_{80\%}$ $Hm^3$	0,108	0,091	0,082	0,07	0,06	0,05	0,233	0,305	0,375	0,408	0,325	0,225

Source ANBT

**II.8.2) Courbes caractéristiques du Barrage :**

Une relation superficie-capacité pour le barrage de Charchar, indiquée dans le Tableau II-31, a été obtenue à partir d'une levée (échelle 1 : 1 000) effectuée dans le bassin du barrage. La courbe se trouve en Figure II-16.

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

$$\Delta V = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \dots\dots\dots (II-52)$$

Avec :

- $S_i$  : 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  $m^2$
- $\Delta H$  : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives
- $\Delta V_i$  : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives ( $m^3$ )

Le Tableau suivant donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

- Les Courbes volumétriques— courbe capacité – hauteur :  $H = f(V)$ .
- courbe capacité – surface:  $S = f(V)$ .

**Tableau (II. 31):** Caractéristiques topographiques du barrage.

Côte (mNGA)	H (m)	Surface (km <sup>2</sup> )	S <sub>moy</sub> (km <sup>2</sup> )	ΔH (m)	ΔV (Hm <sup>3</sup> )	V <sub>i</sub> (Hm <sup>3</sup> )	H <sub>moy</sub> (m)
85	0.0	0	0	0	0	0	0.0000
			0.002	3	0.006		
88	3.0	0.003	0.0065	2	0.013	0.006	2.0000
			0.015	2	0.03		
90	5.0	0.01	0.0305	3	0.0915	0.019	1.9000
			0.058	2	0.116		
92	7.0	0.02	0.1055	3	0.3165	0.049	2.4500
			0.204	5	1.02		
95	10.0	0.041	0.387	5	1.935	0.1405	3.4268
			0.608	5	3.04		
97	12.0	0.075	0.834	5	4.17	0.2565	3.4200
			1.102	6.5	7.163		
100	15.0	0.136				0.573	4.2132
105	20.0	0.272				1.593	5.8566
110	25.0	0.502				3.528	7.0279
115	30.0	0.714				6.568	9.1989
120	35.0	0.954				10.738	11.2558
126.5	41.5	1.25				17.901	14.3208

$$\Delta V = -S \Delta H = - \times 0.003 \times 3 = 0.006 \text{ Hm}$$

La courbe capacité-hauteur est représentée dans la figure suivante.

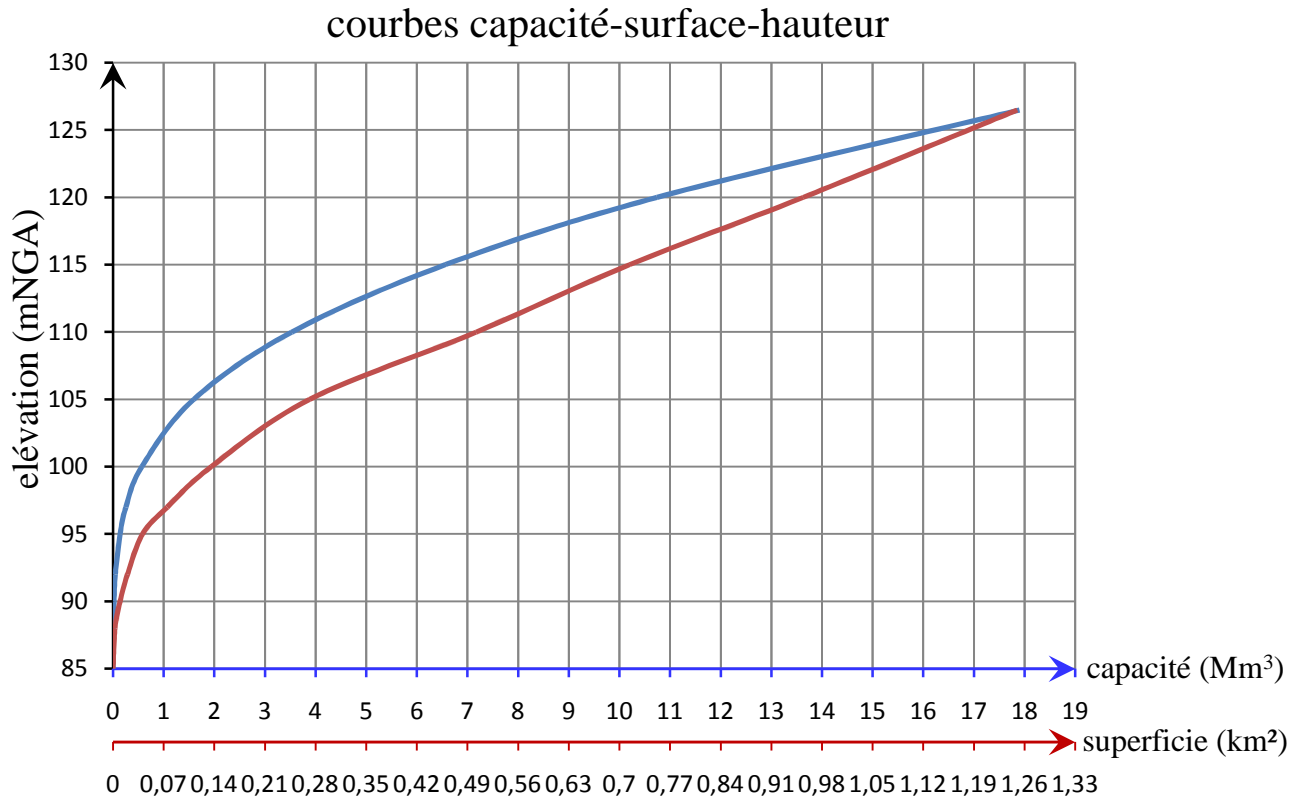


Figure. (II.16): relation hauteur/superficie/capacité

II.8.3) Volume mort:

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits (B.Touaibia, 2001)

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

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

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{\dots}{\dots} \dots\dots\dots (II-53)$$

AN:

- T : Durée de vie du barrage (50 ans);
- E<sub>s</sub> : érosion spécifique en tonne /Km<sup>2</sup>.an (1500 T/Km<sup>2</sup>.an)
- m : pourcentage des alluvions restant dans le lac (71%)
- S : Surface du bassin versant 23Km<sup>2</sup>
- τ : Poids volumique de la vase en kg/m<sup>3</sup> (1,6 T/m<sup>3</sup>)

Donc **V<sub>m</sub> = 0,75 Hm<sup>3</sup>**

**2. Formule de TIXERONT :**

Le volume mort est estimé à :

$$V = (1,05 - 1,10) \frac{\dot{Q}_s}{\delta_s} \dots\dots\dots (II-54)$$

Qs : Le débit solide (t/an)

δs : Poids spécifique de la vase humide (δs = 1,6 T/m<sup>3</sup>).

$$Q_s = T_s * S \dots\dots\dots (II-55)$$

S : Superficie du bassin versant.

AN : Qs =17851.68t/an

T : Délai de service ; T = 50 ans.

D'où :

$$V_m = 0,61 \text{ Hm}^3$$

**II.8.4) Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes:**

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

Du tableau (III.32) on a :

$$V_s = 1,359 \text{ Hm}^3$$

$$V_d = 1,281 \text{ Hm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u = V_d \quad \text{Alors : } V_u = 1,281 \text{ Hm}^3$$

**Le volume de la retenue normale sera :**

$$V_{NNR} = V_u + V_m \dots\dots\dots (II-56)$$

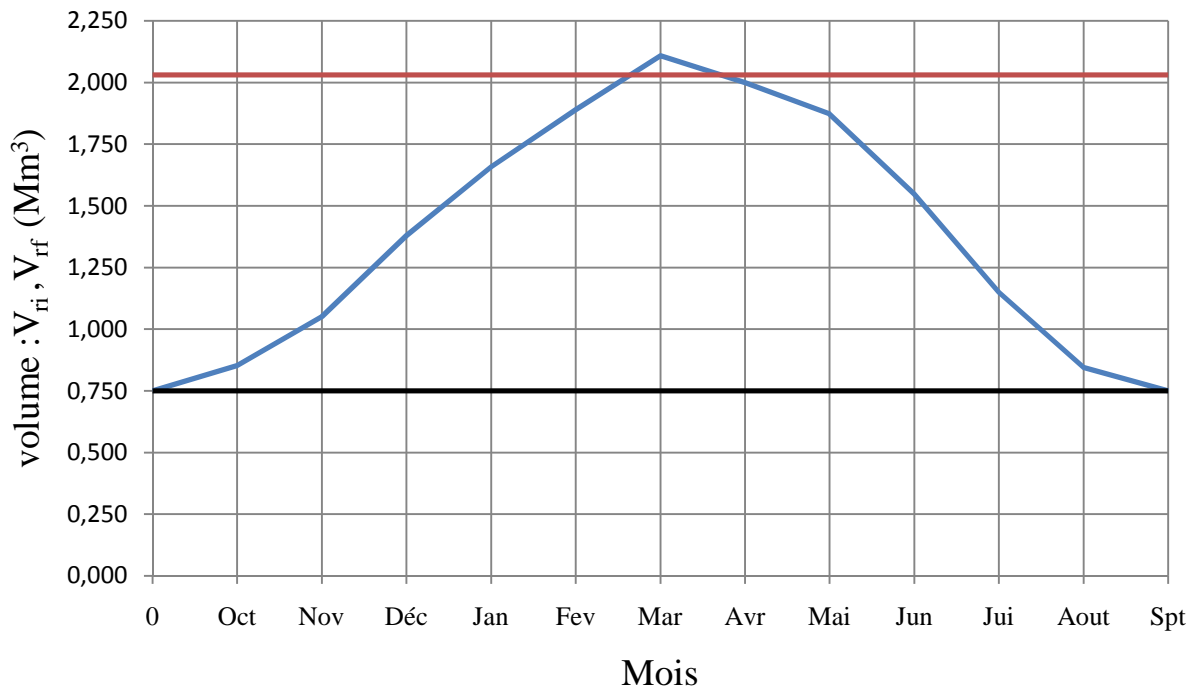
$$\text{D'où : } V_{NNR} = 2,031 \text{ Mm}^3$$

**Tableau (II.32) : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm<sup>3</sup>).**

Mois	A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	A <sub>80%</sub> -U <sub>80%</sub>	1 <sup>ère</sup> consigne			2 <sup>ème</sup> consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
<b>Octobre</b>	0,210	0,108	0,102		0,750		0,672	0,750	0,078
<b>Novembre</b>	0,290	0,091	0,199	0,852	0,852		0,774	0,774	
<b>Décembre</b>	0,410	0,082	0,328	1,051	1,051		0,973	0,973	
<b>Janvier</b>	0,350	0,07	0,280	1,379	1,379		1,301	1,301	
<b>Février</b>	0,290	0,06	0,230	1,659	1,659		1,581	1,581	
<b>Mars</b>	0,270	0,05	0,220	1,889	1,889		1,811	1,811	
<b>Avril</b>	0,230	0,233	-0,003	2,109	2,031	0,078	2,031	2,031	
<b>Mai</b>	0,150	0,305	-0,155	2,028	2,028		2,028	2,028	
<b>juin</b>	0,050	0,375	-0,325	1,873	1,873		1,873	1,873	
<b>juillet</b>	0,010	0,408	-0,398	1,548	1,548		1,548	1,548	
<b>Aout</b>	0,020	0,325	-0,305	1,150	1,150		1,150	1,150	
<b>septembre</b>	0,130	0,225	-0,095	0,845	0,845		0,845	0,845	
				0,750	0,750	0,078	0,750	0,750	0,078



1<sup>ère</sup> consigne d'exploitation



2<sup>ème</sup> consigne d'exploitation

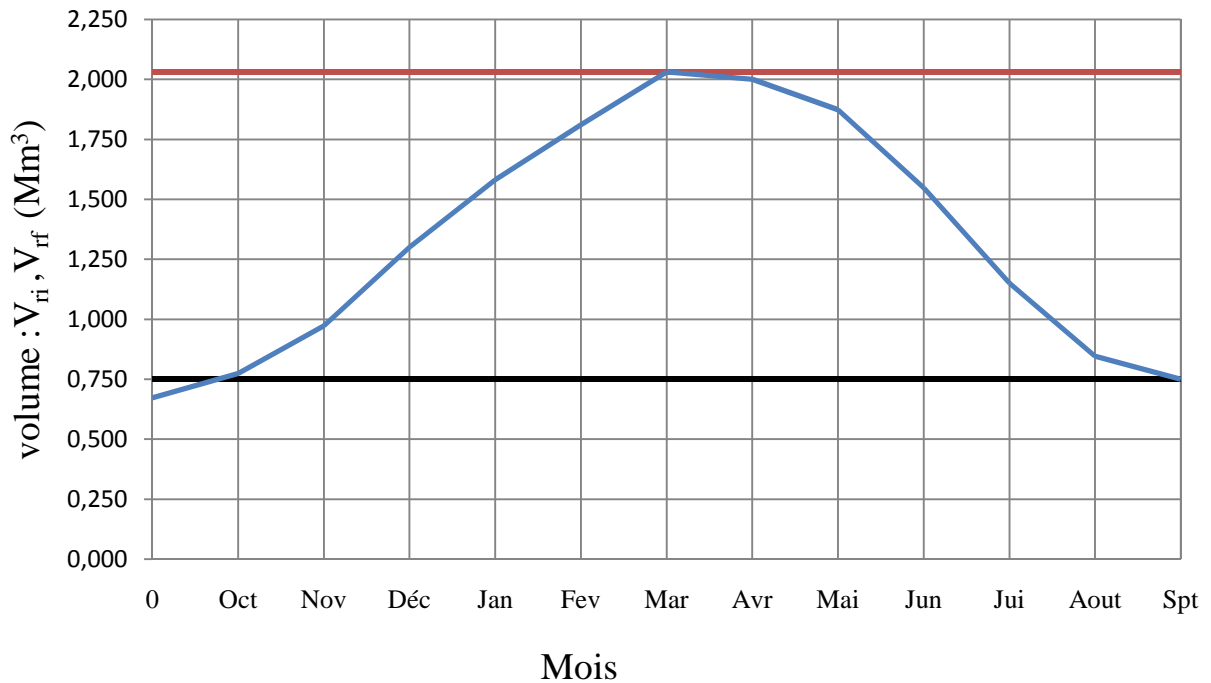


Figure. (II.17): Graphiques d'exploitation (sans pertes)

**II.8.5) 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:  $V_{evp} = E_v \cdot S_{moy}$  ..... (II-57)

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

$E_s$  : Evaporation mensuelle (m).

$S_{moy}$  : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen ( $V_{moy}$ ). Tiree de la courbe (capacité-hauteur)

B) Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$V_{inf} = \dots$  ..... (II-58)

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

$\delta$  : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau IV.32.

**Tableau (II.33) :** valeurs de  $\delta$  en fonction des conditions hydrogéologiques.

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	$\delta$	
		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

Dans notre cas, on prend  $\delta=0,5$

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau III.35 suivant :

Tableau (II.34) : Les volumes des pertes dans la retenue :

Mois	Vri (Mm <sup>3</sup> )	Vri-1 (Mm <sup>3</sup> )	Vmoy (Mm <sup>3</sup> )	Smoy (km <sup>2</sup> )	Es (m)	Vevp (Mm <sup>3</sup> )	Vinf (Mm <sup>3</sup> )	II (Mm <sup>3</sup> )
Octobre	0,852	0,750	0,801	0,38	0,102	0,0006	0,0004	0,001
Novembre	1,051	0,852	0,9515	0,4	0,060	0,0005	0,0005	0,001
Décembre	1,379	1,051	1,215	0,41	0,043	0,0004	0,0006	0,001
Janvier	1,659	1,379	1,519	0,58	0,047	0,027	0,008	0,001
Février	1,889	1,659	1,774	0,6	0,057	0,034	0,009	0,001
Mars	2,031	1,889	1,96	0,62	0,092	0,0004	0,0006	0,001
Avril	2,028	2,031	2,0295	0,63	0,122	0,0003	0,0007	0,001
Mai	1,873	2,028	1,9505	0,61	0,155	0,001	0,0080	0,009
juin	1,548	1,873	1,7105	0,6	0,183	0,001	0,009	0,010
juillet	1,150	1,548	1,349	0,45	0,211	0,008	0,007	0,015
Aout	0,845	1,150	0,9975	0,4	0,200	0,010	0,005	0,015
septembre	0,750	0,845	0,7975	0,38	0,149	0,006	0,004	0,010

**Tableau (II.35) : Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :**

Mois	A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	II(Mm <sup>3</sup> )	A <sub>80%</sub> -(U <sub>80%</sub> +II)	1 <sup>ère</sup> consigne			2 <sup>ème</sup> consigne		
					Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
<b>Octobre</b>	0,210	0,108	0,001	0,101		0,750		0,738	0,750	0,012
<b>Novembre</b>	0,290	0,091	0,001	0,198	0,851			0,839		
<b>Décembre</b>	0,410	0,082	0,001	0,327	1,049			1,037		
<b>Janvier</b>	0,350	0,07	0,001	0,279	1,376			1,364		
<b>Février</b>	0,290	0,06	0,001	0,229	1,655			1,643		
<b>Mars</b>	0,270	0,05	0,001	0,219	1,884			1,872		
<b>Avril</b>	0,230	0,233	0,001	-0,004	2,103	2,091	0,012	2,091		
<b>Mai</b>	0,150	0,305	0,009	-0,164	2,087			2,087		
<b>juin</b>	0,050	0,375	0,010	-0,335	1,923			1,923		
<b>juillet</b>	0,010	0,408	0,015	-0,413	1,588			1,588		
<b>Aout</b>	0,020	0,325	0,015	-0,320	1,175			1,175		
<b>septembre</b>	0,130	0,225	0,010	-0,105	0,855			0,855		
					0,750		0,012	0,750	0,750	0,012

D'après le tableau on a :

$$V_s' = 1,353 \text{Hm}^3$$

$$V_d' = 1,341 \text{Hm}^3 \quad V_s' > V_d' \Rightarrow V_u' = V_d' = 1,341 \text{Hm}^3$$

Donc  $V_{NNR} = 2,091 \text{Hm}^3$

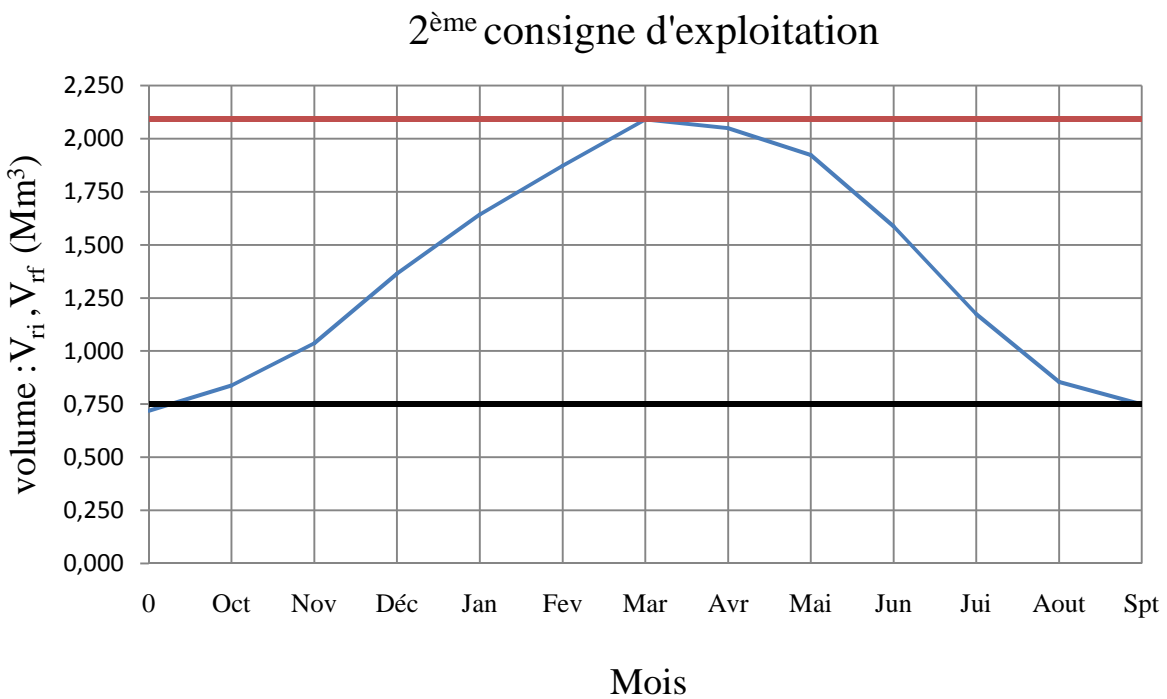
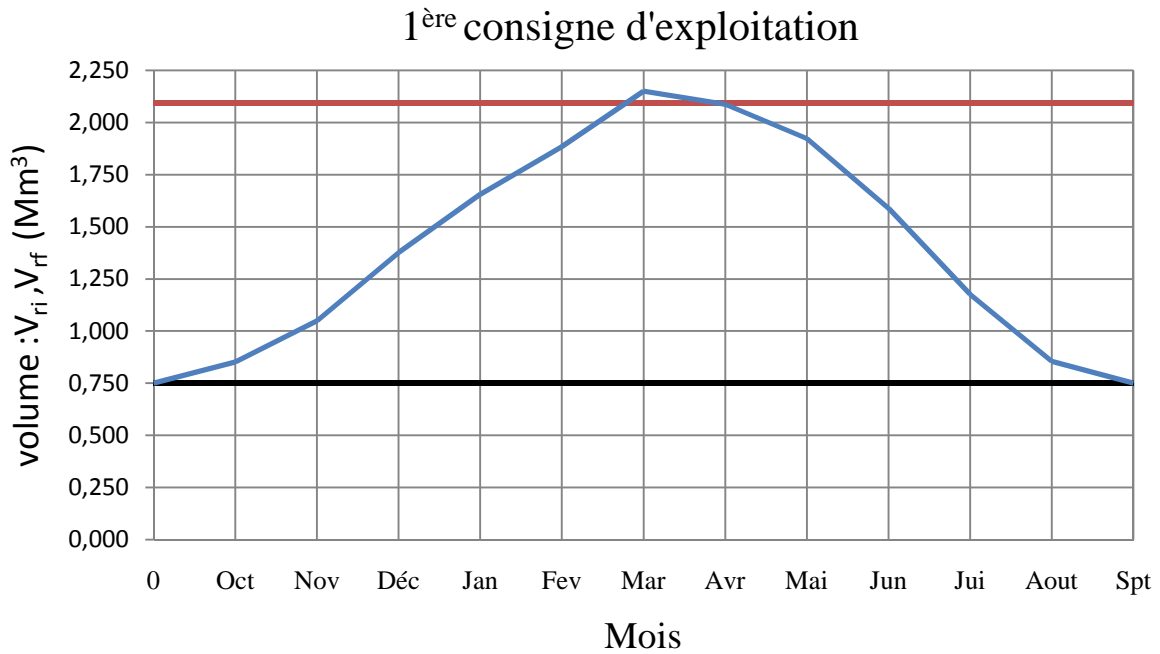


Figure. (II.18): Graphiques d'exploitation (avec pertes)

**C) Estimation de l'erreur :**

On a :  $\zeta = \frac{V_u}{V_{NNR}} \cdot 100 \dots\dots\dots (II-59)$

$$\zeta = \frac{1,341}{2,091} \cdot 100 = 4,47\% < 5\%$$

En prend **Vu=1,341 Hm<sup>3</sup>**

Le volume au niveau normal de la retenue est:  $V_{NNR} = V_M + V_U \dots\dots\dots (II-60)$

$$V_{NNR} = 2,091 \text{ Hm}^3$$

**II.9) la régularisation interannuelle :**

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire la consommation durant plusieurs années, il y a plusieurs méthodes de calcul, on cite:

- 1- Méthode du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel:
- 2- Méthode du volume utile interannuel par la méthode Pléchkov-Svaizé:

**II.9.1) Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel:**

Cette méthode basée sur les caractéristiques de l'échantillon. Elle consiste à déterminer le déficit pendant des années sèches. Donc il faut disposer d'une série des débits moyens annuels exprimés en coefficient de débit  $K_i = \frac{V_i}{V_o}$  et un coefficient de régularisation  $\alpha$ .

On a :  $V_{u_{int}} = V_s + V_{int} \dots\dots\dots (II-61)$

Le volume interannuel dont la relation :

$$V_{u_{int}} = \beta_{plur} \cdot W_o \dots\dots\dots (II-62)$$

$$\beta_{Plur} = \max (D) = \max [(\alpha - K_{p\%}) \cdot n] \dots\dots\dots (II-63)$$

Avec :  $\alpha$  : Coefficient de régularisation

$K_{p\%}$  : Coefficient de l'hydraulicité

$$K_{p\%} = F_{p\%} C_v^{(n)} + 1 \dots\dots\dots (II-64)$$

Avec :  $C_v$  : Coefficient de variation

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

$$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}} ; C_s^{(n)} = \frac{C_s}{\sqrt{n}} \dots\dots\dots (II-65)$$

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

D'après le **Tableau.III.4** de calcul dans l'ANNEXE III .on trouve :  $\beta_{\text{plur}} = 0,7635$

$$V_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur}} W_0 = 0,7635 \cdot 4 \qquad V_{\text{plur}} = 3,054 \text{ Mm}^3.$$

**Donc :**  $V_{\text{uint}} = V_s + V_{\text{int}} = 1,341 + 3,054 = 4,40 \text{ Mm}^3$

Volume au niveau normal de la retenue est:  $V_{\text{NNR}} = V'_m + V_U$

$$V_{\text{NNR}} = 5,145 \text{ Mm}^3$$

**II.9. 2) Calcul du volume utile interannuel par la méthode graphique :**

Pour la régularisation interannuelle de l'écoulement, le volume utile de la retenue est divisé en 2 composantes (saisonniers et interannuelle)

Cette composante pluriannuelle est déterminée graphiquement après avoir tracé la courbe des valeurs cumulées ;  $\sum (k - 1) = (n) \dots \dots \dots (II.66)$

Avec :  $k = \dots \dots \dots (II.67)$

coefficient de débit et  $n$  : nombre d'années d'observations

La trace de la courbe  $\sum (k - 1) = (n)$  nécessite une série hydrologique.

Parallèlement à ce tracé, on construit une échelle dite échelle rayonnante de rayon  $p$  du coefficient de l'écoulement régularisé comme montre la **Figure III.19**

Avec :  $\alpha = \dots \dots \dots (II.68)$

$w_b$ ; volume régularisé (demandé) et  $W$  : apport moyen interannuelle

Pour notre cas on prend :  $\alpha = 0.95$

Calcule échelle rayonnante : le rayon minimal de cette échelle est calculé de la manière

suiivante :  $p = \frac{\sum (k - 1)}{\alpha} \dots \dots \dots (II.69)$

$M_{\sum (k - 1)}$  : Echelle de l'axe des ordonnées de la courbe réduit=0,250

$M$  : Échelle de l'axe des abscisses =1

$M_{\alpha}$  : Échelle de la partie verticale de l'échelle rayonnante=0.1

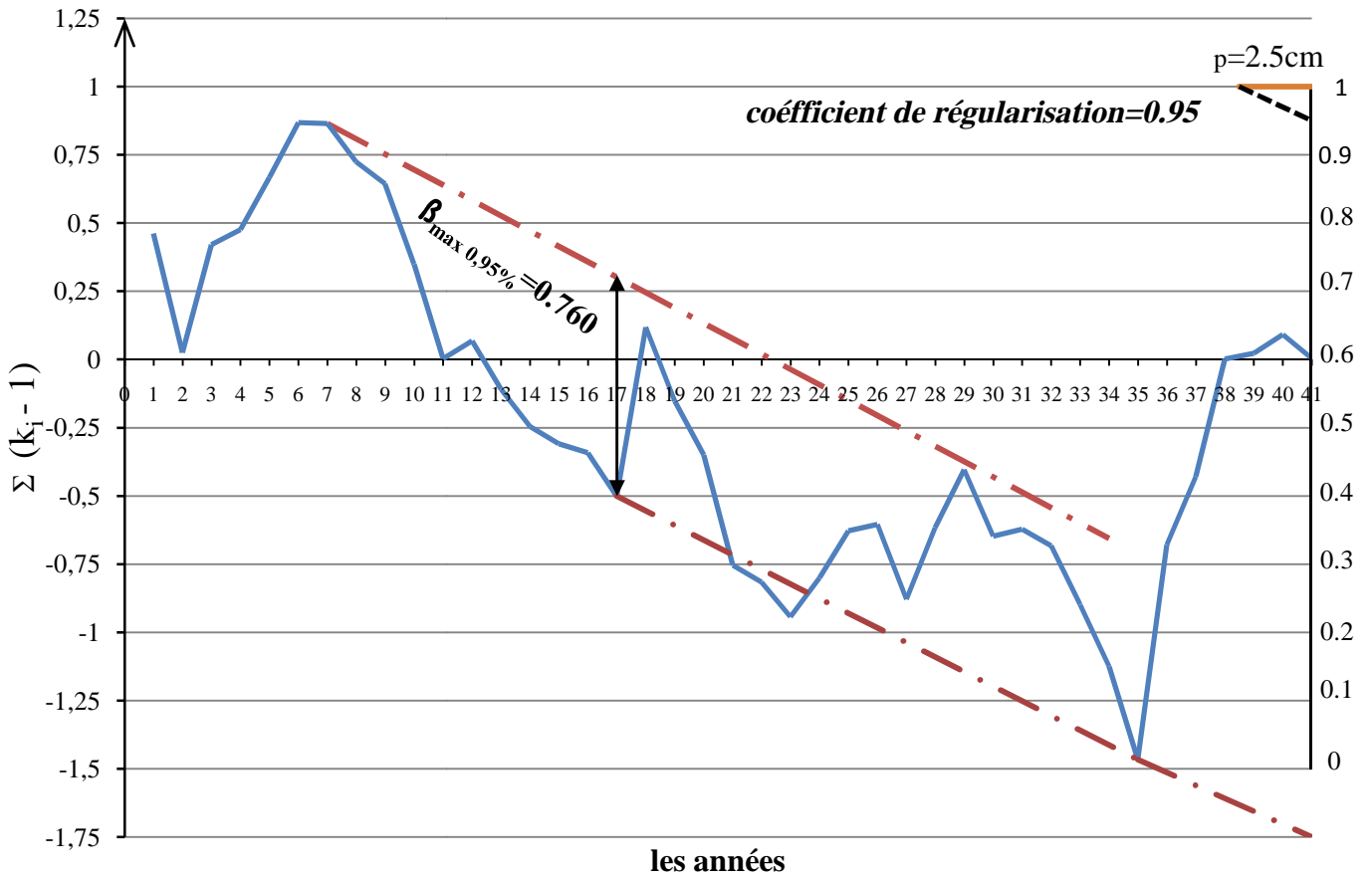
**D'ou:**  $p = \frac{4,40}{0,95} = 2.5 \text{ cm}$

Tableau (II.36) : calcul les valeurs cumulées

ordre	années	$P_i(\text{mm})$	$L_i(\text{mm})$	$A_i(\text{Mm}^3)$	$Q_i(\text{m}^3/\text{s})$	k	(k-1)	$\Sigma(k-1)$
1	1967	79,9	24,8	0,572	0,0181	1,462	0,462	0,462
2	1968	30,8	9,6	0,220	0,0070	0,564	-0,436	0,025
3	1969	76,3	23,7	0,546	0,0173	1,396	0,396	0,421
4	1970	57,7	17,9	0,412	0,0131	1,055	0,055	0,476
5	1971	65,1	20,3	0,466	0,0148	1,192	0,192	0,667
6	1972	65,7	20,4	0,470	0,0149	1,201	0,201	0,868
7	1973	54,5	16,9	0,390	0,0124	0,996	-0,004	0,864
8	1974	47,0	14,6	0,336	0,0107	0,859	-0,141	0,724
9	1975	50,3	15,6	0,360	0,0114	0,920	-0,080	0,644
10	1976	38,6	12,0	0,276	0,0088	0,706	-0,294	0,350
11	1977	35,7	11,1	0,255	0,0081	0,653	-0,347	0,002
12	1978	58,3	18,1	0,417	0,0132	1,066	0,066	0,069
13	1979	45,0	14,0	0,322	0,0102	0,823	-0,177	-0,109
14	1980	47,2	14,7	0,337	0,0107	0,863	-0,137	-0,246
15	1981	51,2	15,9	0,366	0,0116	0,937	-0,063	-0,309
16	1982	52,9	16,4	0,378	0,0120	0,967	-0,033	-0,341
17	1983	45,9	14,3	0,328	0,0104	0,840	-0,160	-0,502
18	1984	88,6	27,5	0,633	0,0201	1,620	0,620	0,118
19	1985	39,9	12,4	0,285	0,0091	0,730	-0,270	-0,152
20	1986	43,9	13,6	0,314	0,0099	0,802	-0,198	-0,350
21	1987	32,6	10,1	0,233	0,0074	0,596	-0,404	-0,753
22	1988	51,3	15,9	0,367	0,0116	0,938	-0,062	-0,815
23	1989	47,7	14,8	0,341	0,0108	0,873	-0,127	-0,942
24	1990	62,4	19,4	0,447	0,0142	1,142	0,142	-0,800
25	1991	64,1	19,9	0,459	0,0145	1,173	0,173	-0,627
26	1992	55,9	17,4	0,400	0,0127	1,023	0,023	-0,604
27	1993	39,7	12,3	0,284	0,0090	0,726	-0,274	-0,879
28	1994	69,0	21,5	0,494	0,0157	1,263	0,263	-0,616
29	1995	66,3	20,6	0,474	0,0150	1,213	0,213	-0,403
30	1996	41,3	12,8	0,296	0,0094	0,756	-0,244	-0,647
31	1997	56,1	17,4	0,401	0,0127	1,025	0,025	-0,622
32	1998	51,4	16,0	0,367	0,0117	0,940	-0,060	-0,682
33	1999	42,9	13,3	0,307	0,0097	0,784	-0,216	-0,898
34	2000	42,3	13,2	0,303	0,0096	0,774	-0,226	-1,125
35	2001	36,0	11,2	0,258	0,0082	0,659	-0,341	-1,466
36	2002	97,7	30,4	0,699	0,0222	1,787	0,787	-0,679
37	2003	68,3	21,2	0,488	0,0155	1,249	0,249	-0,430
38	2004	78,3	24,3	0,560	0,0178	1,432	0,432	0,002
39	2005	55,8	17,3	0,399	0,0127	1,020	0,020	0,022
40	2006	58,5	18,2	0,418	0,0133	1,069	0,069	0,092
41	2007	49,9	15,5	0,357	0,0113	0,913	-0,087	0,004



*courbe réduite des valeurs cumulées*



**Figure. (II.19):** courbe réduite des valeurs cumulées

D’après la courbe réduite des valeurs cumulées on a ;

$$\beta_{\max\ 95\%} = 0,760$$

D’où

$$V_{\text{plur}} = \beta_{\max} * W_0 = 0,760 * 4 = 3,04 \text{ Mm}^3$$

**Donc :**  $V_{\text{uint}} = V_s + V_{\text{int}} = 1,341 + 3,04 = 4,381 \text{ Mm}^3$

Volume au niveau normal de la retenue est:  $V_{\text{NNR}} = V'_m + V_U$

$$V_{\text{NNR}} = 5,131 \text{ Mm}^3.$$

**II.9.3) Conclusion :**

D’après l’utilisation deux méthodes analytique et graphique les résultats sont plus proches sauf petite différence, donc le volume au niveau normal de la retenue à obtenir est :

$$V_{\text{NNR}} = 5,145 \text{ Mm}^3. \text{correspondante a la cote } 113\text{mNGA}.$$

**II.10) Etude Laminage des crues:**

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots (II-70)$$

Ou:

Q: le débit entrant de la crue.

q: le débit déversé par l'évacuateur de crue.

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

Le débit cumulée à l' instant t est:

$$Q - q = S \cdot (dh / dt) \dots\dots\dots (II-71)$$

Ou:

dh/dt: la vitesse de remplissage (ou de montée de la retenue).

Il existe plusieurs procédés de laminage, nous opterons pour les méthodes de Katherine, et celle de Hildenblate qui sont des méthodes grapho-analytique.

Généralement la méthode de HILDENBLAT et la méthode step by step sont utilisées dans les grands barrages c'est pour cela qu'on opter pour la méthode de KOTCHERINE qui est détaillé par la suite

**II.10.1) La méthode de Hildenblat :**

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

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

Le débit maximum déversé (q) peut être donné par la formule de Kotchérine améliorée par Sokolovsky pour les hydrogrammes à une pointe ou triangulaire :

$$q_{p\%} = 0.85 Q_{p\%} \left(1 - \frac{V}{V_{s\%}}\right) \dots\dots\dots (II.72)$$

Avec :

$V_{p\%}$  : Volume de la crue de probabilité P%.

$V_{s\%}$  : Volume déversant de sécurité ou volume forcé.

D'après Kotcherine, le volume forcé est donné par la formule :

$$V_{s\%} = (0.05 \div 0.2) V_{p\%} \dots\dots\dots (II.73)$$

Le volume de la crue est égal au produit de chaque débit Q par l'intervalle de temps  $1h=3600s$  :

$$V_{p\%} = 4,74$$

Donc le volume forcé sera :

$$V = 0,2 \times 4,74 = 1,16 \text{ Mm}$$

Maintenant on a les valeurs des paramètres  $V_f$ ,  $V_{cp\%}$ , et  $Q_{p\%}$ , on peut calculer le débit maximum à évacuer  $q_{\max p\%}$ .

Application numérique :

$$q_{p\%} = 0,85 \times 325 \times \left(1 - \frac{0,95}{4,74}\right) = 221 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_{p\%} = 221 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le volume au dessous de la cote NPHE est :

$$V = V_1 + V_2 + V_3 \dots \dots \dots (II.74)$$

Application numérique :

$$V = 0,75 + 4,395 + 0,95 = 6,1 \text{ Mm}$$

$$V = 6,1 \text{ Mm}$$

La charge maximale déversant  $h_d$

$$h_d = \nabla \text{NPHE} - \nabla \text{NNR} = 114,45 - 113 = 1,45 \text{ m}$$

$$h = 1,45 \text{ m}$$

La largeur du déversoir de l'évacuateur de crue de surface est calculée par la formule suivante :

$$q = m b h \sqrt{2g} \dots \dots \dots (II.75)$$

Avec :

$m$  : Coefficient de débit dépendant du type de déversoir

$b$  : Largeur du déversoir

$h_d$  : Charge sur le déversoir.

$$D'où : b = \frac{q}{m h \sqrt{2g}}$$

Application numérique :

$$b = \frac{221}{0,85 \times 1,45 \times \sqrt{2 \times 9,81}} = 58,317 \text{ m} \quad \text{On prend : } b = 58 \text{ m}$$

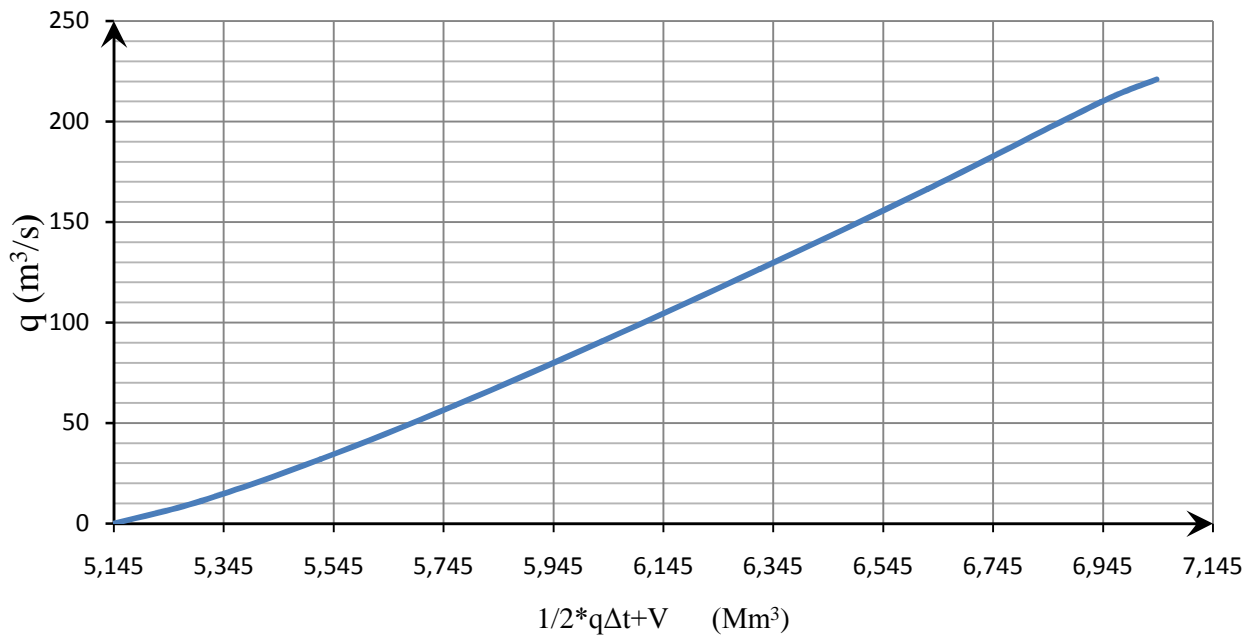
Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au dessous du déversoir est calculée et tracée :

$$q = f(V + - q \Delta t) \dots \dots \dots (II.76)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau (II.37) :** Volumes et débits déversant.

$H_d$ (m)	$q$ ( $m^3/s$ )	$-q\Delta t$ ( $Mm^3$ )	$V$ ( $Mm^3$ )	$V+q\Delta t$ ( $Mm^3$ )
0	0	0,00	5,145	5,145
0,2	11	0,05	5,256	5,305
0,4	32	0,14	5,383	5,520
0,6	59	0,25	5,513	5,765
0,8	91	0,39	5,644	6,032
1	127	0,54	5,777	6,320
1,2	166	0,71	5,912	6,625
1,4	210	0,90	6,042	6,941
1,45	221	0,95	6,095	7,043



**Figure. (II.20):** Courbe des débits déversant

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

$$\begin{aligned}
 &= ( ) \\
 &= ( ) \\
 &= \left( + \frac{1}{2} \right)
 \end{aligned}$$

Hydrogrammes des débits entrants et sortants

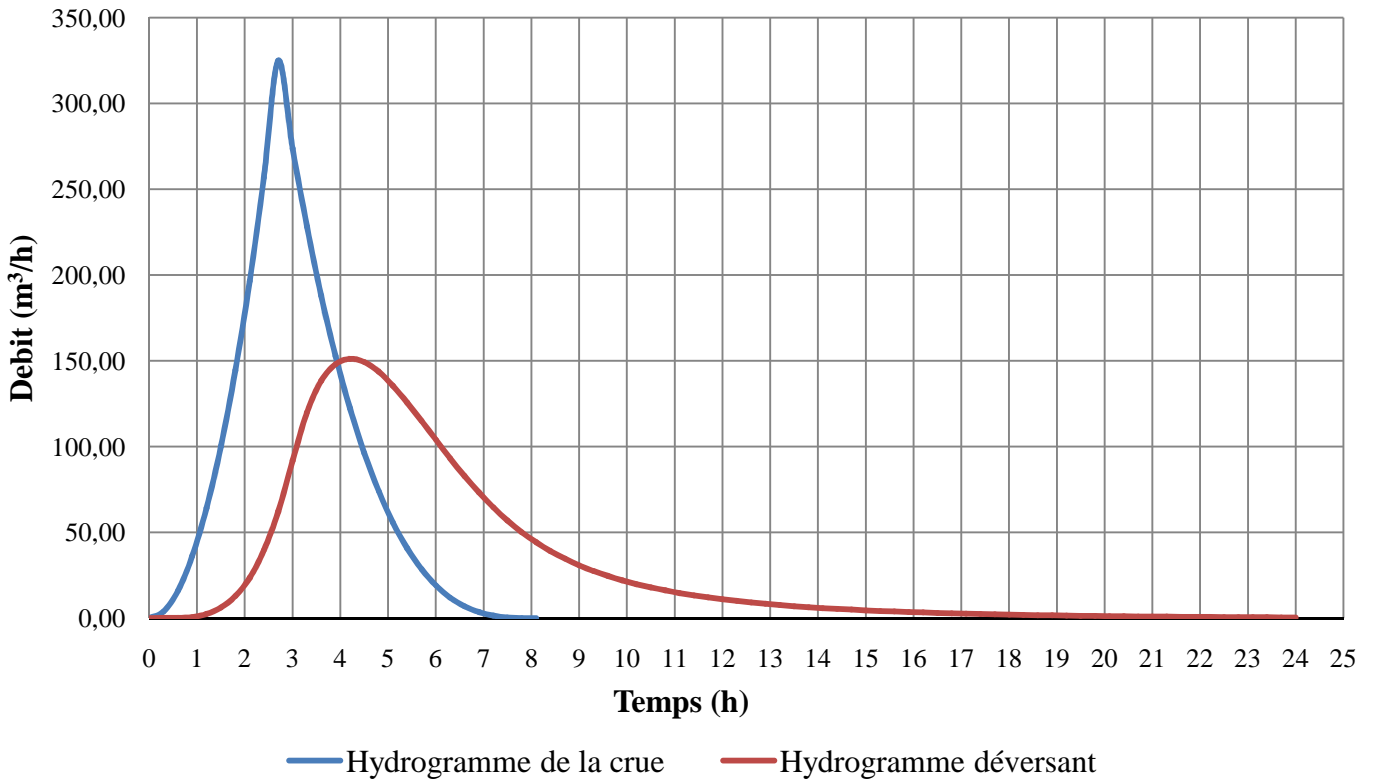


Figure. (II.21): Hydrogrammes des débits entrants et sortants.

D’après tableau.III.5 dans l’annexe III

Les résultats de l’étude du laminage des crues d’après la méthode de Hildenblat sont suivant ;

- La charge déversant :  $h_d=1,45m$
- La Largeur du déversoir :  $b_d=58m$
- débit de la crue max pour fréquence 0,1% :  $Q_{max,0,1\%}=325m^3/s$
- débit de la crue max déversant pour fréquence 0,1% ;  $q_{max,0,1\%}=151,114m^3/s$
- Temps de laminage de crue :  $T=24$  heures

**II.10.2) La méthode de KOCHERINE :**

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

1. l'Hydrogramme de crue est considéré 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.

Dans notre cas on a un Hydrogramme de crue de forme triangulaire, le débit laminé est

$$q = Q_{max,p} \cdot \left(1 - \frac{t}{T}\right) \dots\dots\dots (II-77)$$

$$V_c = 0,5 Q_{max,p} \cdot T \dots\dots\dots (II-78)$$

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.

L'estimation de la charge au-dessus du déversoir s'effectue en faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions.

Le débit de crues transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors par la formule :

$$q_{max,p} = m \cdot b \cdot \sqrt{2g \cdot H_d} \dots\dots\dots (II-79)$$

- Avec :
- m=0,49 coefficient de débit ;
  - g=9,81 accélération de la pesanteur ;
  - b : largeur de déversoir ;
  - H<sub>d</sub> : charge sur le déversoir.

A partir de ces formules nous pouvons remplir le Tableau (II.39)

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q<sub>max,p</sub>. Ce sont ces points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminé correspondant à la largeur optimal.

Le débit laminé est calculé pour différentes charges 'H<sub>d</sub>' et différentes largeurs du seuil déversant 'b' de l'évacuateur de crues.

**Procédé de calcul :**

- Les différentes valeurs des lames d'eau H<sub>d</sub>
- Définir la cote PHE=NNR+H<sub>d</sub>
- A l'aide de la courbe capacité-hauteur, on détermine le volume V<sub>PHE</sub> relatif à chaque cote de PHE.
- Définir le volume en charge pour chaque lame tel que : V<sub>f</sub> = V<sub>PHE</sub> - V<sub>NNR</sub>.
- Définir le volume de la crue pour l'hydrogramme de crue ayant une forme triangulaire.

Tous les calculs et résultats sont illustres ci après :

**Tableau (II.38) :** Calcul du débit déversant pour différents largeurs b et la charge  $H_d$ .

$H_d$ (m)	$\nabla$ PHE (mNGA)	$V_{PHE}$ (Mm <sup>3</sup> )	$V_f$ (Mm <sup>3</sup> )	$q_{max,p\%}$ (m <sup>3</sup> /s)	$q = mb \sqrt{2g} H^{-1}$ (m <sup>3</sup> /s)						
					b(m)						
					5	10	20	30	40	50	60
0	112,86	5,145	0	325,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,2	113,06	5,256	0,111	311,46	0,97	1,94	3,88	5,82	7,77	9,71	11,65
0,4	113,26	5,383	0,238	295,98	2,74	5,49	10,98	16,47	21,96	27,45	32,94
0,6	113,46	5,513	0,368	280,12	5,04	10,09	20,17	30,26	40,35	50,44	60,52
0,8	113,66	5,644	0,499	264,15	7,76	15,53	31,06	46,59	62,12	77,65	93,18
1	113,86	5,777	0,632	247,93	10,85	21,70	43,41	65,11	86,82	108,52	130,23
1,2	114,06	5,912	0,767	231,46	14,26	28,53	57,06	85,59	114,12	142,65	171,19
1,4	114,26	6,042	0,897	215,61	17,97	35,95	71,91	107,86	143,81	179,77	215,72
1,6	114,46	6,186	1,041	198,05	21,96	43,93	87,85	131,78	175,71	219,63	263,56
1,8	114,66	6,326	1,181	180,98	26,20	52,41	104,83	157,24	209,66	262,07	314,49
2	114,86	6,468	1,323	163,66	30,69	61,39	122,78	184,17	245,56	306,94	368,33
2,2	115,06	6,611	1,466	146,22	35,40	70,82	141,65	212,47	283,29	354,12	424,94
2,4	115,26	6,756	1,611	128,54	40,34	80,70	161,40	242,09	322,79	403,49	484,19
2,6	115,46	6,903	1,758	110,61	45,49	90,99	181,99	272,98	363,97	454,96	545,96
2,8	115,66	7,052	1,907	92,44	50,84	101,69	203,38	305,07	406,76	508,45	610,15
3	115,86	7,202	2,057	74,15	56,38	112,78	225,56	338,34	451,11	563,89	676,67
3,2	116,06	7,354	2,209	55,61	62,11	124,24	248,49	372,73	496,97	621,21	745,46
3,4	116,26	7,508	2,363	36,83	68,02	136,07	272,14	408,21	544,28	680,35	816,42
3,6	116,46	7,663	2,518	17,93	74,11	148,25	296,51	444,76	593,01	741,25	889,51

*laminage des crues pour différentes largeurs déversantes*

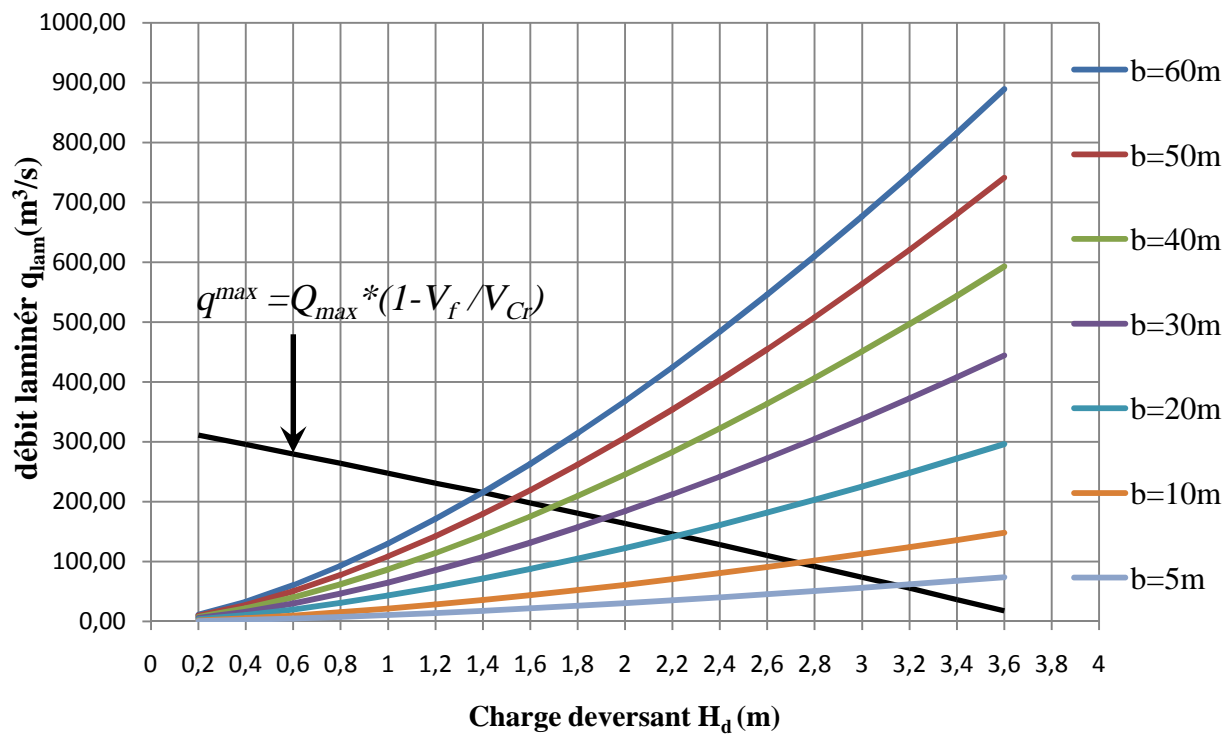


Figure. (II.22): Courbes H=f (Q, q)

*laminage des crues pour différentes largeurs déversantes*

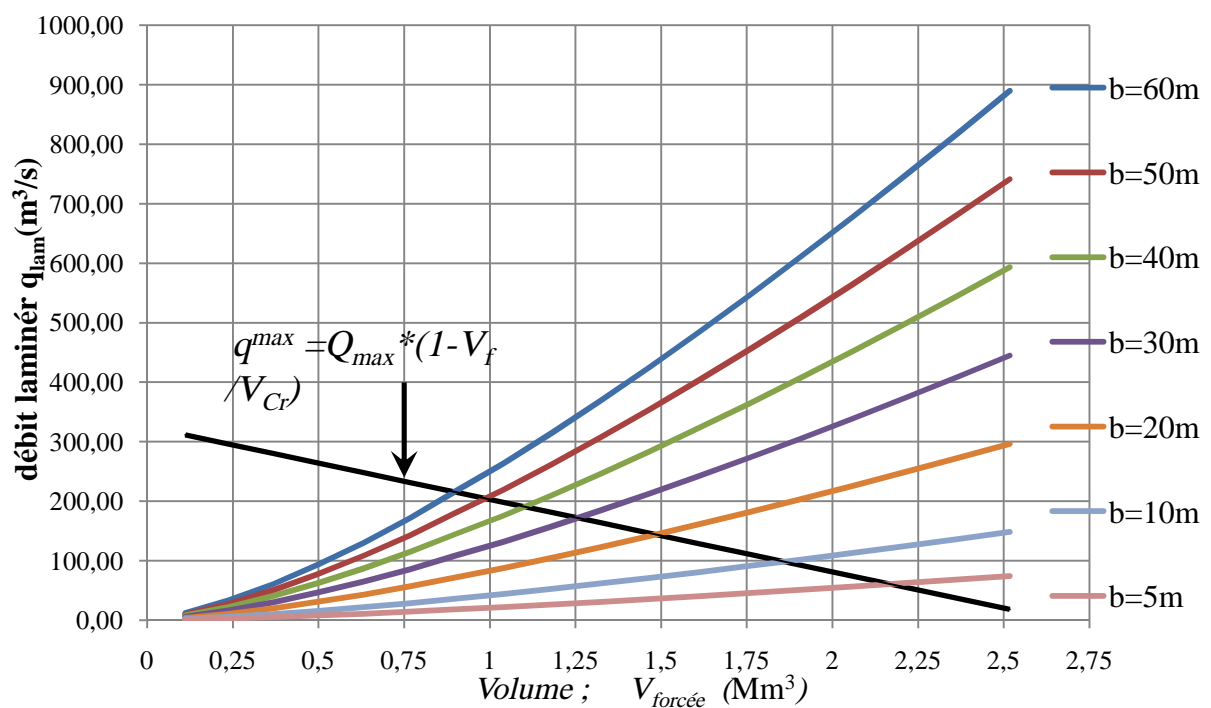


Figure. (II.23): Courbes V=f (Q, q)



Les résultats de l'étude du laminage des crues d'après la méthode de kotchrine sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau (II.39) :** Récapitulatif des résultats de la méthode de kotchrine :

$b_d$ (m)	$H_d$ (m)	▼NPHE (mNGA)	$V_f$ (Mm <sup>3</sup> )	$q$ (m <sup>3</sup> /s)
5	3,14	116,14	2,16	60,38
10	2,75	115,75	1,88	98,98
20	2,23	115,23	1,48	144,55
30	1,92	114,92	1,26	173,23
40	1,7	114,7	1,10	192,43
50	1,52	114,52	1,00	203,37
60	1,4	114,4	0,90	215,72

**II.10.3) Méthode STEP BY STEP:**

1-Données de base:

- Niveau normal de la retenue (▼NNR).
- Hydrogramme de crue.
- Crue de projet.
- Courbe capacité- hauteur.

2- Principe de la méthode :

Le temps de base est divisé en une série de pas de temps  $\Delta t$  à chaque instant  $t$ , on détermine les paramètres suivants :

- Débit de crue à partir de l'Hydrogramme de crue;
- Volume d'eau entrant pendant le temps  $\Delta t$  :

$$V = \text{---} \Delta t \dots\dots\dots (II-80)$$

- La cote du plan d'eau;
- La charge sur le déversoir c'est la différence des côtes du plan d'eau à l'instant  $t$  et le niveau normale de la retenue (NNR).

**Le débit sortant :**  $Q = m \cdot b \cdot \overline{2g \cdot H} / \dots\dots\dots (II-81)$

Où ;  $m$  : Coefficient de débit;  
 $b$  : Largeur de déversoir  
 $h$  : Hauteur d'eau sur le déversoir.

**Le volume sortant :**

$$V = Q \cdot \Delta t \dots\dots\dots (II-82)$$

Ou :  $\Delta t$  : pas de temps.

**Le volume dans la retenue :**

$$(V_{\text{fin}}) = (V_{\text{début}}) + (V_{\text{in}}) - (V_{\text{out}}) \dots\dots\dots (II-83)$$

Les résultats des débits évacués maximum pour différentes largeurs dans l'annexe « III »

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposée comme le débit évacué, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le Tableau III.42

**Tableau (II.40) :** Récapitulatif des résultats de la méthode de STEP BY STEP.

b (m)	H (m)	▼NPHE (mNGA)	Vf(Mm <sup>3</sup> )	q (m <sup>3</sup> /s)
5	2,79	115,66	1,93	103,3
10	2,34	115,21	1,597	158,87
20	1,93	114,8	1,3	237,5
30	1,75	114,44	1,044	261,053
40	1,33	114,2	0,88	272,3
50	1,25	114,13	0,827	311,15

**II.10.4) Conclusion:**

On conclut d'après l'utilisation des trois méthodes que les résultats obtenus sont différents, pour l'étude d'optimisation on prendra les valeurs de la méthode KOTCHERINE.

**II.11) Etude d'optimisation**

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

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

**II.11.1) La revanche :**

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la cote des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R=H+ \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (II-84)$$

La hauteur des vagues H est estimé a l'aide des formules suivantes :

➤ **Formule de Stevenson :**

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt{F} \dots\dots\dots (II-85)$$

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 [F =1,363 km].

➤ **Formule de Molitor :**

$$H = 0,75 + 0,032\sqrt{UF} - 0,27\sqrt{F} \dots\dots\dots (II-86)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U=100 Km/h.

➤ **Formule de Mallet-PAQUANT**

$$H = 0,5 + 0,33\sqrt{F} \dots\dots\dots (II-87)$$

➤ **Formule de simplifiée :**

$$H=1+0,3\sqrt{F} \dots\dots\dots (II-88)$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau II.41.

**Tableau (II.41) : hauteurs des vagues.**

<b>Formule</b>	<b>H(m)</b>
<b>Formule de Stevenson</b>	0,87
<b>Formule de Molitor</b>	0,83
<b>Formule de Mallet-PAQUANT</b>	0,89
<b>Formule de simplifiée</b>	1,35

On adopte donc la valeur de H=0,87 m car c'est la valeur la plus proche de la moyenne.  
La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

$$V=1,5+2H \dots\dots\dots (II-89)$$

H : hauteur des vagues (en m).

$$V=3,24\text{m/s}$$

Donc la revanche minimale sera : R=1,3m

On prend R=1,3m pour dimensionnement du barrage

**II.11 .2) Dimensionnement préalable de la digue**

**a) Largeur en crête :**

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

**1- Formule de KNAPEN :**  $b_{cr}=1,65 \overline{H} \dots\dots\dots (II-90)$

**2- Formule de F-PREECE :**  $b_{cr}=(1,1 \overline{H}) + 1 \dots\dots\dots(II-91)$

**3-Formule Anonyme (simplifiée) :**  $b_{cr}=3,60 \overline{H} - 3 \dots\dots\dots (II-92)$

**4- Formule pratique :**  $b_{cr}=- \overline{H} \dots\dots\dots (II-93)$

H<sub>b</sub> : Hauteur du barrage [m];

**Tableau (II.42) : récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête**

<b>Formule</b>	<b>b<sub>cr</sub> (m)</b>
Formule de KNAPEN :	10,00
Formule de F-PREECE :	7,66
Formule Anonyme (simplifiée) :	8,96
Formule pratique :	10,1
Moyenne	9,12

On opte pour une largeur de crête égale à:  $b_{cr}= 8 \text{ m}$ .

**b) Hauteur de Barrage:**

$$H_B = \nabla \text{NNR} - \nabla C_f + h_{\text{dév}} + R + t \dots\dots\dots (\text{II-94})$$

On admet une valeur de  $t = 0,5\text{m}$  pour le tassement du barrage.

$$H_B = 113 - 80 + H_d + 1,3 + 0,5 = (34,8 + H_d) \text{ m}$$

$H_d$  ; la charge déversant varie en fonction la lame déversant.

**c) Pentés des talus:**

Fruit de talus Amont:  $m_1 = 3$

Fruit de talus Aval:  $m_2 = 2,5$

**II.11.3) Calcul du coût de la digue**

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

$$V_B = \sum V_i \dots\dots\dots (\text{II-95})$$

Avec ;

$$V = \left( \frac{\text{---}}{\text{---}} \right) L \dots\dots\dots (\text{II-96})$$

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

$L_i$  : Distance entre deux coupes voisines.

$S_i$  : Section transversale correspondante à la coupe  $i$ .

$$S = \left( \frac{\text{---}}{\text{---}} \right) H \dots\dots\dots (\text{II-97})$$

$B_i$  : Largeur de base

$$B_i = (m_1 + m_2) * H_i + b \dots\dots\dots (\text{II-98})$$

$m_1, m_2$  : Les fruits des talus.

$b$  : Largeur en crête (m).

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

$$H_i = (\nabla Cr - \nabla \text{Coup } i) - \nabla \text{Fond} \dots\dots\dots (\text{II-99})$$

Tableau (II.43) : Calcul du volume de la digue pour différentes largeurs déversantes

Digues	coup N°	H <sub>i</sub> (m)	B <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>m</sub> (m <sup>2</sup> )	L <sub>i</sub> (m)	V <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>T</sub> (m <sup>3</sup> )
Digue N°1 b <sub>d</sub> =5m h <sub>d</sub> =3,14 H <sub>B</sub> =37,9	1	0	8	0	0	0	0	342998,565
	2	13,9	84,67	645,910	322,955	40,0	12918,198	
	3	23,9	139,67	1767,610	1206,760	36,0	43443,356	
	4	37,9	216,67	4261,990	3014,800	36,0	108532,796	
	5	28,9	167,17	2534,710	3398,350	36,0	122340,596	
	6	0,0	8,00	0	1267,355	44,0	55763,618	
Digue N°2 b <sub>d</sub> =10m h <sub>d</sub> =2,75 H=37,6m	1	0	8	0	0	0	0	332654,012
	2	13,6	82,53	613,307	306,653	39,0	11959,484	
	3	23,6	137,53	1713,557	1163,432	36,0	41883,548	
	4	37,6	214,53	4177,907	2945,732	36,0	106046,348	
	5	28,6	165,03	2469,932	3323,919	36,0	119661,098	
	6	0,0	8,00	0	1234,966	43,0	53103,535	
Digue N°3 b <sub>d</sub> =20m h <sub>d</sub> =2,23 H <sub>B</sub> =37m	1	0	8	0	0	0	0	320579,366
	2	13,0	79,67	571,137	285,569	39,0	11137,181	
	3	23,0	134,67	1642,787	1106,962	36,0	39850,649	
	4	37,0	211,67	4067,097	2854,942	36,0	102777,929	
	5	28,0	162,17	2384,862	3225,980	36,0	116135,279	
	6	0,0	8,00	0	1192,431	42,5	50678,328	
Digue N°4 b <sub>d</sub> =30m h <sub>d</sub> =1,92 H <sub>B</sub> =36,7m	1	0	8	0	0	0	0	312723,966
	2	12,7	77,96	546,706	273,353	37,0	10114,054	
	3	22,7	132,96	1601,306	1074,006	36,0	38664,202	
	4	36,7	209,96	4001,746	2801,526	36,0	100854,922	
	5	27,7	160,46	2334,856	3168,301	36,0	114058,822	
	6	0,0	8,00	0	1167,428	42,0	49031,968	
Digue N°5 b=40m H <sub>d</sub> =1,7m H=36,5m	1	0	8	0	0	0	0	306610,219
	2	12,5	76,75	529,688	264,844	36,0	9534,375	
	3	22,5	131,75	1572,188	1050,938	36,0	37833,750	
	4	36,5	208,75	3955,688	2763,938	36,0	99501,750	
	5	27,5	159,25	2299,688	3127,688	36,0	112596,750	
	6	0,0	8,00	0	1149,844	41,0	47143,594	
Digue N°6 b=50m H <sub>d</sub> =1,52m H <sub>B</sub> =36,3m	1	0,0	8,00	0	0	0,0	0	301861,140
	2	12,3	75,76	515,962	257,981	34,5	8900,338	
	3	22,3	130,76	1548,562	1032,262	36,0	37161,418	
	4	36,3	207,76	3918,202	2733,382	36,0	98401,738	
	5	27,3	158,26	2271,112	3094,657	36,0	111407,638	
	6	0,0	8,00	0	1135,556	40,5	45990,010	
Digue N°7 b <sub>d</sub> =60m h <sub>d</sub> =1,4m H <sub>B</sub> =36,2m	1	0	8	0	0	0	0	298667,850
	2	12,2	75,10	506,910	253,455	34,0	8617,470	
	3	22,2	130,10	1532,910	1019,910	36,0	36716,760	
	4	36,2	207,10	3893,310	2713,110	36,0	97671,960	
	5	27,2	157,60	2252,160	3072,735	36,0	110618,460	
	6	0,0	8,00	0	1126,080	40,0	45043,200	

**Tableau (II.44) : coût de la digue pour différentes largeurs déversantes**

digue	b (m)	h <sub>d</sub> (m)	V <sub>totale</sub> (m <sup>3</sup> )	coûts(MDA)
1	5	3,14	342998,565	137,199
2	10	2,75	332654,0119	133,062
3	20	2,23	320579,3657	128,232
4	30	1,92	312723,966	125,090
5	40	1,7	306610,2188	122,644
6	50	1,52	301861,1403	120,744
7	60	1,4	298667,850	119,467

**II.11.4) Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues**

On va tenir compte des coûts du seuil déversant et du canal d'approche, vu que le chenal et le bassin de dissipation gardent leur profil pour les différentes largeurs du déversoir.

**II.11.4.1) Coût du déversoir**

Le déversoir envisagé est du type « Creager ». Ce type de profil s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement.

Le déversoir sera construit en béton armé.

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

L'équation du profil Creager est donnée par l'expression suivante :

$$Y = 0,47 \sqrt{H} \left( 1 - \frac{X}{H} \right) \dots\dots\dots (II-100)$$

Avec K=2,127 et n=1,85

**Donc :**  $Y = 0,47 \sqrt{H} \left( 1 - \frac{X}{H} \right)$

**Avec :** H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

On trace cette courbe en donnant à chaque fois une valeur à « X » pour déterminer « Y » correspondant.

La charge « H » est définie pour chaque largeur du déversoir.

Le volume du déversoir sera donc: V<sub>dev</sub> = S.b

**Avec :** S : section transversale du profil ; b : largeur déversant.

**Remarque :**

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 32000DA.

**Tableau (II.45) : coût du déversoir pour différentes largeurs déversantes**

profil	b (m)	h <sub>d</sub> (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	coûts(MDA)
1	5	3,14	30,878	154,391	4,940
2	10	2,75	28,907	289,057	9,250
3	20	2,23	25,933	518,651	16,597
4	30	1,92	23,936	718,036	22,977
5	40	1,7	22,434	897,345	28,715
6	50	1,52	21,621	1081,057	34,594
7	60	1,4	20,505	1230,309	39,370

**II.11.4.2) Coût du canal d’approche**

Le canal d’approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d’eau « H » est une hauteur de pelle égale à 3,8 m.

D’où la hauteur totale du mur :

$$H_{ca}=P+H+R \dots\dots\dots (II-101)$$

Avec P : hauteur de pelle [m];

H : la lame déversant [m];

R : la revanche[m].

La longueur du canal d’approche « L » est déterminée d’après la topographie est égale à 20m

L’épaisseur du mur « e » est prise égale à 0,5m.

D’où le volume du canal d’approche est estimé par  $V= S.e = L.H_{ca}.e$

**Tableau (II.46) : coût du canal d’approche pour différentes largeurs déversantes**

N°	b(m)	h <sub>d</sub> (m)	H <sub>ca</sub> (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	Coûts(MDA)
1	5	3,14	8,24	4,12	82,4	2,637
2	10	2,75	7,85	3,925	78,5	2,512
3	20	2,23	7,33	3,665	73,3	2,346
4	30	1,92	7,02	3,51	70,2	2,246
5	40	1,7	6,8	3,4	68	2,176
6	50	1,52	6,62	3,31	66,2	2,118
7	60	1,4	6,5	3,25	65	2,080



**II.11.4.3) Coût du coursier**

Les caractéristiques du coursier sont les suivantes:

- La longueur du coursier est :  $L = 200 \text{ m}$

- La hauteur du mur :  $H = h_{cr} + R$  ..... (II-102)

$$h = \text{---} \text{ m.} \dots\dots\dots (II-103)$$

$R = 1,3\text{m}$

- la largeur du coursier est :  $L = Q^{0,4}$  ..... (II-104)

-L'épaisseur est :  $e = 0,5\text{m}$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau (II.47) : Coût du Coursier pour différentes largeurs déversantes**

Largueur déversant b (m)	Débit déversant q (m³/s)	Largueur du coursier L(m)	La section S (m²)	Volume de béton V (m³)	Coût (MDA)
5	60,382	5,157	5,578	1115,661	35,701
10	98,979	6,284	6,142	1228,373	39,308
20	144,555	7,312	6,656	1331,161	42,597
30	173,228	7,860	6,930	1386,045	44,353
40	192,433	8,198	7,099	1419,807	45,434
50	203,367	8,381	7,191	1438,132	46,020
60	215,719	8,581	7,291	1458,135	46,660

**Tableau (II.48) : coût de l'EVC pour différentes largeurs déversantes**

N° EVC	b (m)	h <sub>d</sub> (m)	Coûts (MDA)
1	5	3,14	43,278
2	10	2,75	51,070
3	20	2,23	61,540
4	30	1,92	69,577
5	40	1,7	76,325
6	50	1,52	82,732
7	60	1,4	88,110

Tableau (II.49) : Tableau récapitulatif des prix totaux

Largueur déversant b (m)	Coût EVC MDA	Coût digue MDA	Coût totale MDA
5	43,278	137,20	180,48
10	51,070	133,06	184,13
20	61,540	128,23	189,77
30	69,577	125,09	194,67
40	76,325	122,64	198,97
50	82,732	120,74	203,48
60	88,110	119,47	207,58

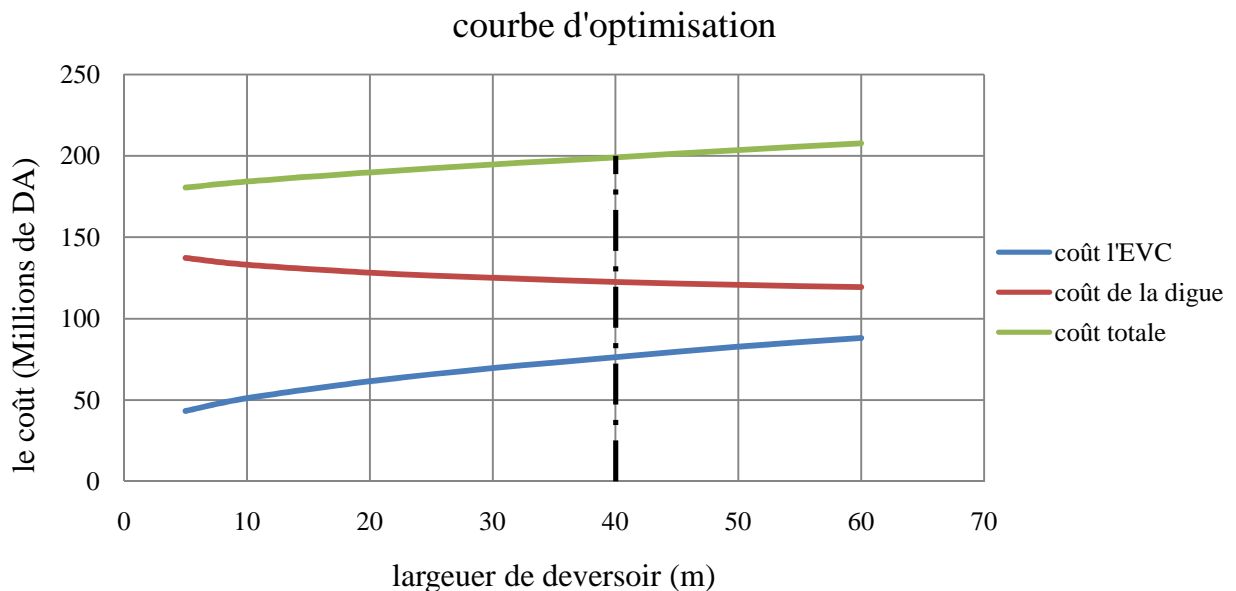


Figure. (II.24): Courbes d'optimisations

**II.11.4.4) Conclusion**

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

- Le coût total moyen.
- La valeur technoeconomique de notre ouvrage.
- La sécurité de l'ouvrage.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « b=40m » et une cote en crête optimale de la digue égale à 114,7m NGA.

# **Chapitre III**

## **Etude Des Variantes**

**CHAPITRE N° III : ETUDE DES VARIANTES****Introduction :**

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction de caractéristiques Variées, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs leurs caractéristiques sont comprises dans des fourchettes beaucoup plus étroites. Le terme terre couvre tous une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que les latérites, des schistes et grés tendres...etc.

Le choix du type 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'emprunts ainsi que des conditions économiques.

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

**III.1. Le choix du site du barrage :**

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères économie, sécurité et facilité d'exécution de l'ouvrage.

En plus de la topographie, la géologie et l'hydrologie sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes le choix de l'axe doit être conditionné par :

- La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau
- La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement
- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible (Un rétrécissement des courbes des niveaux.
- Choisir l'emplacement proche des zones d'accès existantes, facile afin d'éviter la création d'autres voies importantes pour les engins et la main d'oeuvre.
  
- Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue.
  
- Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue.

**III.2. 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, si 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.

**III.3. Les variantes à choisir :**

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

**III.3.1. 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 de matériaux argileux imperméable.

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

**III.3.2. 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.

**III.3.3. 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

**III.4. Définition de profil général du barrage :**

**III.4.1. Hauteur de barrage :**

**III.4.1.1. Calcul de la revanche :**

**a) Formule de STEVENSON GAILLARD :**

La revanche consiste une sécurité contre le balancement du plan d'eau ainsi que la propagation et la hauteur des vagues.

$$R = 0,75 \cdot H_v + \dots \dots \dots (III.1)$$

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

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.

**A.N :**

$$H_v = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{1,36} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{1,36} = 0,866$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,866 = 3,23$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,866 + \frac{3,23^2}{2 \cdot 9,81} = 1,182 \text{ m}$$

**b- Formule de MALLET et PAQUANT :**

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (III.3)$$

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

**A.N :**

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{1,36} = 0,885 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,885 = 3,27 \text{ m/s}$$

Donc :  $R = 0,75 \cdot 0,885 + \frac{3,27^2}{2 \cdot 9,81} = 1,2 \text{ m}$

**c- Formule Simplifiée :**

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

**A.N :**  $R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{1,36} = 1,35 \text{ m}$

**D-Formule de Molitor :**

Pour :  $F < 30 \text{ km}$

$$H = 0,75 + 0,032\sqrt{U \cdot F} - 0,27\sqrt{F} \dots\dots\dots (III-6)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ;  $U=100 \text{ Km/h}$ .

$$H = 0,75 + 0,032\sqrt{100 \cdot 1,36} - 0,27\sqrt{1,36} = 0,83 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,83 = 3,16 \text{ m/s}$$

$$R = 0,75 \cdot 0,83 + \frac{3,16^2}{2 \cdot 9,81} = 1,13 \text{ m}$$

On prend :  $R=1,3 \text{ m}$

$$H_v = 0,86 \text{ m et } V = 1,5 + 2(0,86) = 3,22 \text{ m/s}$$

Donc :

$$H_B = NNR - C_f + H_{\text{dév}} + R + t \dots\dots\dots(III.7)$$

On admet une valeur de  $t = 0,5$  mètre pour le tassement du barrage.

$$H_B = 33 + 1,7 + 1,3 + 0,5 = \mathbf{36,5 \text{ m}}$$

**III.4.2. Largeur en crête :**

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

**1- Formule de KNAPEN :**  $b_{\text{cr}} = 1,65 \sqrt{H} \dots\dots\dots (II-8)$

**2- Formule de F-PREECE :**  $b_{\text{cr}} = (1,1 \sqrt{H}) + 1 \dots\dots\dots (II-9)$

**3-Formule Anonyme (simplifiée) :**  $b_{\text{cr}} = 3,60 \sqrt{H} - 3 \dots\dots\dots (II-10)$

**4- Formule pratique :**  $b_{\text{cr}} = \sqrt{H} \dots\dots\dots (II-11)$



Tableau III.1 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	$b_{cr}$ (m)
Formule de KNAPEN :	9,97
Formule de F-PREECE :	7,65
Formule Anonyme (simplifiée) :	8,94
Formule pratique :	10,1
Moyenne	9,12

On opte pour une largeur de crête égale à:  $b_{cr} = 8 \text{ m}$

### III.4.3. La longueur en crête :

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :

$L = 185\text{m}$ .

### III.4. 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 barrage en terre homogène ou pseudo-zoné s'impose comme la plus économique. Le barrage pseudo-zoné est une variante du barrage homogène qui consiste à répartir les matériaux dans le corps du barrage en fonction de leur granularité ou de leur humidité, mais sans que des filtres de séparation ne soient nécessaires. Il ne s'agit donc pas de véritables zones délimitées avec précision.

Par exemple, on pourra réaliser un barrage homogène où les matériaux les plus fins sont placés à l'amont et les plus grossiers à l'aval ; ou bien où les matériaux les plus humides sont placés au centre. Les barrages pseudo-zonés sont drainés exactement comme les barrages homogènes, le drain ne constituant pas une séparation entre deux zones réputées différentes, contrairement à la plupart des barrages zonés. Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et de suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné avec noyau ou massif amont assurant étanchéité et recharges stabilisatrices grossières. Ce type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut entraver l'évolution des engins. Un autre inconvénient est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus. Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou

bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle. Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géo membrane et la paroi moulée.

Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

facilité de la réalisation ;

- zones d'emprunts
- existences de carrière de matériaux de construction ;
- distance des zones d'emprunts ;
- conditions climatiques (températures, précipitations,...) ;
- sismologie ;
- volume des matériaux de construction
- dispositif d'étanchéité ;
- technologie de réalisation, coûts,....

**. Etude comparative :**

Une étude de comparaison approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis paraît nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction.

**III.4.5. Pentes des talus :**

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimal, comme montre le tableau ci après :

**Tableau III. 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(III.2) qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de 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.

**III.4.6. Les bermes**

**A) Talus amont :**

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d’effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées deux bermes de largeur 4m chacune à la côte 95m NGA et à la côte 110m NGA.

**B) Talus aval :**

Les bermes au talus aval sert a l’évacuation des eaux de ruissellement, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées deux bermes de largeur 4m chacune à la côte100m NGA et à la côte110m NGA.

**III.4.7. Dispositif de protection contre les effets de l'eau :**

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 a donc en général de prévoir une protection des talus.

**1- le talus aval :** sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé au fur a 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 attendre à des glissements d’argile

**2-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 :

$$e = C.V \quad (\text{formule Tennessee valley Authority [TVA]}) \dots\dots\dots (III.12)$$

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  $\gamma$  du matériau d'enrochement.

La valeur de C est donnée par le tableau suivant III.3.

**Tableau III.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		
	=2,50	=2,65	=2,80
1/4	0,027	0,024	0,022
<b>1/3</b>	<b>0,028</b>	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement :  $e=0,29m$ , mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à  $0,3m$ .

**III.5.Etanchéité du barrage**

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.

**III.5.1.Dimensionnement du noyau:**

**III.5.1.1.Les fruits des talus du noyau :**

Détermination des fruits des talus du noyau par la méthode suédoise, (Mallet et pacquant, 1951) :

Les fruits des talus sont déterminés en fonction du rapport suivant :

..... (III.13)

Ainsi en fonction de  $tg\varphi$  telle que :

$C_0$  : Cohésion de l'argile ;  $C = 3,81tf/m$

$\varphi$ : Angle de frottement interne de l'argile. ;  $\varphi = 16^\circ$

$\gamma_s$  : Poids spécifique de l'argile ;  $\gamma = 2,63 tf/m$

H : Hauteur du noyau

-La hauteur du noyau est donnée par la formule suivante

$H_n=H_b-1 \Rightarrow H_n=35,5m$

AN ;  $\frac{c}{\gamma} \approx 0,1$  et  $\text{tg } \varphi = 0,3$

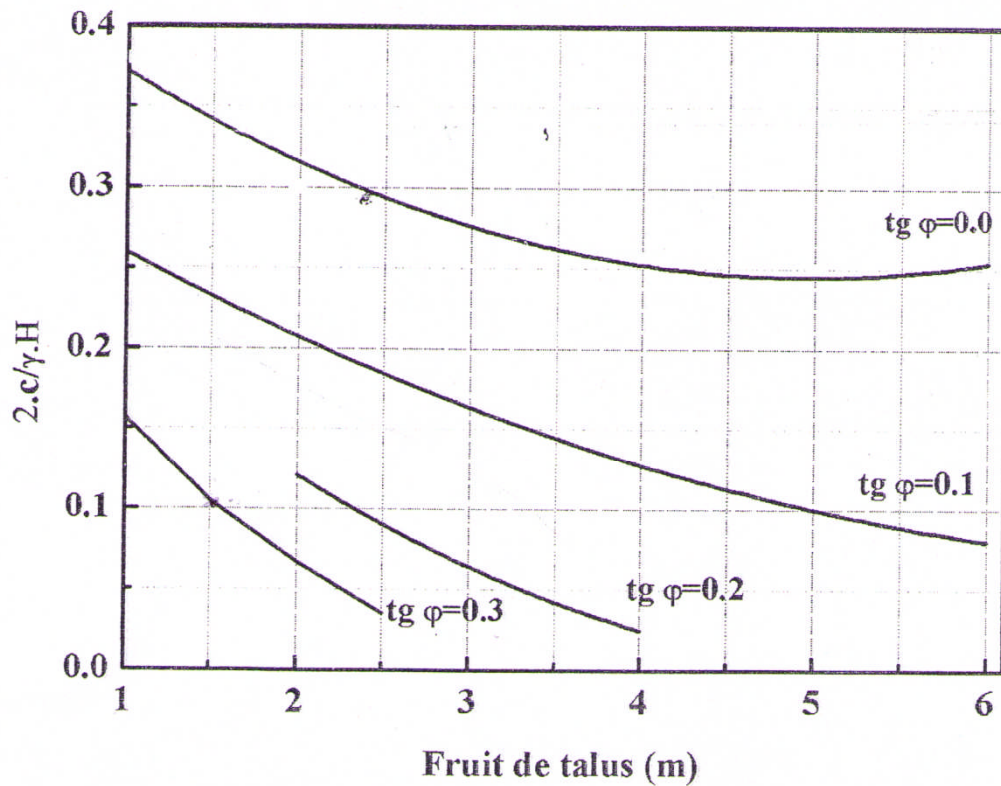


Figure 1 : Abaque de calcul du fruit d'un talus en fonction des caractéristiques géotechnique du sol  
Selon la méthode Suédoise, [Mallet et Pacquant, 1951]

D'après l'abaque de calcul on opte pour des fruits de talus suivant :

- Talus amont est 0,5
- Talus aval est aussi 0,5
- La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_{n,s} = \frac{1}{6} \cdot H_b \Rightarrow L_{n,s} = 6,1 \text{ m on prend } L_{n,s} = 6 \text{ m}$$

### III.5.1.2. La largeur en base du noyau

La largeur est donnée par la formule suivante :

$$L_b = 2 \cdot m \cdot H_n + L_{n,s} \Rightarrow L_b = 41,5 \text{ m}$$

**III.5.1.3. La largeur moyenne du noyau est donnée par la formule suivante :**

$$\delta_m = \frac{L_{n,s} + L_b}{2} \Rightarrow \delta_m = 24,75m$$

**III.5.1.4. La côte en crête du noyau :**

$$N_{CN} = C_{fond} + 35.5 = 115,5mNGA$$

**III.5.2. Les drains :**

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

**III.5.2.1. 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.

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$$L = -L$$

$L_d$  : Longueur du drain tapis en mètres ;

$L_b$  : Longueur transversale du barrage coté aval en mètre

$$L = m \times H + \frac{b}{2} = 2,5 \times 36,5 + \frac{8}{2} = 95,25m$$

$$L_b = - \times 95,25 = 63,5m$$

**III.5.2.2. Dimensionnement du drain incliné avec tapis de drainage:**

Le drain incliné placé a cote aval du barrage constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain incliné).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de **1,5m**. et l'angle de l'inclinaison  $\beta = 46^\circ$

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

Le niveau du drain incliné est arasé au niveau normal des plus hautes eaux à raison d'arriver aux points les plus hautes de saturation de remblai.

$$N_{dr} = N_{PHE} = 114,7m NG$$

**III.5.2.3. Dimensionnement du drain prisme:**

Hauteur:  $H_p = (0,15 \div 0,2) H_B$  ..... (III.15)

Avec :  $H_B$ : Hauteur du barrage ( $H_b = 36,5m$ )

On prend :  $H_{prisme} = 0,15 H_b$

On aura :  $H_p = 5,5m$

Largeur en crête:  $b_p = (1/3 \div 1/4) h_{dr}$  ..... (III.16)

On prend  $b_p = 1/3 h_{dr}$

Ce qui donne:  $b_p = 2m$

Fruits des talus :

$m_1 = (1 \div 1,75)$

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

Donc on prend :  $\begin{matrix} = 1 \\ = 2 \end{matrix}$

**III.6. Etude Technico-économique :**

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

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 :

$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi}$  ..... (III.17)

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.

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.

**III.6.1. Barrage Homogène en argile avec drain vertical :**

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai.

Le degré d'hétérogénéité des matériaux de la zone d'emprunt ainsi que leur disponibilité en quantité insuffisante constituent un handicap majeur dans le choix de cette variante.

Pour un barrage homogène en limon argileux ou en limon sableux graveleux d'une hauteur de 36,5 mètres, les pentes des talus amont varié entre  $[2,5 \div 3]$  et aval :  $[2 \div 2,5]$

**III.6.1.1. Recharge (argile) :**

**Tableau III. 4 : volume de recharge (Argile).**

coup N°	Hi[m]	Bi[m]	Si [m²]	Smoy [m²]	Li[m]	Vi [m³]
1	0	8	0	264,84375	36	9534,375
2	12,5	76,75	529,6875			
3	22,5	131,75	1572,1875	1050,9375	36	37833,75
				2763,9375		
4	36,5	208,75	3955,6875	3127,6875	36	112596,75
				1149,84375		
5	27,5	159,25	2299,6875	1149,84375	41	47143,5938
6	0	8	0			
Volume Totale						306610,219



## III.6.1.2. Protection en rip-rap

Tableau III. 5 : volume des recharges.

coup N°	Hi[m]	Si [m <sup>2</sup> ]	Sm [m <sup>2</sup> ]	Li[m]	Vi [m <sup>3</sup> ]
1	0	0,00	10,98	36,00	395,20
2	12,5	21,96	30,74	36,00	1106,57
3	22,5	39,52	51,82	36,00	1865,36
4	36,5	64,11	56,21	36,00	2023,44
5	27,5	48,30	24,15	41,00	990,20
6	0	0,00	Volume Totale		6380,77

## III.6.1.3. Filtre et drains:

Tableau III. 6 : volume des graviers.

coup N°	Hi[m]	Si [m <sup>2</sup> ]	Sm [m <sup>2</sup> ]	Li[m]	Vi [m <sup>3</sup> ]
1	0	0,00	16,83	36,00	605,84
2	12,5	33,66	48,46	36,00	1744,52
3	22,5	63,26	159,00	36,00	5724,01
4	36,5	254,74	166,45	36,00	5992,05
5	27,5	78,15	39,08	41,00	1602,10
6	0	0,00	Volume Totale		15668,53

**Tableau III.7 : volume des sables.**

coup N°	Hi[m]	Si [m²]	Sm [m²]	Li[m]	Vi [m3]
1	0	0,00	9,72	36,00	350,01
2	12,5	19,45			
3	22,5	36,00	27,72	36,00	998,01
4	36,5	74,36	55,18	36,00	1986,50
5	27,5	44,31	59,34	36,00	2136,10
6	0	0,00	22,16	41,00	908,38
			Volume Totale		6379,01

**III.6.2. Barrage Zoné a noyau d’argile :**

Le principal avantage de cette variante est que tous les matériaux nécessaires à sa confection sont disponibles à bon escient à proximité du site du barrage ; cela permet d'une part de réduire significativement les dépenses liées aux engins de transport pour l'acheminement des matériaux, et d'autre part, la proximité de la zone d'emprunt permet de gagner énormément en temps en écourtant le délai de réalisation, bref on dira que la variante est très économique et pratique. Cependant la réalisation délicate des zones de transition et du filtre constitue une difficulté majeure dans la conception de l'ouvrage.

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 33m, les pentes des talus amont varié entre [2,5 ÷ 3] et aval [2 ÷ 2,5].

**IV.6.2.1. le Noyau :**

**Tableau III. 8 :** volume du Noyau.

coup N°	Hi[m]	Bi[m]	Si [m²]	Sm [m²]	Li[m]	Vi [m3]
1	0	6	0	67,5625	36	2432,25
2	11,5	17,5	135,125			
3	21,5	27,5	360,125	247,625	36	8914,5
				601,625		
4	35,5	41,5	843,125	676,625	36	24358,5
				255,0625		
5	26,5	32,5	510,125	41	10457,5625	
6	0	6	0			
Volume totale						67821,3125

**III.6.2.2. Recharge :**

**Tableau III.9 :** volume des recharges

coup N°	Hi[m]	Si [m²]	Sm [m²]	Li[m]	Vi [m3]
1	0	0.00	188,28	36,00	6778,13
			780,31		
2	12,5	376,56	2127,31	36,00	76583,25
			2430,06		
3	22,5	1184,06	894,78	41,00	36686,03
			894,78		
4	36,5	3070,56	894,78	41,00	36686,03
			894,78		
5	27,5	1789,56	894,78	41,00	36686,03
			894,78		
6	0	0,00	Volume Totale		235620,91
			Volume Totale		235620,91

## III.6.2.3. Protection en rip-rap :

Tableau III.10 : volume des recharges.

coup N°	Hi[m]	Si [m <sup>2</sup> ]	Sm [m <sup>2</sup> ]	Li[m]	Vi [m <sup>3</sup> ]
1	0	0.00	10,98	36,00	395,20
2	12,5	21,96			
3	22,5	39,52	30,74	36,00	1106,57
4	36,5	64,11	51,82	36,00	1865,36
5	27,5	48,30	56,21	36,00	2023,44
6	0	0,00	24,15	41,00	990,20
Volume Totale					6380,77

## III.6.2.4. Filtre et drains:

Tableau III.11 : volume des graviers.

coup N°	Hi[m]	Si[m <sup>2</sup> ]	Sm[m <sup>2</sup> ]	Li[m]	Vi[m <sup>3</sup> ]
1	0	0.00	9,99	36,00	359,60
2	12,5	19,98			
3	22,5	37,01	28,49	36,00	1025,78
4	36,5	91,29	64,15	36,00	2309,36
5	27,5	45,68	68,48	36,00	2465,35
6	0	0,00	22,84	41,00	936,36
Volume Totale					7096,45

Tableau III.12 : volume des sables.

coup N°	Hi[m]	Si[m <sup>2</sup> ]	Sm[m <sup>2</sup> ]	Li[m]	Vi[m <sup>3</sup> ]
1	0	0.00	8,79	36,00	316,40
2	12,5	17,58			
3	22,5	32,41	24,99	36,00	899,78
4	36,5	73,47	52,94	36,00	1905,90
5	27,5	39,94	56,70	36,00	2041,37
6	0	0,00	19,97	41,00	818,69
Volume Totale					5982,16

**III.6.3. Barrage en enrochement avec masque en béton :**

C'est un ouvrage intéressant et très stable car la résistance à la poussée de l'eau est assurée 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 de béton est calculée par la formule suivant :

$$e = 0,3 + 0,001 \cdot H$$

H : hauteur de barrage égale 36,5 m

$$A.N : e=0.3+0,001.36.5=0.34m$$

Pour la sécurité on prend l'épaisseur de béton est e =0,5m

**III.6.3.1. Recharge (enrochement) :**

**Tableau III.13 :** volume des recharges.

coup N°	Hi[m]	Bi[m]	Si [m²]	Smoy [m²]	Li[m]	Vi [m3]
1	0	8	0	264,84375	36	9534,375
2	12,5	76,75	529,6875			
3	22,5	131,75	1572,1875	1050,9375	36	37833,75
				2763,9375		
4	36,5	208,75	3955,6875	3127,6875	36	112596,75
				1149,84375		
5	27,5	159,25	2299,6875	1149,84375	41	47143,5938
6	0	8	0			
Volume Totale						306610,219

**III.6.3.2. masque en béton :**

**Tableau III.14:** volume des recharges.

coup N°	Hi[m]	Si [m²]	Sm [m²]	Li[m]	Vi [m3]
1	0	0,00	9,88	36,00	355,76
			27,67		
2	12,5	19,76	46,64	36,00	1679,17
			50,60		
3	22,5	35,58	21,74	41,00	891,37
			57,71		
4	36,5	57,71	50,60	36,00	1821,47
			21,74		
5	27,5	43,48	21,74	41,00	891,37
			57,71		
6	0	0,00	21,74	41,00	891,37
			57,71		
Volume Totale					5743,88

**III.7. Estimation du coût des variantes :**

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

**Tableau III.15 :** les coûts des variantes étudiant.

variante	Matériaux	Quantité (m <sup>3</sup> )	Prix unit (DA)	Coût (MDA)	Coût totale (MDA)
<b>homogène</b>	Recharge (argile)	306610,219	400	122,644	143,530
	Enrochement	6380,77	1200	7,657	
	Gravies (Filtre et drains)	15668,53	600	9,401	
	Sables (Filtre et drains)	6379,01	600	3,827	
<b>Zoné</b>	Recharge	238788,91	400	95,516	144,930
	Noyau	67821,3125	500	33,911	
	rip-rap	6380,77	1200	7,657	
	Gravies (Filtre et drains)	7096,45	600	4,258	
	Sables (Filtre et drains)	5982,16	600	3,589	
<b>Avec masque</b>	Recharge (enrochement)	306610,219	1200	367,932	436,859
	masque en béton	5743,88	12000	68,927	

**III.8. Comparaison financière des trois variantes :**

A travers le Tableau récapitulatif III.15, il apparaît clairement que nous ne pouvons nous orienter que vers la 1<sup>ère</sup> variante car elle est la plus économique possible et la plus facile à mettre en place techniquement, Mais avant tout rappelons que la 1<sup>ère</sup> variante est celle du barrage homogène entièrement constitué d'argiles imperméables dont la zone d'emprunt d'après les normes de construction devra receler en matériaux d'au moins 1,5 à 2 fois le volume du remblai avec des qualités requises pour leur utilisation.

**III.9. Conclusion :**

Dont la zone d'emprunt sera constituée d'argile et d'argile marneuse qui proviendrait des dépôts

Un volume total de plus de 750 000 m<sup>3</sup> a été établi comme disponible

En tenant compte de ces conditions, nous avons opté pour un barrage en terre homogène vu les avantages qu'il présente.

Ce barrage en terre homogène soit à la rigueur remplir les conditions suivantes :

- avoir une imperméabilité suffisante ;
- insoluble dans l'eau ;
- avoir une faible teneur en matière organique (<5%) ;
- ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ;
- avoir une grande résistance au cisaillement et une densité sèche maximale.
- Le cout du barrage doit être la plus économique possible.

# **Chapitre IV**

## **Conception de la digue**





**CHAPITRE N° IV : CONCEPTION DE LA DIGUE**

**IV.1. Dimensionnement de la digue:**

**IV.1.1. la revanche du barrage :**

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement de vagues par dessus la crête, sinon le talus aval et la crête du barrage seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène pouvant aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche ; ce risque de déferlement de vagues doit être circonscrit par l'adaptation d'une revanche suffisante entre le PHE et la cote de la crête.

Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues (elle même en fonction de la vitesse du vent et de la longueur du plan d'eau) et de l'effet de projection de l'eau vers la crête lorsque les vagues viennent buter contre le talus amont.

D'après la formule simplifiée :

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

F=le fetch

AN: R=1,3m

**V.1.2. la hauteur du barrage :**

Elle est donnée par la relation suivant :

$$H_B = H_{NNR} + H_d + R + t \dots\dots\dots (IV.2)$$

$H_{NNR}$  : Hauteur au niveau normal de la retenue déterminée [m] ;

$H_d$  : Hauteur d'eau correspond au volume forcé en [m] ;

R : Revanche du barrage en [m];

t : le tassement [m]

$$H_B = 33 + 1,7 + 1,3 + 0,5 = 36,5m$$

**IV.1.3. largeur en crête :**

Selon les investigations géotechniques, le point le plus bas de l’excavation pour la tranchée de la clé d’étanchéité devrait se trouver aux alentours de 74m NGA. En conséquence, la Hauteur maximale de la digue principale devrait être de 42,5m.

Donc

La largeur de la crête de la digue dépend des considérations suivantes ;

- La nature des matériaux du remblai et le chemin d’infiltration minimal permis à travers le remblai au ▼NNR,
- La hauteur et l’importance de la digue,
- Les éventuels besoins de route d’accès, et
- La faisabilité et praticabilité de réalisation.

Dans les normes généralement utilisées, la largeur devrait être égale à H/5 (42,5/5=8,5).

Une largeur de crête de 8 m a été donc choisie pour la digue principale.

$$b_{cr} = 8 \text{ m}$$

**IV.1.4. Classification de l’ouvrage :**

La classification est basée sur la constitution de l’ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l’aval en cas de rupture de l’ouvrage. et pour connaître la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant :

**Tableau IV.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 de barrage (m)			
Sols rocheux.	>100	70÷100	<b>25÷70</b>	<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 (IV.1) (volkov1986) notre barrage appartient à la classe III.

**IV.1.5. les bermes**

**A) Talus amont :**

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d’effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons deux bermes de largeur 4m chacune à la côte 95m NGA et à la côte 110m NGA.

**B) Talus aval :**

Les bermes au talus aval sert a l’évacuation des eaux de ruissellement , les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées deux bermes de largeur 4m chacune à la côte100m NGA et à la côte110m NGA.

**IV.1.6. Pentes des talus :**

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

**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
		3	3
	- A zones	3	3
H ≥20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

Pour les talus on prend :

- ✓ Le fruit amont est :  $m_1=3$
- ✓ Le fruit aval est :  $m_2=2,5$

#### **IV.1.7. Protection des talus :**

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, 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 lieu donc en général de prévoir une protection pour les talus.

**-le talus aval** : sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soins de recouvrir le parement d'une couche de terre végétale de 30 cm. ou bien une couche d'enrochement d'épaisseur de 30cm pour plus de sécurité.

Pour les barrages zonés la solution la plus appropriée fut la protection des parements par des enrochements.

**-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 méthode de « T. V.A. »

Le but principal du « rip-rap » mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues, en général montré que le « rip-rap » déversé était le type de protection de talus le plus efficace (CIGB, 1991).

#### **1) - Méthode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority):**

Formule suivante :  $e = c.v^2$  .....(IV.3)

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

$V$  : Vitesse de propagation des vagues en [m/s]; sachant que  $V=3.17m/s$

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

La valeur de C est donnée par le tableau suivant :

**Tableau IV.3:** Valeurs du coefficient C selon méthode de Tennessee valley authority(TVA).

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma = 2,50$	$\gamma = 2,65$	$\gamma = 2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	<b>0,028</b>	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Pour une digue homogène  $c = 0,028$ .

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement  $e=0,29m$ , mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à  $0,30m$ .

**2)-2<sup>ème</sup> Méthode**

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

**Tableau IV.4 :** dimensions minimales des blocs fonction de la hauteur des vagues d'après *US Army corps of engineers (USASE)*.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	D (m)
0 ÷ 0,3	0,3	0,2
0,3 ÷ 0,6	0,4	0,25
<b>0,6 ÷ 1,2</b>	<b>0,45</b>	<b>0,3</b>
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,4
1,8 ÷ 2,4	0,7	0,45
2,4 ÷ 3	0,8	0,55

On donne ; $H_v=0,86\text{m}$

Pour notre cas,  $0,6 < H_v < 1,2 \rightarrow \begin{matrix} e = 0,45 \text{ m} \\ D = 0,3\text{m} \end{matrix}$

Pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,50m.

### **IV.2. Drainage de la digue**

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

#### **IV.2.1. But du drainage :**

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

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

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

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

**IV.2.2. Constitution et fonctionnement des filtres et drains****IV.2.2.1. les filtre :**

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

Ils peuvent être situés :

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

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

De nos jours, on remplace souvent ces filtres granulaires naturels ou concassés par des géotextiles issus de l'industrie du textile et se présentent en rouleaux de longueur variable offrant ainsi l'avantage d'être économique et une facilité de mise en œuvre par rapport aux filtres à base de plusieurs couches de matériaux calibrés.

**IV.2.2.2. les drains :**

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir normalement une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée (drain vertical). Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et en conséquence soigneusement lavée si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

**IV.2.3. Règles générales de dimensionnement des drains et filtres :**

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusions à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées "conditions de filtres" ; la référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGUI.

Elles s'énoncent comme suit :

- Soit  $d_x$  la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre  $x\%$  en poids dépassant lors du tamisage granulométrique

- Soit  $D_x$  celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

Condition de perméabilité  $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$  ; .....(IV.4)

Condition de non entraînement des fines  $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$  ; .....(IV.5)

•  $D_{15}$  est la taille granulométrique du filtre pour laquelle 15% de la masse



Totale des particules sont plus petites.

- $d_{85}$  est la taille du matériau de base pour lequel 85% de la masse totale des particules sont plus petites.

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$4 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15}$$

Le plus souvent pour les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition, la mise en place d'un filtre est alors inutile. En outre pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on devra s'assurer de la condition d'uniformité à savoir :

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8 \dots\dots\dots (IV.6)$$

Ces règles étant établies, dimensionnons à présent ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

**IV.2.3.1. Calcul des drains :**

**A-Dimensionnement du drain vertical :**

**A.1)-Hauteur du drain :**

$$H_{dr} = H_{PHE} = 33 + 1,7 = 34,7 \text{ m} \dots\dots\dots (IV.7)$$

$$H_{dr} = 34,7 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \nabla C_{dr} = 114,7 \text{ m NGA.}$$

**A.2)-Epaisseur du drain :**

D'après le tableau IV.5 :

**Tableau IV.5 :** épaisseur minimal de drain (Gérard DEGOUTTE ,1997)

H $\sqrt{V}$	<30	30 à 100	100 à 300	300 à 700	700 à 1500
Epaisseur (m)	0,50	0,80	1,00	1,20	1,50

H : hauteur du barrage en (m).

V : volume de la retenue en (Hm<sup>3</sup>).

Notre barrage a H=36,5 m, et V=0,3 Hm<sup>3</sup> donc  $H \sqrt{V}=729,7 \in (700 \div 1500)$

Donc ;  $e_{dr} = 1,5 \text{ m}$

**B-Dimensionnement du drain tapis :**

**B.1)-la longueur du drain tapis**

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$$L = \dots\dots\dots (IV.8)$$

$L_d$  : Longueur du drain tapis en mètres ;

$L_b$  : Longueur transversale du barrage [ $L_b = 208,75 \text{ m}$ ].

Donc :

$$L = \dots\dots\dots = 69,58 \text{ m}$$

**B.2)- l'épaisseur du drain tapis**

L'épaisseur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$e = -(\sqrt{L^2 + H^2} - L) \dots\dots\dots (IV.9)$$

$e_d$  : L'épaisseur du drain nécessaire (m) ;

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

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

$$e = -(\sqrt{(139,17)^2 + (36,5)^2} - 139,17) = 2,35m$$

**C-Dimensionnement du prisme aval :**

**C.1)- Fruits des talus :**

$$m_1 = (1 \div 2) \quad \text{on prend} \quad m_1 = 1$$

$$m_2 = (1,5 \div 2,5) \quad \text{on prend} \quad m_2 = 2$$

**C.2)- la hauteur du drain :**

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_B \dots\dots\dots (IV.10)$$

Où :  $H_B$  : Hauteur du barrage ;

**AN:**

$$h_{dr} = 0,15 \times 36,5 = 5,48m$$

Nous prenons une hauteur égale à **5,5m**

**C.3)- la largeur en sommet :**

Elle est donnée par :  $b_{dr} = (\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}) h_{dr} \dots\dots\dots (IV.11)$

$$b_{dr} = \frac{1}{3} \times 5,5 \qquad b_{dr} = 1,83m \text{ on prend; } b_{dr} = 2m$$

**C.4)- largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :  $B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr}$  ..... (IV.12)

$$B = 2 + (1 + 2) \cdot 5,5 = 18,5m$$

$$B = 18,5m$$

**V.2.3.2. Calcul des filtres :**

**A- Règles des filtres :**

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

-Condition 1:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \geq 0,32 \frac{n}{\eta (1 + 0,05\eta)}$$
 ..... (IV.13)

D'où

$\eta$  : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre,  $\eta = \frac{D_{15}}{d_{85}}$  ;

$n$  : Porosité du sol en fonction d'unité  $n = n_o - 0,1 \log \eta$  ;

$n_o = 0,4$  pour les sols caillouteux ;

$n_o = 0,45$  pour les sols argileux.

-Condition 2 :

Condition de (TERZAGI ,1922) (CIGB ,1994):

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$
 .....(IV.14)

$D_{15}$  : Diamètre de filtre ;

$D_{85}$  : Diamètre du sol à protéger.

**B- Détermination de la courbe granulométrique des Filtres :**

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad \dots\dots\dots (IV.15)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \quad \dots\dots\dots (IV.16)$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

$D_{15}, D_{50}$  : Diamètre de filtre.

$d_{15}, d_{50}$  : Diamètre du sol à protéger.

Granularité de sol protégé :  $d_{15} = 0,0017 \text{ mm}$  ;

$$d_{50} = 0,05 \text{ mm};$$

$$d_{85} = 0,75 \text{ mm}.$$

La première couche de filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain a les limites suivantes :

$$0,022 \text{ mm} < D_{15} < 0,072 \text{ mm} ;$$

$$0,672 \text{ mm} < D_{50} < 3,25 \text{ mm}.$$

La courbe granulométrique moyenne est :  $D_{15} = 0,047 \text{ mm}$  ;

$$D_{50} = 1,96 \text{ mm}.$$

La deuxième couche des filtres on la détermine de fonction de la courbe moyenne de la première couche : -  $0,564 \text{ mm} < D_{15} < 1,88 \text{ mm}$

$$- \quad 23,52 \text{ mm} < D_{50} < 113,68 \text{ mm}.$$

D’où la courbe granulométrique moyenne de deuxième couche du filtre a les dimensions suivantes :  $D_{15} = 1,22 \text{ mm}.$

$$D_{50} = 66,6 \text{ mm}.$$

**C-Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :**

Filtre n°01 :

-Condition 1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0,05 \eta) \frac{n}{1 - n} \dots\dots\dots (IV.17)$$

D'après la courbe granulométrique du sable :

$D_5 = 0,04\text{mm} ; D_{10}=0,05\text{mm} ; D_{15}=0,078\text{mm};$

$D_{17}=0,06\text{mm} ; D_{50}=0.7\text{mm}; D_{85}=6\text{mm} ; D_{60}=1.1\text{mm}.$

$\eta = D_{60}/D_{10} = 22$  Coefficient d'hétérogénéité ;

$n_0 = 0,4$  d'où  $n = 0,30$  ;

$D_5/D_{17} = 0.66 > 0,48$

La condition est vérifiée donc pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2: (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,078}{6} = 0,013 < 4$$

La condition est vérifiée donc pas de zone de transition

Filtre n°02 :

-Condition 1:

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0,05 \eta) \frac{n}{1 - n}$$

$D_5/D_{17} = 0,67 > 0,6$  : pour  $n = 0,31$  ;  $\eta = 28$ .

La condition est vérifiée de non-existence du phénomène de renard.

-Condition 2 : (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{2.028}{160} = 0.0125 < 4$$

La condition est vérifiée.

**Conclusion:**

On prévoit:

Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =20 cm.

La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =20cm.

L'enrochement d'épaisseur = 50 cm.

**D- Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain :**

- Condition de perméabilité :

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5 \dots\dots\dots (IV.18)$$

D<sub>15</sub> : diamètre correspondant à 15% du drain.

d<sub>15</sub> : diamètre correspondant à 15% de l'argile.

D<sub>15</sub> = 0.078 mm

d<sub>15</sub>=0.003mm.

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{0,078}{0,003} = 26 > 5$$

Donc la condition de perméabilité est vérifiée.

- Condition de non entraînement des particules fines :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \dots\dots\dots (IV.19)$$

$D_{15}$  : diamètre correspondant à 15% du drain.

$D_{85}$  : diamètre correspondant à 85% de l'argile.

$$D_{15}=0,078\text{mm}$$

$$d_{85} =0,1 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,078}{0,1} = 0,78 < 5$$

La condition est vérifiée donc : la construction d'un filtre n'est pas nécessaire.

La condition assemblée les deux sont :  $5.d_{85} > D_{15} > 5.d_{15}$  donc est vérifié.

**IV.3.Etanchéité du barrage :**

**La clé d'ancrage :**

La profondeur de la clé d'encrage est exécutée jusqu'à **6**mètre

On détermine les dimensions du dispositif de l'ancrage par le calcul, et on les corrige d'après les conditions des exécutions des travaux en cas d'utilisation de procédés mécanisés. L'épaisseur d'élément (clef d'ancrage) est égale (3-4) m. en prend **b=4m**.

Les talus **m<sub>1</sub>=m<sub>2</sub>=1**.



**IV.4. Protection de la Crête :**

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de grave argileuse compactée). 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), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de (3 à 4) % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

**IV.5. Etude des infiltrations :****Généralités :**

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

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

Les infiltrations doivent permettre de déterminer les éléments suivants :

- la ligne de saturation du massif du barrage ;
- le débit de fuite ;
- la pression de l'eau interstitielle dans le massif.
- La zone submergée du corps de la digue

**IV.5. 1. Hypothèse de calcul :**

Afin de pouvoir effectuer les calculs d'infiltrations, d'une manière plus aisée, nous serons amenés:

- à admettre l'infiltration dans un seul plan ;
- à prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan ;
- à supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable ait un coefficient d'infiltration nul ;
- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogènes, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

**IV.5.2. Ligne de saturation :**

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

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

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

**Kozeny** a montré que la ligne de saturation est de forme parabolique, de foyer A et d'axe Ax, d'équation est :

$$\left\{ \begin{array}{l} (x+y_0)^2 = x^2 + y^2 \dots\dots\dots (IV.20) \\ \text{en point } B_2 ; (x=d \text{ et } y=h) \Rightarrow y = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (IV.21) \end{array} \right.$$

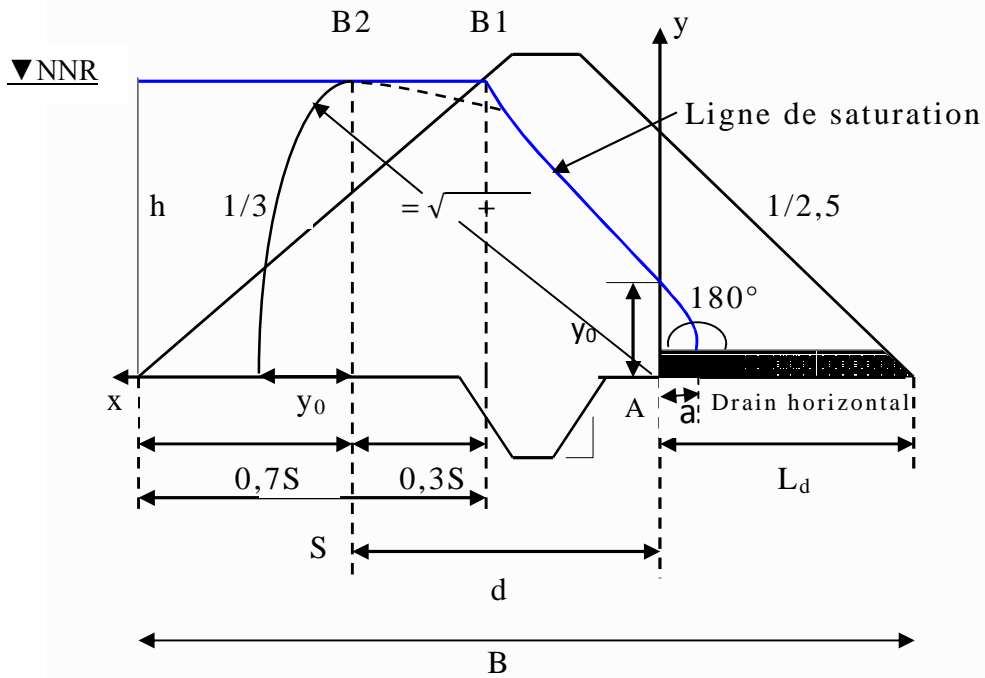


Figure IV.1. Schéma de calcul des infiltrations

B: largeur de base du massif du barrage.

X et Y : Coordonnées dans le plan (x, y).

h : Hauteur d'eau dans la retenue (m).

S : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

$L_d$  : longueur du drain tapis.

$y_0$  : la différence entre la distance  $AB_2$  et sa projection horizontale.

$\rho$  : Rayon polaire ;  $\theta$  : angle polaire avec l'axe de la parabole ( $\theta = 180^\circ$ ).

$$\rho = \frac{h}{2} \left( 1 + \frac{1}{2} \cos \theta \right) \quad \dots \dots \dots (IV.22)$$

$$\rho = a + \Delta a \quad \dots \dots \dots (IV.23)$$

$$a = AC \quad \text{et} \quad \theta = 180^\circ \implies \Delta a = 0.$$

Donc ;  $\rho = \frac{h}{2} \left( 1 + \frac{1}{2} \cos 180^\circ \right) = \frac{h}{4}$  d'où  $a = \frac{h}{4}$

$$d = B - (0,7S + L_d)$$

$$B = (m_1 + m_2) * H_B + b_{cr} = 5,5 * 36,5 + 8 = 208,75 \text{ m}$$

$$L_d = B/3 = 208,75/3 = 69,58 \text{ m}$$

$$S = m_1 h = 3 * 33 = 99 \text{ m}$$

$$0,7S = 69,3 \text{ m}$$

$$D'où; d = 208,75 - (69,3 + 69,58) = 69,9 \text{ m}$$

$$\text{On aura donc : } y_0 = 7,4 \text{ m}$$

$$a = 3,7 \text{ m}$$

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

$$Y^2 = 14,8 * X + 54,76 \dots\dots\dots (IV.24)$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau ci-après :

**Tableau IV.6 : Coordonnées de la parabole de KOZENY ;**

X	Y
0	7,4
5	11,35
10	14,24
15	16,64
20	18,73
25	20,61
30	22,33
35	23,93
40	25,43
45	26,85
50	28,19
55	29,47
60	30,70
65	31,89
69.9	33

**IV.5.3. Calcul du débit de fuite par infiltration :**

**a)- digue :**

Le débit d'infiltration est estimé à partir de la loi de DARCY traduite par l'expression suivante :

$$q=KIA \dots\dots\dots (IV.25)$$

q : Débit de fuite en m<sup>2</sup>/s ;

I : Gradient hydraulique adimensionnel ;

A : Longueur mouillée sur le parement aval du barrage en m ;

K : Coefficient de perméabilité (m/s).

Le gradient hydraulique est déterminé par :  $I = \frac{dy}{dx}$  et :  $A = y.I$

Donc :  $q = Ky \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (IV.26)$

Avec :  $y = y_0 \frac{dy}{dx}$

D'où:  $q =Ky_0$  (m<sup>3</sup>/s/ml).

Le débit total à travers le barrage sera :  $Q= q.L$

L : longueur de la digue (L=185m)

K : coefficient de perméabilité de remblai de la digue (k=10<sup>-8</sup>m/s).

**Tableau. IV.7 : Débit de fuite à travers le corps de la digue**

Y <sub>0</sub> (m)	K (m/s)	q (m <sup>3</sup> /s/ml)	q (m <sup>3</sup> /an/ml)	L (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q (m <sup>3</sup> /an)
7,4	10 <sup>-8</sup>	7,4*10 <sup>-8</sup>	2,33	185	1,37* 10 <sup>-5</sup>	431,73

**b)- Fondation :**

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy (V.24):

$$q = K.I.A$$

Avec : K : Coefficient de perméabilité ; ( $K=1,3 \cdot 10^{-7}$  m/s)

I: gradient hydraulique;

$$I = \frac{H_b}{L_b} \dots\dots\dots (IV.27)$$

( $H_b$ = charge de la retenue,  $L_b= 208,75$ m L'emprise de barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur.  $A=T.l=T$

( $T=15$ m ; Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où  $q = K.I.T$

**Tableau IV.8 : Débit de fuite de la Fondation**

$H_b$ (m)	I (gradient Hydraulique)	K (m/s)	q ( $m^3/s/ml$ )	Q ( $m^3/s$ )	Q ( $m^3/an$ )
33	0,16	$1,3 \cdot 10^{-7}$	$3,12 \cdot 10^{-7}$	$5,77 \cdot 10^{-5}$	1820

**Barrage (digue+fondation).**

Le débit total d'infiltration (en  $m^3/an$ ) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

**Tableau IV.9 : Débit de fuite de Barrage**

Digue Q ( $m^3/s$ )	Fondation Q ( $m^3/s$ )	Barrage $Q_T$ ( $m^3/s$ )	Barrage $Q_T$ ( $m^3/an$ )
$1,37 \cdot 10^{-5}$	$5,77 \cdot 10^{-5}$	$7,14 \cdot 10^{-5}$	2252

**IV.5. 4. Vérification de la résistance d’infiltration du sol du barrage :**

**1. dispositif d’étanchéité :**

La résistance d’information du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta}{\delta_{\text{moy}}} < I_{\text{adm}} \dots\dots\dots \text{(IV.28)}$$

$\Delta H$  : perte de charge dans le corps de la digue.

$\delta_{\text{moy}}$  : l’épaisseur moyenne de la digue.

$I_{\text{adm}}$  : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau

**Tableau IV.10:** Classification des barrages

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	$H_b > 100 \text{ m}$	$H_b > 50$
II	De 50 à 100 m	De 25 à 50 m
III	<b>De 20 à 50 m</b>	De 15 à 25 m
IV	$H_b < 20 \text{ m}$	$H_b < 15 \text{ m}$

Notre barrage appartient à la classe **III**

**Tableau IV.11 :** Gradient hydraulique admissible.

Sol du corps du barrage.	Classe de l’ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.6	<b>1.8</b>	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.0
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la classe III, alors on prend  $I_{\text{adm}}=1,8$

Donc :  $\Delta H = H_1 - H_2 = 33\text{m}$  et  $\delta_{\text{moy}} = 104,38\text{m}$ ;

$\rightarrow I = 0,32 \leq I_{\text{adm}}$

D’ou la résistance à l’infiltration du sol de la digue est assurée.

**2. fondation du barrage :**

La vérification de la résistance d’infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$I < \dots\dots\dots$  (IV.29)

Avec :

$I_{\text{cr}}$  : gradient d’infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation. Il est donné par le tableau :

**Tableau .IV.12 :** Détermination du gradient d’infiltration admissible.

Sols de fondation	$I_{\text{cr}}$
Argile	<b>1.2</b>
Limon	0.65
Sable gros	0.45
Sable moyen	0.38
Sable fin	0.29

$K_s$  : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d’après le tableau suivant :

**Tableau IV.13 :** Détermination de coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
$K_s$	1.25	1.20	<b>1.15</b>	1.10



$I_f$  : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$I = \frac{\Delta}{L} \dots\dots\dots (IV.30)$$

$T_c$  : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. ( $T_c=15m$ )

$\Delta H$  : charge d'eau ( $H=33m$ ).

$L$  : longueur à la base du barrage ( $L=208,75m$ ).

On a donc :  $I_f = 0,154$

Notre barrage appartient à la classe (III) ce qui donne ( $K_s=1,15$ ).

La fondation marneuse argileuse, donc:  $I_{cr} = 1.2$ .

On a donc :  $\frac{I_f}{I_{cr}} = 1,043$

On remarque que  $I_f < I_{cr}$  , donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

**IV.6. Calcul de stabilité :****IV.6.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :**

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel à la définition de la géométrie de l'ouvrage dont les pentes des talus et des principes de drainage à appliquer. Il est évident qu'un barrage mal dimensionné est instable et porte d'une part préjudice à la sécurité des populations, aux exploitations agricoles et aménagements situés à l'aval et d'autre part entraînera sûrement des travaux d'entretien et de reconstruction dont le coût pourrait influencer d'une manière négative sur l'économie locale.

Schématiquement deux formes d'instabilité mécanique sont à signaler au niveau d'un barrage en remblai à savoir :

- Le glissement des talus ;
- L'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicite moins sa fondation.

L'analyse de la stabilité du barrage consistera en la détermination des actions, combinaisons dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé.

Ici nous étudierons la stabilité vis-à-vis du risque de glissement des talus.

**IV.6.2. Stabilité des talus :**

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité au glissement, les plus courantes sont les méthodes dites de calcul à la rupture dont la méthode de FELLENIUS, BISHOP, TAYLOR ...etc. nous utiliserons ici pour notre cas la méthode de FELLENIUS dite méthode suédoise car c'est la plus pessimiste.

Dans les calculs, nous considérerons les cas de sollicitation suivants :

- Fin de construction pour le talus amont et aval.
- Fonctionnement normal pour le talus aval.
- Vidange rapide pour le talus amont.

**IV.6.3. Méthode de FELLENIUS**

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

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

1/-soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et / ou déterminer à priori.

2/- Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

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

- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

a-1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-2. Glissement en cascade.

a-3. Glissement, puit renard :

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

- l'instabilité mécanique en fondation

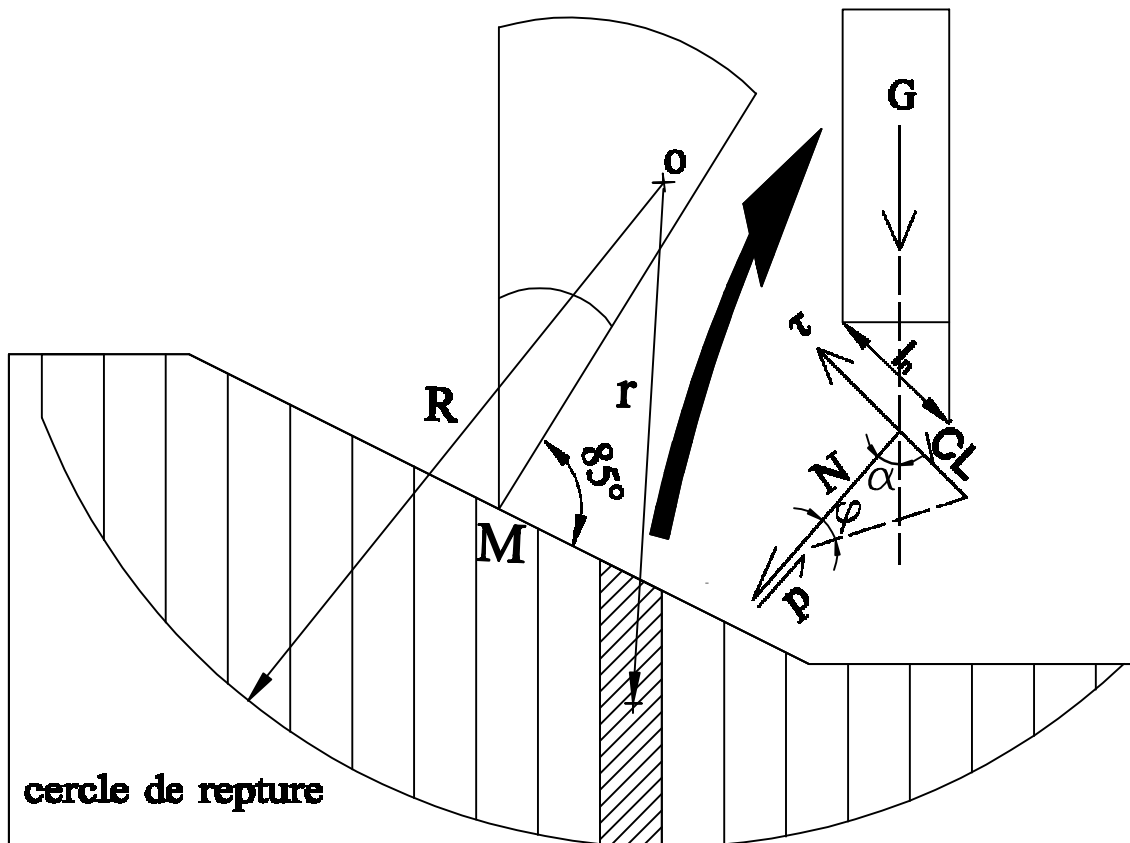


Figure IV.2. Forces agissantes sur une tranche d'un cercle de glissement

#### IV.6.4. Conséquences de l'instabilité des talus :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (talus aval et talus amont).
- Fonctionnement normal (talus amont et talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

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

**Tableau IV.14 :** Coefficients de stabilité admissibles en fonction de la classe de l’ouvrage et des combinaisons de charges.

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	<b>1,15 ÷ 1,1</b>	1,1 ÷ 1,05
Spéciales Avec séisme)	1,1 ÷ 1,05	1,1 ÷ 1,05	<b>1,1 ÷ 1,05</b>	1,05

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

- sans séisme :  $K_{adm}$  [1,15 ÷ 1,10]
- avec séisme :  $K_{adm}$  [1,1 ÷ 1,05]

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

**IV.6.4. Méthodologie de tracé et de calcul selon méthode de FONDEEV :**

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 :

$$R = K H .$$

$$R = K H .$$

$H_b$  : Hauteur totale du barrage ( $H_b=36,5m$ ).

( $K_1, K_2$ ) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d’après le **tableau. IV.15**

**Tableau. IV.15 :** valeurs des coefficients  $K_1$  et  $K_2$  pour le choix de la zone des cercles de glissement.

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

Pour notre cas :

talus	Pente du talus	$K_1$	$K_2$	$R_1$ (m)	$R_2$ (m)
Amont	3	1,0	2,3	36,50	83,95
Aval	2,5	0,875	2,025	31,94	73,91

Le centre des rayons étant le point « B » L'intersection des rayons  $R_1$  ;  $R_2$  avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur  $b=0,1R$ , on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

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

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

Composante normale (forces stabilisatrices) :

$$N = G_n \cos \alpha \dots\dots\dots (IV.31)$$

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$T = G_n \sin \alpha \dots\dots\dots (IV.32)$$

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

**IV.6.4. 1. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :**

**a)-Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :**

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

La formule s'écrit :

$$G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3) \dots\dots\dots (IV.33)$$

$h_1, h_2, h_3$  : hauteurs des tranches.

$\gamma_1$ : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation.

$\gamma_2$ : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation.

$\gamma_3$ : densité de l'assise.

$b$  : largeur de la tranche.

**b)-Force de pression interstitielle :**

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

$$P = U dl = \gamma_w h dl \dots\dots\dots (IV.34)$$

$U$  : pression interstitielle.

$dl$  : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$ ).

$h$  : hauteur de la tranche.

**c)-Forces de cohésion :**

$$F_c = c^* dl \dots\dots\dots (IV.35)$$

$C$  : Cohésion du sol (Matériau).

**d)-Forces dues au séisme :**

$$T = a_n G_n d_n \dots\dots\dots (IV.36)$$

$a_n$  : Coefficient de séisme.

$G_n$  : Poids de la tranche.

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

**IV.6.4. 2. Classement des forces :**

On peut classer toutes ces forces comme suit :

- **Les forces stabilisatrices :**

**a. Force de frottement :**

$$F_f = (N_n - U^* dl) \operatorname{tg}\varphi. \dots\dots\dots (IV.37)$$

$\varphi$  : Angle de frottement.

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

**b. Force de cohésion :**

$$F_c = c. dl \dots\dots\dots (IV.38)$$

$$\text{Avec : } dl = \frac{R \beta}{\cos \alpha} \dots\dots\dots (IV.39)$$

$$dl = \frac{b}{\cos \alpha}$$

$R$  : rayon de la courbe de glissement.

$\beta$  : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

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

$$M_s = [\sum (c dl + (N - U dl) \operatorname{tg}\varphi)] R. \dots\dots\dots (IV.40)$$



• **Les forces motrices :**

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

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

$$M = (\sum T) R \dots\dots\dots (IV.41)$$

Remarque que :  $\sin \alpha = \frac{e}{R}$  et  $\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$ .

**IV.6.5. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :**

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

**a) Retenue pleine :**

$$K = \frac{\sum (G_n) \cdot \sin \alpha}{\sum T} \geq K \dots\dots\dots (IV.42)$$

Avec séisme :

$$K = \frac{\sum (G_n) \cdot \sin \alpha}{\sum T - \sum T_s} \geq K \dots\dots\dots (IV.43)$$

**b) Retenue vide (fin de construction) :**

$$K = \frac{\sum T_s}{\sum T} \geq K \dots\dots\dots (IV.44)$$

Avec séisme :

$$K = \frac{\sum T_s}{\sum T - \sum T_s} \geq K \dots\dots\dots (IV.45)$$

**c) Vidange rapide :**

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K = \frac{\Sigma}{\Sigma} \frac{\Sigma \cdot}{\Sigma} \geq K \dots\dots\dots (IV.46)$$

Avec séisme :

$$K = \frac{\Sigma}{\Sigma - \Sigma} \frac{\Sigma \cdot}{\Sigma} \geq K \dots\dots\dots (IV.47)$$

Les résultats de calcul de stabilité sont donnés par les tableaux dans **l'Annexe .IV**

Les résultats de calcul sont regroupés dans le **Tableau (IV.17)**.

Les données des caractéristiques géotechniques des matériaux du barrage Charchar sont données dans le ci-après :

**Tableau. IV.16 : Propriétés des matériaux du barrage Charchar (source ANBT).**

<b>Zone</b>	<b>Densité apparente (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Cohésion c' (kPa)</b>	<b>Angle de friction interne φ' (en degrés)</b>
<b>Matériaux de remblai</b>			
Remblai (saturé)	20	7	27
Remblai (TEO)	19,2	7	29
<b>Fondation in situ</b>			
Profondeur 0 - 4 m : Argile sableux	20	0	32
Profondeur +4m : Marne et calcaire	25,5	200	0

(TEO) : Teneur en Eau Optimum = état drainée au-dessus du niveau de la nappe phréatique)

**Tableau IV.17 :** Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		Sans séisme ( $K_{SS,adm} = 1,15 - 1,1$ )	Avec séisme ( $K_{as,adm} = 1,1 - 1,05$ )
Fin de Construction	<u>Talus aval</u>		
	R <sub>1</sub> =70,08m	1,916	1,077
	R <sub>2</sub> =58,32m	1,915	1,096
	R <sub>3</sub> =55,40m	1,911	1,078
	R <sub>4</sub> =52,86m	1,909	1,076
	R <sub>5</sub> =49,56m	1,793	1,052
	<u>Talus amont</u>		
	R <sub>1</sub> =96,64m	2,034	1,087
	R <sub>2</sub> =80,93m	2,018	1,092
	R <sub>3</sub> =75,62m	2,009	1,083
R <sub>4</sub> =72,19m	2,014	1,081	
R <sub>5</sub> =85,65m	1,958	1,053	
Fonctionnement Normal	<u>Talus aval</u>		
	R <sub>1</sub> =66,69m	1,813	1,058
	R <sub>2</sub> =84,87m	1,671	1,065
	R <sub>3</sub> =68,00m	1,732	1,060
	R <sub>4</sub> =51,95m	1,891	1,079
R <sub>5</sub> =84,17m	1,650	1,064	
Vidange Rapide.	<u>Talus amont</u>		
	R <sub>1</sub> =89,22m	2,050	1,097
	R <sub>2</sub> =97,82m	2,005	1,072
	R <sub>3</sub> =90,56m	1,963	1,052
	R <sub>4</sub> =85,77m	1,962	1,054
R <sub>5</sub> =85,25m	1,987	1,062	

**IV.7.Conclusion :**

On remarque d’après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de fonctionnement soit strictement supérieur ou égale aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme.

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

# **Chapitre V**

## **Organisation de Chantier**

**Introduction :**

La réalisation du barrage nécessite des moyens matériels qui seront consacrés à l'exécution de l'ouvrage et à connaître les engins mécaniques modernes et rentables destinés à excaver, transporter et bétonner. Le délai de construction de l'aménagement hydraulique peut être respecté en fonction des moyens de l'entreprise.

- Travaux de préparation:
  - installation du chantier
  - mise en place des pistes et accès au site
- Réalisation de l'évacuateur de crue :
  - on réalise l'évacuateur de crue et prise d'eau en parallèle
- Etape de réalisations
  - excavation de la fouille de l'évacuateur le long du tracé à l'aide d'une pelle.
  - aménagement du fond du canal
  - aménagement des filtres et des drains
  - ferrailage, coffrage, bétonnage
  - excavation de la fosse d'affouillement.
  - protection en enrochement à la sortie de l'ouvrage.

**V-1. Travaux de réalisation :****V-1-1. Travaux de terrassements :**

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

**V-1-2. 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 :

- ✓ Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

**V-1-3. Travaux secondaires :**

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- ✓ L'aménagement de la zone d'emprunt.
- ✓ Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- ✓ Reboisement des zones à risque d'érosion au alentour du barrage.

Tous les travaux peuvent être exécutés à partir de l'automne de la première année de construction et au cours de la deuxième année sauf pendant la période humide.

**V-2. Les moyens de chantier :**

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux.

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

**A- Les moyens humains :**

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

**B - Les engins de terrassement :**

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement ...).

- ✓ Le bulldozer.
- ✓ Pelle mécanique.
- ✓ Chargeur à pneu ou à chenilles.
- ✓ Décapeuse.
- ✓ Les niveleuses et les camions.

Le compactage des remblais est une phase très important parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants:

- ✓ Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- ✓ Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.

Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

**C - Le matériel de bétonnage :**

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur .....).

**D - Le matériel spécifique :**

On utilise comme matériel :

- ✓ Les engins de forage et d'injection.
- ✓ Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

**V-3. Programme des travaux :**

Un programme d'exécution des travaux sous la forme d'un diagramme de Gantt. Le programme est basé sur les suppositions suivantes :

- Un délai de 6 mois pour la mobilisation de l'entreprise et l'installation du chantier.
- La dérivation de l'oued au début du premier hiver (en supposant que la mobilisation commencera au début de l'année).
- Le remblai sera posé à un taux moyen d'à peu près 2 000 m<sup>3</sup>/jour.
- La fermeture de la dérivation provisoire se réalisera au début de l'hiver de la deuxième année de construction.

La durée des chantiers dépendra bien sûr des moyens engagés par l'(les) entreprise(s). Pour l'établissement du programme des travaux donnés dans la planche N ..., ont été adoptés des rendements pouvant être raisonnablement respectés par des entreprises de taille moyenne. Pour les rendements les plus caractéristiques.

**V-4. Planification :****V-4-1. Définition :**

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

Installation des postes de travail ;

Observations instantanées ;

Analyse des tâches ;

Définition des objectifs et des attributions ;

Simplification des méthodes ;

Stabilisation des postes de travail.

### V-4-2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

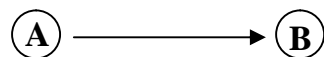
#### V.4.2.1 Méthodes basées sur le réseau :

##### A-Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

##### B-Construction du réseau :

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches : il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.
- Détermination des tâches antérieures : après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau, car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.
- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- Construction du réseau ;

#### V.4.2.2. 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<sup>ère</sup> phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.



2<sup>ème</sup> phase: analysé systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3<sup>ème</sup> phase: adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

**V.4.2.3. 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.

**V.4.2.4. 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 :

$$\begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{cases}$$

**V.4.2.5. 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 :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

**V.4.2.6. 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:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{array} \right.$$

**V.5. Les plannings :**

Il existe trois types du plan de travail :

**V.5.1. Plan du travail au plus tôt :**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

**V.5.2. Plan de travail au plus tard (PTPP) :**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

**V.5.3. Plan de travail intermédiaire :**

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

**V.6. Délai de construction et programme des travaux :**

- Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches.
- 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.

**V.7. Symboles des différentes opérations :**

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

**Tableau V.1 : symboles des opérations**

<b>Symboles</b>	<b>Opérations</b>	<b>Durée (mois)</b>
MIC	Mobilisation & installation de chantier	6
EP	Excavations phase 1	1
BCD	Bétonnage de conduite de dérivation	5
B	Batardeau	2
DO	Dérivation de l'oued	0
EP	Excavations phase 2	6
FI	Forages et injections	3
R	Remblais	12
BPEC	Bétonnage de prise d'eau et évacuateur de crue	6
EHE	Equipements hydromécaniques et électriques	3
EA	Equipements d'auscultation	2
MEB	Mise en eau du barrage	0
D	Démobilisation	3

Les figures du réseau à nœuds de l'organigramme des opérations et le diagramme de Gant sont représentées ci après.

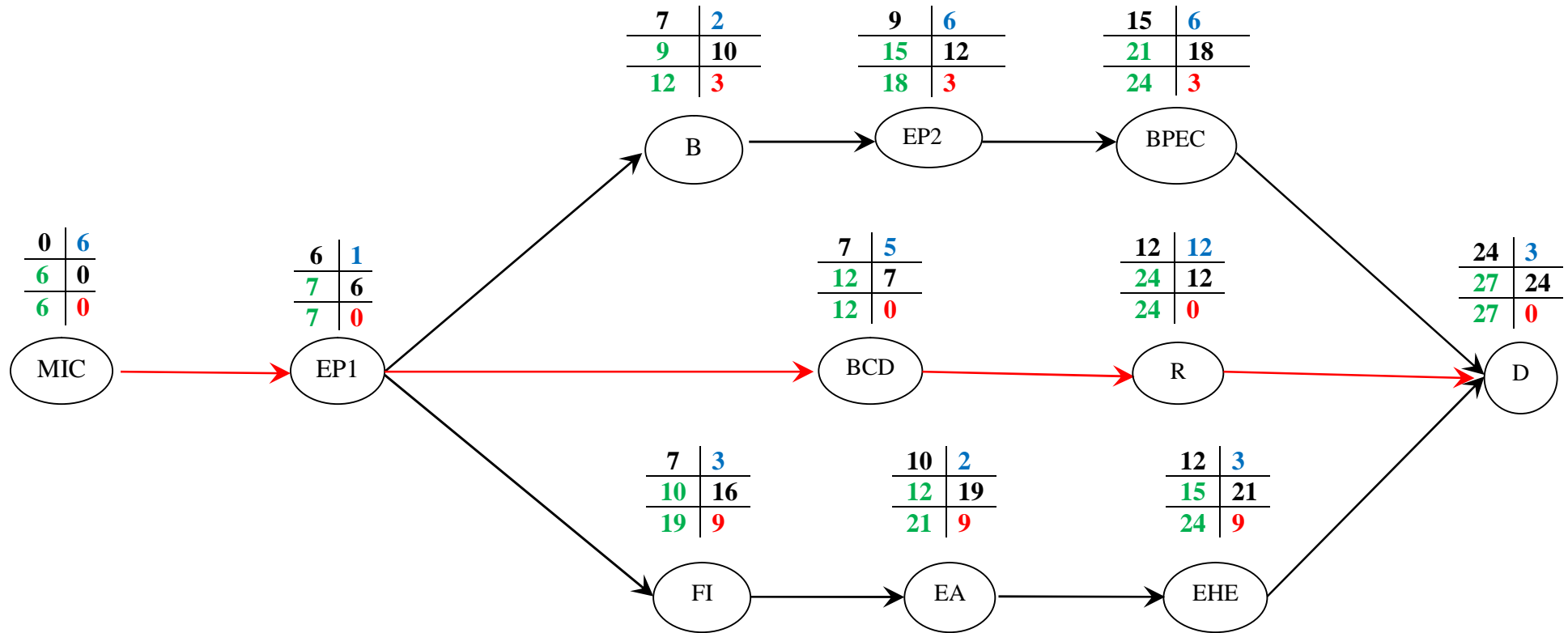


Figure V.1 : réseau à nœuds

**Tableau. V.2: Programme des travaux pour la réalisation de barrage charchar (Diagramme de GANTT)**

Symboles	Désignation des travaux	Temps de réalisation	CALENDRIER												
			1 <sup>ère</sup> année				2 <sup>ème</sup> année				3 <sup>ème</sup> année				
			1 <sup>er</sup> tri	2 <sup>ème</sup> tri	3 <sup>ème</sup> tri	4 <sup>ème</sup> tri	1 <sup>er</sup> tri	2 <sup>ème</sup> tri	3 <sup>ème</sup> tri	4 <sup>ème</sup> tri	1 <sup>er</sup> tri	2 <sup>ème</sup> tri			
MIC	Mobilisation & installation de chantier	6 mois	■												
EP1	Excavations phase 1	1 mois			■										
BCD	Bétonnage de conduite de dérivation	5 mois			■										
B	Batardeau	2 mois			■										
DO	Dérivation de l'oued	0 mois			0										
EP2	Excavations phase 2	6 mois			■										
FI	Forages et injections	3 mois			■										
R	Remblais	12 mois					■								
BPEC	Bétonnage de prise d'eau et évacuateur de crue	6 mois					■								
EHE	Equipements hydromécaniques et électriques	3 mois					■								
EA	Equipements d'auscultation	2 mois				■									
MEB	Mise en eau du barrage	0 mois										0			
D	Démobilisation	3 mois											■		

**V.8. Détermination du chemin critique :**

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 6 + 1 + 5 + 12 + 3 = 27 \text{ moi}$$

**V.9. Devis estimatif**

Le devis estimatif est déterminé en fonction de la quantité des travaux et, des matériaux utilisés pour la réalisation du projet, notre, étude concernant L'établissement du devis se basera essentiellement sur les prix actualisés adopter pour différentes quantité de ferrailage, de coffrage, de bétonnage.

Le détail estimatif du barrage est basé sur les prix unitaires pour la construction des barrages RAMDAN DJAMEL (W .SKIKDA) et ZAOIA (W.TIZI OUZOU)

**Tableau V.3 : Devis estimatif**

	Description	Unité	DA	Quantité	DA
1	<b>Excavations</b>				
	a) Tout matériaux	m <sup>3</sup>	360	117 562	42 322 320
	b) Supplément pour les roches	m <sup>3</sup>	270	9 580	2 586 600
2	<b>Forages et injections</b>				
	a) Injection de l'écran	m	4400	5000	22 000 000
	b) Injection de consolidation	m	4400	1 830	8 052 000
3	<b>Digue</b>				
	a) décapage	m <sup>3</sup>	160	10123	1619680
	b) Remblai	m <sup>3</sup>	280	343998	96319440
	c) Gravier	m <sup>3</sup>	600	9633	5779800
	d) Sable	m <sup>3</sup>	600	5153	3091800
	d) Pied en enrochement	m <sup>3</sup>	500	350	175000
	e) Rip-rap	m <sup>3</sup>	800	14070	11 256 000
4	<b>Évacuateur de crue</b>				
	a) Béton armée	m <sup>3</sup>	32 000	13 373	80 238 000
	b) Béton de masse	m <sup>3</sup>	800	470	376 000
	c) Coffrage	m1	1 800	10 590	19 062 000
	d) Ferrailage	t	85 000	1 070	90 950 000
	e) Rip-rap	m <sup>3</sup>	800	4 600	3 680 000
	<b>SOUS-TOTAL A</b>				376 027 065
5	<b>Installation de chantier (% du sous-total A)</b>	%	20		7 520 541
	<b>SOUS-TOTAL B</b>				383 547 606
6	<b>TVA (% du sous-total D)</b>	%	17		6 520 309
<b>COÛT TOTAL DU PROJET (en DA)</b>					<b>773 615 521</b>

**Conclusion :**

La durée totale du marché de construction sera de 27 mois à partir de l'adjudication du marché jusqu'à la fin de la démobilisation de l'entreprise.

Le prix d'évaluation global du barrage charchar est 774 millions de DA pour. L'avant-métré est donné en Tableau V.3.

# **Chapitre VI**

## **Protection et Sécurité de Travail**



**CHAPITRE N°VI : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL****Introduction :**

Les forces productives de la société sont d'autant plus réduites que le nombre d'accident de travail et de maladies professionnelles augmentent. En Algérie, une perte considérable en temps et en argent a été ressentie suivant les données de la sécurité sociale. Les causes les plus fréquentes sont dues aux objets en cours de manutention ainsi qu'aux emplacements de travail, les surfaces de circulation et les masses en mouvements.

L'esprit négatif des accédants et maladies professionnelles se répercute sur la production et sur le plan financier et humain qui n'est autre que le capital le plus précieux de ce pays.

Notre objectif essentiel est de réduire au maximum la fréquence et la gravité des accidents. Pour cela, il a été élaboré un certain nombre de consignes et de règlements que l'on appelle "sécurité du travail" .

L'esprit de sécurité doit régner dans une enceinte de travail, ce qui permettra de façon efficace de réduire le taux d'accidents ; La direction et le service de sécurité au personnel en lui

**VI.1. Causes des accidents de travail :**

Les différents facteurs réagissant les causes d'accédants de travail se subdivisent en deux catégories : l'une se traduit par les facteurs humains, l'autre par les facteurs matériels.

**VI.1.1. facteurs humains :**

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue excessive
- Manque de concentration.
- L'agitation
- La nervosité.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Taux d'erreur important.

**VI.1.2.facteurs matériels :**

Les causes d'accidents d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- Du lieu de travail (éclairage, conditions climatiques).
- Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

**VI.2.Causes des maladies professionnelles :****a) Les poussières**

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus graves et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

Ces maladies se traduisent par un certain nombre de symptômes tels que :

-dyspnée : au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit à une insuffisance respiratoire plus importante.

-l'hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

**b) Le bruit**

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dus à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieurs à une seconde et aiguë, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne.

Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audimétrique bilatéral par lésions cochléaires irréversibles, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

**VI.3. Conditions dangereuses dans le chantier :**

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

**VI.3.1. Méthode et moyens de prévention :**

- Assurer une protection individuelle.
- Assurer un entretien continu.
- Prudence demandée.
- Eviter toute cadence supérieure à la normale.
- Assurer aux installations des protections.
- Utiliser des protections (gardes corps).
- Assurer un stockage rationnel

**VI.4. Actions dangereuses :**

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

**VI.4.1.Méthode et moyens de prévention :**

- Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- La protection individuelle est obligatoire.
- Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- L'intervention à une meilleure utilisation.
- Veiller à une meilleure utilisation.

**VI.5 : Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :**

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

- 1/ Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.
- 2/ Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.
- 3/ Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m<sup>3</sup> d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

On a :

$$Q = A_m \cdot N$$

Q : Débit d'air frais en (m<sup>3</sup>/h).

A<sub>m</sub> : L'alimentation Minimum (A<sub>m</sub> = 30 m<sup>3</sup> / h / personne)

N: Nombre de personne dans le lieu à aérer.

**VI.5.1 : Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :**

- **Etude de dimensionnement du réseau de ventilation :**

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

- Etude détaillée des plans des ouvrage à aéré et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.
- Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.
- Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.

Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placer en fins des conduites présentes des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.

- Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

**1. La méthode dynamique :**

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau suivant :

**Tableau V.1 :** vitesse de l'air dans les différentes canalisations

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5) m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

**2. Méthode d'équifriction :**

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

**VI.5.2 : Calcul du diamètre des canalisations :**

On à la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = Q/ V \text{ (m}^2\text{)}.$$

Q: Debit d'air (m<sup>3</sup>/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite.

On a encore :

$$Q = \frac{\pi.V.D^2}{4} \text{ (m}^3 \text{ / s)} \quad \text{D'où : } D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V}} \text{ (m)}.$$

**VI.6.Conclusion :**

Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; de simples petites meurtrissures aux mortelles.

Des milliers d'accident graves ont leurs origines dans de simples blessures qu'on aurait pu éviter par l'emploi de dispositifs de sûreté (casque, gants masques, lunette....).

Tous ces accidents ainsi que les détériorations du matériel qui les accompagnent fréquemment sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque exclusivement dus à la négligence et à l'inobservation des règles les plus élémentaires de sécurité.

## Conclusions générale

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de la digue de barrage de charchar permis de tirer les conclusions suivantes :

✱ La construction du barrage de charchar est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. de plus, le choix d'un barrage du type "en terre" comme digue principale permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ, ce qui permettra un emploi intensif de main d'œuvre locale.

✱ L'hydrologie est relativement favorable. L'oued est pérenne et le volume régularisé Par  $\text{Hm}^3$  de volume de la retenue est suffisant.

✱ La topographie du site de barrage est relativement favorable avec une vallée étroite.

✱ Le barrage sera formé d'une digue principale et une digue de col en terre homogène volume de retenue brut sera égal à  $5,145 \text{ Hm}^3$ . Le Cote de Retenu Normale sera à 113 m NGA et la crête de la digue à 116,5 m NGA. La hauteur maximale de digue principale au-dessus de la fondation la plus basse sera égale à 36,5 m et le volume mort  $0,75 \text{ Hm}^3$  col sera de 14m. Des matériaux qui conviennent pour les digues sont présents dans la cuvette.

✱ La stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas de sollicitation.

✱ Le prix d'évaluation global du barrage s'élève à 774 millions de DA et la durée de réalisation 27mois.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AGUSTIN Alvarez Garcia, 2004. Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs des crues. Agence Nationale des barrages et transferts (ANBT) et Tecnica Hidraulica.S.A. Alger.
- BEN HEBAL Souad, 2008. Etude de faisabilité d'un petit barrage sur Oued R'hob (Rebaia-Seghouane) W. de Média. Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique (ENSH). Blida.
- BENLAOUKLI B. et TOUAÏBIA B., 2004. Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. Blida.
- BIZOT E, 1956. Béton armé. Editions Eyrolles. Paris.
- DURAND Jean, 1999. Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. Edition Centre de machinisme agricole du génie rural des eaux et des forets (CEMAGREF). Paris.
- ENERGOPROJECTT HIDROINZENJERING, 2004. Etude de faisabilité du barrage de Bounachi sur Oued Rabta (W. Tizi Ouzou). Un bureau d'étude Allemand pour l'agence nationale des barrages et transferts (ANBT). Alger.
- GUERRIN A, 1986. Traité de béton armé Tome VII. Edition Dunod. Paris.
- HASSANE Mohammed, 1995. Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de Crue à entonnement frontal. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
- HASSANE Mohammed, 1998. Formulaire de calcul des aménagements. Ecole nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
- HASSANE Mohamed, 2004. Abaques de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
- HIRECHE Mohammed, 1991. Constructions hydrotechniques (III). Edition I.N.E.S. Agronomie de Chleff-Direction des études-Département hydraulique. Chleff.
- KEDJOUR Nasr-Eddine, 2005. Le laboratoire du béton. Office des publications universitaires (Ben Aknoun). Alger.
- KEMOUGUETTE Said, 1995. Etude et conception de l'évacuateur de crues du barrage Sidi Hamadouche W. de Mascara. Mémoire de fin d'étude d'ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique (ENSH). Blida.



- LABORDE J.P., 2003. Hydrologie de surface. Edition de l'agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH) – Ministère des ressources en eau. Alger.
- LENCASTRE Armando, 1995. Hydraulique générale. Edition : Eyrolles et Safege. Université nouvelle-Lisbonne. Portugal.
- LUIS E. Rosete Gamboa, 2004. Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs de crues. Edition : L'agence nationale des barrages et transferts (ANBT)-Unité retenue collinaire et Tecnica-Hidraulica.S.A. Ingenieros consultores. Alger.
- MIHOUBI K., 1999. Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir (cas d'une fondation non rocheuse). Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida.
- SARI Ahmed, 2002. L'hydrologie de surface. Edition : Distribution Houma. Alger.
- SLAHDLI Namik, 2008. Etude de faisabilité du barrage de Bounachi sur l'Oued Rabta (W. Tizi Ouzou). Mémoire de fin d'étude d'un ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique (ENSH). Blida.
- RANALD V. Giles, 1997. Mécaniques des fluides et hydraulique. Une traduction de la 3<sup>e</sup> édition américaine de Schum's Outline of Theory and Problems of Fluids Mechanics and Hydraulics. New York.
- REMENIRAS G., 1999. L'hydrologie de l'ingénieur. Edition : Eyrolles. Paris.
- RICHARD O. Sinniger, 1989. Traité de génie civil de l'école polytechnique fédérale de lausanne : volume 15 ; constructions hydrauliques. Edition Presses polytechniques Romandes. Suisse.
- ROLLEY René, 1974. Technique des barrages en aménagement rural. Ministère de l'agriculture-Direction de l'aménagement-Groupe de travail permanent pour les barrages en aménagement rural. France.
- TOUAÏBIA Bénina, 2004. Manuel pratique d'hydrologie. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.

# **Annexes**

**Tableau. I.1 : Récapitulatif des résultats des essais relatifs à l'Essai de Proctor normal et Limite d'Atterberg**

N° Puits	Profondeur (m)	W nat. (%)	$\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )	Limites d'Atterberg			Proctor normal	
				WL	WP	IP	W Opm (%)	DSM (g/cm <sup>3</sup> )
P1	0.30 – 0.95	10.87	2.69	---	--	--	--	--
	0.95 – 1.20	13.52	2.63	--	--	--	--	--
	1.20 – 1.90	25.11	2.58	--	--	--	--	--
P2	0.30 – 1.20	22.83	2.69	55	29.41	25.59	14.7	1.76
P4	0.40 – 2.00	26.43	2.65	62	31.39	30.61	16.2	1.71
P5	0.45 – 1.00	22.83	2.66	65	31.49	33.51	16.3	1.69
P6	0.30 – 0.70	23.57	2.65	56	26.51	29.49	16.3	1.70
P7	0.60 – 1.20	10.00	2.63	68	32.18	35.82	16.6	1.69
P8	0.0 – 1.00	6.76	2.69	73.5	37.53	35.97	--	--
P9	0.25 – 0.85	3.99	2.70	72.5	36.31	36.19	--	--
	0.85 – 1.60	15.33	2.70	47.5	25.27	22.23	--	--
P10	0.30 – 1.80	5.50	2.70	72.5	34.56	37.94	18.1	1.72
P12	0.00 – 0.85	5.42	2.70	71.5	35.31	36.19	18.1	1.68
	0.85 – 3.00	13.59	2.72	71.5	35.40	36.10	18.1	1.67
P13	0.00 – 0.25	2.48	2.73	29.5	16.23	13.27	--	--
	1.10 – 2.00	5.82	2.72	59.5	28.08	31.42	18.2	1.75
	2.00 – 3.00	5.66	2.69	51.5	25.75	25.75	--	--
P14	0.60 – 1.50	7.40	2.69	--	--	--	--	--
	1.10 – 2.70	4.30	2.73	--	--	--	16.1	1.72
P15	1.50 – 3.50	2.71	2.72	49.5	25.76	23.74	16.1	1.78
P15	1.50 – 3.50	15.79	2.72	47.5	25.70	21.80	--	--
P16	0.30 – 0.80	4.57	2.70	66.5	33.62	26.97	--	--
	0.80 – 2.60	6.48	2.72	60.5	30.99	29.51	18.1	1.66
	2.60 – 3.40	12.50	2.72	66	34.62	31.38	--	--
P17	0.35 – 0.65	8.52	2.72	37.5	20.22	17.28	--	--
	0.65 – 2.10	2.31	2.70	66.5	33.35	33.15	18.2	1.76

## ANNEXE.I

**Tableau. I.2 : Puits de reconnaissance et échantillonnage (zone d'emprunt)**

N° De Puits	Profondeur du puits (m)	Description	Profondeur d'échantillon (m)
P1	3.40	0,00 - 0,40 Argile brune 0,40 - 0,95 Sable limoneux et gravier 0,95- 1,20 Sable limoneux argileux 1,20 - 1,90 Sable et gravier 1,90- 2,00 Argile noir 2,00- 2,40 Alluvions (galet et graviers) 2,40 - 3,40 Marnes et marnes calcaire	0,40 - 0,95 0,95 - 1,20 1,20 - 1,90
P2	3.80	0,00 - 0,30 Argile brune et racines 0,30 - 1,20 Argile rouge, plastique 1,20 - 3,70 Argile rouge, avec passage de niveaux de marnes 3,70- 3,80 Alluvions (galets et graviers)	0,30 - 1,20 1,50 - 1,70
P3	1.00	0,00 - 0,20 Argile brune 0,20 - 1,00 Mica schiste, altéré, oxydés, friable	Pas d'échantillons
P4	2.30	0,00 - 0,40 Argile brune 0,40 - 2,00 Argile beige, plastique 2,00 - 2,30 Argile marneuse	0,70 - 0,90 0,40 - 2,00
P5	2.30	0,00 - 0,40 Argile brune 0,40 - 1,40 Argile beige, plastique 1,40 - 1,60 Argile plastique, beige 1,600 - 2,30 Marnes calcaires	0,60 - 0,90 0,45 - 1,00
P6	2.90	0,00 - 0,25 Argile brune, plastique 0,25 - 0,35 Argile brune plastique 0,35 - 2,80 Grès, jaune, altéré, friable 2,80 - 2,90 Marnes calcaires, et argile marneuse	0,30 - 0,50 0,30 - 0,70
P7	2.30	0,00 - 0,20 Argile limoneuse, brune 0,20 - 1,20 Argile beige plastique 1,20 - 2,10 Argile ocre avec quelques graviers 2,10 - 2,30 Schistes altérés	0,60 - 0,75 0,75 - 1,20
P8	2.65	0,00 - 1,00 Argile brune 1,00 - 1,20 Argile de couleur beige, plastique 1,20 - 2,15 Marnes verdâtre schisteuse 2,15 - 2,65 Marnes calcaires, schisteuse 2,65 + Calcaires marneux, dur	0,00 - 1,00
P9	1.90	0,00 - 0,25 Limon sableux beige 0,25 - 0,85 Argile légèrement marneuse 0,85 - 1,60 Marnes argileuse 1,60 - 1,90 Alluvions (gros galets gréseux)	0,25 - 0,85 0,85 - 1,60
P10	2.10	0,00 - 0,30 Limons sableux 0,30 - 1,80 Argile jaune, plastique 1,80 - 2,10 Alluvions dans matrice argileuse oxydée	0,30 - 1,80
P11	1.60	0,00 - 0,30 Argile brune, limoneuse 0,30 - 1,10 Argile beige, graveleuse 1,10 - 1,60 Argile beige avec nodules de calcaire	Pas d'échantillons
P12	3.00	0,00 - 0,85 Argile brune avec nodules de calcaire 0,85 - 3,00 Alternance de grès jaune et d'argile crayeuse	0,00 - 0,85 0,85 - 3,00
P13	3.00	0,00 - 1,10 Argile brune, présence de cailloux 1,10 - 2,00 Argile marneuse, plastique 2,00 - 3,00 Marnes argileuse avec lentille de marnes	1,10 - 2,00 2,00 - 3,00
P14	3.20	0,00 - 0,25 Limon gris légèrement argileux 0,25 - 1,10 Sable argileux et graveleux 1,10 - 2,70 Argile sableuse légèrement marneuse 2,70 - 3,20 Sable argileux avec cailloux et graviers	1,10 - 2,70 0,25 - 1,10
P15	3.80	0,00 - 0,40 Limon argileux gris 0,40 - 0,60 Sable limoneux, argileux, gris 0,60 - 1,15 Argile, marron, avec graviers 1,15 - 3,50 Argile marneuse, marron 3,50 - 3,80 Argile graveleuse, marron	0,60 - 1,50 1,50 - 3,50
P16	3.40	0,00 - 0,30 Limon argileux, gris 0,30 - 0,80 Sable argileux, brune 0,80 - 2,60 Argile marneuse, marron limoneuse 2,60 - 3,40 Argiles sableuses avec graviers et cailloux	0,30 - 0,80 0,80 - 2,60 2,60 - 3,40
P17	3.1	0,00 - 0,35 Limon argileux, gris 0,35 - 0,65 Argile sableuse de couleur rouille 0,65 - 2,10 Argile de couleur marron 2,10 - 3,00 Argile de couleur marron 3,00 - 3,10 Fragments de schistes dans matrice argileuse, marron	0,35 - 0,65 0,65 - 2,10 2,10 - 3,00

**Tableau. I.3: Corrélation entre la classification unifiée des sols et la Performance du Barrage.**

Classification Unifiée du sol	Perméabilité relative	Coefficient de Perméabilité (m/s)	Résistance relative au cisaillement	Résistance relative au Renard	L'aptitude relative à travailler avec le matériau
CL	Très bas	$10^{-10} - 10^{-8}$	Moyenne	Forte	Bonne à moyenne
GC	Très bas	$10^{-10} - 10^{-7}$	Forte	Forte	Très bonne
SC	Très bas	$10^{-10} - 10^{-6}$	Forte à moyenne	Forte à moyenne	Bonne à moyenne
SM	Bas à très bas	$10^{-9} - 10^{-5}$	Forte	Moyenne à faible	Bonne à médiocre
OL - ML	Très bas	$10^{-11} - 10^{-7}$	Faible	Moyenne à faible	Mauvaise à très mauvaise

**Tableau. I.4 : Essais Chimique (zone d'emprunt)**

N° de Puits	Profondeur (m)	Description du sol	M O (Poids)	Chlorures CL (%)	Carbonates CaCO3 (%)	Classification
P2	0.30 – 1.20	Argile	0.16	Traces	Traces	Argile
P4	0.40 – 2.00	Argile	0.16	Traces	Traces	Argile
P5	0.45 – 1.00	Argile	0.21	Traces	Traces	Argile
P6	0.30 – 0.70	Argile	0.63	Traces	Traces	Argile
P7	0.60 – 1.20	Argile	0.21	Traces	Traces	Argile
P9	0.25 – 0.85	Argile légèrement marneuse	0.42	-	Traces	Argile
	0.85 – 1.60	Marnes argileuse	0.16	-	Traces	Marne
P10	0.30 – 1.80	Argile	0.26	-	Traces	Argile
P12	0.00 – 0.85	Argile	0.47	-	11.18	Argile
	0.85 – 3.00	Alternance grès jaune et d'argile crayeuse	0.26	-	8.60	Argile
P13	0.00 – 0.25	Argile	0.73	-	1.72	Argile
	1.10 – 2.00	Argile marneuse	0.37	-	0.86	Argile
P14	0.60 – 1.60	Sable argileux	0.26	-	Traces	Argile
	1.60 – 2.70	Argile sableuse	0.21	-	Traces	Argile
P15	1.50 – 3.50	Argile marneuse	0.21	-	Traces	Argile
P16	0.30 – 0.80	Sable argileux	0.73	-	Traces	Argile
	0.80 – 2.60	Argile marneuse	0.57	-	Traces	Argile
	2.60 – 3.40	Argile sableuse	0.26	-	Traces	Argile
P17	0.35 – 0.65	Argile sableuse	0.63	-	Traces	Argile
	0.65 – 2.10	Argile	0.52	-	Traces	Argile

## ANNEXE.I

**Tableau. I.5: Classification des Sols en Fonction de la Granulométrie et des Limites D'Atterberg (zone d'emprunt).**

Puits	Profondeur (m)	Description	D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cu	Cc	WL	WP	IP	Classification
<b>P1</b>	0.40 – 0.95	Sable limoneux	6.914	0.556	-	-	-	-	-	-	Sable
	0.95 – 1.20	Sable limoneux argileux	1.115	0.298	-	-	-	-	-	-	Sable
	1.20 – 1.90	Sable et gravier	0.161	-	-	-	-	-	-	-	Sable
<b>P2</b>	0.30 – 1.50	Argile plastique	0.032	0.002	-	-	-	55	29.41	25.59	CL
<b>P4</b>	0.40 – 2.00	Argile	0.013	0.002	-	-	-	62	31.39	30.61	CL
<b>P5</b>	0.45 – 1.00	Argile	0.023	0.008	0.002	1.60	14.03	65	31.49	33.51	CL
<b>P6</b>	0.30 – 0.70	Argile	0.019	0.005	0.001	1.03	14.88	56	26.51	29.49	CL
<b>P7</b>	0.60 – 1.20	Argile	0.012	0.004	-	-	-	68	32.18	35.82	CL
<b>P8</b>	0.00 – 1.00	Argile	0.019	0.005	0.001	1.24	19.04	73.5	37.53	35.97	CL
<b>P9</b>	0.25 – 0.85	Argile	0.026	0.002	-	-	-	72.5	36.31	36.19	CL
	0.85 – 1.60	Marne argileuse	0.016	0.004	-	-	-	47.5	25.27	22.23	CL
<b>P10</b>	0.30 – 1.80	Argile	0.017	0.001	-	-	-	72.5	34.56	37.94	CL
<b>P12</b>	0.00 – 0.85	Argile	0.026	0.007	0.002	1.07	-16.170	71.5	35.31	36.19	CL
	0.85 – 3.00	Grès jaune et argile crayeuse	0.015	0.002	-	-	-	71.5	35.40	36.10	SC
<b>P13</b>	0.00 – 0.25	Argile	0.081	0.003	-	-	-	29.5	16.23	13.27	CL
	1.10 – 2.00	Argile marneuse	0.012	0.003	-	-	-	59.5	28.02	31.42	CL
	2.00 – 3.0	Marnes argileuse	0.020	0.006	0.001	1.45	17.09	51.5	25.75	25.75	CL
<b>P14</b>	0.60 – 1.60	Sable argileux	0.015	0.004	0.001	0.93	14.92	-	-	-	Sable
	1.10 – 2.70	Argile sableuse	0.019	0.004	0.001	0.96	17.08	-	-	-	El fin
<b>P15</b>	1.50 – 3.50	Argile marneuse	0.037	0.004	-	-	-	49.5	25.76	23.74	CL
	1.50 – 3.50	Argile marneuse	0.015	0.004	-	-	-	47.5	25.70	21.80	CL
<b>P16</b>	0.30 – 0.80	Sable argileux	-	-	-	-	-	66.5	33.62	32.88	Sable
	0.80 – 2.60	Argile marneuse	-	-	-	-	-	60.5	30.99	29.51	CL
	2.60 – 3.10	Argile	-	-	-	-	-	66	34.62	31.38	CL
<b>P17</b>	0.35 - 0.65	Argile sableuse	0.055	0.003	-	-	-	37.5	20.22	17.28	CL
	0.65 – 2.10	Argile	0.016	0.004	-	-	-	66.5	33.35	33.15	CL

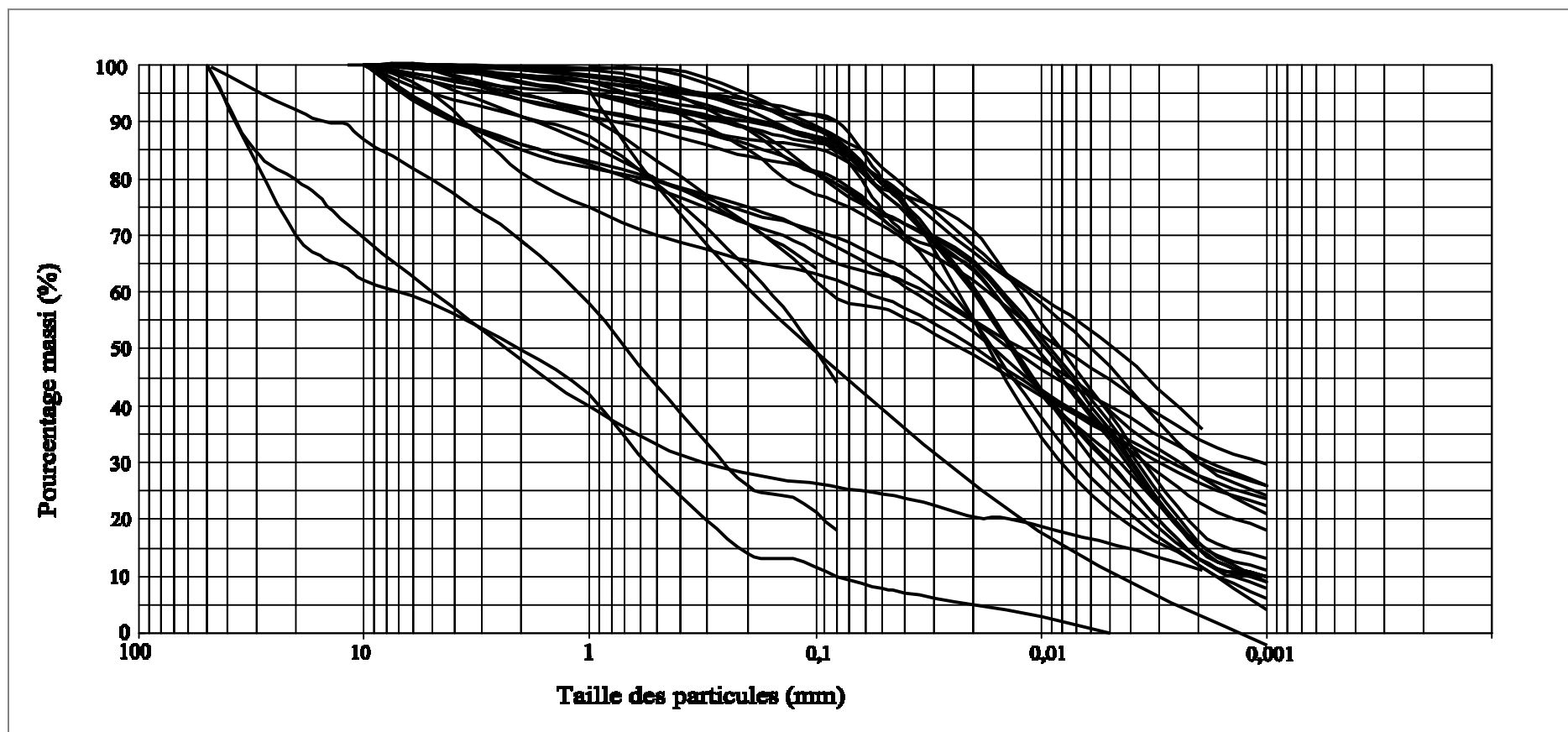


Figure .1.2.fuseau granulométrique pour les matériaux de la digue de barrage charchar

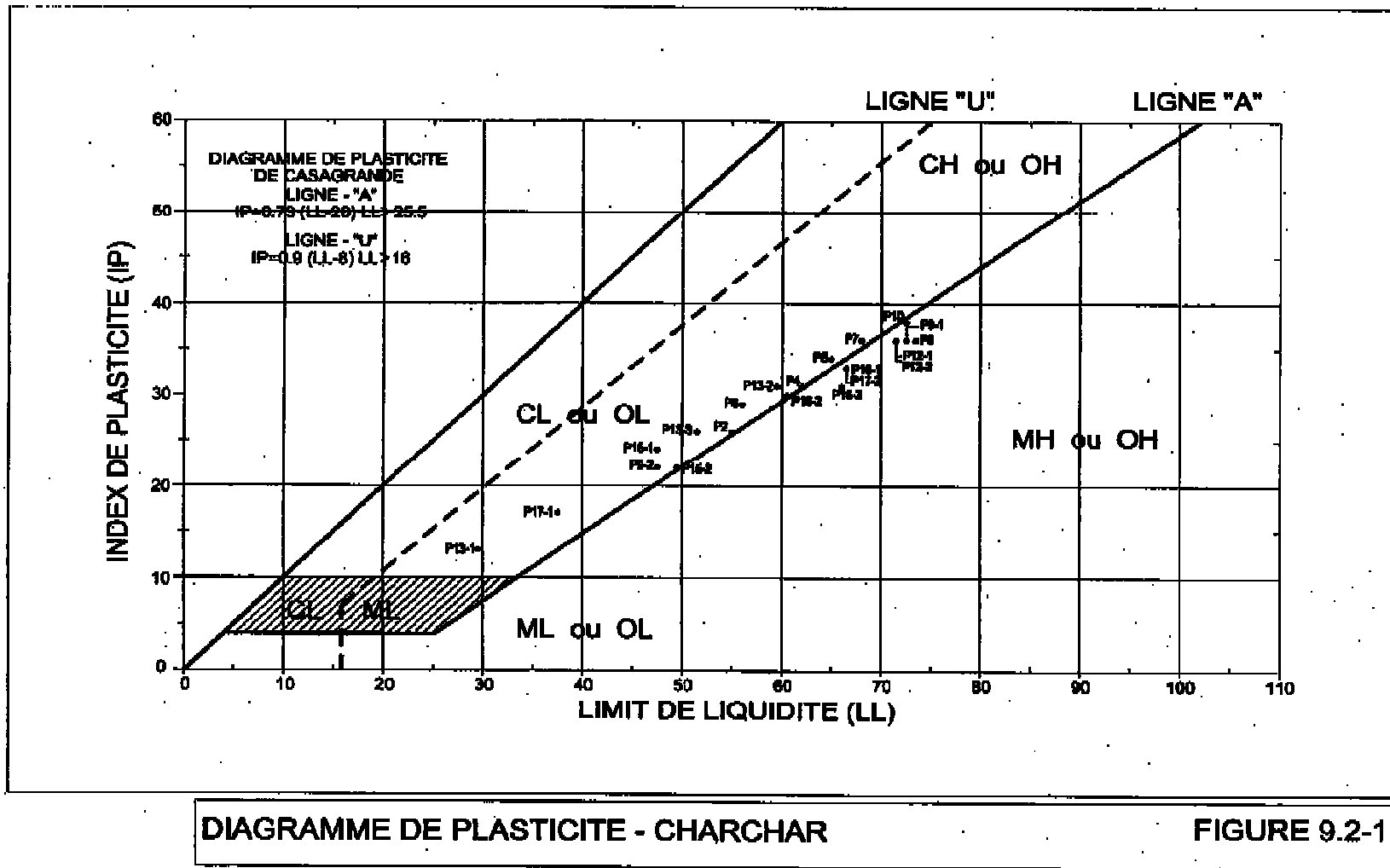


Figure.1.2.diagramme de plasticité de barrage charchar



Tableau. II.1 : Résumé des essais de perméabilité ou essai de lugeons du site de barrage de Charchar.

N° de Sondage	Location	Lieu d'essai (m)	Pourcentage de Carotte (%)	RQD (%)	Géologie		Etendu Valeurs de Lugeons	Observations
					Type de Roche	Altération		
<b>1. SONDAGES DANS L'AXE DE LA DIGUE PRINCIPALE</b>								
S1	Flanc gauche	5-10	46-90	0-13	Schistes micacé et Marne	Fortement dégradé	3	Perméabilité faible
		10-15	55-62	11-22	Schistes micacé	Fortement dégradé à Moyennement dégradé	<2	Imperméable
		15-20	64-83	6-13	Schistes micacé	Moyennement dégradé	<2	Imperméable
		20-25	70-100	0-33	Schistes micacé	Moyennement dégradé	<2	Imperméable
		25-30	60-100	0-82	Schistes micacé, satiné	Moyennement dégradée à peu dégradé	<2	Imperméable
		30-35	88-100	46-80	Schistes micacé, satiné	Peu dégradé	<2	Imperméable
		35-40	73-98	6-60	Schistes micacé, satiné	Peu dégradé	<2	Imperméable
S2	Flanc gauche	15-20	56-100	0-70	Schistes micacé, satiné	Peu dégradé	<2	Imperméable
		20-25	75-100	18-40	Schistes micacé, satiné	Peu dégradé	<2	Imperméable
S3	Emprise du sol du flanc gauche	5-10	83-95	0-75	Schistes satiné et Schistes	Moyennement dégradée à peu dégradé	<2	Imperméable
		10-15	93-96	62-78	Schistes, Schistes micacé	Moyennement dégradée à peu dégradé	<2	Imperméable
		15-20	85-97	51-85	Schistes, Schistes micacé	Moyennement dégradée à peu dégradé	<2	Imperméable
		20-25	77-96	76-92	Schistes, Schistes micacé	Moyennement dégradée à peu dégradé	<2	Imperméable
S4	Flanc droit	6-10	94-96	24-57	Schistes satiné	Moyennement dégradée à peu dégradé	6	Perméable faible
		10-15	85-95	10-64	Schistes et Schistes micacé	Peu dégradé	<2	Imperméable
		15-20	50-93	0-46	Schistes micacé	Peu dégradé	<2	Imperméable
		20-25	79-100	79-93	Schiste	Peu dégradé	<2	Imperméable
S5	Flanc droit	5-10	93-100	55-88	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	<2	Imperméable
		10-15	92-100	42-66	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	<2	Imperméable
		15-20	83-100	46-72	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	3	Perméable faible
		20-25	91-97	43-85	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	3	Perméable faible
		25-30	92	12-32	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	3	Perméable faible
		30-35	60-96	42-84	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	3	Perméable faible
		35-40	87-100	35-86	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	2	Imperméable

**Tableau. II.2: Résumé des essais de perméabilité ou essai de lugeons du site de barrage de Charchar.**

No. de Sondage	Location	Lieu d'essai (m)	Pourcentage de Carotte (%)	RQD (%)	Géologie		Etendu de valeurs de Lugeons	Observations
					Type de Roche	Altération		
<b>1. GALERIE DE DERIVATION</b>								
<b>S6</b>	Ouvrages de vidange en amont	5-10	77-100	55-77	Schistes satiné et Schiste	Moyennement dégradé à peu dégradé	<2	Imperméable
		10-15	92-100	54-67	Schistes micacé,	Peu dégradé	<2	Imperméable
<b>S7</b>	Ouvrages de vidange en aval	6 -10	77-97	10-33	Schistes satiné et Schiste micacé	Moyennement dégradé à non dégradé	5	Perméable faible
		10-15	94-100	5	Schistes micacé, satiné	Peu dégradé à non dégradé	3	Perméable faible
<b>2. AXE DE LA DIGUE DE COL</b>								
<b>S8</b>	Digue de col gauche	10-15	36-94	0-60	Calcaire marneux, Grès à ciment calcaire et Marnes calcaires		6	Perméabilité faible
<b>S9</b>	Digue de col	10-15	48-71	0	Marnes calcaires		3	Perméabilité faible
<b>S11</b>	Digue de col droit	10-15	49-78	0	Marnes sableuse		2	Imperméable

**Tableau. II.3 : Résultats des essais d'UCS (essais de résistance à la compression simple) de la densité et la porosité.**

<b>N° de Sondage</b>	<b>Profondeur (m)</b>	<b>Résistance (MPa)</b>	<b>Densité (t/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Porosité (%)</b>	<b>Roche</b>
<b>S1</b>	21.60 – 21.85	8.90	2.96	0.96	Schiste micacé
	28.72 – 29.00	13.86	2.96	0.96	Schiste micacé satiné
	33.75 – 34.00	18.08	3.01	1.10	Schiste micacé satiné
	34.75 – 35.00	25.90	2.92	0.80	Schiste micacé satiné
<b>S2</b>	18.00 - 18.50	58.77	2.81	0.40	Grès
<b>S3</b>	9.00 - 9.23	3.52	2.75	0.18	Schiste
	13.30-13.60	17.64	2.79	0.33	Schiste micacé satiné
	18.40-18.63	17.63	2.86	0.60	Schiste micacé
	23.00-23.40	7.40	2.25	0.16	Schiste
<b>S4</b>	22.00-22.20	16.87	2.97	0.96	Schiste
	23.15-23.50	13.86	2.91	0.77	Schiste
<b>S6</b>	6.17 – 6.41	6.03	2.94	0.88	Schiste satiné
	9.10 - 9.47	5.12	2.95	0.96	Schiste

## ANNEXE.III

**Tableau.III.1 : les pluies moyennes mensuelles enregistrées dans la station  
Pluviométrique ELARROUCHE code « 030906 » source ANRH.**

années	Spt	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aout
1967	41.6	10.9	115.4	103.0	106.4	38.1	12.2	25.1	6.6	33.6	0.0	0.0
1968	4.9	0.0	28.4	46.8	28.7	9.3	27.5	5.8	8.8	9.8	0.0	9.3
1969	71.3	77.5	1.6	155.9	33.6	88.1	59.0	123.6	12.7	5.0	0.0	6.5
1970	0.9	66.1	4.2	46.1	122.5	111.8	108.9	21.0	46.5	4.8	6.8	0.2
1971	82.4	59.3	51.0	23.9	133.3	63.0	85.4	110.4	57.3	6.1	0.6	13.0
1972	31.6	65.8	0.0	89.5	167.4	109.2	119.7	26.2	0.0	41.1	0.0	0.0
1973	43.7	68.0	29.8	69.5	0.8	60.2	44.8	59.6	28.3	0.0	3.6	0.0
1974	29.7	71.2	46.1	32.7	12.5	87.8	69.7	13.3	46.3	0.0	0.0	7.0
1975	19.2	22.6	107.4	47.8	78.2	87.9	88.1	42.3	35.5	5.3	33.7	11.7
1976	36.0	82.0	79.1	19.7	55.9	15.5	14.2	61.5	60.2	26.6	0.0	19.6
1977	5.1	0.0	109.7	7.2	101.3	89.9	41.7	61.2	69.7	0.4	0.0	30.8
1978	7.2	26.6	105.9	19.4	61.3	111.9	77.5	155.0	5.5	38.4	4.2	0.6
1979	48.9	51.2	54.2	48.7	46.7	46.5	61.8	57.8	52.4	0.6	1.7	3.0
1980	19.3	19.9	36.7	139.1	65.8	68.9	57.7	21.1	11.6	35.0	0.0	21.4
1981	11.5	22.2	34.7	95.8	83.3	75.5	128.0	57.6	23.4	7.3	0.0	0.0
1982	9.8	158.9	198.4	101.2	10.4	27.2	25.7	7.3	14.1	2.4	0.0	1.2
1983	28.3	36.0	88.2	42.2	112.3	118.3	17.7	19.2	4.5	8.3	0.0	8.3
1984	36.5	133.8	16.3	379.6	85.2	46.9	159.8	35.2	36.8	2.1	0.0	0.0
1985	28.2	24.6	26.9	30.8	108.4	39.8	98.0	37.0	8.6	11.6	5.2	0.4
1986	28.2	105.1	135.3	129.9	71.0	152.3	51.7	25.9	69.7	0.0	5.5	0.3
1987	0.3	29.5	66.3	21.6	62.8	56.0	33.3	19.1	20.1	27.0	7.1	0.0
1988	38.2	1.3	72.8	216.0	50.1	39.3	33.4	55.5	6.0	18.1	4.6	4.5
1989	30.6	52.1	45.8	62.0	141.8	1.1	27.7	75.0	39.0	21.1	3.1	3.1
1990	0.0	19.1	92.4	147.5	43.3	79.3	130.0	65.9	48.8	26.6	0.0	4.3
1991	42.7	128.8	28.0	21.7	55.2	71.1	136.3	86.7	81.6	14.3	8.7	0.0
1992	0.0	34.4	74.1	231.7	78.3	54.7	28.3	17.8	57.9	10.2	0.0	1.2
1993	12.8	49.9	20.7	101.3	61.0	59.8	15.1	87.9	9.0	0.0	0.0	0.0
1994	28.1	88.5	20.1	114.1	254.2	25.4	113.2	36.8	5.3	38.3	0.0	2.7
1995	72.6	29.6	45.2	28.4	102.8	227.0	46.6	78.2	46.2	17.1	1.5	2.7
1996	39.6	35.5	34.7	76.0	68.7	28.8	47.7	52.2	20.4	10.6	0.0	20.7
1997	53.4	8.9	92.8	124.1	27.2	74.4	49.5	67.8	80.7	3.3	0.0	8.0
1998	69.4	50.1	184.2	45.0	70.7	38.0	37.2	17.9	8.3	8.8	5.9	5.3
1999	14.7	14.8	65.6	146.9	24.3	23.8	23.5	17.6	100.7	6.5	0.0	12.7
2000	1.9	53.3	29.7	50.3	144.5	55.9	18.4	57.9	33.1	0.0	0.0	0.3
2001	65.4	4.9	75.3	31.5	55.8	89.4	17.9	52.6	8.4	2.7	25.9	29.6
2002	14.3	59.0	162.8	103.1	237.8	81.7	30.4	117.3	19.5	0.2	0.0	0.0
2003	80.0	34.8	21.6	200.6	70.8	15.1	54.9	84.5	77.9	37.7	0.0	7.5
2004	34.6	44.2	219.2	155.9	89.9	126.9	43.8	105.5	0.0	0.0	1.6	2.3
2005	11.9	15.4	26.4	112.1	117.0	85.9	39.4	5.2	48.0	0.0	0.0	8.6
2006	35.9	39.1	25.7	169.9	21.3	48.5	182.8	56.5	9.3	22.4	0.6	3.4
2007	31.4	61.0	55.4	128.4	8.8	30.8	117.8	17.0	57.1	11.5	4.3	1.7
<b>Pm (mm)</b>	<b>30.8</b>	<b>47.7</b>	<b>66.5</b>	<b>95.5</b>	<b>79.8</b>	<b>67.3</b>	<b>62.8</b>	<b>52.2</b>	<b>33.6</b>	<b>12.6</b>	<b>3.0</b>	<b>6.1</b>

## ANNEXE.III

**Tableau.III.2 : les pluies maximales journalières enregistrées dans la station  
Pluviométrique ELARROUCHE code « 030906 » source ANRH.**

années	Spt	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aout	<b>P<sub>max.j</sub> (mm)</b>
1967	18.1	7.2	52.5	29.3	22.6	17.4	5.6	19.4	5.4	14.4	0	0	<b>52.5</b>
1968	4.5	0	10.1	13.8	9.4	3	6.4	5.8	5.5	9.8	0	9.3	<b>13.8</b>
1969	71.3	33.8	1.6	34	13.8	33.8	11.8	43.4	10.6	3.1	0	6.1	<b>71.3</b>
1970	0.9	18.2	4.2	14.9	32.7	38.4	39.1	5.2	16	4.1	6.8	0.2	<b>39.1</b>
1971	17.7	19.9	15.1	11.7	25.2	13.9	22.5	19.2	23.4	5.4	0.4	12.8	<b>25.2</b>
1972	12.6	38.1	0	27.8	55.6	28.9	29.4	19.4	0	24.2	0	0	<b>55.6</b>
1973	23.2	25.1	11.5	24.8	0.8	26.2	14.2	13.1	16.2	0	3.6	0	<b>26.2</b>
1974	29.7	21.5	17.4	9.4	9.4	39.7	15.7	8.1	32	0	0	7	<b>39.7</b>
1975	17.8	15.1	22.2	12.3	33.4	26.8	30.1	16.4	15.7	2.4	12.7	7.9	<b>33.4</b>
1976	20	27	41	8.2	18.4	4.8	6.1	22.5	46.9	20.9	0	13.5	<b>46.9</b>
1977	3.9	0	29.1	2.9	27.1	22.1	18.6	15.8	24.2	0.4	0	25.3	<b>29.1</b>
1978	3.8	10.2	50.3	7.6	23.9	24.3	13.3	31.8	4.1	25.3	4.2	0.6	<b>50.3</b>
1979	19.1	18.8	9.5	20.4	19.6	20.9	27.4	15.9	22.3	0.6	1.2	1.6	<b>27.4</b>
1980	10.9	5.1	14.1	41.9	17.7	13.9	18.6	10.1	8.1	31.7	0	12.9	<b>41.9</b>
1981	9.7	6.3	16.7	24.3	17.1	12.1	29.5	13.8	12.3	7.3	0	0	<b>29.5</b>
1982	6.5	142	55.5	27.7	7.3	14.2	10.7	7.3	8.2	2.4	0	1.2	<b>142</b>
1983	14.8	24.6	28.9	10.6	18.9	53	5.6	9.8	2.1	7.2	0	6.2	<b>53</b>
1984	11.9	24.1	4.2	97.6	18.6	23.7	44.9	15.9	19.9	2.1	0	0	<b>97.6</b>
1985	12.4	15.2	7.2	14.4	36.6	14.6	33.7	10.4	8.6	5.1	5.2	0.4	<b>36.6</b>
1986	13.1	23.4	52.3	31.8	17.2	29.2	17.3	13.4	20.1	0	2.2	0.3	<b>52.3</b>
1987	0.3	16	20.2	11.1	17.1	21	9.2	10	7	10.1	7.1	0	<b>21</b>
1988	17.1	1.3	21.1	72.6	28	18.1	25.4	10.8	5	6.1	2	4.5	<b>72.6</b>
1989	15	40.2	19.5	35	63	1.1	14.2	20.1	11.1	19.7	3.1	3.1	<b>63</b>
1990	0	5	31.4	48.2	15.5	27.2	41	20.5	24.2	16.5	0	3.1	<b>48.2</b>
1991	31.1	36.9	19	10.5	22.9	24.9	27	19.7	53	9.3	8.7	0	<b>53</b>
1992	0	11.1	32.5	70.9	28.6	15.7	13.7	7.6	29.6	10.2	0	1.2	<b>70.9</b>
1993	8.1	23.1	7.1	50	19.7	29.3	11.5	12.4	3.4	0	0	0	<b>50</b>
1994	6.6	34.5	16.6	34.4	95.9	12	39.8	18.9	5.3	13.7	0	2.7	<b>95.9</b>
1995	38.8	16.7	10.1	12.3	34.3	39	17.4	32.5	23.5	7.3	1.5	1.5	<b>39</b>
1996	16.1	9.1	9.5	38	17.9	10.7	38.4	21.2	9.5	9.9	0	9.1	<b>38.4</b>
1997	17.2	5	34	24.8	7.5	26.7	16.5	36.2	28.9	2.5	0	7.2	<b>36.2</b>
1998	39.1	14.5	43	8	39.5	8.6	11.5	9.2	4.1	3.9	4	3.9	<b>43</b>
1999	5.2	9.4	12.7	44.4	7.6	11.2	6.7	5.2	78.3	4.9	0	8.9	<b>78.3</b>
2000	1.9	32.6	15.1	14.1	36.1	23.1	13.2	13.1	14.1	0	0	0.3	<b>36.1</b>
2001	14.4	4.9	26.5	12	-999	32.9	6.1	23.8	5.3	2.7	21.1	18.7	<b>32.9</b>
2002	4.5	16.6	28.7	29	42.5	24.8	16.1	36.5	10.6	0.2	0	0	<b>42.5</b>
2003	36.5	15.6	7.1	-999	16.2	12.9	13.4	30.5	32.9	18.8	0	5.1	<b>36.5</b>
2004	12.6	12.9	114.1	31.1	19.7	20.1	12.4	51.1	0	0	1.6	1.9	<b>114.1</b>
2005	7.3	6.6	7.4	40.7	22.9	26.8	13.4	2.5	16.6	8.3	0	5.4	<b>40.7</b>
2006	16.9	24.6	20	46.6	8.4	14.9	44.1	11	4.8	14.8	0.6	1.9	<b>46.6</b>
2007	12.4	15.4	12.9	70.7	5.9	16	35.1	14.1	18.7	5.9	2.9	1.7	<b>70.7</b>

## ANNEXE.III

**Tableau.III.3 : les débits maximaux journaliers enregistrés dans la station  
Hydrométrique oued safsaf code « 030901 » source ANRH.**

années	Spt	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aout	Q <sub>max.j</sub> (m <sup>3</sup> /s)
1974	19.00	5.66	1.53	2.63	0.27	3.06	5.17	3.06	0.59	0.03	0.01	0.01	<b>19.00</b>
1975	0.02	0.02	0.39	0.33	0.08	78.02	2.84	3.93	3.56	0.08	0.03	0.00	<b>78.02</b>
1976	0.00	0.00	0.08	0.14	2.63	49.40	52.88	3.31	1.49	0.18	0.03	0.02	<b>52.88</b>
1977	0.13	10.96	54.38	3.86	9.29	1.04	0.28	2.06	3.21	0.17	0.04	0.00	<b>54.38</b>
1978	0.00	0.00	0.02	0.01	1.51	6.39	1.06	3.08	0.50	0.14	0.00	0.00	<b>6.39</b>
1979	0.00	0.00	0.64	0.24	5.17	9.43	12.56	68.35	8.58	7.04	1.58	0.00	<b>68.35</b>
1980	0.17	2.74	6.64	3.58	13.38	8.44	27.50	5.96	0.88	0.17	0.01	0.00	<b>27.50</b>
1981	0.32	0.80	0.13	17.50	13.75	6.70	4.74	8.40	0.44	0.03	0.02	0.05	<b>17.50</b>
1982	0.01	0.01	0.10	7.55	9.16	12.88	23.98	11.62	4.93	0.19	0.01	0.00	<b>23.98</b>
1983	5.51	15.00	82.77	22.11	4.36	2.62	11.92	0.58	0.24	2.50	0.00	0.00	<b>82.77</b>
1984	0.00	0.45	8.58	3.33	22.77	745.08	6.70	9.16	0.70	0.06	0.03	0.02	<b>745.08</b>
1985	0.23	9.50	0.07	558.60	90.70	12.58	389.75	6.36	10.48	0.10	0.05	0.04	<b>558.60</b>
1986	0.23	0.20	0.04	0.04	8.52	4.40	12.17	0.36	0.28	0.14	0.05	0.05	<b>12.17</b>
1987	0.28	10.70	19.70	21.20	18.74	123.55	20.32	24.80	5.10	0.34	0.07	0.06	<b>123.55</b>
1988	0.01	0.15	6.88	0.11	4.52	2.31	10.30	0.18	0.18	0.36	0.06	0.01	<b>10.30</b>
1989	2.11	0.01	0.15	127.00	15.70	17.45	11.04	1.57	0.32	0.00	0.00	0.00	<b>127.00</b>
1990	0.00	1.40	0.32	2.02	38.25	0.44	1.11	0.26	1.30	0.02	0.01	6.00	<b>38.25</b>
1991	0.00	0.00	91.15	120.10	14.27	41.50	51.00	29.10	1.70	0.85	0.10	0.03	<b>120.10</b>
1992	0.19	7.20	0.53	0.06	4.51	68.15	14.86	78.30	78.30	0.67	0.23	0.06	<b>78.30</b>
1993	0.03	0.03	22.10	155.00	122.00	12.78	34.80	0.59	3.45	0.07	0.01	0.00	<b>155.00</b>
1994	0.00	0.01	0.01	79.20	36.10	82.80	1.28	15.00	1.28	0.05	0.02	0.07	<b>82.80</b>
1995	0.00	17.40	0.06	15.00	210.10	0.53	82.01	1.47	0.32	0.04	0.02	0.00	<b>210.10</b>
1996	0.23	188.60	3.52	2.54	17.64	122.20	48.65	66.12	47.80	0.14	0.06	0.02	<b>188.60</b>
1997	0.01	1.08	0.06	5.48	4.62	1.08	4.41	0.05	0.16	0.00	0.00	0.00	<b>5.48</b>
1998	18.64	19.08	13.25	127.00	9.95	36.10	25.12	17.58	33.71	0.08	0.03	0.02	<b>127.00</b>
1999	0.07	0.21	118.30	21.06	88.58	56.40	17.00	8.20	5.80	0.08	0.03	0.00	<b>118.30</b>
2000	0.16	0.00	0.36	186.60	7.30	0.63	0.56	0.26	29.56	0.09	0.03	0.00	<b>186.60</b>
2001	0.00	5.23	0.30	0.14	64.80	209.70	0.46	3.61	0.53	0.06	0.02	0.00	<b>209.70</b>
2002	0.39	0.08	22.44	10.90	9.40	27.40	0.11	43.75	0.03	0.00	0.00	21.08	<b>43.75</b>

## ANNEXE.III

Tableau.III.4 : Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel.

n (ans)	n <sup>0.5</sup>	C <sub>v</sub>	C <sub>s</sub>	F <sub>80%</sub>	k <sub>80%</sub>	β <sub>max</sub> (D <sub>80%</sub> )	β <sub>max</sub> (D <sub>90%</sub> )	β <sub>max</sub> (D <sub>95%</sub> )
1	1.000	0.46	0.920	-0.85	0.609	0.1910	0.2910	0.3410
2	1.414	0.325	0.651	-0.85	0.724	0.1530	0.3530	0.4530
3	1.732	0.266	0.531	-0.85	0.774	0.0772	0.3772	0.5272
4	2.000	0.230	0.460	-0.85	0.805	-0.0180	0.3820	0.5820
5	2.236	0.206	0.411	-0.85	0.825	-0.1257	0.3743	0.6243
6	2.449	0.188	0.376	-0.85	0.840	-0.2422	0.3578	0.6578
7	2.646	0.174	0.348	-0.85	0.852	-0.3655	0.3345	0.6845
8	2.828	0.163	0.325	-0.85	0.862	-0.4941	0.3059	0.7059
9	3.000	0.153	0.307	-0.85	0.870	-0.6270	0.2730	0.7230
10	3.162	0.145	0.291	-0.85	0.876	-0.7635	0.2365	0.7365
11	3.317	0.139	0.277	-0.85	0.882	-0.9032	0.1968	0.7468
12	3.464	0.133	0.266	-0.85	0.887	-1.0455	0.1545	0.7545
13	3.606	0.128	0.255	-0.85	0.892	-1.1902	0.1098	0.7598
14	3.742	0.123	0.246	-0.85	0.896	-1.3370	0.0630	0.7630
15	3.873	0.119	0.238	-0.85	0.899	-1.4857	0.0143	<b>0.7635</b>
16	4.000	0.115	0.230	-0.85	0.902	-1.6360	-0.0360	0.7629
17	4.123	0.112	0.223	-0.85	0.905	-1.7879	-0.0879	0.7621
18	4.243	0.108	0.217	-0.85	0.908	-1.9411	-0.1411	0.7589
19	4.359	0.106	0.211	-0.85	0.910	-2.0957	-0.1957	0.7543
20	4.472	0.103	0.206	-0.85	0.913	-2.2514	-0.2514	0.7486
21	4.583	0.100	0.201	-0.85	0.915	-2.4082	-0.3082	0.7418
22	4.690	0.098	0.196	-0.85	0.917	-2.5660	-0.3660	0.7340
23	4.796	0.096	0.192	-0.85	0.918	-2.7248	-0.4248	0.7252
24	4.899	0.094	0.188	-0.85	0.920	-2.8845	-0.4845	0.7155
25	5.000	0.092	0.184	-0.85	0.922	-3.0450	-0.5450	0.7050
26	5.099	0.090	0.180	-0.85	0.923	-3.2063	-0.6063	0.6937
27	5.196	0.089	0.177	-0.85	0.925	-3.3683	-0.6683	0.6817
28	5.292	0.087	0.174	-0.85	0.926	-3.5310	-0.7310	0.6690
29	5.385	0.085	0.171	-0.85	0.927	-3.6944	-0.7944	0.6556
30	5.477	0.084	0.168	-0.85	0.929	-3.8584	-0.8584	0.6416
31	5.568	0.083	0.165	-0.85	0.930	-4.0230	-0.9230	0.6270
32	5.657	0.081	0.163	-0.85	0.931	-4.1882	-0.9882	0.6118
33	5.745	0.080	0.160	-0.85	0.932	-4.3539	-1.0539	0.5961
34	5.831	0.079	0.158	-0.85	0.933	-4.5201	-1.1201	0.5799
35	5.916	0.078	0.156	-0.85	0.934	-4.6868	-1.1868	0.5632
36	6.000	0.077	0.153	-0.85	0.935	-4.8540	-1.2540	0.5460
37	6.083	0.076	0.151	-0.85	0.936	-5.0216	-1.3216	0.5284
38	6.164	0.075	0.149	-0.85	0.937	-5.1897	-1.3897	0.5103
39	6.245	0.074	0.147	-0.85	0.937	-5.3582	-1.4582	0.4918
40	6.325	0.073	0.145	-0.85	0.938	-5.5271	-1.5271	0.4729
41	6.403	0.072	0.144	-0.85	0.939	-5.6964	-1.5964	0.4536

ANNEXE.III

Tableau.III.5 : calcul Laminage de la crue par la méthode de HILDENBLAT.

Tps (heures)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>moy</sub> -q (m <sup>3</sup> /s)	(Q <sub>moy</sub> -q)Δt (Mm <sup>3</sup> )	V+-qΔt (Mm <sup>3</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /s)
0	0.00	2.01	2.01	0.002	5.145	0.000
0.3	4.01	10.03	9.49	0.010	5.14717	0.540
0.6	16.05	26.08	25.21	0.027	5.15742	0.872
0.9	36.11	50.15	47.32	0.051	5.18464	2.832
1.2	64.20	82.25	75.81	0.082	5.23575	6.441
1.5	100.31	122.38	109.80	0.119	5.31763	12.578
1.8	144.44	170.52	146.57	0.158	5.43621	23.951
2.1	196.60	226.70	186.45	0.201	5.59451	40.251
2.4	256.79	290.90	228.40	0.247	5.79587	62.499
2.7	<b>325.00</b>	299.39	207.75	0.224	6.04254	91.647
3	273.79	251.02	131.07	0.142	6.26691	119.952
3.3	228.26	208.17	70.05	0.076	6.40846	138.122
3.6	188.08	170.50	22.52	0.024	6.48411	147.977
3.9	152.91	137.67	-13.44	-0.015	6.50843	<b>151.114</b>
4.2	122.43	109.36	-37.74	-0.041	6.49392	147.100
4.5	96.30	85.23	-58.77	-0.063	6.45316	144.000
4.8	74.17	64.95	-72.55	-0.078	6.38970	137.500
5.1	55.73	48.18	-77.30	-0.083	6.31134	125.480
5.4	40.63	34.58	-80.50	-0.087	6.22785	115.080
5.7	28.53	23.82	-80.39	-0.087	6.14091	104.210
6	19.11	15.58	-77.40	-0.084	6.05409	92.980
6.3	12.04	9.50	-73.88	-0.080	5.97050	83.380
6.6	6.97	5.27	-68.70	-0.074	5.89071	73.970
6.9	3.57	2.54	-62.46	-0.067	5.81651	65.000
7.2	1.50	0.98	-56.02	-0.061	5.74905	57.000
7.5	0.45	0.25	-50.19	-0.054	5.68854	50.440
7.8	0.06	0.03	-44.48	-0.048	5.63434	44.510
8.1	0.00	0.00	-39.00	-0.042	5.58629	39.000
8.4	0.00	0.00	-34.72	-0.037	5.54417	34.720
8.7	0.00	0.00	-30.57	-0.033	5.50668	30.570
9	0.00	0.00	-27.00	-0.029	5.47366	27.000
9.3	0.00	0.00	-24.82	-0.027	5.44450	24.820
9.6	0.00	0.00	-22.00	-0.024	5.41770	22.000
9.9	0.00	0.00	-19.88	-0.021	5.39394	19.880
10.2	0.00	0.00	-17.81	-0.019	5.37247	17.810
10.5	0.00	0.00	-15.93	-0.017	5.35323	15.930
10.8	0.00	0.00	-14.30	-0.015	5.33603	14.300
11.1	0.00	0.00	-12.88	-0.014	5.32058	12.880
11.4	0.00	0.00	-11.00	-0.012	5.30667	11.000



**ANNEXE.III**

11.7	0.00	0.00	-10.11	-0.011	5.29479	10.110
12	0.00	0.00	-9.80	-0.011	5.28387	9.800
12.3	0.00	0.00	-8.90	-0.010	5.27329	8.900
12.6	0.00	0.00	-8.43	-0.009	5.26368	8.430
12.9	0.00	0.00	-7.44	-0.008	5.25457	7.440
13.2	0.00	0.00	-7.02	-0.008	5.24654	7.020
13.5	0.00	0.00	-6.60	-0.007	5.23896	6.600
13.8	0.00	0.00	-6.21	-0.007	5.23183	6.210
14.1	0.00	0.00	-5.60	-0.006	5.22512	5.600
14.4	0.00	0.00	-5.20	-0.006	5.21907	5.200
14.7	0.00	0.00	-4.80	-0.005	5.21346	4.800
15	0.00	0.00	-4.50	-0.005	5.20827	4.500
15.3	0.00	0.00	-3.97	-0.004	5.20341	3.970
15.6	0.00	0.00	-3.81	-0.004	5.19913	3.810
15.9	0.00	0.00	-3.54	-0.004	5.19501	3.540
16.2	0.00	0.00	-3.35	-0.004	5.19119	3.35
16.5	0.00	0.00	-2.75	-0.003	5.18757	2.75
16.8	0.00	0.00	-2.65	-0.003	5.18460	2.65
17.1	0.00	0.00	-2.55	-0.003	5.18174	2.55
17.4	0.00	0.00	-2.41	-0.003	5.17898	2.41
17.7	0.00	0.00	-2.35	-0.003	5.17638	2.35
18	0.00	0.00	-2.15	-0.002	5.17384	2.15
18.3	0.00	0.00	-2.10	-0.002	5.17152	2.1
18.6	0.00	0.00	-1.96	-0.002	5.16925	1.96
18.9	0.00	0.00	-1.85	-0.002	5.16714	1.85
19.2	0.00	0.00	-1.65	-0.002	5.16514	1.65
19.5	0.00	0.00	-1.27	-0.001	5.16336	1.27
19.8	0.00	0.00	-1.20	-0.001	5.16198	1.2
20.1	0.00	0.00	-1.13	-0.001	5.16069	1.13
20.4	0.00	0.00	-0.99	-0.001	5.15947	0.99
20.7	0.00	0.00	-0.92	-0.001	5.15840	0.92
21	0.00	0.00	-0.84	-0.001	5.15741	0.840
21.3	0.00	0.00	-0.75	-0.001	5.15650	0.750
21.6	0.00	0.00	-0.73	-0.001	5.15569	0.730
21.9	0.00	0.00	-0.69	-0.001	5.15490	0.690
22.2	0.00	0.00	-0.56	-0.001	5.15415	0.555
22.5	0.00	0.00	-0.45	0.000	5.15356	0.445
22.8	0.00	0.00	-0.34	0.000	5.15307	0.335
23.1	0.00	0.00	-0.23	0.000	5.15271	0.225
23.4	0.00	0.00	-0.20	0.000	5.15247	0.199
23.7	0.00	0.00	-0.15	0.000	5.15225	0.150
24	0.00	0.00	0.00	0.000	5.14500	0.000

## ANNEXE.III

Tableau.III.6.1 : calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.

pour: b=5m									
Tps (h)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>ent</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>total</sub> (Mm <sup>3</sup> )	▼cote (mNGA)	H <sub>d</sub> (m)	q (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>sort</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>f</sub> (Mm <sup>3</sup> )
0	0.00	0.00	0.00	5.145	112.871	0.000	0.000	0.000	0.000
0.9	36.11	18.06	0.06	5.203	112.963	0.092	0.620	0.002	0.058
1.8	144.44	90.28	0.29	5.494	113.413	0.542	8.834	0.029	0.349
2.7	<b>325.00</b>	234.72	0.76	6.226	114.492	1.621	45.710	0.148	1.081
3.6	188.08	256.54	0.83	6.909	115.441	2.570	91.234	0.296	1.764
<b>4.5</b>	<b>96.30</b>	<b>142.19</b>	<b>0.46</b>	<b>7.074</b>	<b>115.662</b>	<b>2.792</b>	<b>103.304</b>	<b>0.335</b>	<b>1.929</b>
5.4	40.63	68.47	0.22	6.961	115.511	2.640	95.013	0.308	1.816
6.3	12.04	26.34	0.09	6.739	115.209	2.338	79.172	0.257	1.594
7.2	1.50	6.77	0.02	6.504	114.884	2.014	63.284	0.205	1.359
8.1	0.00	0.75	0.00	6.301	114.599	1.729	50.334	0.163	1.156
9	0.00	0.00	0.00	6.138	114.366	1.496	40.512	0.131	0.993
9.9	0.00	0.00	0.00	6.007	114.177	1.306	33.050	0.107	0.862
10.8	0.00	0.00	0.00	5.900	114.020	1.149	27.291	0.088	0.755
11.7	0.00	0.00	0.00	5.812	113.890	1.019	22.783	0.074	0.667
12.6	0.00	0.00	0.00	5.738	113.780	0.909	19.207	0.062	0.593
13.5	0.00	0.00	0.00	5.676	113.687	0.816	16.337	0.053	0.531
14.4	0.00	0.00	0.00	5.623	113.608	0.737	14.009	0.045	0.478
15.3	0.00	0.00	0.00	5.577	113.539	0.668	12.101	0.039	0.432
16.2	0.00	0.00	0.00	5.538	113.480	0.609	10.523	0.034	0.393
17.1	0.00	0.00	0.00	5.504	113.428	0.557	9.208	0.030	0.359
18	0.00	0.00	0.00	5.474	113.382	0.512	8.102	0.026	0.329
18.9	0.00	0.00	0.00	5.448	113.342	0.471	7.167	0.023	0.303
19.8	0.00	0.00	0.00	5.425	113.307	0.436	6.370	0.021	0.280
20.7	0.00	0.00	0.00	5.404	113.275	0.404	5.687	0.018	0.259
21.6	0.00	0.00	0.00	5.386	113.246	0.376	5.098	0.017	0.241
22.5	0.00	0.00	0.00	5.369	113.221	0.350	4.588	0.015	0.224
23.4	0.00	0.00	0.00	5.354	113.198	0.327	4.144	0.013	0.209
24.3	0.00	0.00	0.00	5.341	113.177	0.306	3.755	0.012	0.196
25.2	0.00	0.00	0.00	5.329	113.158	0.287	3.414	0.011	0.184
26.1	0.00	0.00	0.00	5.318	113.141	0.270	3.113	0.010	0.173
27	0.00	0.00	0.00	5.307	113.125	0.255	2.846	0.009	0.162
27.9	0.00	0.00	0.00	5.298	113.111	0.240	2.609	0.008	0.153
28.8	0.00	0.00	0.00	5.290	113.098	0.227	2.398	0.008	0.145
29.7	0.00	0.00	0.00	5.282	113.086	0.215	2.209	0.007	0.137
30.6	0.00	0.00	0.00	5.275	113.075	0.204	2.039	0.007	0.130

## ANNEXE.III

Tableau.III.6.2 : calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.

pour: b=10m									
Tps (h)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>ent</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>total</sub> (Mm <sup>3</sup> )	▼cote (mNGA)	H <sub>d</sub> (m)	q (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>sort</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>f</sub> (Mm <sup>3</sup> )
0	0.00	0.00	0.00	5.145	112.871	0.000	0.000	0.000	0.000
0.9	36.11	18.06	0.06	5.203	112.963	0.092	1.240	0.004	0.058
1.8	144.44	90.28	0.29	5.492	113.410	0.539	17.518	0.057	0.347
2.7	<b>325.00</b>	234.72	0.76	6.196	114.449	1.578	87.799	0.284	1.051
<b>3.6</b>	<b>188.08</b>	<b>256.54</b>	<b>0.83</b>	<b>6.742</b>	<b>115.214</b>	<b>2.343</b>	<b>158.872</b>	<b>0.515</b>	<b>1.597</b>
4.5	96.30	142.19	0.46	6.688	115.140	2.269	151.387	0.490	1.543
5.4	40.63	68.47	0.22	6.420	114.766	1.896	115.598	0.375	1.275
6.3	12.04	26.34	0.09	6.130	114.355	1.484	80.106	0.260	0.985
7.2	1.50	6.77	0.02	5.893	114.010	1.139	53.837	0.174	0.748
8.1	0.00	0.75	0.00	5.721	113.755	0.884	36.828	0.119	0.576
9	0.00	0.00	0.00	5.602	113.576	0.705	26.226	0.085	0.457
9.9	0.00	0.00	0.00	5.517	113.447	0.576	19.379	0.063	0.372
10.8	0.00	0.00	0.00	5.454	113.351	0.480	14.751	0.048	0.309
11.7	0.00	0.00	0.00	5.406	113.278	0.407	11.505	0.037	0.261
12.6	0.00	0.00	0.00	5.369	113.220	0.350	9.157	0.030	0.224
13.5	0.00	0.00	0.00	5.339	113.175	0.304	7.414	0.024	0.194
14.4	0.00	0.00	0.00	5.315	113.137	0.266	6.093	0.020	0.170
15.3	0.00	0.00	0.00	5.295	113.107	0.236	5.071	0.016	0.150
16.2	0.00	0.00	0.00	5.279	113.081	0.210	4.268	0.014	0.134
17.1	0.00	0.00	0.00	5.265	113.059	0.189	3.628	0.012	0.120
18	0.00	0.00	0.00	5.253	113.041	0.170	3.111	0.010	0.108
18.9	0.00	0.00	0.00	5.243	113.025	0.154	2.689	0.009	0.098
19.8	0.00	0.00	0.00	5.234	113.012	0.141	2.341	0.008	0.089
20.7	0.00	0.00	0.00	5.227	113.000	0.129	2.051	0.007	0.082
21.6	0.00	0.00	0.00	5.220	112.989	0.119	1.808	0.006	0.075
22.5	0.00	0.00	0.00	5.214	112.980	0.109	1.602	0.005	0.069
23.4	0.00	0.00	0.00	5.209	112.972	0.101	1.426	0.005	0.064
24.3	0.00	0.00	0.00	5.205	112.965	0.094	1.275	0.004	0.060
25.2	0.00	0.00	0.00	5.200	112.958	0.087	1.145	0.004	0.055
26.1	0.00	0.00	0.00	5.197	112.952	0.082	1.033	0.003	0.052
27	0.00	0.00	0.00	5.193	112.947	0.076	0.934	0.003	0.048
27.9	0.00	0.00	0.00	5.190	112.942	0.072	0.848	0.003	0.045
28.8	0.00	0.00	0.00	5.188	112.938	0.067	0.773	0.003	0.043
29.7	0.00	0.00	0.00	5.185	112.934	0.063	0.706	0.002	0.040
30.6	0.00	0.00	0.00	5.183	112.931	0.060	0.646	0.002	0.038

## ANNEXE.III

Tableau.III.6.3 : calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.

pour: b=20m									
Tps (h)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>ent</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>total</sub> (Mm <sup>3</sup> )	▼cote (mNGA)	H <sub>d</sub> (m)	q (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>sort</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>f</sub> (Mm <sup>3</sup> )
0	0.00	0.00	0.00	5.145	112.871	0.000	0.000	0.000	0.000
0.9	36.11	18.06	0.06	5.203	112.963	0.092	2.480	0.008	0.058
1.8	144.44	90.28	0.29	5.488	113.403	0.533	34.440	0.112	0.343
2.7	<b>325.00</b>	234.72	0.76	6.137	114.364	1.494	161.697	0.524	0.992
<b>3.6</b>	<b>188.08</b>	<b>256.54</b>	<b>0.83</b>	<b>6.444</b>	<b>114.801</b>	<b>1.930</b>	<b>237.500</b>	<b>0.770</b>	<b>1.299</b>
4.5	96.30	142.19	0.46	6.135	114.362	1.491	161.343	0.523	0.990
5.4	40.63	68.47	0.22	5.834	113.924	1.053	95.694	0.310	0.689
6.3	12.04	26.34	0.09	5.610	113.588	0.717	53.827	0.174	0.465
7.2	1.50	6.77	0.02	5.457	113.356	0.486	29.987	0.097	0.312
8.1	0.00	0.75	0.00	5.363	113.211	0.340	17.562	0.057	0.218
9	0.00	0.00	0.00	5.306	113.123	0.252	11.193	0.036	0.161
9.9	0.00	0.00	0.00	5.269	113.066	0.195	7.646	0.025	0.124
10.8	0.00	0.00	0.00	5.245	113.027	0.157	5.490	0.018	0.100
11.7	0.00	0.00	0.00	5.227	113.000	0.129	4.092	0.013	0.082
12.6	0.00	0.00	0.00	5.214	112.979	0.108	3.142	0.010	0.069
13.5	0.00	0.00	0.00	5.203	112.963	0.092	2.470	0.008	0.058
14.4	0.00	0.00	0.00	5.195	112.950	0.079	1.981	0.006	0.050
15.3	0.00	0.00	0.00	5.189	112.940	0.069	1.615	0.005	0.044
16.2	0.00	0.00	0.00	5.184	112.932	0.061	1.336	0.004	0.039
17.1	0.00	0.00	0.00	5.179	112.925	0.054	1.118	0.004	0.034
18	0.00	0.00	0.00	5.176	112.919	0.049	0.947	0.003	0.031
18.9	0.00	0.00	0.00	5.173	112.914	0.044	0.809	0.003	0.028
19.8	0.00	0.00	0.00	5.170	112.910	0.040	0.697	0.002	0.025
20.7	0.00	0.00	0.00	5.168	112.907	0.036	0.605	0.002	0.023
21.6	0.00	0.00	0.00	5.166	112.904	0.033	0.529	0.002	0.021
22.5	0.00	0.00	0.00	5.164	112.901	0.030	0.465	0.002	0.019
23.4	0.00	0.00	0.00	5.163	112.899	0.028	0.411	0.001	0.018
24.3	0.00	0.00	0.00	5.161	112.897	0.026	0.365	0.001	0.016
25.2	0.00	0.00	0.00	5.160	112.895	0.024	0.326	0.001	0.015
26.1	0.00	0.00	0.00	5.159	112.893	0.022	0.293	0.001	0.014
27	0.00	0.00	0.00	5.158	112.891	0.021	0.263	0.001	0.013
27.9	0.00	0.00	0.00	5.157	112.890	0.019	0.238	0.001	0.012
28.8	0.00	0.00	0.00	5.156	112.889	0.018	0.216	0.001	0.011
29.7	0.00	0.00	0.00	5.156	112.888	0.017	0.197	0.001	0.011
30.6	0.00	0.00	0.00	5.155	112.887	0.016	0.179	0.001	0.010

ANNEXE.III

Tableau.III.6.4: calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.

pour: b=30m									
Tps (h)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>ent</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>total</sub> (Mm <sup>3</sup> )	▼cote (mNGA)	H <sub>d</sub> (m)	q (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>sort</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>f</sub> (Mm <sup>3</sup> )
0	0.00	0.00	0.00	5.145	112.871	0.000	0.000	0.000	0.000
0.9	36.11	18.06	0.06	5.203	112.963	0.092	3.721	0.012	0.058
1.8	144.44	90.28	0.29	5.484	113.397	0.527	50.770	0.164	0.339
2.7	<b>325.00</b>	234.72	0.76	6.080	114.282	1.411	222.830	0.722	0.935
<b>3.6</b>	<b>188.08</b>	<b>256.54</b>	<b>0.83</b>	<b>6.189</b>	<b>114.439</b>	<b>1.569</b>	<b>261.053</b>	<b>0.846</b>	<b>1.044</b>
4.5	96.30	142.19	0.46	5.804	113.879	1.008	134.449	0.436	0.659
5.4	40.63	68.47	0.22	5.590	113.559	0.688	75.835	0.246	0.445
6.3	12.04	26.34	0.09	5.430	113.315	0.444	39.281	0.127	0.285
7.2	1.50	6.77	0.02	5.325	113.152	0.281	19.814	0.064	0.180
8.1	0.00	0.75	0.00	5.263	113.056	0.185	10.578	0.034	0.118
9	0.00	0.00	0.00	5.228	113.002	0.131	6.332	0.021	0.083
9.9	0.00	0.00	0.00	5.208	112.970	0.099	4.155	0.013	0.063
10.8	0.00	0.00	0.00	5.195	112.949	0.078	2.900	0.009	0.050
11.7	0.00	0.00	0.00	5.185	112.934	0.063	2.117	0.007	0.040
12.6	0.00	0.00	0.00	5.178	112.923	0.053	1.599	0.005	0.033
13.5	0.00	0.00	0.00	5.173	112.915	0.044	1.241	0.004	0.028
14.4	0.00	0.00	0.00	5.169	112.909	0.038	0.984	0.003	0.024
15.3	0.00	0.00	0.00	5.166	112.904	0.033	0.796	0.003	0.021
16.2	0.00	0.00	0.00	5.163	112.900	0.029	0.653	0.002	0.018
17.1	0.00	0.00	0.00	5.161	112.896	0.026	0.543	0.002	0.016
18	0.00	0.00	0.00	5.159	112.894	0.023	0.457	0.001	0.014
18.9	0.00	0.00	0.00	5.158	112.891	0.020	0.389	0.001	0.013
19.8	0.00	0.00	0.00	5.157	112.889	0.018	0.333	0.001	0.012
20.7	0.00	0.00	0.00	5.156	112.888	0.017	0.288	0.001	0.011
21.6	0.00	0.00	0.00	5.155	112.886	0.015	0.251	0.001	0.010
22.5	0.00	0.00	0.00	5.154	112.885	0.014	0.220	0.001	0.009
23.4	0.00	0.00	0.00	5.153	112.884	0.013	0.194	0.001	0.008
24.3	0.00	0.00	0.00	5.153	112.883	0.012	0.172	0.001	0.008
25.2	0.00	0.00	0.00	5.152	112.882	0.011	0.153	0.000	0.007
26.1	0.00	0.00	0.00	5.151	112.881	0.010	0.137	0.000	0.006
27	0.00	0.00	0.00	5.151	112.880	0.010	0.123	0.000	0.006
27.9	0.00	0.00	0.00	5.151	112.880	0.009	0.111	0.000	0.006
28.8	0.00	0.00	0.00	5.150	112.879	0.008	0.101	0.000	0.005
29.7	0.00	0.00	0.00	5.150	112.879	0.008	0.091	0.000	0.005
30.6	0.00	0.00	0.00	5.150	112.878	0.007	0.083	0.000	0.005

ANNEXE.III

Tableau.III.6.5: calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.

pour: b=40m									
Tps (h)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>ent</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>total</sub> (Mm <sup>3</sup> )	▼cote (mNGA)	H <sub>d</sub> (m)	q (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>sort</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>f</sub> (Mm <sup>3</sup> )
0	0.00	0.00	0.00	5.145	112.871	0.000	0.000	0.000	0.000
0.9	36.11	18.06	0.06	5.203	112.963	0.092	4.961	0.016	0.058
1.8	144.44	90.28	0.29	5.480	113.391	0.520	66.513	0.216	0.335
<b>2.7</b>	<b>325.00</b>	<b>234.72</b>	<b>0.76</b>	<b>6.025</b>	<b>114.203</b>	<b>1.332</b>	<b>272.295</b>	<b>0.882</b>	<b>0.880</b>
3.6	188.08	256.54	0.83	5.974	114.128	1.257	249.830	0.809	0.829
4.5	96.30	142.19	0.46	5.625	113.611	0.741	112.925	0.366	0.480
5.4	40.63	68.47	0.22	5.481	113.393	0.522	66.847	0.217	0.336
6.3	12.04	26.34	0.09	5.350	113.191	0.320	32.124	0.104	0.205
7.2	1.50	6.77	0.02	5.268	113.063	0.193	14.985	0.049	0.123
8.1	0.00	0.75	0.00	5.222	112.991	0.121	7.413	0.024	0.077
9	0.00	0.00	0.00	5.198	112.954	0.083	4.222	0.014	0.053
9.9	0.00	0.00	0.00	5.184	112.932	0.061	2.688	0.009	0.039
10.8	0.00	0.00	0.00	5.175	112.918	0.048	1.838	0.006	0.030
11.7	0.00	0.00	0.00	5.169	112.909	0.038	1.321	0.004	0.024
12.6	0.00	0.00	0.00	5.165	112.902	0.031	0.987	0.003	0.020
13.5	0.00	0.00	0.00	5.162	112.897	0.026	0.759	0.002	0.017
14.4	0.00	0.00	0.00	5.159	112.893	0.022	0.598	0.002	0.014
15.3	0.00	0.00	0.00	5.157	112.890	0.019	0.480	0.002	0.012
16.2	0.00	0.00	0.00	5.156	112.888	0.017	0.392	0.001	0.011
17.1	0.00	0.00	0.00	5.154	112.886	0.015	0.325	0.001	0.009
18	0.00	0.00	0.00	5.153	112.884	0.013	0.272	0.001	0.008
18.9	0.00	0.00	0.00	5.153	112.883	0.012	0.231	0.001	0.008
19.8	0.00	0.00	0.00	5.152	112.882	0.011	0.197	0.001	0.007
20.7	0.00	0.00	0.00	5.151	112.881	0.010	0.170	0.001	0.006
21.6	0.00	0.00	0.00	5.151	112.880	0.009	0.148	0.000	0.006
22.5	0.00	0.00	0.00	5.150	112.879	0.008	0.129	0.000	0.005
23.4	0.00	0.00	0.00	5.150	112.878	0.007	0.114	0.000	0.005
24.3	0.00	0.00	0.00	5.149	112.878	0.007	0.101	0.000	0.004
25.2	0.00	0.00	0.00	5.149	112.877	0.006	0.090	0.000	0.004
26.1	0.00	0.00	0.00	5.149	112.877	0.006	0.080	0.000	0.004
27	0.00	0.00	0.00	5.148	112.876	0.005	0.072	0.000	0.003
27.9	0.00	0.00	0.00	5.148	112.876	0.005	0.065	0.000	0.003
28.8	0.00	0.00	0.00	5.148	112.876	0.005	0.058	0.000	0.003
29.7	0.00	0.00	0.00	5.148	112.875	0.004	0.053	0.000	0.003
30.6	0.00	0.00	0.00	5.148	112.875	0.004	0.048	0.000	0.003

## ANNEXE.III

Tableau.III.6.6: calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.

pour: b=50m									
Tps (h)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>ent</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>total</sub> (Mm <sup>3</sup> )	▼cote (mNGA)	H <sub>d</sub> (m)	q (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>sort</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>f</sub> (Mm <sup>3</sup> )
0	0.00	0.00	0.00	5.145	112.871	0.000	0.000	0.000	0.000
0.9	36.11	18.06	0.06	5.203	112.963	0.092	6.201	0.020	0.058
1.8	144.44	90.28	0.29	5.476	113.385	0.514	81.674	0.265	0.331
<b>2.7</b>	<b>325.00</b>	<b>234.72</b>	<b>0.76</b>	<b>5.972</b>	114.125	1.254	<b>311.150</b>	<b>1.008</b>	<b>0.827</b>
3.6	188.08	256.54	0.83	5.795	113.865	0.994	219.547	0.711	0.650
4.5	96.30	142.19	0.46	5.544	113.489	0.618	107.667	0.349	0.399
5.4	40.63	68.47	0.22	5.417	113.295	0.424	61.203	0.198	0.272
6.3	12.04	26.34	0.09	5.304	113.120	0.250	27.621	0.089	0.159
7.2	1.50	6.77	0.02	5.237	113.015	0.144	12.129	0.039	0.092
8.1	0.00	0.75	0.00	5.200	112.957	0.086	5.622	0.018	0.055
9	0.00	0.00	0.00	5.182	112.929	0.058	3.070	0.010	0.037
9.9	0.00	0.00	0.00	5.172	112.913	0.042	1.909	0.006	0.027
10.8	0.00	0.00	0.00	5.165	112.903	0.032	1.284	0.004	0.020
11.7	0.00	0.00	0.00	5.161	112.897	0.026	0.913	0.003	0.016
12.6	0.00	0.00	0.00	5.158	112.892	0.021	0.676	0.002	0.013
13.5	0.00	0.00	0.00	5.156	112.888	0.018	0.516	0.002	0.011
14.4	0.00	0.00	0.00	5.154	112.886	0.015	0.404	0.001	0.009
15.3	0.00	0.00	0.00	5.153	112.884	0.013	0.323	0.001	0.008
16.2	0.00	0.00	0.00	5.152	112.882	0.011	0.263	0.001	0.007
17.1	0.00	0.00	0.00	5.151	112.881	0.010	0.217	0.001	0.006
18	0.00	0.00	0.00	5.151	112.880	0.009	0.181	0.001	0.006
18.9	0.00	0.00	0.00	5.150	112.879	0.008	0.153	0.000	0.005
19.8	0.00	0.00	0.00	5.149	112.878	0.007	0.131	0.000	0.004
20.7	0.00	0.00	0.00	5.149	112.877	0.006	0.113	0.000	0.004
21.6	0.00	0.00	0.00	5.149	112.877	0.006	0.098	0.000	0.004
22.5	0.00	0.00	0.00	5.148	112.876	0.005	0.085	0.000	0.003
23.4	0.00	0.00	0.00	5.148	112.876	0.005	0.075	0.000	0.003
24.3	0.00	0.00	0.00	5.148	112.875	0.004	0.066	0.000	0.003
25.2	0.00	0.00	0.00	5.148	112.875	0.004	0.059	0.000	0.003
26.1	0.00	0.00	0.00	5.147	112.875	0.004	0.053	0.000	0.002
27	0.00	0.00	0.00	5.147	112.874	0.004	0.047	0.000	0.002
27.9	0.00	0.00	0.00	5.147	112.874	0.003	0.042	0.000	0.002
28.8	0.00	0.00	0.00	5.147	112.874	0.003	0.038	0.000	0.002
29.7	0.00	0.00	0.00	5.147	112.874	0.003	0.035	0.000	0.002
30.6	0.00	0.00	0.00	5.147	112.874	0.003	0.032	0.000	0.002

**ANNEXE,IV**



## ANNEXE,IV

R : rayon de cercle de glissement.

N°Tr : numéro de tranche.

$b_i$  : largeur de tranche (m).

$h_1$  : hauteur de tranche correspondant la partie sèche de l'argile (m).

$h_2$  : hauteur de tranche correspondant la partie saturé de l'argile (m).

$h_3$  : hauteur de tranche au dessous de la digue (0à4m) correspondant a la couche altérée sable, alluvion et l'argile (m).

$h_4$  : hauteur de tranche plus 4m correspondant a la Marne et calcaire (m),

T : la force tangentielle de la tranche (KN).

$$T = G_n \cdot \sin \alpha$$

N : la force normale de la tranche (KN).

$$N = G_n \cdot \cos \alpha$$

$G_n$  : poids de tranche (KN)

$$G_n = (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3 + \gamma_4 \cdot h_4) \cdot b_i$$

$dli$  : longueur de l'arc de la tranche (m).

$$dli = b_i / \cos \alpha$$

C : coefficient de cohérence (kpa).

$\phi$  : angle de frottement (°).

$U_i$  : pression interstitielles (kpa)

$$U_i = \gamma_w \cdot (h_2 + h_3 + h_4)$$

$\gamma_w$  : poids volumétrique de l'eau (10kN)

$d_n$  : c'est la distance entre centre de gravité de cercle de glissement et le centre de cercle (m).

a : coefficient de séisme (0,25).

$$F_{ss} : \text{coefficient de sécurité sans séisme ; } F_{ss} = \frac{\sum ( \quad )}{\sum \quad} \geq K$$

$$F_{as} ; \text{coefficient de sécurité avec séisme ; } F_{as} = \frac{\sum ( \quad )}{\sum \quad - \sum \quad} \geq K$$

Zone	Densité apparente (kN/m <sup>3</sup> )	Cohésion c' (kPa)	Angle de frottement (en degrés)
<u>Matériaux de remblai</u>			
Remblai (saturé)	20	7	27
Remblai (sèche)	19,2	7	29
<u>Fondation in situ</u>			
Profondeur 0 - 4 m : Argile sableux	20	0	32
Profondeur +4m : Marne et calcaire	25,5	200	0

ANNEXE,IV

• 1<sup>er</sup> CAS : FIN DE CONSTRUCTION (TALUS AMONT)

R=96,64m																				
N°Tr	b <sub>i</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	Sin α	Cos α	Gn	T	N	dli	C	C*dli	ø	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn		
-4	5,97	0	0	0,5	0	-0,4	0,917	59,70	-23,88	54,72	6,51	0,00	0,00	32,00	0,62	34,19	82,3	1228,48		
-3	9,66	3	0	4	0,12	-0,3	0,954	1359,34	-407,80	1296,73	10,13	6,32	64,03	29,35	0,56	729,29	82,3	27971,78		
-2	9,66	6,22	0	4	2,62	-0,2	0,980	2572,89	-514,58	2520,90	9,86	44,20	435,97	23,05	0,43	1072,57	82,3	52943,55		
-1	9,66	9,45	0	4	4,09	-0,1	0,995	3534,46	-353,45	3516,75	9,71	50,41	489,59	21,84	0,40	1409,76	82,3	72730,41		
0	9,66	12,7	0	4	4,57	0	1,000	4250,22	0,00	4250,22	9,66	47,21	456,21	22,13	0,41	1728,63	82,3	87458,85		
1	9,66	15	0	4	4,09	0,1	0,995	4564,26	456,43	4541,38	9,71	39,97	388,26	23,08	0,43	1935,53	82,3	93921,04		
2	9,66	17,8	0	4	2,62	0,2	0,980	4717,83	943,57	4622,51	9,86	26,58	262,13	24,92	0,46	2147,71	82,3	97081,14		
3	9,66	21	0	4	0,12	0,3	0,954	4699,22	1409,76	4482,77	10,13	6,81	68,96	27,67	0,52	2350,23	82,3	96698,13		
4	9,66	24,2	0	0,5	0	0,4	0,917	4590,63	1836,25	4207,38	10,54	6,86	72,32	27,10	0,51	2153,13	82,3	94463,73		
5	9,66	23,1	0	0	0	0,5	0,866	4280,61	2140,31	3707,12	11,16	7,00	78,11	27,00	0,51	1888,87	82,3	88084,27		
6	9,66	19,3	0	0	0	0,6	0,800	3571,81	2143,09	2857,45	12,08	7,00	84,56	27,00	0,51	1455,94	82,3	73499,01		
7	9,66	13,5	0	0	0	0,7	0,714	2504,91	1753,44	1788,86	13,53	7,00	94,73	27,00	0,51	911,47	82,3	51544,76		
8	9,25	5,69	0	0	0	0,8	0,600	1010,54	808,44	606,33	15,42	7,00	107,92	27,00	0,51	308,94	82,3	20794,47		
somme									10191,57			2602,781				18126,26			858419,62	
coefficient de sécurité sans séisme										Fss = 2,034										
coefficient de sécurité avec séisme										Fas = 1,087										

ANNEXE,IV

• 1<sup>er</sup> CAS : FIN DE CONSTRUCTION (TALUS AMONT)

R=80,93m						Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T	N	dli	C	C*dli	$\phi$	tang $\phi$	N*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn	
N°Tr	b <sub>i</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>														
-4	5,60	1,21	0	0	0	-0,4	0,917	130,10	-52,04	119,24	6,11	7,00	42,77	27,00	0,51	60,75	68,5	2226,97	
-3	8,10	6,44	0	0,5	0	-0,3	0,954	1082,55	-324,76	1032,69	8,49	6,50	55,16	27,36	0,52	534,38	68,5	18530,53	
-2	8,10	9,14	0	2,59	0	-0,2	0,980	1841,03	-368,21	1803,84	8,27	5,45	45,09	28,10	0,53	963,32	68,5	31513,88	
-1	8,10	11,8	0	3,82	0	-0,1	0,995	2458,64	-245,86	2446,32	8,14	5,29	43,08	28,22	0,54	1312,83	68,5	42085,80	
0	8,10	14,5	0	4	0	0	1,000	2907,71	0,00	2907,71	8,10	5,49	44,46	28,08	0,53	1551,22	68,5	49772,65	
1	8,10	15,9	0	3,82	0	0,1	0,995	3091,61	309,16	3076,11	8,14	5,64	45,95	27,97	0,53	1633,43	68,5	52920,60	
2	8,10	18,6	0	2,59	0	0,2	0,980	3310,70	662,14	3243,81	8,27	6,14	50,79	27,61	0,52	1696,65	68,5	56670,85	
3	8,10	21,3	0	0,5	0	0,3	0,954	3392,02	1017,61	3235,78	8,49	6,84	58,07	27,11	0,51	1656,88	68,5	58062,92	
4	8,10	21,5	0	0	0	0,4	0,917	3337,46	1334,98	3058,83	8,84	7,00	61,86	27,00	0,51	1558,55	68,5	57128,96	
5	8,10	20,1	0	0	0	0,5	0,866	3121,29	1560,64	2703,11	9,35	7,00	65,47	27,00	0,51	1377,31	68,5	53428,62	
6	8,10	17,4	0	0	0	0,6	0,800	2710,71	1626,43	2168,57	10,13	7,00	70,88	27,00	0,51	1104,94	68,5	46400,64	
7	8,10	11,8	0	0	0	0,7	0,714	1832,03	1282,42	1308,33	11,34	7,00	79,40	27,00	0,51	666,63	68,5	31359,70	
8	8,65	5,3	0	0	0	0,8	0,600	880,22	704,18	528,13	14,42	7,00	100,92	27,00	0,51	269,10	68,5	15067,23	
somme									7506,68				763,89			14386,00		515169,35	
coefficient de sécurité sans séisme										Fss =	2,018								
coefficient de sécurité avec séisme										Fas =	1,092								

ANNEXE,IV

● 1<sup>er</sup> CAS : FIN DE CONSTRUCTION (TALUS AMONT)

R=75,62m																			
N°Tr	b <sub>i</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	Sin α	Cos α	Gn	T	N	dli	C	C*dli	ø	tgø	N*tgø	dn	a*Gn*dn	
-4	3,78	0,11	0	0	0	-0,4	0,917	7,98	-3,19	7,32	4,12	7,00	28,87	27,00	0,51	3,73	64,6	128,93	
-3	7,56	5,46	0	0	0	-0,3	0,954	792,74	-237,82	756,23	7,93	7,00	55,49	27,00	0,51	385,32	64,6	12802,74	
-2	7,56	9,93	0	0	0	-0,2	0,980	1441,74	-288,35	1412,61	7,72	7,00	54,03	27,00	0,51	719,76	64,6	23284,11	
-1	7,56	12,6	0	0,98	0	-0,1	0,995	1981,97	-198,20	1972,04	7,60	6,50	49,37	27,36	0,52	1020,46	64,6	32008,81	
0	7,56	15	0	1,35	0	0	1,000	2382,03	0,00	2382,03	7,56	6,42	48,56	27,41	0,52	1235,40	64,6	38469,78	
1	7,56	16,3	0	0,98	0	0,1	0,995	2520,63	252,06	2507,99	7,60	6,60	50,19	27,28	0,52	1293,52	64,6	40708,12	
2	7,56	18,7	0	0	0	0,2	0,980	2712,16	542,43	2657,36	7,72	7,00	54,03	27,00	0,51	1353,99	64,6	43801,33	
3	7,56	19,3	0	0	0	0,3	0,954	2794,92	838,47	2666,18	7,93	7,00	55,49	27,00	0,51	1358,49	64,6	45137,88	
4	7,56	18,9	0	0	0	0,4	0,917	2749,91	1099,96	2520,33	8,25	7,00	57,76	27,00	0,51	1284,17	64,6	44410,98	
5	7,56	17,6	0	0	0	0,5	0,866	2561,16	1280,58	2218,03	8,73	7,00	61,12	27,00	0,51	1130,14	64,6	41362,71	
6	7,56	15,2	0	0	0	0,6	0,800	2202,54	1321,52	1762,03	9,45	7,00	66,17	27,00	0,51	897,80	64,6	35570,99	
7	7,56	9,87	0	0	0	0,7	0,714	1433,03	1003,12	1023,39	10,59	7,00	74,12	27,00	0,51	521,44	64,6	23143,42	
8	7,15	3,76	0	0	0	0,8	0,600	516,17	412,94	309,70	11,92	7,00	83,42	27,00	0,51	157,80	64,6	8336,19	
somme									6023,53				738,610			11362,03		389166,02	
coefficient de sécurité sans séisme										Fss = 2,009									
coefficient de sécurité avec séisme										Fas = 1,083									

ANNEXE,IV

• 1<sup>er</sup> CAS : FIN DE CONSTRUCTION (TALUS AMONT)

R=72,19m						Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T	N	dli	C	C*dli	$\phi$	tg $\phi$	N*tg $\phi$	dn	a*Gn*dn		
N°Tr	b <sub>i</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>															
-3	7,52	2,66	0	0	0	-0,3	0,954	384,04	-115,21	366,35	7,88	7,00	55,18	27,00	0,51	186,66	63	6048,57		
-2	7,22	6,93	0	0	0	-0,2	0,980	960,53	-192,11	941,12	7,37	7,00	51,58	27,00	0,51	479,53	63	15128,37		
-1	7,22	10,4	0	0	0	-0,1	0,995	1445,65	-144,56	1438,40	7,26	7,00	50,79	27,00	0,51	732,90	63	22768,96		
0	7,22	13,1	0	0	0	0	1,000	1818,49	0,00	1818,49	7,22	7,00	50,53	27,00	0,51	926,57	63	28641,30		
1	7,22	14,7	0	0	0	0,1	0,995	2040,26	204,03	2030,04	7,26	7,00	50,79	27,00	0,51	1034,35	63	32134,14		
2	7,22	15,2	0	0	0	0,2	0,980	2109,57	421,91	2066,94	7,37	7,00	51,58	27,00	0,51	1053,16	63	33225,65		
3	7,22	15,8	0	0	0	0,3	0,954	2184,41	655,32	2083,80	7,57	7,00	52,97	27,00	0,51	1061,75	63	34404,48		
4	7,22	15,5	0	0	0	0,4	0,917	2144,22	857,69	1965,21	7,88	7,00	55,14	27,00	0,51	1001,32	63	33771,41		
5	7,22	14,2	0	0	0	0,5	0,866	1972,35	986,17	1708,10	8,34	7,00	58,35	27,00	0,51	870,32	63	31064,45		
6	7,22	11,9	0	0	0	0,6	0,800	1645,24	987,14	1316,19	9,02	7,00	63,17	27,00	0,51	670,63	63	25912,51		
7	7,22	8,08	0	0	0	0,7	0,714	1119,93	783,95	799,79	10,11	7,00	70,76	27,00	0,51	407,51	63	17638,85		
8	4,49	1,2	0	0	0	0,8	0,600	103,44	82,75	62,06	7,48	7,00	52,38	27,00	0,51	31,62	63	1629,15		
somme									4527,08					663,200					8456,336	282367,83
coefficient de sécurité sans séisme										Fss = 2,014										
coefficient de sécurité avec séisme										Fas = 1,081										

ANNEXE,IV

• 1<sup>er</sup> CAS : FIN DE CONSTRUCTION (TALUS AMONT)

R=85,65m																				
N°Tr	b <sub>i</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	Sin α	Cos α	Gn	T	N	dli	C	C*dli	ø	tgø	N*tgø	dn	a*Gn*dn		
-2	10,16	3,38	0	0	0	-0,2	0,980	659,51	-131,90	646,18	10,37	7,00	72,60	27,00	0,51	329,25	77,52	12781,22		
-1	8,57	7,53	0	0	0	-0,1	0,995	1238,29	-123,83	1232,09	8,61	7,00	60,26	27,00	0,51	627,78	77,52	23998,13		
0	8,57	10,8	0	0	0	0	1,000	1779,33	0,00	1779,33	8,57	7,00	59,96	27,00	0,51	906,61	77,52	34483,36		
1	8,57	11,9	0	0	0	0,1	0,995	1958,58	195,86	1948,76	8,61	7,00	60,26	27,00	0,51	992,94	77,52	37957,20		
2	8,57	13,5	0	0	0	0,2	0,980	2213,47	442,69	2168,75	8,74	7,00	61,19	27,00	0,51	1105,03	77,52	42897,05		
3	8,57	14,1	0	0	0	0,3	0,954	2318,72	695,62	2211,91	8,98	7,00	62,85	27,00	0,51	1127,03	77,52	44936,73		
4	8,57	13,8	0	0	0	0,4	0,917	2261,16	904,46	2072,39	9,35	7,00	65,42	27,00	0,51	1055,93	77,52	43821,28		
5	8,57	12,3	0	0	0	0,5	0,866	2021,07	1010,53	1750,29	9,89	7,00	69,23	27,00	0,51	891,82	77,52	39168,26		
6	8,57	9,49	0	0	0	0,6	0,800	1560,61	936,37	1248,49	10,71	7,00	74,94	27,00	0,51	636,14	77,52	30244,65		
7	9,26	3,65	0	0	0	0,7	0,714	649,12	454,38	463,56	12,97	7,00	90,79	27,00	0,51	236,20	77,52	12579,87		
somme									4384,18					677,495					7908,726	322867,75
coefficient de sécurité sans séisme										Fss = 1,958										
coefficient de sécurité avec séisme										Fas = 1,053										

ANNEXE,IV

• 1<sup>er</sup> CAS : FIN DE CONSTRUCTION (TALUS AVAL)

R=70,08m																			
N°Tr	b <sub>i</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	Sin α	Cos α	Gn	T	N	dli	C	C*dli	ø	tgø	N*tgø	dn	a*Gn*dn	
-5	5,42	0	0	1,16	0	-0,5	0,866	125,63	-62,81	108,80	6,25	0,00	0,00	32,00	0,62	67,98	54,08	1698,49	
-4	7,01	2,94	0	4	0,78	-0,4	0,917	1095,62	-438,25	1004,15	7,65	22,87	174,90	26,86	0,51	508,61	54,08	14812,74	
-3	7,01	5,47	0	4	3,46	-0,3	0,954	1914,96	-574,49	1826,76	7,35	56,48	414,93	21,32	0,39	713,02	54,08	25890,31	
-2	7,01	8,32	0	4	5,31	-0,2	0,980	2629,04	-525,81	2575,93	7,15	63,54	454,48	20,00	0,36	937,68	54,08	35544,68	
-1	7,01	11,2	0	4	6,4	-0,1	0,995	3204,62	-320,46	3188,55	7,04	63,02	443,86	19,91	0,36	1154,84	54,08	43326,44	
0	7,01	14	0	4	6,76	0	1,000	3649,74	0,00	3649,74	7,01	58,60	410,70	20,43	0,37	1359,57	54,08	49344,46	
1	7,01	16,8	0	4	6,4	0,1	0,995	3966,19	396,62	3946,31	7,04	51,37	361,79	21,38	0,39	1545,30	54,08	53622,91	
2	7,01	19,6	0	4	5,31	0,2	0,980	4152,19	830,44	4068,30	7,15	41,43	296,35	22,74	0,42	1705,02	54,08	56137,62	
3	7,01	20,9	0	4	3,46	0,3	0,954	3988,44	1196,53	3804,72	7,35	29,58	217,27	24,41	0,45	1726,65	54,08	53923,64	
4	7,01	23,7	0	4	0,78	0,4	0,917	3890,29	1556,12	3565,51	7,65	11,30	86,41	26,96	0,51	1813,80	54,08	52596,79	
5	7,01	26,5	0	1,16	0	0,5	0,866	3733,64	1866,82	3233,43	8,09	6,71	54,27	27,21	0,51	1662,42	54,08	50478,79	
6	7,01	25,8	0	0	0	0,6	0,800	3470,14	2082,08	2776,11	8,76	7,00	61,32	27,00	0,51	1414,50	54,08	46916,26	
7	7,01	20,8	0	0	0	0,7	0,714	2802,75	1961,93	2001,56	9,81	7,00	68,69	27,00	0,51	1019,85	54,08	37893,20	
8	7,01	15,4	0	0	0	0,8	0,600	2069,43	1655,55	1241,66	11,68	7,00	81,76	27,00	0,51	632,66	54,08	27978,75	
9	6,05	6,02	0	0	0	0,9	0,436	698,71	628,83	304,56	13,87	7,00	97,08	27,00	0,51	155,18	54,08	9446,50	
somme						10253,10					3223,799				16417,08		559611,58		
coefficient de sécurité sans séisme										Fss = 1,916									
coefficient de sécurité avec séisme										Fas = 1,077									

ANNEXE,IV

• 1<sup>er</sup> CAS : FIN DE CONSTRUCTION (TALUS AVAL)

R=58,32m																			
N°Tr	b <sub>i</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	Sinα	Cos α	Gn	T	N	dli	C	C*dli	ø	tgø	N*tgø	dn	a*Gn*dn	
-5	5,72	2,85	0	0	0	-0,5	0,866	312,72	-156,36	270,83	6,60	7,00	46,19	27,00	0,51	137,99	44,29	3462,65	
-4	5,83	8,12	0	0	0	-0,4	0,917	909,23	-363,69	833,33	6,36	7,00	44,54	27,00	0,51	424,60	44,29	10067,47	
-3	5,83	11,3	0	1,37	0	-0,3	0,954	1421,75	-426,52	1356,26	6,11	6,24	38,16	27,54	0,52	707,29	44,29	15742,31	
-2	5,83	13,6	0	2,88	0	-0,2	0,980	1858,78	-371,76	1821,22	5,95	5,78	34,38	27,87	0,53	963,22	44,29	20581,29	
-1	5,83	15,9	0	3,77	0	-0,1	0,995	2223,48	-222,35	2212,34	5,86	5,66	33,18	27,96	0,53	1174,19	44,29	24619,54	
0	5,83	18,3	0	4	0	0	1,000	2511,21	0,00	2511,21	5,83	5,74	33,49	27,90	0,53	1329,53	44,29	27805,40	
1	5,83	20	0	3,77	0	0,1	0,995	2679,22	267,92	2665,79	5,86	5,89	34,52	27,79	0,53	1405,10	44,29	29665,67	
2	5,83	21,3	0	2,88	0	0,2	0,980	2724,34	544,87	2669,29	5,95	6,17	36,71	27,59	0,52	1395,16	44,29	30165,22	
3	5,83	23,7	0	1,37	0	0,3	0,954	2809,11	842,73	2679,72	6,11	6,62	40,45	27,27	0,52	1381,55	44,29	31103,88	
4	5,83	25,2	0	0	0	0,4	0,917	2820,64	1128,25	2585,15	6,36	7,00	44,54	27,00	0,51	1317,20	44,29	31231,48	
5	5,83	24,6	0	0	0	0,5	0,866	2751,21	1375,61	2382,62	6,73	7,00	47,14	27,00	0,51	1214,00	44,29	30462,78	
6	5,83	22,4	0	0	0	0,6	0,800	2507,11	1504,26	2005,69	7,29	7,00	51,03	27,00	0,51	1021,95	44,29	27759,94	
7	5,83	18,8	0	0	0	0,7	0,714	2102,88	1472,02	1501,76	8,17	7,00	57,17	27,00	0,51	765,18	44,29	23284,13	
8	5,83	14,5	0	0	0	0,8	0,600	1619,15	1295,32	971,49	9,72	7,00	68,04	27,00	0,51	495,00	44,29	17928,04	
9	5,98	7,22	0	0	0	0,9	0,436	828,28	745,45	361,04	13,71	7,00	95,95	27,00	0,51	183,96	44,29	9171,11	
somme									7635,75				705,498			13915,92		333050,92	
coefficient de sécurité sans séisme										Fss = 1,915									
coefficient de sécurité avec séisme										Fas = 1,096									



ANNEXE,IV

• 1<sup>er</sup> CAS : FIN DE CONSTRUCTION (TALUS AVAL)

R=55,4m																			
N°Tr	b <sub>i</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	Sinα	Cos α	Gn	T	N	dli	C	C*dli	ø	tgø	N*tgø	dn	a*Gn*dn	
-4	7,82	4,54	0	0	0	-0,4	0,917	681,65	-272,66	624,75	8,53	7,00	59,73	27,00	0,51	318,32	43,78	7460,70	
-3	5,54	8,83	0	0	0	-0,3	0,954	939,23	-281,77	895,97	5,81	7,00	40,65	27,00	0,51	456,52	43,78	10279,87	
-2	5,54	12,5	0	0	0	-0,2	0,980	1327,47	-265,49	1300,65	5,65	7,00	39,58	27,00	0,51	662,72	43,78	14529,19	
-1	5,54	15,5	0	0	0	-0,1	0,995	1652,96	-165,30	1644,67	5,57	7,00	38,98	27,00	0,51	838,00	43,78	18091,63	
0	5,54	17,8	0	0,26	0	0	1,000	1918,97	0,00	1918,97	5,54	6,90	38,22	27,07	0,51	980,81	43,78	21003,10	
1	5,54	20	0	0	0	0,1	0,995	2124,17	212,42	2113,52	5,57	7,00	38,98	27,00	0,51	1076,89	43,78	23249,03	
2	5,54	19,7	0	0	0	0,2	0,980	2099,70	419,94	2057,28	5,65	7,00	39,58	27,00	0,51	1048,24	43,78	22981,26	
3	5,54	20,5	0	0	0	0,3	0,954	2183,74	655,12	2083,15	5,81	7,00	40,65	27,00	0,51	1061,42	43,78	23900,98	
4	5,54	20,7	0	0	0	0,4	0,917	2198,63	879,45	2015,07	6,04	7,00	42,31	27,00	0,51	1026,73	43,78	24063,97	
5	5,54	20,1	0	0	0	0,5	0,866	2136,93	1068,47	1850,64	6,40	7,00	44,78	27,00	0,51	942,95	43,78	23388,73	
6	5,54	18,7	0	0	0	0,6	0,800	1983,76	1190,26	1587,01	6,93	7,00	48,48	27,00	0,51	808,62	43,78	21712,29	
7	5,54	14,4	0	0	0	0,7	0,714	1533,83	1073,68	1095,37	7,76	7,00	54,30	27,00	0,51	558,12	43,78	16787,73	
8	5,54	10,4	0	0	0	0,8	0,600	1106,23	884,98	663,74	9,23	7,00	64,63	27,00	0,51	338,19	43,78	12107,66	
9	4,62	3,52	0	0	0	0,9	0,436	312,24	281,01	136,10	10,60	7,00	74,19	27,00	0,51	69,35	43,78	3417,45	
somme									5680,11			665,058			10186,87			242973,58	
coefficient de sécurité sans séisme										F <sub>ss</sub> = 1,911									
coefficient de sécurité avec séisme										F <sub>as</sub> = 1,078									

ANNEXE,IV

• 1<sup>er</sup> CAS : FIN DE CONSTRUCTION (TALUS AVAL)

R=52,86m						Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T	N	dli	C	C*dli	$\phi$	tg $\phi$	N*tg $\phi$	dn	a*Gn*dn	
N°Tr	b <sub>i</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>														
-4	6,74	3,65	0	0	0	-0,4	0,917	472,55	-189,02	433,10	7,36	7,00	51,50	27,00	0,51	220,67	42,23	4988,94	
-3	5,29	7,74	0	0	0	-0,3	0,954	785,54	-235,66	749,36	5,54	7,00	38,79	27,00	0,51	381,82	42,23	8293,36	
-2	5,29	11,2	0	0	0	-0,2	0,980	1138,73	-227,75	1115,72	5,40	7,00	37,77	27,00	0,51	568,49	42,23	12022,16	
-1	5,29	14,1	0	0	0	-0,1	0,995	1435,09	-143,51	1427,89	5,31	7,00	37,19	27,00	0,51	727,55	42,23	15150,92	
0	5,29	16,5	0	0	0	0	1,000	1676,63	0,00	1676,63	5,29	7,00	37,00	27,00	0,51	854,29	42,23	17701,07	
1	5,29	17,3	0	0	0	0,1	0,995	1750,72	175,07	1741,95	5,31	7,00	37,19	27,00	0,51	887,57	42,23	18483,26	
2	5,29	18,1	0	0	0	0,2	0,980	1834,96	366,99	1797,89	5,40	7,00	37,77	27,00	0,51	916,07	42,23	19372,60	
3	5,29	18,8	0	0	0	0,3	0,954	1912,09	573,63	1824,02	5,54	7,00	38,79	27,00	0,51	929,39	42,23	20186,93	
4	5,29	19	0	0	0	0,4	0,917	1924,27	769,71	1763,63	5,77	7,00	40,37	27,00	0,51	898,61	42,23	20315,51	
5	5,29	18,4	0	0	0	0,5	0,866	1868,45	934,23	1618,13	6,10	7,00	42,73	27,00	0,51	824,48	42,23	19726,19	
6	5,29	16,9	0	0	0	0,6	0,800	1719,26	1031,56	1375,41	6,61	7,00	46,25	27,00	0,51	700,81	42,23	18151,10	
7	5,29	13	0	0	0	0,7	0,714	1320,40	924,28	942,95	7,40	7,00	51,81	27,00	0,51	480,46	42,23	13940,13	
8	5,29	9,08	0	0	0	0,8	0,600	921,54	737,23	552,92	8,81	7,00	61,67	27,00	0,51	281,73	42,23	9729,16	
9	4,01	2,52	0	0	0	0,9	0,436	194,16	174,75	84,63	9,21	7,00	64,45	27,00	0,51	43,12	42,23	2049,90	
somme									4891,51	623,266				8715,05			200111,22		
coefficient de sécurité sans séisme										Fss =	1,909								
coefficient de sécurité avec séisme										Fas =	1,076								

ANNEXE,IV

• 1<sup>er</sup> CAS : FIN DE CONSTRUCTION (TALUS AVAL)

R=49,56m																			
N°Tr	b <sub>i</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	Sinα	Cos α	Gn	T	N	dli	C	C*dli	ø	tgø	N*tgø	dn	a*Gn*dn	
-4	3,09	0,51	0	0	0	-0,4	0,917	30,24	-12,10	27,71	3,37	7,00	23,58	27,00	0,51	14,12	39	294,82	
-3	4,96	4,35	0	0	0	-0,3	0,954	413,93	-124,18	394,86	5,20	7,00	36,37	27,00	0,51	201,19	39	4035,77	
-2	4,96	7,61	0	0	0	-0,2	0,980	724,13	-144,83	709,50	5,06	7,00	35,41	27,00	0,51	361,51	39	7060,28	
-1	4,96	10,4	0	0	0	-0,1	0,995	984,86	-98,49	979,92	4,98	7,00	34,87	27,00	0,51	499,29	39	9602,35	
0	4,96	12,6	0	0	0	0	1,000	1197,05	0,00	1197,05	4,96	7,00	34,69	27,00	0,51	609,93	39	11671,26	
1	4,96	13,5	0	0	0	0,1	0,995	1288,40	128,84	1281,94	4,98	7,00	34,87	27,00	0,51	653,18	39	12561,91	
2	4,96	13,9	0	0	0	0,2	0,980	1326,46	265,29	1299,66	5,06	7,00	35,41	27,00	0,51	662,21	39	12933,02	
3	4,96	14,6	0	0	0	0,3	0,954	1393,07	417,92	1328,91	5,20	7,00	36,37	27,00	0,51	677,11	39	13582,45	
4	4,96	14,8	0	0	0	0,4	0,917	1405,44	562,18	1288,11	5,41	7,00	37,85	27,00	0,51	656,32	39	13703,06	
5	4,96	14,3	0	0	0	0,5	0,866	1355,96	677,98	1174,30	5,72	7,00	40,06	27,00	0,51	598,33	39	13220,63	
6	4,96	13	0	0	0	0,6	0,800	1233,21	739,93	986,57	6,20	7,00	43,37	27,00	0,51	502,68	39	12023,81	
7	4,96	9,62	0	0	0	0,7	0,714	915,39	640,78	653,72	6,94	7,00	48,58	27,00	0,51	333,09	39	8925,08	
8	6,98	5,41	0	0	0	0,8	0,600	725,03	580,02	435,02	11,63	7,00	81,43	27,00	0,51	221,65	39	7069,01	
somme									3633,35			522,847			5990,63			126683,45	
coefficient de sécurité sans séisme										F <sub>ss</sub> = 1,793									
coefficient de sécurité avec séisme										F <sub>as</sub> = 1,052									

ANNEXE,IV

• 2<sup>ème</sup> CAS : RETENUE PLEINE (TALUS AVAL)

R=66,69m						Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T	N	dli	C	C*dli	$\phi$	tg $\phi$	N*tg $\phi$	Ui	Ui*dli*tg $\phi$	dn	a*Gn*dn	
N°Tr	b <sub>i</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>																
-4	9,70	5,26	0	0	0	-0,4	0,917	979,12	-391,65	897,38	10,58	7,00	74,05	27,0	0,51	457,24	0,00	0,00	48,71	11923,20	
-3	6,67	8,62	0	1,8	0	-0,3	0,954	1343,83	-403,15	1281,93	6,99	5,79	40,48	27,9	0,53	677,71	18,00	66,53	48,71	16364,49	
-2	6,67	11,3	0	3,53	0	-0,2	0,980	1915,18	-383,04	1876,48	6,81	5,33	36,29	28,2	0,54	1005,81	35,30	128,79	48,71	23322,06	
-1	6,67	13,7	0	4	0	-0,1	0,995	2287,73	-228,77	2276,27	6,70	5,42	36,32	28,1	0,53	1216,94	40,00	143,33	48,71	27858,88	
0	6,67	16,6	0	4	0,54	0	1,000	2753,46	0,00	2753,46	6,67	10,60	70,71	27,3	0,52	1418,50	45,40	155,98	48,71	33530,22	
1	6,67	19,3	0	4	0,92	0,1	0,995	3159,96	316,00	3144,12	6,70	13,18	88,32	26,8	0,51	1588,21	49,20	166,58	48,71	38480,40	
2	6,67	20,4	0	3,45	0,54	0,2	0,980	3157,70	631,54	3093,91	6,81	10,29	70,04	27,1	0,51	1583,89	39,90	139,03	48,71	38452,95	
3	6,67	23	0	1,8	0	0,3	0,954	3187,68	956,30	3040,85	6,99	6,49	45,39	27,4	0,52	1573,71	18,00	65,12	48,71	38817,92	
4	6,67	25	0	0	0	0,4	0,917	3201,12	1280,45	2933,87	7,28	7,00	50,94	27,0	0,51	1494,88	0,00	0,00	48,71	38981,64	
5	6,67	24,3	0	0	0	0,5	0,866	3111,49	1555,74	2694,63	7,70	7,00	53,90	27,0	0,51	1372,98	0,00	0,00	48,71	37890,15	
6	6,67	21,5	0	0	0	0,6	0,800	2758,08	1654,85	2206,47	8,34	7,00	58,35	27,0	0,51	1124,25	0,00	0,00	48,71	33586,58	
7	6,67	17,8	0	0	0	0,7	0,714	2283,04	1598,13	1630,42	9,34	7,00	65,37	27,0	0,51	830,74	0,00	0,00	48,71	27801,70	
8	6,67	13	0	0	0	0,8	0,600	1659,46	1327,57	995,68	11,12	7,00	77,81	27,0	0,51	507,32	0,00	0,00	48,71	20208,08	
9	5,02	3,57	0	0	0	0,9	0,436	343,75	309,37	149,84	11,51	7,00	80,54	27,0	0,51	76,35	0,00	0,00	48,71	4185,99	
somme									8223,35			848,493			14928,5			865,36		391404,27	
coefficient de sécurité sans séisme										Fss = 1,813											
coefficient de sécurité avec séisme										Fas = 1,058											

ANNEXE,IV

• 2<sup>ème</sup> CAS : RETENUE PLEINE (TALUS AVAL)

R=84,87m																					
N°Tr	b <sub>i</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	Sinα	Cos α	Gn	T	N	dli	C	C*dli	ø	tgø	N*tgø	Ui	Ui*dli*tgø	dn	a*Gn*dn	
-4	8,49	0	0	4	0,32	-0,4	0,917	748,21	-299,29	685,75	9,26	14,81	137,19	29,63	0,57	390,03	43,2	227,53	48,82	9131,95	
-3	8,49	2,33	0	4	3,49	-0,3	0,954	1813,93	-544,18	1730,38	8,90	72,74	647,16	19,44	0,35	610,75	74,9	235,20	48,82	22139,08	
-2	8,49	5,55	0	4	5,69	-0,2	0,980	2814,76	-562,95	2757,89	8,66	77,22	668,89	18,23	0,33	908,43	96,9	276,48	48,82	34354,10	
-1	8,49	8,95	0	4	6,98	-0,1	0,995	3647,97	-364,80	3629,68	8,53	73,19	624,28	18,55	0,34	1217,82	109,8	314,23	48,82	44523,44	
0	8,49	12,3	0	4	7,37	0	1,000	4284,77	0,00	4284,77	8,49	65,81	558,54	19,45	0,35	1513,18	113,7	340,78	48,82	52295,65	
1	8,49	15,7	0	4	6,95	0,1	0,995	4747,91	474,79	4724,11	8,53	56,21	479,44	20,72	0,38	1786,85	109,5	353,28	48,82	57948,22	
2	8,49	19,1	0	4	5,81	0,2	0,980	5053,59	1010,72	4951,49	8,66	44,78	387,88	22,27	0,41	2027,78	98,1	348,00	48,82	61679,10	
3	8,49	20,9	0	4	3,45	0,3	0,954	4836,16	1450,85	4613,40	8,90	29,48	262,24	24,42	0,45	2094,91	74,5	300,98	48,82	59025,28	
4	8,49	24,3	0	4	0,25	0,4	0,917	4696,02	1878,41	4303,97	9,26	7,71	71,38	27,46	0,52	2237,05	42,5	204,55	48,82	57314,90	
5	8,49	27,7	0	0	0	0,5	0,866	4516,99	2258,49	3911,82	9,80	7,00	68,60	27,00	0,51	1993,17	0,0	0,00	48,82	55129,80	
6	8,49	24,4	0	0	0	0,6	0,800	3980,88	2388,53	3184,70	10,61	7,00	74,26	27,00	0,51	1622,69	0,0	0,00	48,82	48586,62	
7	8,49	17,3	2,7	0	0	0,7	0,714	3283,86	2298,70	2345,14	11,88	7,00	83,19	27,27	0,52	1208,84	27,0	165,40	48,82	40079,49	
8	8,49	13,8	0	0	0	0,8	0,600	2240,57	1792,45	1344,34	14,15	7,00	99,02	27,00	0,51	684,98	0,0	0,00	48,82	27346,13	
somme									11781,72			4162,051			18296,5			2766,43		569553,75	
coefficient de sécurité sans séisme										Fss = 1,671											
coefficient de sécurité avec séisme										Fss = 1,065											

ANNEXE,IV

• 2<sup>ème</sup> CAS : RETENUE PLEINE (TALUS AVAL)

R=68m																									
N°Tr	b <sub>i</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	Sinα	Cos α	Gn	T	N	dli	C	C*dli	ø	tgø	N*tgø	Ui	Ui*dli*tgø	dn	a*Gn*dn					
-4	9,85	3,67	0	2,79	0	-0,4	0,917	1243,70	-497,48	1139,87	10,75	3,98	42,74	29,16	0,56	635,99	27,90	167,30	43,25	13447,51					
-3	6,80	5,95	0	4	1,33	-0,3	0,954	1551,45	-465,44	1479,99	7,13	27,27	194,42	25,59	0,48	708,76	53,30	181,95	43,25	16775,10					
-2	6,80	8,67	0	4	3,09	-0,2	0,980	2211,76	-442,35	2167,07	6,94	43,06	298,87	22,98	0,42	918,76	70,90	208,62	43,25	23914,67					
-1	6,80	11,4	0	4	4,12	-0,1	0,995	2745,49	-274,55	2731,72	6,83	46,32	316,57	22,32	0,41	1121,67	81,20	227,86	43,25	29685,57					
0	6,80	14,1	0	4	4,46	0	1,000	3159,57	0,00	3159,57	6,80	43,90	298,50	22,55	0,42	1312,01	84,60	238,89	43,25	34162,80					
1	6,80	16,8	0	4	4,12	0,1	0,995	3455,73	345,57	3438,41	6,83	37,75	257,98	23,34	0,43	1483,88	81,20	239,49	43,25	37365,11					
2	6,80	19,6	0	4	3,09	0,2	0,980	3632,25	726,45	3558,87	6,94	28,34	196,65	24,62	0,46	1630,80	70,90	225,48	43,25	39273,75					
3	6,80	20,7	0	4	1,36	0,3	0,954	3478,50	1043,55	3318,28	7,13	16,01	114,11	26,36	0,50	1644,15	53,60	189,31	43,25	37611,27					
4	6,80	23,4	0	2,79	0	0,4	0,917	3433,24	1373,30	3146,61	7,42	6,25	46,40	27,53	0,52	1640,32	27,90	107,91	43,25	37121,89					
5	6,80	25,5	0	0	0	0,5	0,866	3324,06	1662,03	2878,72	7,85	7,00	54,96	27,00	0,51	1466,78	0,00	0,00	43,25	35941,37					
6	6,80	23,7	0	0	0	0,6	0,800	3092,97	1855,78	2474,37	8,50	7,00	59,50	27,00	0,51	1260,76	0,00	0,00	43,25	33442,70					
7	6,80	19	0	0	0	0,7	0,714	2483,25	1738,28	1773,40	9,52	7,00	66,65	27,00	0,51	903,59	0,00	0,00	43,25	26850,15					
8	6,80	13,9	0	0	0	0,8	0,600	1818,70	1454,96	1091,22	11,33	7,00	79,33	27,00	0,51	556,00	0,00	0,00	43,25	19664,70					
9	6,17	5,49	0	0	0	0,9	0,436	650,37	585,33	283,49	14,15	7,00	99,08	27,00	0,51	144,44	0,00	0,00	43,25	7032,10					
somme									9105,43						2125,79				15427,9			1786,81			392288,69
coefficient de sécurité sans séisme										Fss = 1,732															
coefficient de sécurité avec séisme										Fas = 1,060															

ANNEXE,IV

● 2<sup>ème</sup> CAS : RETENUE PLEINE (TALUS AVAL)

R=51,95m						Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T	N	dli	C	C*dli	$\phi$	tg $\phi$	N*tg $\phi$	Ui	Ui*dli*tg $\phi$	dn	a*Gn*dn	
N°Tr	b <sub>i</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>																
-5	3,83	1,33	0	0	0	-0,5	0,866	97,80	-48,90	84,70	4,42	7,00	30,96	27,00	0,51	43,16	0,00	0,00	40,17	982,19	
-4	5,20	6,03	0	0	0	-0,4	0,917	601,46	-240,58	551,24	5,67	7,00	39,68	27,00	0,51	280,87	0,00	0,00	40,17	6040,13	
-3	5,20	10,1	0	0	0	-0,3	0,954	1002,43	-300,73	956,25	5,45	7,00	38,12	27,00	0,51	487,24	0,00	0,00	40,17	10066,88	
-2	5,20	13,5	0	0	0	-0,2	0,980	1344,55	-268,91	1317,38	5,30	7,00	37,11	27,00	0,51	671,24	0,00	0,00	40,17	13502,63	
-1	5,20	16,3	0	0	0	-0,1	0,995	1629,82	-162,98	1621,65	5,22	7,00	36,55	27,00	0,51	826,27	0,00	0,00	40,17	16367,44	
0	5,20	18,6	0	0	0	0	1,000	1855,24	0,00	1855,24	5,20	7,00	36,37	27,00	0,51	945,29	0,00	0,00	40,17	18631,23	
1	5,20	19,3	0	0	0	0,1	0,995	1926,06	192,61	1916,40	5,22	7,00	36,55	27,00	0,51	976,46	0,00	0,00	40,17	19342,42	
2	5,20	20,2	0	0	0	0,2	0,980	2013,83	402,77	1973,14	5,30	7,00	37,11	27,00	0,51	1005,37	0,00	0,00	40,17	20223,90	
3	5,20	20,9	0	0	0	0,3	0,954	2086,64	625,99	1990,53	5,45	7,00	38,12	27,00	0,51	1014,23	0,00	0,00	40,17	20955,13	
4	5,20	21,1	0	0	0	0,4	0,917	2100,61	840,24	1925,24	5,67	7,00	39,68	27,00	0,51	980,96	0,00	0,00	40,17	21095,36	
5	5,20	20,5	0	0	0	0,5	0,866	2045,75	1022,87	1771,67	6,00	7,00	41,99	27,00	0,51	902,71	0,00	0,00	40,17	20544,44	
6	5,20	19,2	0	0	0	0,6	0,800	1911,10	1146,66	1528,88	6,49	7,00	45,46	27,00	0,51	779,00	0,00	0,00	40,17	19192,17	
7	5,20	15,2	0	0	0	0,7	0,714	1513,12	1059,18	1080,58	7,27	7,00	50,92	27,00	0,51	550,58	0,00	0,00	40,17	15195,47	
8	5,20	11,3	0	0	0	0,8	0,600	1129,10	903,28	677,46	8,66	7,00	60,61	27,00	0,51	345,18	0,00	0,00	40,17	11339,01	
9	4,90	4,87	0	0	0	0,9	0,436	458,17	412,35	199,71	11,24	7,00	78,69	27,00	0,51	101,76	0,00	0,00	40,17	4601,17	
somme									5583,85			647,911			9910,31			0,00		218079,56	
coefficient de sécurité sans séisme											Fss = 1,891										
coefficient de sécurité avec séisme											Fas = 1,079										

ANNEXE,IV

• 2<sup>ème</sup> CAS : RETENUE PLEINE (TALUS AVAL)

R=84,17m																					
N°Tr	b <sub>i</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	Sinα	Cos α	Gn	T	N	dli	C	C*dli	ø	tgø	N*tgø	Ui	Ui*dli*tgø	dn	a*Gn*dn	
-2	5,17	0,59	0	0	0	-0,2	0,980	58,57	-11,71	57,38	5,28	7,00	36,94	27,00	0,51	29,24	0,00	0,00	57,27	838,52	
-1	8,42	5,23	0	0	0	-0,1	0,995	845,20	-84,52	840,96	8,46	7,00	59,22	27,00	0,51	428,49	0,00	0,00	57,27	12101,17	
0	8,42	9,03	0	0	0	0	1,000	1459,31	0,00	1459,31	8,42	7,00	58,92	27,00	0,51	743,55	0,00	0,00	57,27	20893,61	
1	8,42	12	0	0	0	0,1	0,995	1934,43	193,44	1924,73	8,46	7,00	59,22	27,00	0,51	980,70	0,00	0,00	57,27	27696,18	
2	8,42	14,1	0	0	0	0,2	0,980	2270,57	454,11	2224,70	8,59	7,00	60,13	27,00	0,51	1133,54	0,00	0,00	57,27	32508,88	
3	8,42	13,6	0	0	0	0,3	0,954	2204,31	661,29	2102,78	8,82	7,00	61,76	27,00	0,51	1071,42	0,00	0,00	57,27	31560,23	
4	8,42	13,8	0	0	0	0,4	0,917	2233,40	893,36	2046,95	9,18	7,00	64,29	27,00	0,51	1042,97	0,00	0,00	57,27	31976,71	
5	8,42	13	0	0	0	0,5	0,866	2097,65	1048,83	1816,62	9,72	7,00	68,03	27,00	0,51	925,61	0,00	0,00	57,27	30033,12	
6	8,42	9,19	0	0	0	0,6	0,800	1485,16	891,10	1188,13	10,52	7,00	73,65	27,00	0,51	605,38	0,00	0,00	57,27	21263,82	
7	11,62	5,33	0	0	0	0,7	0,714	1189,14	832,40	849,22	16,27	7,00	113,90	27,00	0,51	432,70	0,00	0,00	57,27	17025,57	
somme									4878,30			656,052			7393,61			0,00		225897,81	
coefficient de sécurité sans séisme										Fss = 1,650											
coefficient de sécurité avec séisme										Fas = 1,064											



ANNEXE,IV

• 3<sup>ème</sup> CAS : VIDANGE RAPIDE (TALUS AMONT)

R=89,22m																			
N°Tr	b <sub>i</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	Sin α	Cos α	Gn	T	N	dli	C	C*dli	ø	tø	N*tgø	dn	a*Gn*dn	
-4	7,67	1,07	0	1,48	0	-0,4	0,917	384,65	-153,86	352,54	8,37	2,94	24,58	29,90	0,58	202,74	74,7	7185,35	
-3	8,92	4,05	0	4	0,85	-0,3	0,954	1600,92	-480,28	1527,18	9,35	22,29	208,44	26,67	0,50	767,04	74,7	29905,17	
-2	8,92	7,02	0	4	3,36	-0,2	0,980	2680,74	-536,15	2626,58	9,11	50,15	456,65	22,08	0,41	1065,58	74,7	50076,22	
-1	8,92	10	0	4	4,5	-0,1	0,995	3450,58	-345,06	3433,29	8,97	52,43	470,16	21,51	0,39	1353,34	74,7	64456,90	
0	8,92	13	0	4	4,93	0	1,000	4057,18	0,00	4057,18	8,92	49,17	438,68	21,84	0,40	1625,65	74,7	75788,15	
1	8,92	15	0	4	4,48	0,1	0,995	4302,55	430,25	4280,98	8,97	42,63	382,28	22,70	0,42	1790,79	74,7	80371,55	
2	8,92	17,6	0	4	3,13	0,2	0,980	4437,37	887,47	4347,71	9,11	30,31	276,04	24,39	0,45	1971,23	74,7	82889,99	
3	8,92	20,6	0	4	0,78	0,3	0,954	4413,20	1323,96	4209,92	9,35	11,84	110,70	26,96	0,51	2141,19	74,7	82438,50	
4	8,92	23,5	0	1,48	0	0,4	0,917	4294,84	1717,93	3936,28	9,73	6,59	64,11	27,30	0,52	2031,31	74,7	80227,55	
5	8,92	23,5	0	0	0	0,5	0,866	4022,18	2011,09	3483,31	10,30	7,00	72,12	27,00	0,51	1774,84	74,7	75134,33	
6	8,92	20,6	0	0	0	0,6	0,800	3521,98	2113,19	2817,58	11,15	7,00	78,07	27,00	0,51	1435,63	74,7	65790,54	
7	8,92	14,5	0	0	0	0,7	0,714	2490,74	1743,52	1778,74	12,49	7,00	87,45	27,00	0,51	906,31	74,7	46526,97	
8	10,62	7,33	0	0	0	0,8	0,600	1494,62	1195,69	896,77	17,70	7,00	123,90	27,00	0,51	456,93	74,7	27919,43	
somme									9907,76			2793,183			17522,58			768710,63	
coefficient de sécurité sans séisme										Fss = 2,050									
coefficient de sécurité avec séisme										Fas = 1,097									

ANNEXE,IV

• 3<sup>ème</sup> CAS : VIDANGE RAPIDE (TALUS AMONT)

R=97,82m																				
N°Tr	b <sub>i</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	Sin α	Cos α	Gn	T	N	dli	C	C*dli	ø	tgø	N*tgø	dn	a*Gn*dn		
-3	7,97	2,05	0	0	0	-0,3	0,954	313,70	-94,11	299,25	8,35	7,00	58,48	27,00	0,51	152,48	86,2	6761,00		
-2	9,78	6,36	0	1,48	0	-0,2	0,980	1484,05	-296,81	1454,06	9,98	5,68	56,69	27,94	0,53	771,31	86,2	31984,92		
-1	9,78	9,62	0	2,97	0	-0,1	0,995	2387,83	-238,78	2375,86	9,83	5,35	52,58	28,18	0,54	1272,83	86,2	51463,61		
0	9,78	12,9	0	3,46	0	0	1,000	3095,96	0,00	3095,96	9,78	5,52	53,97	28,06	0,53	1650,23	86,2	66725,76		
1	9,78	15	0	2,97	0	0,1	0,995	3398,27	339,83	3381,23	9,83	5,84	57,44	27,83	0,53	1784,71	86,2	73241,15		
2	9,78	18,1	0	1,48	0	0,2	0,980	3681,48	736,30	3607,09	9,98	6,47	64,59	27,38	0,52	1868,04	86,2	79345,00		
3	9,78	20,3	0	0	0	0,3	0,954	3808,88	1142,66	3633,44	10,25	7,00	71,78	27,00	0,51	1851,33	86,2	82090,80		
4	9,78	19,9	0	0	0	0,4	0,917	3733,75	1493,50	3422,04	10,67	7,00	74,71	27,00	0,51	1743,62	86,2	80471,65		
5	9,78	18,2	0	0	0	0,5	0,866	3418,22	1709,11	2960,27	11,30	7,00	79,07	27,00	0,51	1508,33	86,2	73671,23		
6	9,78	13,9	0	0	0	0,6	0,800	2610,62	1566,37	2088,50	12,23	7,00	85,59	27,00	0,51	1064,14	86,2	56265,39		
7	9,78	8,54	0	0	0	0,7	0,714	1603,93	1122,75	1145,44	13,70	7,00	95,88	27,00	0,51	583,63	86,2	34568,81		
somme									7480,82			750,807			14250,64			636589,31		
coefficient de sécurité sans séisme										Fss = 2,005										
coefficient de sécurité avec séisme										Fas = 1,072										

ANNEXE,IV

• 3<sup>ème</sup> CAS : VIDANGE RAPIDE (TALUS AMONT)

R=90,56m																				
N°Tr	b <sub>i</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	Sin α	Cos α	Gn	T	N	dli	C	C*dli	ø	tgø	N*tgø	dn	a*Gn*dn		
-2	12,07	4,39	0	0	0	-0,2	0,980	1017,19	-203,44	996,64	12,32	7,00	86,22	27,00	0,51	507,81	81,5	20725,20		
-1	9,06	8,79	0	0	0	-0,1	0,995	1528,36	-152,84	1520,70	9,10	7,00	63,71	27,00	0,51	774,84	81,5	31140,40		
0	9,06	12,3	0	0	0	0	1,000	2131,71	0,00	2131,71	9,06	7,00	63,39	27,00	0,51	1086,16	81,5	43433,59		
1	9,06	13,5	0	0	0	0,1	0,995	2345,58	234,56	2333,82	9,10	7,00	63,71	27,00	0,51	1189,14	81,5	47791,12		
2	9,06	15,1	0	0	0	0,2	0,980	2630,73	526,15	2577,58	9,24	7,00	64,70	27,00	0,51	1313,34	81,5	53601,16		
3	9,06	15,8	0	0	0	0,3	0,954	2748,97	824,69	2622,35	9,49	7,00	66,45	27,00	0,51	1336,15	81,5	56010,20		
4	9,06	15,4	0	0	0	0,4	0,917	2684,63	1073,85	2460,51	9,88	7,00	69,17	27,00	0,51	1253,69	81,5	54699,40		
5	9,06	13,9	0	0	0	0,5	0,866	2415,13	1207,56	2091,56	10,46	7,00	73,20	27,00	0,51	1065,70	81,5	49208,20		
6	9,06	10,1	0	0	0	0,6	0,800	1747,45	1048,47	1397,96	11,32	7,00	79,24	27,00	0,51	712,29	81,5	35604,21		
7	10,94	4,84	0	0	0	0,7	0,714	1016,63	711,64	726,02	15,32	7,00	107,23	27,00	0,51	369,93	81,5	20713,88		
somme									5270,65			737,023			9609,06			412927,36		
coefficient de sécurité sans séisme										Fss = 1,963										
coefficient de sécurité avec séisme										Fas = 1,052										

ANNEXE,IV

• 3<sup>ème</sup> CAS : VIDANGE RAPIDE (TALUS AMONT)

R=85,77m																			
N°Tr	b <sub>i</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	Sin α	Cos α	Gn	T	N	dli	C	C*dli	ø	tgø	N*tgø	dn	a*Gn*dn	
-2	12,05	4,55	0	0	0	-0,2	0,980	1052,69	-210,54	1031,42	12,30	7,00	86,09	27,00	0,51	525,53	77	20251,09	
-1	8,58	8,72	0	0	0	-0,1	0,995	1436,00	-143,60	1428,80	8,62	7,00	60,34	27,00	0,51	728,01	77	27624,97	
0	8,58	12	0	0	0	0	1,000	1976,14	0,00	1976,14	8,58	7,00	60,04	27,00	0,51	1006,89	77	38016,01	
1	8,58	13,1	0	0	0	0,1	0,995	2157,29	215,73	2146,47	8,62	7,00	60,34	27,00	0,51	1093,68	77	41500,81	
2	8,58	14,7	0	0	0	0,2	0,980	2412,54	482,51	2363,80	8,75	7,00	61,28	27,00	0,51	1204,41	77	46411,21	
3	8,58	15,3	0	0	0	0,3	0,954	2519,58	755,87	2403,53	8,99	7,00	62,94	27,00	0,51	1224,66	77	48470,41	
4	8,58	15	0	0	0	0,4	0,917	2461,94	984,78	2256,41	9,36	7,00	65,51	27,00	0,51	1149,70	77	47361,61	
5	8,58	13,5	0	0	0	0,5	0,866	2218,22	1109,11	1921,03	9,90	7,00	69,33	27,00	0,51	978,82	77	42672,97	
6	8,58	10,7	0	0	0	0,6	0,800	1757,12	1054,27	1405,69	10,72	7,00	75,05	27,00	0,51	716,24	77	33802,57	
7	10,64	4,83	0	0	0	0,7	0,714	986,71	690,70	704,65	14,90	7,00	104,29	27,00	0,51	359,04	77	18981,85	
somme									4938,83				705,203			8986,98		365093,49	
coefficient de sécurité sans séisme										Fss = 1,962									
coefficient de sécurité avec séisme										Fas = 1,054									

ANNEXE,IV

• 3<sup>ème</sup> CAS : VIDANGE RAPIDE (TALUS AMONT)

R=85,25m																				
N°Tr	b <sub>i</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	Sin α	Cos α	Gn	T	N	dli	C	C*dli	ø	tangø	N*tgø	dn	a*Gn*dn		
-2	12,05	4,56	0	0	0	-0,2	0,980	1054,56	-210,91	1033,26	12,29	7,00	86,05	27,00	0,51	526,47	76,6	20184,35		
-1	8,53	8,7	0	0	0	-0,1	0,995	1424,02	-142,40	1416,88	8,57	7,00	59,98	27,00	0,51	721,94	76,6	27255,67		
0	8,53	11,2	0	0	0	0	1,000	1831,58	0,00	1831,58	8,53	7,00	59,68	27,00	0,51	933,24	76,6	35056,43		
1	8,53	13,1	0	0	0	0,1	0,995	2136,02	213,60	2125,32	8,57	7,00	59,98	27,00	0,51	1082,90	76,6	40883,50		
2	8,53	14,6	0	0	0	0,2	0,980	2389,73	477,95	2341,45	8,70	7,00	60,91	27,00	0,51	1193,03	76,6	45739,39		
3	8,53	15,2	0	0	0	0,3	0,954	2494,48	748,34	2379,59	8,94	7,00	62,56	27,00	0,51	1212,46	76,6	47744,41		
4	8,53	14,9	0	0	0	0,4	0,917	2437,20	974,88	2233,73	9,30	7,00	65,11	27,00	0,51	1138,14	76,6	46647,92		
5	8,53	13,4	0	0	0	0,5	0,866	2196,59	1098,29	1902,30	9,84	7,00	68,91	27,00	0,51	969,27	76,6	42042,65		
6	8,53	9,3	0	0	0	0,6	0,800	1522,22	913,33	1217,78	10,66	7,00	74,59	27,00	0,51	620,49	76,6	29135,37		
7	10,61	4,82	0	0	0	0,7	0,714	981,43	687,00	700,88	14,85	7,00	103,95	27,00	0,51	357,12	76,6	18784,55		
somme									4760,08			701,703			8755,05			353474,23		
coefficient de sécurité sans séisme										Fss = 1,987										
coefficient de sécurité avec séisme										Fas = 1,062										