

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

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

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

**DEPARTEMENT DES SPECIALITES**

# **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

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

**Spécialité : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques**

**THEME:**

**ETUDE DE LA DIGUE  
DU BARRAGE DE RAMDAN DJAMEL  
(W. SKIKDA)**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> FERHATI Ahmed**

**Promoteur :**

**M<sup>r</sup> M. BACHIR CHERIF**

**Devant le jury composé de :**

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

**Examineurs: M<sup>r</sup> A.AMMARI  
M<sup>me</sup> N.HADJ SADOK  
M<sup>r</sup> R.REKROUK  
M<sup>me</sup> M.LATROUS  
M<sup>me</sup> H.BOUCAMA**

**Octobre 2009**

## Dédicaces

*Je dédie ce travail :*

- ❖ A ma défunte mère que dieu l'accueille dans son vaste paradis.
  - ❖ A mon père pour ses encouragements et sa patience.
  - ❖ A mes frères et sœurs.
  - ❖ A toute la famille grande et petite.
  - ❖ A tous mes amis.
- .

# Remerciements

Tout d'abord, tout louange à dieu qui m'a fourni le courage, la capacité et la patience pour réaliser ce modeste travail avec toutes ses difficultés et ses obstacles.

Je tiens à remercier mon encadreur Monsieur **BACHIR CHERIF**, Maître de conférences à l'ENSH, pour sa patience, son encouragement et ses conseils valeureux.

Je tiens à présenter ma gratitude à Monsieur **FLAH MOHAMED** Chef de projet du barrage BOSSABA qui m'a permis de faire mon stage pratique dans de bonnes conditions ainsi pour son appui et ses critiques constructives.

Mon respect s'adresse aux membres de jury « Messieurs : Mustapha Kamel MIHOUBI, Maître de Conférence, AMMARI Abdelhadi, Maître Assistant, et Mesdames : Malika LATROUS et Nabila HADJSADOK, Maîtres assistants à l'ENSH. Qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Remerciements plus particuliers à :

Monsieur M. HASSAN, Chef de laboratoire de spécialités pour son soutien moral notamment pendant l'élaboration de ce mémoire.

Monsieur Abderrahmane AYADI, Chef de Département de spécialités pour son soutien moral notamment pendant l'élaboration de ce mémoire.

Je tiens à présenter ma gratitude à tous les travailleurs de la **bibliothèque**.

## ملخص:

دراستنا هذه تسجل في إطار الحفاظ على الموارد المائية من اجل تخزين ملايين الأمتار المكعبة في الجزائر بصفة عامة، و ولاية سكيكدة بصفة خاصة ، و هذا لتحقيق الإكتفاء في مياه السقي و الشرب .

وفي إطار ذلك تأتي مذكرتنا هذه لتناول دراسة مفصلة لسد مائي على مستوى ولاية سكيكدة وبالتحديد على مستوى وادي الصفصاف.

بعد دراسة معمقة و شاملة لمختلف الجوانب ( الجيولوجية، الهيدرولوجية ، الطبوغرافية) قمنا باختيار الاقتراح المناسب حيث صممنا الحاجز المائي و تحققنا من ثباته, أما فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح عميق و دقيق يضم مختلف أطوار الإنجاز.

الهدف من هذا السد المائي هو التسير العقلاني لمياه الامطار المتجه نحو سد زارديزا

## Résumé :

Notre présente étude s'inscrit dans le cadre conservation des eaux et afin de mobiliser les millions de mètre cubes d'eau qui est perdus en l'Algérie généralement et à **SKIKDA** Précisément. Pour le satisfaire les besoins agricoles et l'alimentation en eau potable.

L'étude que nous avons menée dans ce mémoire est une étude détaillée d'un barrage dans la wilaya de **SKIKDA** et principalement sur l'Oued Saf-Saf.

Après une étude précise et complète des différentes étapes (géologique, hydrologique, topographique), nous avons choisi la variante adaptée, puis on a implanté la digue et on a vérifié sa stabilité. Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

Le rôle de ce barrage est de consacré pour la gestions rationnelle des eaux de barrage de **ZARDIZA**

## Abstract:

In the setting of the national strategy concerning conservation of water, in order to mobilize an important quantity of water in Algeria, in **SKIKDA** exactly.

However the survey, the choice and the dimensionality of the storage works deserve to be deepened. Sow to survey we led in this these is a détaille of a dam in the wilaya of **SKIKDA** in Oued Saf-Saf.

After a precise and complete study of the various stages "geological, hydrological, topographic), we chose the adopted alternative, then one established the dam and one checked it stability. For the realisation we geave an explanation supplements containing the various stages of calculation.

The mean of this dam is best using of the water resources of the **ZAEDEZAS** dam.

# Sommaire

## **PARTIE : I**

I.1. Situation géographique et topographique : .....	2
I.2. Sismicité de la zone d'étude : .....	2
I.3. La géologie de la zone d'étude .....	3
I.3.1. Lithologie: .....	3
I.3.2. Le flysch maurétanien : .....	3
I.3.3. Les dépôts continentales, mio-pliocènes : .....	4
I.3.4. Structures tectoniques: .....	4
I.3.5. Couverture quaternaire et phénomènes superficiels: .....	4
I.3.6. Alluvions et terrasses: .....	4
I.3.7. Colluvions et dépôts de pentes: .....	5
I.4. Etanchéité de la cuvette : .....	5
I.5. Travaux de reconnaissance : .....	5
<input type="checkbox"/> Sondages carottés : .....	6
<input type="checkbox"/> Puits dans les zones d'emprunt : .....	7
<input type="checkbox"/> Substratum : .....	8
I.5. Fondation de la digue et ses ouvrages annexes : .....	8
I.5.1 Digue : .....	8
I.5.1.1. Caractéristiques : .....	8
I.5.1.2. Réalisation de la fondation .....	8
I.5.1.3. Consolidation et étanchéité .....	9
I.5.2. Galerie de dérivation et de vidange de fond .....	9
I.5.3. Evacuateur de crues: .....	9
I.6. Matériaux de construction : .....	10
c) Cuvette de la retenue Zardezas .....	11
d) Matériaux rocheux .....	12
I.7. Géotechnique : .....	12
I.8. Hydrologie : .....	12
I.8.1. Données climatologiques .....	12
<input type="checkbox"/> Température de l'air .....	12
<input type="checkbox"/> Humidité de l'air .....	13
<input type="checkbox"/> Ensoleillement .....	13
<input type="checkbox"/> Précipitations .....	13
<input type="checkbox"/> Le vent .....	14
<input type="checkbox"/> L'évaporation .....	15
I.8.2. Etude des apports liquides .....	15
I.8.3. Etude des crues: .....	16
I.8.4. Etudes des apports solides .....	18

## PARTI N° 02

<b>Chapitre I : étude hydrologique:</b> .....	18
Introduction : .....	18
1-1 Caractéristiques du bassin versant .....	18
a. Paramètres géométriques .....	18
a.1 Surface du bassin versant:.....	18
a.2 Périmètre du bassin versant: .....	18
a.3 Longueur du talweg principal: .....	19
b.1 Indice de compacité (GRAVELIUS):.....	19
b.2 Coefficient d'allongement : .....	19
b.3 Rectangle équivalent:.....	19
1-1-2 Hypsométrie du bassin versant .....	20
A. Altitude médiane.....	23
B. Altitude moyenne:.....	23
C. Indice de pente globale: .....	24
D. Indice de pente moyenne $I_{pm}$ : .....	24
E. Indice de pente ROCHE $I_p$ : .....	24
F. Dénivelée spécifique : .....	25
G. Pente moyenne du bassin versant : .....	25
1-2-1 Caractéristiques hydrographiques:.....	26
1-2-1-1 le réseau hydrographique : .....	26
1-2-1-2 Densité de drainage: .....	26
1-2-1-3 Coefficient de torrencialité : .....	26
1-2-1-4 Longueur moyenne des versants:.....	29
1-2-1-5 Pente moyenne du cours d'eau:.....	31
1-2-1-6 Temps de concentration:.....	31
1-2-1-7 Vitesse moyenne de ruissellement : .....	31
1-2-1-8 Coefficient de sinuosité .....	32
1-2-2 Caractéristiques climatique du bassin versant .....	33
1-2-3 Vitesse du vent : .....	36
1-2-4 Le Ensoleillement .....	37
1-2 -5 Pluviométrie:.....	38
1-2-5-1 Données de base .....	38
1-2-6 Stations et données disponibles: .....	38
1-2-7 Pluie moyenne annuelle : .....	38
1-2-8 Répartition mensuelle de la pluie moyenne: .....	39

1-2-9 Les pluies maximales journalières:.....	40
1-2-10 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences .....	47
1-3 Evaluation des apports liquides: .....	47
1-3-1 Apports moyens interannuels: .....	51
1-3-2 Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	51
1-3-3 Calcul du coefficient de variation:.....	53
1-3-4 Les apports fréquentiels:.....	53
1-4 Les apports solides .....	54
1-5 Etude des crues: .....	55
1-6 Hydrogramme de crue: .....	57
1-7 Choix de la crue de projet: .....	60
1-9 Régularisation: .....	60
1-9-1 Répartition annuelle de l'apport 80%:.....	62
1-9-2 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»:.....	65
1-9-3 Volume mort:.....	65
1-9-4 Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes:.....	66
1-9-5 Calcul du volume utile en tenant compte des pertes:.....	66
1-9-5-1 Calcul des pertes:.....	67
1-9-5-2 La première approximation: .....	67
1-9-6 Calcul du volume utile interannuel par la méthode analytique de KRISTLY-MENKEL : .....	67
1-10 Laminage des crues:.....	68
<b>Chapitre II Etude de Variante:</b>	
2- Généralités : .....	72
2- 1 Choix du type de barrage : .....	72
2-1-1 Barrage Homogène .....	72
2-1-2 Barrage à Noyau .....	72
2-1-3 Barrage à Masque Amont : .....	73
2-1-4. Variante Choisie: .....	73
2-2 Etude Comparative.....	73
2-2-1 Barrage Homogène: .....	73
2-2-2 Barrage Zoné: .....	73
2-2-3 Barrage avec masque en béton: .....	74
Conclusion :.....	75
<b>CHAPITRE III ETUDE D'OPTIMISATION</b>	
Introduction .....	76
3-2 Dimensionnement préalable de la digue .....	77

3-2- 1	Largeur en crête : .....	77
3-3-	CALCUL DU COUT DE L'EVACUATEUR DE CRUE .....	79
3-3-1	Coût de l'excavation: .....	79
3-3-2	Coût du déversoir.....	79
3-3-3	Coût du coursier.....	79
3-4	Coût total de la digue plus l'évacuateur de crue :.....	80
<b>CHAPITRE IV : TRAITEMENT DE LA FONDATION ET AUSCULTATION DU BARRAGE</b>		
4-1	TRAITEMENT DE LA FONDATION .....	82
4-1-1	Raccordement de la digue avec les berges.....	82
4-1-2-	Traitement superficiel.....	83
4-2	AUSCULTATION .....	84
<b>CHAPITRE V: CONCEPTION DE LA DIGUE</b>		
5-1-	CONCEPTION DE LA DIGUE.....	85
5-1-1	Détermination de la revanche : .....	85
5-1-2	Détermination de la hauteur du barrage.....	85
5-1-3	Largeur en crête du barrage .....	85
5-1-4	les bermes .....	85
5-1-5	Pentes des talus .....	86
5-2	Dimensionnement du noyau .....	86
5-2-1	Largeur en crête du noyau .....	86
5-3	Les tapis d'argile dans le lit et les rives de l'oued .....	87
5-3-1	Dans le lit de l'oued .....	87
5-3-2	Les tapis sur les flancs .....	88
5-4	Protection des talus .....	88
5-4-1	Talus aval.....	88
5-4-2-1	couches de préparation des revêtements : .....	88
5-4-2-2	La condition de l'absence du renard dans le sol même est la suivante : .....	88
5-4-3	Pour le revêtement en enrochement.....	90
5-5	Disposition des drains et filtres .....	93
5-5-1	Les filtres .....	93
a)	Détermination de la granulométrie du filtre .....	93
b)	Vérification du contact entre le filtre et le noyau.....	94
c)	Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre .....	94
5-5-2	Les drains : .....	95
5-6	Dimensionnement du prisme .....	95

## **Chapitre VI :Etude d'infiltration**

<b>Introduction :</b> .....	96
6.2 Calcule d'infiltration d'un barrage a noyau sur fondation imperméable .....	96
6.2.1 Hypothèses de calcul de la ligne de saturation .....	96
6.2.2 Calcul du débit de fuite à travers le noyau .....	98
6.2.3 Calcul du débit de fuite à travers la fondation.....	98
6.2.4 Débit total d'infiltration.....	99

## **Chapitre VII: Etude du stabilité**

7-1 Généralités sur l'étude de stabilité des pentes (barrage).....	100
7-1-1 Le glissement des talus .....	101
7-2 Ordre de calcul (Méthode des tranches) .....	101
7-2-1 Calcul des forces appliquées à chaque tranche .....	103
a). Force de pesanteur .....	103
B) .Forces de pression interstitielles.....	104
C) .Forces de cohésion .....	104
d).Forces dues au séisme .....	104
7-2-2 Classement des forces .....	104
7-2-2-1 Les forces stabilisatrices .....	104
a) Force de frottement .....	105
b) Force de cohésion.....	105
7-2-2-2 . Les forces déstabilisatrices (motrices).....	105
7-3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement ..	105
7-3-1 calcul de Ks : fonctionnement normale et Fin de construction .....	105
7 -3-2 Calcul du Ks pour le cas de vidange rapide.....	106
7-4 l'étude de stabilité de sentes : par logicielSLIDE5.0.....	108

## **CHAPITRE VIII :Organisation de chantier**

Introduction .....	112
8-1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier .....	112
8-1-1 Le maître de l'ouvrage .....	112
8-1-2 Le maître d'œuvre.....	112
8-1-3 L'entrepreneur .....	112
8-2 INSTALLATIONS DU CHANTIER .....	112
8-2-1 Installations destinées au personnel .....	112
8-2-2 Installations destinées au stockage des matériaux .....	112
8-2-3 Installations destinées à la réparation des engins.....	121
8-2-4 Installations pour la préfabrication .....	113
8-3 Ordre d'exécution des travaux.....	113

8-3-1 Terrassement au niveau des installations de chantier .....	113
8-3-2 Dérivation provisoire .....	114
8-3-3 Percement de la galerie de dérivation .....	115
8-3-4 Exécution des fouilles à ciel ouvert .....	115
8-3-5 Exécution de la digue.....	116
8-3-6 Exécution des travaux de bétonnage.....	117
8-4 Planification .....	119
8-4-1 Définition .....	119
8-4-2 Techniques de la planification .....	119
8-4-3 Les étapes de la planification.....	120
8-4-4 Symboles des différentes opérations.....	121
8-5 Le coût du barrage.....	122
8-5-1 Le coût des travaux de construction du barrage .....	123
8-5-2 Le coût des études.....	123
8-5-3 Les coûts induits par la création du barrage .....	124
Conclusion.....	124

## **Chapitre VII : Protection et sécurité de travail**

Introduction .....	125
9-1 Secteurs et opérations à haut risque .....	125
9-2 Causes des accidents de travail : .....	125
9-3 Niveaux d'intervention .....	125
9-4 Responsabilités .....	126
9-5 Conditions dangereuses dans le chantier .....	126
9-6 Actions dangereuses.....	126
9-7 Methode et moyens de prévention .....	126
9-8 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation.....	127
9-8-1 Ordonnance 66-183.....	127
9-8-2 Calcul du diamètre de la canalisation d'air à la ventilation.....	127
<b>Conclusion générale</b> .....	127

## Liste des tableaux

### Chapitre I : étude hydrologique

Tableau (I. 1) : Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	20
Tableau (I. 2): détermination de la pente Roche Ip.....	24
Tableau (I. 3): Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	25
Tableau (I. 4):Evaluation de la pente moyenne.....	26
Tableau (I. 5) : Evaluation du profil en long.....	29
Tableau (I. 6) : des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	32
Tableau (I. 7) : Stations hydrométriques dans la zone de projet.....	33
Tableau (I. 8) : Postes pluviométriques dans la zone de projet (PV).....	33
Tableau (I. 9) : Postes pluviographiques dans la zone de projet (PG).....	33
Tableau (I. 10): Températures moyennes à Skikda.....	33
Tableau (I. 11): Températures maximales et minimales à Skikda :.....	34
Tableau (I. 12) : Températures moyennes mensuelles dans le site de Ramdane Djamel.....	35
Tableau (I. 13): Humidités à Skikda.....	35
Tableau (I. 14): Humidité moyenne mensuelle à Ramdane Djamel.....	36
Tableau (I. 15): Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de Skikda.....	36
Tableau (I. 16): Insolation, nébulosité et radiations solaires mensuelles.....	37
Tableau (I. 17):données de base.....	38
Tableau (I. 18): données de base.....	38
Tableau (I. 19): Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations.....	39
Tableau (I. 20) : Les caractéristiques pluviographiques de la région.....	39
Tableau (I. 21) : Répartition mensuelle des pluies moyennes.....	40
Tableau (I. 22):Les paramètres statistiques.....	41
Tableau (I. 23): Ajustement a la loi de GUMBEL.....	42
Tableau (I. 24): Ajustement a la loi normale.....	43
Tableau (I. 25): Ajustement a la loi log normale.....	44
Tableau (I. 26):Ajustement à la loi log normale par HYDROLAB.....	45
Tableau (I. 27): Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	52
Tableau (I. 28):Apports fréquents.....	54
Tableau (I. 29): Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.....	54
Tableau (I. 30): Programme d'envasement de la retenue de Ramdane Djamel.....	55
Tableau (I. 31): pluies de courte durée.....	56
Tableau (I. 32): Qmax.....	56
Tableau (I. 33) : Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour.....	57
Tableau (I. 34): Répartition annuelle de l'apport 80%.....	62
Tableau (I. 35) : Courbes topographiques et volumétriques.....	63
Tableau (I. 36):Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation.....	66
Tableau (I. 37): Résultats du calcul de laminage.....	66
Tableau (I. 38) : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	70
Tableau (I. 39) : Détermination de $H_0$ et Q en fonction de b.....	70
Tableau (I. 40) : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.....	70

### Chapitre II : Etude de Variante

Tableur ( II . 1) calcul du. Volume des corps de barrage homogène.....	73
Tableur (II . 2) : calcul du volume du noyau et le barrage pour un barrage zoné.....	74
Tableu (II . 3) calcul du volume des recharges pour un barrage zoné.....	74
Tabluer (II . 4) calcul du volume du recharge pour un barrage avec masque en béton arme :.....	74

### CHAPITRE III : ETUDE D'OPTIMISATION

Tableau (III. 1) Des résultats.....	76
Tableau (III. 2) calcul de la largeur en crête:.....	44

Tableau (III. 3) Calcul de longueurs déversant .....	78
Tableau (III. 4) : Calcul du volume de la digue .....	78
Tableau (III. 5) : calcul de Coût total .....	79
Tableau (III. 6) : Coût du Coursier.....	79
Tableau (III. 7) : Coût total .....	80

## **CHAPITRE V : CONCEPTION DE LA DIGUE**

Tableau ( V. 1):Classe de barrage en terre .....	86
Tableau ( V. 2): Gradient admissible .....	86
Tableau ( V. 3):Détermination de la protection du talus amont .....	91
Tableau ( V. 4) : Valeurs de C en fonction des pentes de talus et $\delta$ . .....	92
Tableau ( V. 5) : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues. ....	93

## **Chapitre VI : Etude d'infiltration**

Tableau ( VI. 1) : de la ligne de saturation : .....	97
Chapitre VII : Etude de la stabilité	
Tableau ( VII. 1) :Coefficient de stabilité admissible des talus.....	101
Tableau ( VII. 2): valeurs de K1, K2 en fonction de pente de talus .....	102
Tableau ( VII. 3) : Caractéristique géotechnique .....	103
Tableau ( VII. 4) : différents coefficients de sécurité .....	107

## **CHAPITRE VIII : Organisation de chantier**

Tableau (VIII. 1) : symboles des opérations .....	128
Tableau (VIII. 2): devis estimatif .....	129

## LISTE DE LA FIGURE

### CHAPITRE I : ETUDE HYDROLOGIQUE

Fig. (I. 1): Caractéristiques morphologique .....	18
Fig. (I. 2) La courbe hypsométrique.....	21
Fig. (I. 3) : Le réseau hydrographique du bassin versant .....	22
Fig. (I. 4) : rectangle équivalent .....	23
Fig. (I. 5): Le réseau hydrographique du bassin versant .....	28
Fig. (I. 6): distances cumulées des oueds .....	30
Fig. (I. 7): Températures maximales et minimales à Skikda en fonction de temps .....	34
Fig. (I. 8): Humidités à Skikda en fonction de temps .....	37
Fig. (I. 9):Répartition de la pluviométrie mensuelle .....	40
Fig. (I. 10):Ajustement a la loi de GUMBEL .....	42
Fig. (I. 11):Ajustement a la loi normale. ....	43
Fig (I. 12) :Ajustement a la loi log normale.....	44
Fig (I. 13) : Ajustement à la loi de GUMBEL .....	46
Fig. (I. 14): Pluies de courtes durées. ....	48
Fig. (I. 15):Intensité à différentes fréquences .....	49
Fig. (I. 16) : Répartition mensuelle d el 'apport moyen.....	52
Fig. (I. 17) : Hdrogrammes des crues pour différentes periodes de rtour .....	59
Fig. (I. 18) :Hdrogrammes synthétiques de la crue milléniales .....	61
Fig (I. 19) : Courbes topographiques et volumétriques.....	64

### CHAPITRE III : ETUDE D'OPTIMISATION

Fig (III. 1): Optimisation .....	81
----------------------------------	----

### CHAPITRE IV : RAITEMENT DE FONDATION ET AUSCULTATION DU BARRAGE

Fig. (IV. 1) : fondation .....	82
Fig (IV. 2) :fondation et fissures transversale .....	83

### CHAPITRE VII : ETUDE DE LA STABILITE

Fig. (VII. 1):Cas de fin de construction .....	108
Fig. (VII. 2) : Cas en service .....	114

# *Introduction général*

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.

Dans cette optique, la wilaya de SKIKAD a bénéficié d'un nombre projets de réalisation d'aménagements hydrauliques, parmi lesquels le barrage de RAMDAN DJAMEL qui est destiné à l'approvisionnement en eau pour l'irrigation de la région.

Le projet du barrage comporte deux types d'ouvrages, la digue et les ouvrages annexes,

Dans notre étude on va étudier l'avant projet détaillé de la digue.

PARTI : I

MEMOIRE DE  
SYNTHESE

**Introduction :**

L'objectif principal de cette étude était initialement l'analyse des possibilités de créer un barrage sur l'oued haddarat, pour mobiliser les ressources naturelles et créer une capacité pour le transfert des ressources de l'oued safsaf qui ne peuvent pas être régularisées par le barrage zardezas, à cause de la capacité limitée de ce barrage.

Suite à la constatation que les apports de l'oued haddarat ne sont pas importants, de même, que les terrains à inonder par les retenues sont utilisés par l'agriculture, l'étude à un barrage sur l'oued safsaf, en amont de barrage zardezas.

à l'issue de cette étude préliminaire le site situé sur l'oued safsaf a été considéré le plus favorable. Un barrage réalisé à l'amont de l'aménagement de zardezas, visent à améliorer le processus de fort envasement de celle-ci et optimiser les possibilités de stockage et d'exploitation. En comparaison avec les autres variantes, cette variante rend inutile le transfert zardezas. De plus, l'infrastructure existante liée au barrage de zardezas continuera d'être exploitée sans aucune modification.

**I.1. Situation géographique et topographique :**

La zone du projet est localisée entre Constantine et Skikda, dans le bassin supérieur de l'oued Saf Saf, et on peut y arriver en prenant la RN3 de Constantine vers El Arrouche et puis la RN85 et la CW6. L'oued Saf Saf, qui se jette dans la mer près de Skikda, coule en direction sud-nord, à l'exception de ces confluent originaires, oued Brahim-Bou Adjeb (gauche) et oued Khemakhem (droite) qui coulent, respectivement, ouest-est et est-ouest.

Le site du futur barrage est situé à environ quelques kilomètres sud-ouest de la ville de ramdane Djamel. L'axe de la retenue caractérisé selon la carte d'états majeur par les coordonnées :

- ✓ X = 314.755 km
- ✓ Y = 404.7 km
- ✓ Z = 201.52 m, NGA

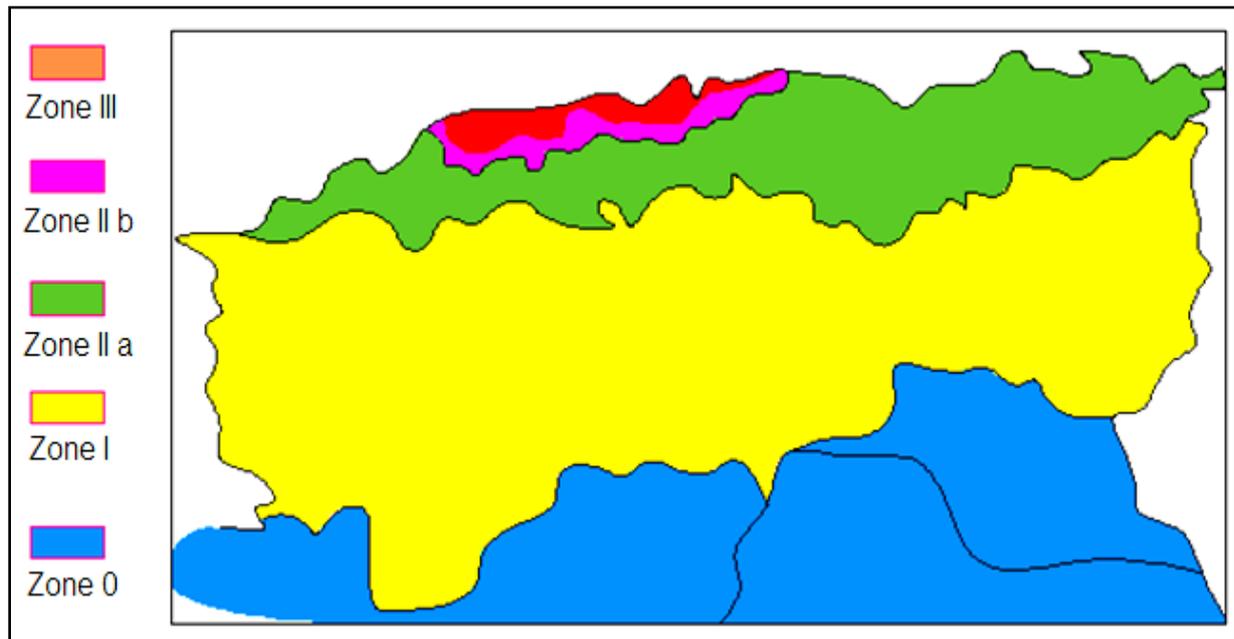
**I.2. Sismicité de la zone d'étude :**

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 eurasienne, 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.1)



**Figure I. 1** : carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99.

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. 1** 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.3. La géologie de la zone d'étude

La cuvette du futur barrage, s'étend sur 5Km environ, le long de l'Oued Bou Adjeb et sur 3Km environ, le long de l'Oued Khemakem. Sur l'Oued Saf-Saf, en aval de la confluence de ces deux affluents, le barrage s'allonge sur quelque 800m.

#### I.3.1. Lithologie:

Le barrage de Ramdane Djamel est situé presque, entièrement dans les terrains mio-pliocènes du bassin continental de Constantine. Ces dépôts sont discordants sur toutes les séries antérieures.

Dans sa partie aval, la cuvette occupe sur quelques centaines de mètres le domaine du flysch maurétanien, dans lequel est situé le site du barrage.

#### I.3.2. Le flysch maurétanien :

La série apparentée au flysch maurétanien est représentée par une alternance de marnes, marno-calcaires, calcaires et grès, les marnes étant prédominantes. C'est une structure tectonisée, avec des couches fortement inclinée, localement redressées vers la verticale,

pendant la mise en place de la nappe et par les mouvements post-nappes. L'étranglement de la vallée de l'Oued Saf-Saf dans cet endroit est lié de l'existence de cette structure transversale sur le cours de l'oued, de type anticlinal, probablement faillé au long de la vallée.

### **I.3.3. Les dépôts continentaux, mio-pliocènes :**

Les dépôts du Mio-Pliocène continentale, dans la zone de la cuvette sont représentés par le terme sommital, qui se compose d'argiles bleues, grises ou noires, riches en gypses, avec quelques intercalations de calcaires sableux et de grés.

Les conglomérats du terme basal, généralement couverts par les formations du terme sommital, affleurent en haute des versants, ou dans les zones fortement érodées par des affluents. Ils sont de couleur rouge vif, avec des gros blocs, mal roulés, à patine rouge, et enveloppés par une matrice argilo-sableuse. Les galets sont composés de grés numidiens ou de calcaires issus des séries les plus proches.

### **I.3.4. Structures tectoniques:**

Le substratum de la cuvette, par son origine post-nappes, est adverse sur toutes les formations antérieures. Les couches de conglomérats, argiles et grés ont généralement une disposition quasi horizontale, les pendages allant de 5° à 15°.

Localement, les dépôts mio-pliocènes (spécialement les conglomérats) sont redressés, au longs des fractures qui butent contre l'accident majeur Kef Hahouner-Djebel Débar. Cet axe majeur, qui a joué en distension pendant tout le Miocène, est donc néotectonique.

Le jeu de la tectonique post-nappes a donc dessiné un quadrillage de failles, parallèles ou obliques par rapport des accidents majeurs, qui affecté même les dépôts plus récents.

### **I.3.5. Couverture quaternaire et phénomènes superficiels:**

Des terrains meubles de natures diverses recouvrent les formations du substratum ante quaternaire de la cuvette.

Ils comprennent :

- ✓ des alluvions actuelles et récentes, réparties dans le fond des vallées, et anciennes, en différents niveaux de terrasses ;
- ✓ des colluvions, éboulis et dépôts de pentes

### **I.3.6. Alluvions et terrasses:**

Les alluvions existent dans la terrasse inférieure, étalée toute au long de l'oued, juste en contrebas des pentes colluviales. Leur composition est moins homogène dans la mesure où une grande quantité de colluvions entraînées par le ruissellement ou par petits affluents temporaires a été mélangée au contenu alluvionnaire proprement dit. Ceci s'observe surtout en rive droite de l'oued Bou Adjeb, où la terrasse est adjacente aux cônes de déjection, dont le plus important se trouve à l'embouchure de l'Oued Khorfan.

Par endroits, la terrasse inférieure est cultivée, mettant en évidence que sa partie supérieure est de nature sablo-limoneuse. Une telle zone plus étendue se trouve dans la rive gauche du cours inférieur de l'Oued Khemakhem.

Les alluvions de cette terrasse inférieure peuvent atteindre 5 à 8 mètres d'épaisseur. Des autres niveaux de terrasse ancienne peuvent être trouvés en haut des versants, sous forme de lambeaux de petites dimensions. Une telle sorte de terrasse se trouve dans la rive droite de l'Oued Saf-Saf, juste en aval de la confluence, à quelques 40 mètres au-dessus du radier. Elle est formée par des alluvions avec des galets mal roulés à la matrice argileuse. Leur épaisseur est de 2m à 3m.

Les alluvions de l'oued proprement dites, observées en surface, présentent une multitude de galets dont la taille varie de 10cm à 30cm en moyenne, issus de toute une série de formations sédimentaires et sporadiquement éruptives. Parfois, on observe des gros blocs qui dépassent 50cm de diamètre.

En dessous de cet horizon superficiel assez grossier, on constate que la granulométrie diminue ; il n'existe plus que des lits de galets ou de graviers, de nature principalement calcareuse-gréseuse, emballés dans une matrice sablo-limoneuse.

### **I.3.7. Colluvions et dépôts de pentes:**

Les colluvions ont des caractéristiques directement liées au type de roche dont elles sont issues. Elles contiennent des proportions variables de matériels rocheux de calibre très divers, provenant des roches-mères et plus rarement des galets provenant soit de terrasses voisines, soit du conglomérat. Ces éléments rocheux sont emballés dans une masse argileuse-sableuse, résultant de la décomposition du substratum argilo-marneux ou gréseux.

Sur les versants de la cuvette, outre les colluvions, plusieurs dépôts de pentes sont présents. Ces sont représentés par des éboulis par des coulées de matériel argilo-sableux à blocs. Deux types de coulées peuvent être observés dans le Tell :

- ✓ des coulées associées à de grands glissements ;
- ✓ des coulées sans glissement de tête et qui naissent aux dépens de glaciers plus anciens ;

### **I.4. Etanchéité de la cuvette :**

L'ensemble de la cuvette est situé dans des roches appartenant aux séries du Mio-Pliocène continental, représentées par des conglomérats et principalement par des argiles avec des intercalations irrégulières des grés calcareux, calcaires sableux ou des calcaires fins

Généralement ces sont des roches imperméables et de très faible perméabilité, même les conglomérats, où les éléments sont enveloppés par une matrice argilo-sableuse. Concernant les intercalations de grés et de calcaires, qui peuvent être affectées par des phénomènes de dissolutions, il faut rappeler leur disposition et leur continuité irrégulière dans la masse des argiles qui les enveloppent, constituant des véritables barrières contre les fuites d'eau.

La circulation des eaux au long des accidents tectoniques nous semble improbable, leur continuité dans la couverture miocène étant moins possible. De même, l'absence d'une vallée proche dont la cote topographique soit inférieure à celle de la cuvette, réduit considérablement la création d'un gradient hydraulique important.

### **I.5. Travaux de reconnaissance :**

Dans l'étude des sites et des axes potentiels pour le site de Ramdane Djamel, a proposé trois axes de barrage, choisis comme convenables du point de vue morphologique, dénommés de l'aval vers l'amont: Axe I (A-B), Axe II (C-D) et Axe III (E-F).

Conformément au programme de reconnaissances, l'étude du site a compris deux phases, comme suit :

#### **a) Phase 1 :**

- ✓ levé géologique de régionale
- ✓ investigations géophysiques (sismiques et électriques) sur les trois axes du barrage ;
- ✓ 3 (trois) sondages carottés de référence (un sondage sur chaque axe), dans le fond de la vallée ;
- ✓ 12 (douze) puits, 4 sur les deux versants de chaque axe.

A l'issue de cette phase, un seul axe a été retenu pour être étudié dans la deuxième phase de la campagne de reconnaissance. (E-F)

- **Sondages carottés :**

Les résultats des sondages carottés sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau I. 2 :** Epaisseur de chaque couche (alluvio-colluvionnaire)

Axe du barrage	Epaisseur de la couverture alluvio-colluvionnaire		
	Vallée (alluvions)	Rive G (colluvions)	Rive D (colluvions)
Axe I (A-B) (aval)	8m (RD.S1)	21m (RD.S8)	
Axe II (C-D)	5m (RD.S2)	7m (RD.S4)	18,50m (RD.S10) ; 17m (RD.S11)
Axe III (E-F) (amont)	6m (RD.S3)	2,5m (RD.S5)	(RD.S12) 8m (RD.S13) 12m

- **Prospections géophysiques :**

Conformément au programme de reconnaissance, sur chaque axe proposé, un profil sismique réfraction au marteau et 6 sondages électriques ont été prévus, afin de déterminer l'épaisseur des alluvions et des colluvions, ainsi que les profondeurs de la limite de la zone détendue du substratum rocheux.

- **Choix de l'axe :**

Suit à l'analyse des données disponibles, on a constaté que les axes C-D et E-F, situés à l'amont de la zone étudiée, sont plus compétitifs par rapport de l'axe (A-B) situé en aval. De plus, le volume d'un barrage en terre réalisé sur l'axe C-D ou E-F sera de loin plus économique par rapport de l'axe (A-B). Concernant le choix de l'axe qui sera étudiée pendant la deuxième phase de la campagne de reconnaissance, on a constaté que l'axe (E-F) s'avère plus favorable que l'axe (C-D).

Une fois que ce classement a été fait, nous avons optimisé la direction de cet axe, pour éviter la plupart de la zone de glissement développée en rive gauche, à l'amont de l'emprise. Par conséquent, l'axe a été déplacé vers l'aval, en rive gauche,

**b) Phase 2 :**

Les travaux de reconnaissance à exécuter sur l'axe le plus favorable :

- ✓ investigations géophysiques (sismiques et électriques) sur les axes du batardeau amont, de l'évacuateur et de la dérivation ;
- ✓ 5 sondages carottés avec des essais spécifiques (Lefranc et Lugeon) sur l'axe du barrage ;
- ✓ 4 tranchées (deux sur chaque appui, suivant la direction de l'axe du barrage) ;
- ✓ prélèvements d'échantillons remaniés et intacts ;
- ✓ essais géotechniques de laboratoire.

- **Sondages carottés :**

Les sondages de reconnaissance de la deuxième phase ont été implantés sur l'axe amont, optimisé (E' - F'), ils sont comme suit :

**Tableau I. 3** les caractéristiques sondages de la deuxième phase

Sondage	Localisation	Longueur (m)	Inclinaison
RD.S4 ‘	Rive G cote 230m	60	Vertical
RD.S5 ‘	Rive G cote 210m	60	Vertical
RD.S6	Rive D cote 215m	60	Vertical
RD.S7	Rive D cote 245m	60	Vertical
RD.S8’	VALLEE cote 200,70m	70	Incliné de 20° vers aval

La notation des sondages avec << ’ >> a été utilisée pour garder la numération donnée dans le programme de reconnaissance, et pour éviter des confusions

- **Prospections géophysiques :**

Les profils sismiques de réfraction et les sondages électriques programmés dans la phase 2, au long des axes du batardeau amont, de l'évacuateur de crues et de la galerie de dérivation - vidage de fond,

- **Puits dans les zones d'emprunt :**

Dans les zones d'emprunt, situées dans la cuvette de la retenue, 16 puits à la pelle mécanique ont été creusés, de 1,5m à 4m de profondeur, totalisant 45m environ.

Dans chaque puits réalisé dans les zone d'emprunt argileux, A1 sur l'Oued Khemakhem et A2 sur l'Oued Bou Adjeb, 2 échantillons remaniés ont été prélevés, pour des essais au laboratoire.

Dans les puits réalisés dans les zones d'emprunt alluvionnaire, un échantillon a été prélevé de chacun.

**Tableau I. 4 :** les puits de la zone d'emprunt

Zone d'emprunt	Puits	Prof. (m)
Zone A1 (argile)	P13	3,1
	P14	4,0
	P15	3,5
Zone A2 (argile)	P16	3,1
	P17	2,9
	P18	3,0
Zone B1 (alluvions)	P19	3,5
	P20	3,0
	P21	3,0
	P22	3,5
Zone B2 (alluvions)	P23	2,2
	P24	2,0
	P25	1,5
	P26	2,4
Zone B3 (alluvions)	P28	2,5
	P29	1,7

- **ubstratum :**

Selon la carte géologique de la région la zone du site est située sur des terrains sédimentaires appartenant au Sénonien, représentés par des marnes et des calcaires. Les travaux géologiques modernes suivant la théorie des nappes de charriage, ont attribué ces terrains à une série appartenant au flysch maurétanien.

Dans le site du barrage le substratum est complètement couvert par des dépôts alluvio-colluviales. Les seuls affleurements de petites dimensions se trouvent en haute du versant droit,

## **I.5. Fondation de la digue et ses ouvrages annexes :**

### **I.5.1 Digue :**

#### **I.5.1.1. Caractéristiques :**

La zone d'implantation de la digue présente les particularités suivantes :

- Couverture alluviale importante, de 5m à 8m d'épaisseur, intéressant la totalité du fond de vallée. Ces alluvions sont généralement grossières, les composants caillouteux dépassant 50%, La participation des sables est de 20% à 40%. Par endroits, dans la partie supérieure prédominent les sables fins, limoneux, de 0,5m à 1m d'épaisseur.

#### **I.5.1.2. Réalisation de la fondation**

- L'enlèvement des alluvions sous l'emprise de la digue ou sous l'emprise de l'élément d'étanchéité (noyau), exige la réalisation d'une coupure étanche tout à l'amont qu'à l'aval et l'assèchement des fouilles.
- Dans le substratum, les fouilles seront réalisées dépassant la zone dégradée. Si à la cote de fondation on trouve localement des zones faibles, elles doivent être curées et substituées par un matériau plastique homogène ou encore un béton étanche. Ce travail exige la mise à sec des zones à traiter.
- Les terrassements à réaliser sur les rives consistent à évacuer les colluvions sous toute l'emprise de la digue, dans toutes les variantes de barrage. L'enlèvement de la zone dégradée du substratum sera réalisé sous l'emprise de la digue ou sous l'emprise du noyau (barrage en terre zoné)

#### **I.5.1.3. Consolidation et étanchéité**

Les essais et les analyses hydrogéologiques, ont montré que d'une façon générale les terrains qui forment le substratum sont relativement peu perméables, à l'exception de la zone dégradée

La structure géologique du site est favorable du point de vue étanchéité, les couches perméables étant encaissées par des couches de marnes. En effet, on prévoit :

- ✓ la consolidation de la fondation par des injections de peau, sur au moins 6m de profondeur dans les bancs rocheux (marno-calcaires, calcaires et grés) ;
- ✓ une étanchéisation profonde, dont le but essentiel se réduit à un contrôle d'étanchéité par un voile unifilaire de l'ordre de 30m à 50m de profondeur. Dans les zones de forte perméabilité un traitement localisé sera réalisé au moyen d'un voile bifilaire.

### **I.5.2. Galerie de dérivation et de vidange de fond**

Le trajet de la galerie de dérivation et de vidange de fond, variante à l'air libre, suit le pied du versant rive gauche, entre les cotes 202m et 200m du terrain naturel.

L'épaisseur de couche des alluvions varie de 5m à 6m, au milieu de la vallée. On suppose que dans l'axe de la galerie cette épaisseur peut être considérée maximale

Le niveau de la nappe est situé, en moyen, à 1,5m de profondeur.

La fondation de la galerie sera réalisée dans le substratum rocheux, près de la limite inférieure de la zone dégradée (de 3m à 5m d'épaisseur).

### **I.5.3. Evacuateur de crues:**

De point de vue morphologique, le versant rive gauche s'avère être plus favorable pour l'implantation de l'évacuateur de crues.

Le principal problème géologique que pose la réalisation de l'évacuateur de crues en rive gauche réside dans la présence d'un glissement de terrain, juste en amont du déversoir. Le déplacement de l'axe du barrage vers l'aval a été fait pour éviter la zone du glissement.

Cet élément, dont l'épaisseur supposé doit être confirmée par des forages, intéresse toute la zone comprise en largeur sur quelque 150m amont de RD.S5, depuis la cote 240m jusqu'au pied du versant où sont venus s'accumuler les produits glissés.

Au long de l'axe de l'évacuateur de crues (l'épaisseur de la couverture colluviale varie, généralement, de 4m à 7m. Localement), on peut trouver des zones plus épaisses représentées par des alluvions de terrasse ou des éboulis. Une telle zone a été mise en évidence dans la partie aval du coursier, sur quelque 100m de longueur avant du bassin d'amortissement.

Dans cette zone, évidemment plus plate, le sondage RD.S8 a traversé un dépôt colluvio - alluvionnaire de 21m d'épaisseur. On suppose qu'il s'agit d'une zone de terrasse, masquée par de matériel argilo-sableux avec de fragments rocheux, anguleux, caractéristiques aux coulées développées dans les séries de flysch.

### **I.6. Matériaux de construction :**

Dans cette campagne de reconnaissance les études ont été menées afin de vérifier le potentiel de la zone de la future barrage concernant les matériaux nécessaires pour la réalisation d'une digue en terre, homogène ou zonée, ainsi que pour la production de granulats et d'enrochements de protection (rip-rap).

- ✓ Alluvions : la zone se trouvant à l'aval immédiat du site
- ✓ Agrégats de béton : concassage du calcaire jurassique se trouvant à quelque 2,5km a l'amont de l'axe du barrage propose sur l'Oued El-Migane (à quelques 12km aval du site de Ramdane Djamel).

#### **a) Matériaux argileux :**

- ✓ Zone A1, située dans la cuvette de la retenue sur la rive gauche de l'Oued Khemakhem, a quelque 1km amont de la confluence avec l'Oued Bou Adjeb.
- ✓ Zone A2, située sur la rive droite de l'Oued Bou-Adjeb, a quelque 1,2km amont de la confluence avec l'Oued Khemakhem.

#### **b) Matériaux alluvionnaires :**

- ✓ Zone B1, située sur l'Oued Khemakhem, de 0,4 km à 1,2 km, à partir de la confluence.
- ✓ Zone B2, située sur l'Oued Bou-Adjeb, de 0,4 km à 1,4 km à l'amont de la confluence.
- ✓ Zone B3, située sur l'Oued Saf-Saf, de 0,5 km à 1 km à l'aval de l'axe du barrage.

✓ Zone B4, située sur l'oued Bou Adjeb, à quelque 1 km amont de la Zone B2.

Les zones d'emprunt A1, A2, B1, B2 et B3 ont été étudiées sommairement par 16 puits à la pelle mécanique de 1,5 à 4 m de profondeur. Dans chaque puits, un ou deux échantillons ont été prélevés, pour la réalisation des essais au laboratoire. La situation des travaux de reconnaissance réalisés sur les zones d'emprunt est présentée ci-après :

Les zones d'emprunt argileux, A1 sur l'Oued Khemakhem et A2 sur l'Oued Bou Adjeb, étudiées par des puits, sont situées dans des zones de piémont. Les quantités de matériaux disponibles dans ces zones étant insuffisantes, nous avons mis en évidence des nouvelles zones de piémont qui peuvent fournir des matériaux argileux :

- ✓ Sur la rive droite de l'Oued Bou Adjeb, à quelque 400 m amont de la zone A2, se développe une zone de piémont, d'au moins 2ha. On peut estimer que l'épaisseur du dépôt argileux est de même ordre de grandeur que dans la zone A2. Cette zone sera dénommée A3.
- ✓ Sur la rive gauche de l'Oued Khemakhem, près de la queue mètre du lac, il y a une zone à pente douce, d'au moins 3 ha de superficie et 2 m, environ, d'épaisseur du dépôt argileux. Cette zone sera dénommée A4.

**Tableau I. 5** caractéristique des puits de zone d'emprunt

<b>Matériaux</b>		
<b>Zone d'emprunt</b>	<b>Puits</b>	<b>Profondeur. (m)</b>
Zone A1 (argile)	P13	3,1
	P14	4,0
	P15	3,5
Zone A2 (argile)	P16	3,1
	P17	2,9
	P18	3,0
Zone B (alluvions)	P19	3,5
	P20	3,0
	P21	3,0
	P22	3,5
Zone B2 (alluvions)	P23	2,2
	P24	2,0
	P25	1,5
	P26	2,4
Zone B3 (alluvions)	P28	2,5
	P29	1,7

### c) Cuvette de la retenue Zardezas

Afin de vérifier la qualité des matériaux sédimentés dans la cuvette du lac (partiellement colmaté), deux échantillons ont été prélevés dans un point situé à quelque 1,2km amont de barrage, à côté de la RN33, Le but de cette vérification est de mettre en évidence des matériaux fins qui pourraient être utilisés dans le corps du noyau du barrage, en complément aux matériaux argileux des zones d'emprunt,

**d) Matériaux rocheux**

L'absence d'un emprunt rocheux dans la zone à la proximité immédiate du réservoir, nous a obligé de prendre en considération une zone plus éloignée,

Cette zone où affleure les calcaires jurassiques est située sur l'Oued Migane, à quelque 3km en amont de sa confluence avec l'Oued Saf-Saf. La distance jusqu'au site du barrage de Ramdane Djamel est de 12km environ.

**I.7. Géotechnique :**

L'étude géotechnique de ce site de barrage, basée essentiellement sur des reconnaissances effectuées sur terrain (in-situ) et dans laboratoire, les tableaux qui indiquent les résultats géotechniques Sont dans l'annexe A

**I.8. Hydrologie :****Tableau I. 6 :** Caractéristiques du bassin versant au site du barrage de Ramdane Djamel

<b>Caractéristiques géométriques :</b>	
Superficie du bassin	319 km <sup>2</sup>
Périmètre	105 km
Longueur du thalweg principal	46 km
- Oued Bou Adjeb + Oued Khemakhem	
Longueur maximum du bassin	34,9 km
Longueur rectangle équivalent	29,3 km
Largeur rectangle équivalent	10,9 km
Altitude moyenne	640 m
Altitude maximum	1.172 m
Indice de compacité Gravelius	Kc=1.64
Pente moyenne	4,2 %
<b>Caractéristiques hydrauliques</b>	
Apport moyen annuel	45,65 hm <sup>3</sup>
Débit spécifique moyen	4,2 l/s/km <sup>2</sup>
Pluie moyenne	782,1 mm
Evaporation moyenne	1293,5 mm
Crue de travaux (T=20 ans)	700 m <sup>3</sup> /s
Crue de projet (T=1000 ans)	3000 m <sup>3</sup> /s

**I.8.1. Données climatologiques**

- Température de l'air**

**Tableau I. 7 :** Températures maximales et minimales à Skikda

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
T <sub>min</sub> °C	8,1	8,2	9,1	10,8	13,8	16,9	20,0	20,7	18,9	15,7	11,8	9	13.6
T <sub>max</sub> °C	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
T <sub>moy</sub> °C	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

- **Humidité de l'air**

**Tableau I. 8** : Humidités à Skikda

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
Moyenne %	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
Minimale %	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
Maximale %	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

Source : ANBT

- **Ensoleillement**

**Tableau I. 9** : Insolation, nébulosité et radiations solaires mensuelles

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
L'ensoleillement heures/jour	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 : ANBT

- **Précipitations**

**Tableau I. 10** : station pluviométrique

Stations	Code de Station	Altitude	Pluie en m/m	Années de fonctionnement
Guendoula (Ain el Kleb)	03-09-04	780 m	976	40 ans
Zirout Youcef	03-07-02	575 m	844	52 ans
Zardezas	03-09-02	195 m	725	40 ans
El-Arrouch	03-09-06	127 m	642	40 ans

**Tableau I. 11** : Poste pluviométrique

Poste pluviométrique	Code	h(mm)	N	N'
Zardezas	03/09/2002	680,2	24	39,7
Bou Snib	03/09/2005	688,8	20	30,9
El-Arrouch	03/09/2006	609,0	49	55,1
Ramdane Djamel	03/09/2006	621,9	21	30,5

H = Hauteur de la pluie moyenne

N = nombre d'années réelles d'observations

N' = nombre d'années fictives d'observations (équivalente à la série reconstituée)

Les valeurs de pluies comprises dans les deux tableaux en dessus, notamment celle de Zardezas et El-Arrouche, montrent, la tendance décroissante des précipitations enregistrées dans les dernières 20 années, en effet une situation réelle et connue.

- **Précipitations moyennes pluriannuelles**

En partant des données obtenues aux stations avec l'enregistrement des précipitations et tenant compte des études effectuées pour le barrage de Zardezas ainsi que les données collectées pendant l'exploitation de cette retenue, on recommande que la valeur moyenne pluriannuelle soit de **782,1 mm**, valeur issue de la période la plus étendue (48 années).

- **Précipitations moyennes mensuelles**

On présente la répartition mensuelle des précipitations dans la zone de Zardezas (oued safsaf) pour une période de 48 années (1919÷1938, 1953÷1961 et 1980÷2001).

**Tableau I. 12** : précipitations sur le bassin versant de l'oued saf-saf

Précipitations sur le bassin versant de l'oued saf-saf													
Années	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mar	Avr	Ma i	Jui	Juill	Aoû	Total
Moyenne sur 48 ans	31,6	75,2	87,3	124,9	131,2	97,3	80,6	70	51	21	4,2	7,7	782,1

Source : ANBT

- **Précipitations maximales**

Les plus grandes précipitations journalières, mensuelles et annuelles enregistrées aux stations pluviométriques El – Arrouch et Zirout Youcef sont présentées dans le tableau I.13

**Tableau I. 13** : Précipitations maxima journalières, mensuelles et annuelles aux stations pluviométriques El – Arrouch et Zirout Youcef

Stations	Journaliers	Mensuels	Annuels
El-Arrouch Code 03-09-06	65,3 m/m le 13.11.1917	264,4 m/m Déc. 1946	936,6 m/m 1922/1923
Zirout Youcef Code 03-07-02	137,1 m/m le 26.1.1919	442,1 m/m Janv. 1919	1373,6 m/m 1934/1935

Source : ANBT

- **Le 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 I. 14 :** Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de Skikda

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
V (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 : ANBT

- **L'évaporation**

L'évaporation qui se recommande à être prise en calcul pour le barrage Ramdane Djamel a été déterminée par des observations directes sur le barrage Zardezas sur une période de 35 années (1953÷1966 ; 1980÷2001) à l'aide d'un bac de type Colorado. Le résultat est une évaporation moyenne de 1353 mm /an sur le bac Colorado, ce qui représentent 1056 mm/an évaporation réelle.

**Tableau I. 15 :** Valeurs moyennes de l'évapotranspiration pour la retenue de Zardezas

mois	jan	fév	mar	avril	mai	jui	juil	août	sep	oct	nov	déc	total
Evaporation bac (m/m)	49	58	81	96	131	172	221	208	144	91	56	47	1353
Evaporation plan d'eau (m/m)	38	45	63	75	102	134	173	162	112	71	44	37	1056

Source : ANBT

**Tableau I. 16 :** Valeurs moyennes mensuelles et annuelle de l'évapotranspiration dans le site de Ramdane Djamel

mois	Skikda	station Ouest	station Est	site RD
	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
janvier	40,0	40,0	36,0	38,0
février	52,0	52,0	48,0	50,0
mars	85,0	84,0	83,0	83,5
avril	111,0	108,0	117,0	112,5
mai	139,0	146,0	145,0	145,5
juin	159,0	172,0	169,0	170,5
juillet	180,0	195,0	195,0	195,0
aout	167,0	183,0	184,0	183,5
septembre	124,0	133,0	137,0	135,0
octobre	85,0	87,0	93,0	90,0
novembre	50,0	52,0	49,0	50,5
décembre	37,0	36,0	43,0	39,5
Année	1229,0	1288,0	1299,0	<b>1293,5</b>

### I.8.2. Etude des apports liquides

Pour déterminer l'apport du débit dans la retenue Ramdane – Djamel nous avons eu à la disposition, en principal, la synthèse des études hydrologiques effectuées pour le barrage Zardezas, qui se trouve juste à l'aval du site que nous analysons, ainsi que les données d'exploitation couvrant la période 1980 -2001

Aussi, nous avons eu à la disposition les débits moyens pluriannuels pour la période 1966 – 2002, affluents dans la retenue de Zardezas, et de la stations Khemakhem sur l'oued Saf-Saf et Zirout Youcef sur l'oued Guebli.

**Tableau I. 17 :** Apports moyens mensuels sur 50 années (1951-2001) en hm<sup>3</sup>

Année	Sept	Octo	Nove	Déce	Janv	Févr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Août	TOTAL
Zardezas	0,27	0,87	3,09	7,33	12,54	11,10	7,44	4,24	2,08	0,47	0,11	0,08	49,62
Ramdane Djamel	0,25	0,80	2,84	6,74	11,54	10,21	6,85	3,90	1,91	0,43	0,10	0,08	45,65

Source : ANBT

**Tableau I. 18 :** Débits moyens mensuels sur 50 années (1951-2001) en m<sup>3</sup>/s

Année	Sept	Octo	Nove	Déce	Janv	Févr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Août	TOTAL
Zardezas	0,106	0,328	1,212	2,783	4,705	4,451	2,789	1,658	0,754	0,177	0,043	0,031	1,587
Ramdane Djamel	0,098	0,298	1,095	2,517	4,307	4,221	2,556	1,505	0,713	0,167	0,039	0,029	1,462

### I.8.3. Etude des crues:

Les données suivantes sont reprises de « Monographie des grands barrages – Barrage de Zardezas », élaboré par La Société centrale pour l'équipement du territoire coopération Alger. En 1957, à 22 novembre, une crue d'une violence exceptionnelle a détruit une partie de la station hydrométrique de KHEMAKEM. Cette crue peut être évaluée par les mesurages effectués au barrage ZARDEZAS sur les déversements et les volumes d'eau accumulés.

- ✓ le volume de la crue a été de 45 hm<sup>3</sup>
- ✓ la durée totale : 24 heures ;
- ✓ le débit maximum : 1391 m<sup>3</sup>/s ;
- ✓ le débit moyen : 260 m<sup>3</sup>/s.

Le jour qu'on a enregistré la valeur maximale (22 novembre 1957), le volume total écoulé a été de 35 hm<sup>3</sup> et le débit moyen de 406 m<sup>3</sup>/s.

Cette crue a permis de vérifier l'opportunité d'appliquer la formule GIANDOTTI au calcul du débit maximum de crue en fonction de son débit moyen, ou plus simplement du débit moyen journalier du jour de pointe.

Sur la base de 19 crues enregistrées pendant la période de 1924 à 1965, qui sont présentées dans le tableau I.19 on a déterminé par des calculs statistiques la valeur des débits maximaux de diverses fréquences au barrage Zardezas.

**Tableau I. 19** : Crues enregistrées au Zardezas pendant la période de 1924 à 1965

Dates	Q m <sup>3</sup> /s	Rang
22.11.1957	1391*	1
07.02.1956	328***	2
15.12.1946	321*	3
Fev. 1942	319*	4
06.12.1952	302*	5
15.01.1940	285*	6
27.03.1954	270***	7
11.01.1928	252**	8
27.02.1939	237*	9
03.01.1934	184**	10
23.01.1957	150***	11
09.12.1965	80***	12
14.12.1954	78***	13
31.12.1927	71**	14
25.01.1926	47**	15
03.02.1938	39**	16
30.12.1951	35**	17
01.02.1924	23**	18
17.12.1925	5**	19

\* Crue observée

\*\* Crue observée à la station du pont Ceccaldi (station situé en aval de barrage au moment de la crue), corrigée avec le rapport de la surface de B.V. du barrage et celle de Ceccaldi (32/35)

\*\*\* Crue calculée après l'apport journalier (d'après Monographie des grands barrages Barrage de Zardezas )

**Tableau I. 20** : Crues calculés pour Zardezas (période de 1924 à 1965)

Fréquence P%	Q <sub>max</sub> m <sup>3</sup> /s
10	500
5	700
1	1300
0,5	1800
0,1	3000

Par ailleurs, les surfaces des bassins versants pour les deux retenues, Zardezas et Ramdane Djamel sont-elles aussi très proches, on recommande d'adopter les mêmes crues de calcul pour le barrage de Ramdane Djamel que les crues déterminées pour Zardezas.

#### I.8.4. Etudes des apports solides

Dans la zone de future retenue de Zardezas il existe un certain nombre de barrages pour lesquels on dispose d'informations sur les taux d'envasement (les transports solides ont été

relevés dans des retenues de l'Est algérien tels que le barrage de Cheffia et surtout le barrage de Zardezas,

Dans la zone de Jijel-Skikda, le taux d'abrasion serait compris dans une plage de 1800 à 2500 m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/an. Pour le BV de la future retenue de Ramdane Djamel de 319 km<sup>2</sup>, il résulte un volume compris entre 585.000 m<sup>3</sup>/an et 812.500 m<sup>3</sup>/an.

L'envasement annuel moyen, mesuré dans la cuvette de la retenue de Zardezas, entre les années 1937 – 1967 est de 0,25 hm<sup>3</sup>/an, ce qui correspond à un taux de 0,47% du débit liquide.

Comme le barrage de Ramdane Djamel sera situé immédiatement en amont de la retenue de Zardezas, on considère que les alluvions qui entraînent dans ce lac auront les mêmes valeurs avec celles qui colmateront la retenue qui sera réalisé en amont.

**Tableau I. 21 :** volume de la vase en fonction de temps fonctionnement du barrage de Ramdane Djamel

temps fonctionnement	Volume de la vase (hm <sup>3</sup> )
10	2,5
20	5,0
30	7,5
40	10,0
50	12,5

En partant des observations faites dans la période de l'exploitation de la retenue de Zardezas, très proche et implanté sur le même oued, il a résulté que les dépôts sont en matériau fin. La densité moyenne des alluvions est de 1,6 t/m<sup>3</sup> (1,55 t/m<sup>3</sup> dans la zone de la proximité du barrage et 1,66 à l'extrémité du lac de la retenue).

### Conclusion

L'avantage d'une étude de faisabilité d'un barrage est la multidisciplinarité de ses activités : la topographie, la géologie, géotechnique, et l'hydrologie et le mangement; dont on tiré certaines remarques:

Partie II :

Chapitre I :  
Étude 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 sujet barrage

**1-1 Caractéristiques du bassin versant:**

Le barrage Ramdane Djamel est situé sur l'Oued Saf – Saf, en amont du barrage existant de Zardezas, et en aval de la confluence des Oueds Brahim et Khemakem, conformément au plan des Annexes 1 et 3.

La zone du projet est localisée entre Constantine et Skikda. Le site est accessible par la route nationale RN 3 de Constantine - El Arrouch et puis sur RN 85 et CN 6, à 60 – 70 km environ, de Constantine ou à 15 km de Skikda.



**Fig. (I. 1):** Caractéristiques morphologique (Ech : 1/10000)

**a. Paramètres géométriques :****a.1 Surface du bassin versant:**

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant a été donnée par AutoCAD2008 et elle est de :

$$S = 319 \text{ Km}^2$$

**a.2 Périmètre du bassin versant:**

Le périmètre est obtenu par AutoCAD2008 et il est de :

$$P = 105 \text{ Km}$$

**a.3 Longueur du talweg principal:**

C'est le talweg le plus long curvimétrage et il est de :

$$L_p = 46 \text{ Km}$$

**B . Paramètres de forme:****b.1 Indice de compacité (GRAVELIUS):**

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

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(I-1)$$

$P$ : périmètre du bassin versant.

$S$ : surface du bassin versant.

$$K_c = 1.64$$

Selon la valeur de  $K_c$  on pourra dire que notre bassin est allongé.

**b.2 Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est obtenu par la relation :  $Ca = L^2 / S \dots\dots\dots(I-2)$

$L$  : la longueur du talweg principal  $L = 46 \text{ Km}$

$S$  : la superficie du bassin versant.  $S = 319 \text{ Km}^2$

$$Ca = 6.63$$

**b.3 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 rentrent dans des formules par la suite.

La longueur est donnée par la formule

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[ \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{K_c} \right)^2} + 1 \right] \dots\dots\dots(I-3)$$

La largeur est donnée par la formule:  $l = \frac{P}{2} - L \dots\dots\dots(I-4)$

$$L = 29.3 \text{ Km}$$

$$l = 10.9 \text{ Km}$$

**1-1-2 Hypsométrie du bassin versant:**

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

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

Altitude (m)	Hi (m)	Si (Km <sup>2</sup> )	Si% (Km <sup>2</sup> )	Si% cumul (Km <sup>2</sup> )
1090-1000	90	42,9	13,45	13,45
1000-900	100	55,54	17,41	30,86
900-800	100	8,11	2,54	33,40
800-700	100	26,36	8,26	41,66
700-600	100	40,3	12,63	54,30
600-500	100	52,81	16,55	70,85
500-400	100	54	16,93	87,78
400-300	100	26,68	8,36	96,14
300-200	100	12,3	3,86	100,00

La courbe hypsométrique est représentée sur la Fig. I-2

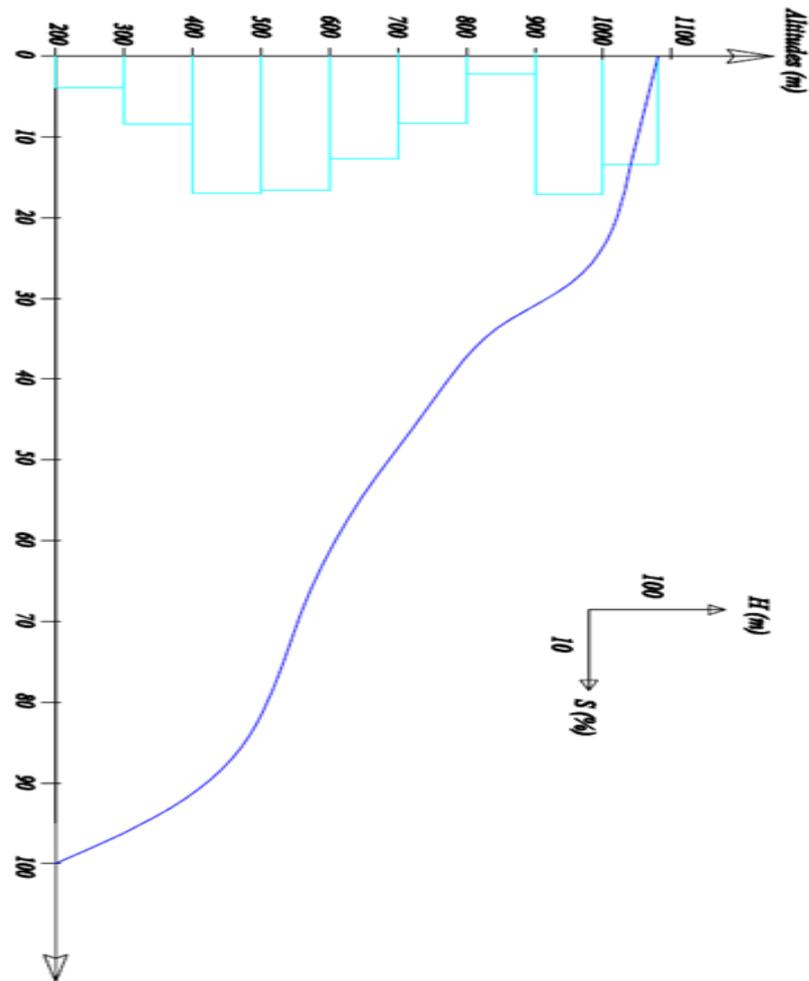
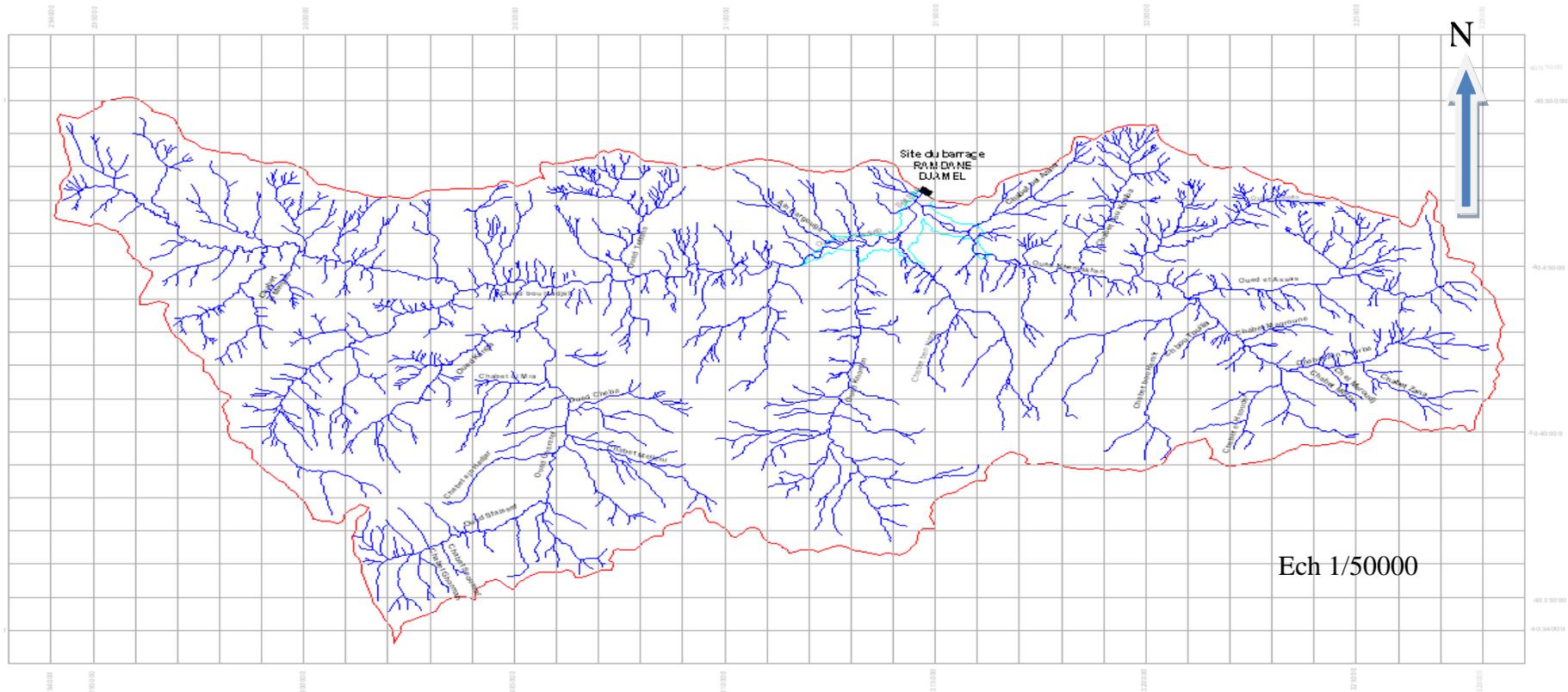
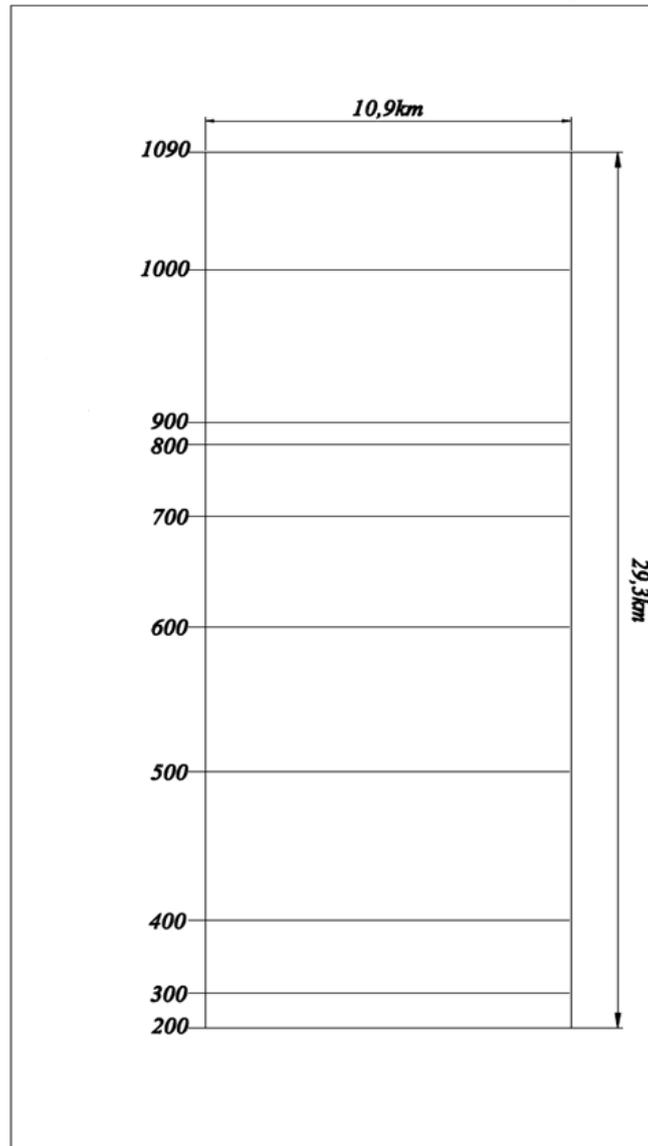


Fig. (I. 2) La courbe hypsométrique



**Fig. (I. 3) : Le réseau hydrographique du bassin versant**



**Fig. (I. 4) : rectangle équivalent**

**A. Altitude médiane:**

L'altitude médiane est  $H_{med}$  est lue sur la courbe hypsométrique

$$H_{mad}=693.2m$$

**B. Altitude moyenne:**

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{\bar{S}} \dots\dots\dots(I-5)$$

$S_i$  : surface partielle entre deux courbes de niveaux ( $Km^2$ )

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

$\bar{S}$  : Superficie du bassin versant ( $Km^2$ )

$$H_{moy}= 677.78 m$$

**C. Indice de pente globale:**

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

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

Avec:

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

$$H_{5\%} = 1032\text{m}$$

$$H_{95\%} = 314\text{m}$$

$$D = 718\text{m.}$$

L: la longueur du rectangle équivalent.

$$I_g = 2.45\%$$

**D. Indice de pente moyenne  $I_{pm}$  :**

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots(I-7)$$

$$I_{pm} = 3.037 \%$$

**E. Indice de pente ROCHE  $I_p$  :**

$I_p$  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  $H_i$  est  $H_{i-1}$ . il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots(I-8)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

**Tableau (I. 2): détermination de la pente Roche Ip**

Altitude	Di=Hi-Hi-1	Si	Ai=Si/S	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	m	Km2	%	
1090-1000	90	42,9	13,45	34,79001
1000-900	100	55,54	17,41	41,72608
900-800	100	8,11	2,54	15,94465
800-700	100	26,36	8,26	28,74600
700-600	100	40,3	12,63	35,54325
600-500	100	52,81	16,55	40,68766
500-400	100	54	16,93	41,14353
400-300	100	26,68	8,36	28,91995
300-200	100	12,3	3,86	19,63619
Somme		319	100,00	287,13733

$$I_p = 1,67$$

**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 :

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

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

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

$$D_s = 437,6$$

Dans notre cas le relief est fort

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

$$I_{moy} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots(\text{I-10})$$

$\Delta H$  : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L_1L_2\dots L_n$ : 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 (I.4).

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

N°	courbe	$\Delta H$	Longueur (km)
1	1000	100	17.85
2	900		64.0
3	800		66.58
4	700		86.52
5	600		102.62
6	500		124
7	400		77.82
8	300		48.42
9	200		15

A.N : la pente moyenne de bassin est :

$$I_{moy} = 4.62\%$$

**1-2-1 Caractéristiques hydrographiques:****1-2-1-1 le réseau hydrographique :**

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne (677.78).

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) ».

**1-2-1-2 Densité de drainage:**

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

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

$\sum L_i$ : longueur total des talwegs d'ordre i en (Km)  $\sum L_i = 146,381981 \text{ Km}$ .

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

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

$$D_d = 0.45 \text{ km/km}$$

**1-2-1-3 Coefficient de torrentialité :**

le coefficient de torrentialité  $C_t$  est calculé par l'expression suivante:

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots \dots \dots \text{(I-12)}$$

$F_1$ : le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant :

$N_1=552$

$$F_1 = \frac{N_1}{S} = 1.73 \dots \dots \dots \text{(I-13)}$$

$$C_t = 0.77$$



**1-2-1-4 Longueur moyenne des versants:**

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots \text{(I-14)}$$

$D_d$ :densité de drainage en (km/km<sup>2</sup>).

$L$ :longueur du rectangle équivalent en (km).

$L_i = 12.11$  km

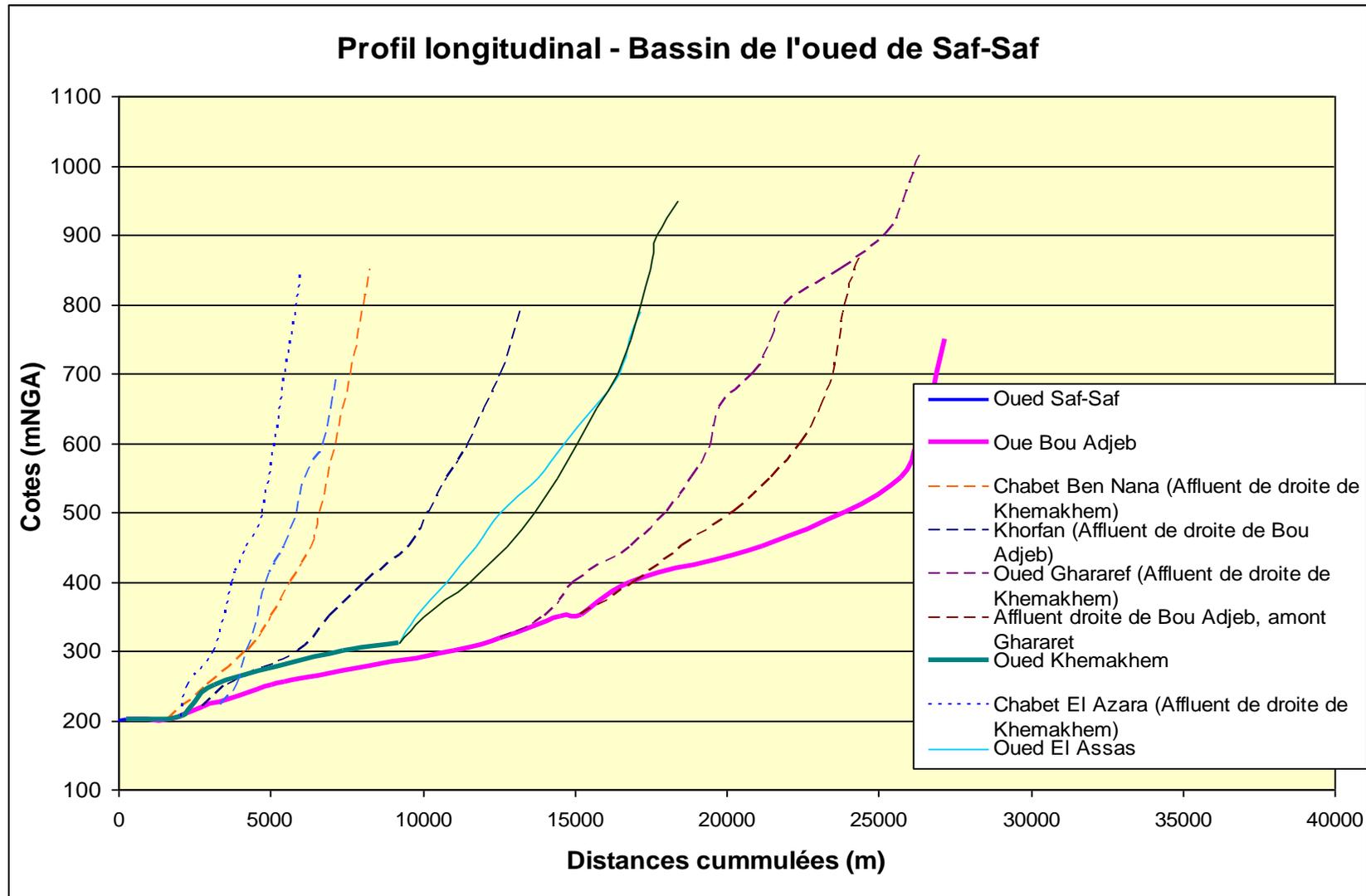
$L_i = 12.11$ km
------------------

***Profil en long du cours d'eau principal:***

Le profil en long du cours d'eau principal a été tracé en utilisant les données de base du tableau (I-5 ).

**Tableau (I. 5) : Evaluation du profil en long.**

N°	courbe de niveau	distance Khemekhe	distance Buo ad	somme	distance cumulée
1	200-300	9000	1100	10100	10100
2	300-400	3000	16300	19300	29400
3	400-500	3500	6500	10000	39400
4	500-600	1500	2100	3600	43000
5	600-700	2000	1000	3000	46000



**Fig. (I. 6): distances cumulées des oueds**

Le profil est représenté dans la **Fig I-6**

**1-2-1-5 Pente moyenne du cours d'eau:**

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

$$\bar{I} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots \text{(I-15)}$$

$\Delta H$ : Différence d'altitude entre deux cours d'eaux suffisamment éloignés.

$\Delta L$ : La distance entre ces deux points.

**1-2-1-6 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:**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots \text{(I-16)}$$

S: surface du bassin versant en (Km).

$L_p$ : longueur du talweg principale en (Km).

$H_{moy}$  ,  $H_{min}$  : respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant.

**b). Formule de KIRPICH:**

$$T_c = 0.6615.L_p^{0.77} .I_g^{-0.85} \dots\dots\dots \text{(I-17)}$$

$I_g$  : indice de pente globale.

$L_p$  : longueur du talweg principal en (Km).

**c). Formule de CALIFORNIA :**

$$T_c = \left( \frac{0.87L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots \text{(I-18)}$$

**Tableau I-6** Temps de concentration.

Formules	Tc
Formule de <i>GIANDOTTI</i>	8.69
Formule de <i>KIRPICH</i>	9.45
Formule de <i>CALIFORNIA</i>	5.6

**Commentaire :**

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **Tc=8.69heures**, GIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GRIANDOTTI tient compte tous les paramètres géométriques du bassin.

$$T_c = 8.69 \text{ heures}$$

**1-2-1-7 Vitesse moyenne de ruissellement :**

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L_p}{T_c} \dots\dots\dots \text{(I-19)}$$

$L_p$  : longueur du talweg principale.

$T_c$  : temps de concentration.

$$V_R = 5.30 \text{ (Km/h)}$$

### 1-2-1-8 Coefficient de sinuosité :

Ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$C_s = \frac{L_d}{L_p} \dots\dots\dots \text{(I-20)}$$

$L_d$ : distance rectiligne mesuré à la règle de la source jusqu'à l'exutoire.=3,4 km

$L_p$  : longueur du talweg principale.

$$C_s = 0,57$$

**Tableau (I. 6) : des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant**

DESIGNATION	SYMBOLE	UNITES	VALEUR	
Superficie	S	km <sup>2</sup>	319	
Périmètre	P	km	105	
Longueur du thalweg principal	L <sub>p</sub>	km	46	
Pente du thalweg principal	I	%	4.2%	
Indice de compacité	K <sub>c</sub>	-	1.64	
Coefficient d'allongement	Ca	-	6.63	
Rectangle équivalent	longueur	L <sub>r</sub>	km	29.3
	largeur	l <sub>r</sub>	Km	10.9
Altitudes	maximale	H <sub>max</sub>	m	1090
	moyenne	H <sub>moy</sub>	m	677.78
	médiane	H <sub>med</sub>	m	693.20
	minimale	H <sub>min</sub>	m	200
Pente moyenne de B.V	I <sub>moy</sub>	m/km	4.62	
Indice de pente globale	I <sub>g</sub>	%	2.45	
Indice de pente moyenne	I <sub>pm</sub>	%	3.037	
Indice de pente de M Roche	I <sub>p</sub>	%	1.76	
Densité de drainage	D <sub>d</sub>	Km/Km <sup>2</sup>	0.45	
Coefficient de torrentialité	C <sub>t</sub>	-	0.77	
Temps de concentration	T <sub>c</sub>	h	8.69	
Vitesse de ruissellement	V <sub>r</sub>	Km/H	5.30	
Coefficient de sinuosité	C <sub>s</sub>	-	0,58	

**1-2-2 Caractéristiques climatique du bassin versant:**

Le bassin compte plusieurs stations hydrométriques, climatologiques et postes pluviométriques présentées dans les tableaux en bas. Elles sont extrait de la « Carte de situation des stations hydro climatologiques» d'Algérie (1 :500.000) .

**Tableau (I. 7) : Stations hydrométriques dans la zone de projet**

Stations	Code de la Station	Oued
Zirout Youcef	03-07-02	Fosso
Khemakhem	03-09-01	Située à la confluence des oueds Bou Adjeb et Khemakhem

**Tableau (I. 8) : Postes pluviométriques dans la zone de projet (PV)**

Stations	Code de Station
Zirout Youcef	03-07-02
Zardezaz	03-09-03
Guendoula (Ain el Kleb)	03-09-04
El-Arrouch	03-09-06
Ramdane Djamel	03-09-09
Azzaba	03-11-06

**Tableau (I. 9) : Postes pluviographiques dans la zone de projet (PG)**

Stations	Code de Station
Zardezaz barrage	03-09-03
Bou Snib	03-09-05

**Température:**

Dans le Tableau I-11 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 (I. 10): Températures moyennes à Skikda**

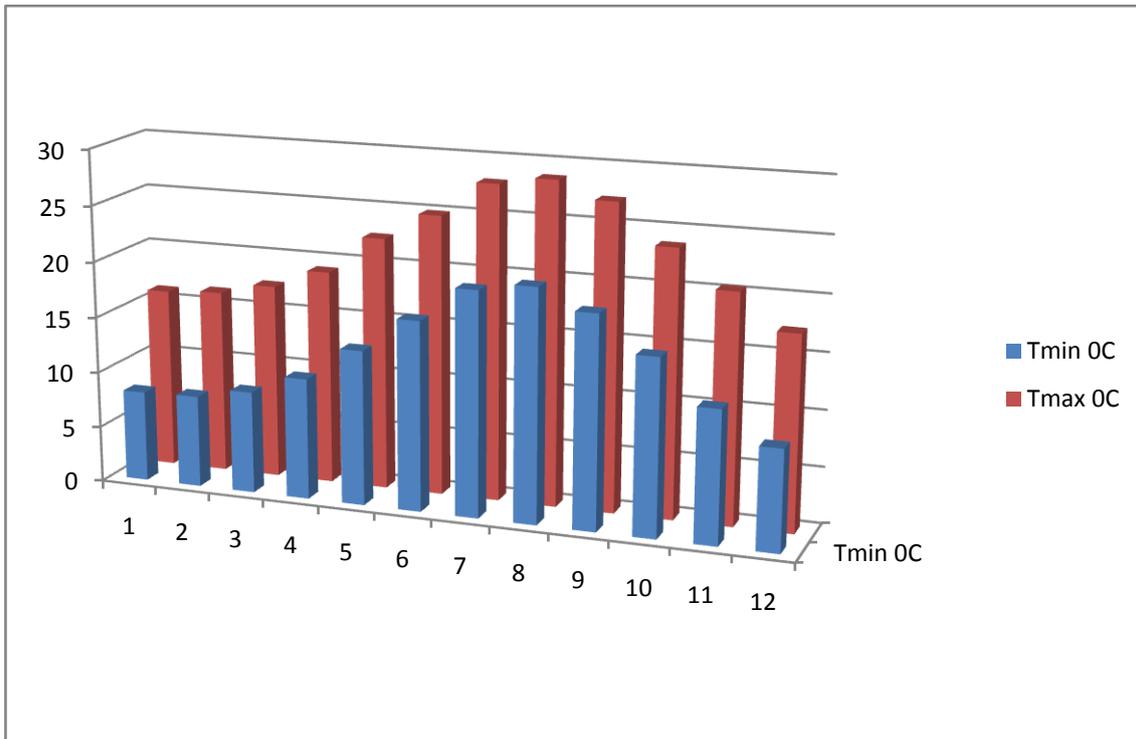
Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
T °C Skikda	10,1	11,1	13,1	14,6	17,6	20,8	23,9	24,8	22,7	19,1	15,1	11,9	17.1

**Tableau (I. 11): Températures maximales et minimales à Skikda :**

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
$T_{\min}$ °C	8,1	8,2	9,1	10,8	13,8	16,9	20,0	20,7	18,9	15,7	11,8	9	13.6
$T_{\max}$ °C	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

Dans le site de Ramdane Djamel, la température maximale absolue peut atteindre de l'ordre de 40 °C (2 à 3 jours par mois) pendant les mois de juillet et août. Les températures minimales peuvent descendre sous 0°C.

Pour le site du futur barrage, on a utilisé « l'Atlas des températures du Nord de l'Algérie » d'où on a porté les valeurs mensuelles pour les températures enregistrées aux 3 stations : 2 stations situées approximativement sur la même parallèle comme le site du projet, éloignées à env. 100 km du site. (Voir fig.6.1) et la troisième étant la station de Skikda.

**Fig. (I. 7): Températures maximales et minimales à Skikda en fonction de temps**

**Tableau (I. 12) : Températures moyennes mensuelles dans le site de Ramdane Djamel**  
° Celsius

	Skikda	station Ouest	station Est	site RD
	[1]	[2]	[3]	[4]=([1]+[2]+[3])/[3]
janvier	10,6	10,3	9,1	10,0
février	11,1	11,0	9,9	10,7
mars	13,1	12,8	12,4	12,8
avril	14,6	14,0	15,3	14,6
mai	17,6	18,6	18,3	18,2
juin	20,8	22,7	22,0	21,8
juillet	23,9	26,2	25,9	25,3
août	24,8	27,5	27,2	26,5
septembre	22,7	24,5	25,1	24,1
octobre	19,1	19,7	21,0	19,9
novembre	15,1	15,7	14,3	15,0
décembre	11,9	11,4	13,9	12,4
Moyenne annuelle	17,1	17,9	17,9	17,6

Pour le site de Ramdane Djamel, il résulte ainsi les suivantes valeursz

Température moyenne annuelle 17,6 °C

- Température minimale<sup>4</sup> 0°C
- Température maximale<sup>4</sup> 44°C

D'après le tableau 6.3 on considère que les mois les plus chauds sont les mois d'été (Juin, juillet, août, septembre) durant lesquelles les températures dépassent les 20°C, et les plus froides pendant lesquelles la température est inférieure à 10°C, se prolonge de décembre vers Février.

## 2 Humidité relative:

Dans le Tableau 6.5 sont mentionnées les valeurs des humidités mensuelles moyenne, minimale et maximale, pour la station de Skikda.

**Tableau (I. 13): Humidités à Skikda**

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
Moyenne %	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
Minimale %	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
Maximale %	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

L'humidité moyenne inter annuelle à Skikda est de 79,3%.

Pour le site du barrage de Ramdane Djamel on recommande d'adopter, pour l'humidité relative moyenne mensuelle, les valeurs portées dans le Tableau 6.6. Augmentées avec 10 %.

**Tableau (I. 14): Humidité moyenne mensuelle à Ramdane Djamel**

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
Humidité relative %	86,24	83,82	85,47	92,07	90,75	85,25	82,28	90,2	91,41	84,26	83,93	90,97	87,23

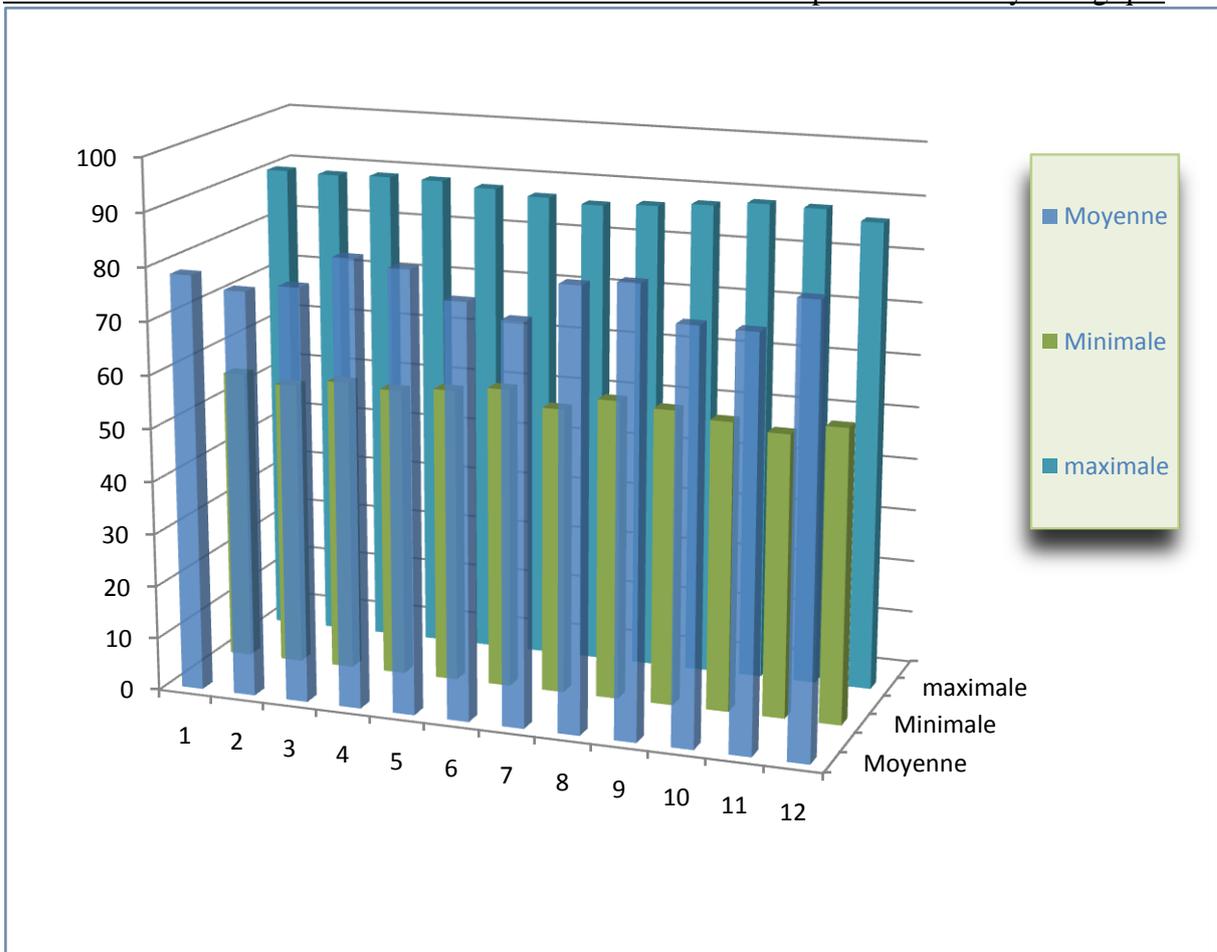
L'humidité moyenne inter annuelle au site de Ramdane Djamel serait de 87 ;3 %. Cette humidité est relativement constante toute l'année.

### 1-2-3- 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 (I. 15): Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de Skikda**

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Av.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Moyenne Annuelle
Vitesse [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



**Fig. (I. 8): Humidités à Skikda en fonction de temps**

#### 1-2-4- Le 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  $\text{cm}^2$  (ce qui représente 190 watts / $\text{m}^2$ )

**Tableau (I. 16): Insolation, nébulosité et radiations solaires mensuelles**

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
<b>L'ensoleillement heures/jour</b>	<b>5,8</b>	<b>6,3</b>	<b>7,3</b>	<b>8,1</b>	<b>9,3</b>	<b>10,5</b>	<b>11,4</b>	<b>10,6</b>	<b>8,9</b>	<b>7,3</b>	<b>6,2</b>	<b>5,2</b>
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/ $\text{cm}^2$ /jour	20	28	37	45	54	559	604	534	539	31	22	18

Source: ONM

**1-2 -5 Pluviométrie:**

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

**.1-2-5-1 Données de base**

- Conformément à la « *Monographie des grands barrages - Barrage des Zardezas – Texte. – SCET.COOP – ALGER – Deuxième partie – Hydrologie* on a retenu les suivantes données :

**Tableau (I. 17):données de base**

Stations	Code de Station	Altitude	Pluie en m/m	Années de fonctionnement
Guendoula (Ain el Kleb)	03-09-04	780 m	976	40 ans
Zirout Youcef	03-07-02	575 m	844	52 ans
Zardezas	03-09-03	195 m	725	55 ans
El-Arrouch	03-09-06	127 m	642	40 ans
Ramdane Djamel	03-09-09	50 m	85	37 ans

Source : A.N.R.H

- Les suivants pluies sont extraites de la Notice explicative (édité par ANRH, 1993) – annexe à la Carte pluviométrique 1 :500.000 pour la zone du projet, afférentes aux périodes 1922÷1960 et 1968÷2004.

**Tableau (I. 18): données de base**

Poste pluviométrique	Code	h (mm)	N	N'
Zardezas	03-09-03	680	39	44
Bou Snib	03-09-05	688,8	20	30,9
El-Arrouch	03-09-06	609,0	49	55,1
Ramdane Djamel	03-09-09	621,9	21	30,5

H = Hauteur de la pluie moyenne

N = nombre d'années réelles d'observations

N' = nombre d'années fictives d'observations (équivalente à la série reconstituée)

Les valeurs de pluies comprises dans les deux tableaux en dessus, notamment celle de Zardezas et El-Arrouche, montrent, la tendance décroissante des précipitations enregistrées dans les dernières 20 années, en effet une situation réelle et connue.

**1-2-6 Stations et données disponibles:**

Nous avons disposé d'une série assez longue des pluies, pour la station de Zardezas (Code 03-09-03) pour 38 années, entre 1966÷2004 (voir l'Annexe 01-.I). Ces valeurs de pluies ont été utilisées comme comparaison avec les pluies du bassin de l'oued Saf-Saf, mesurées à la station Zardezas.

**1-2-7 Pluie moyenne annuelle :**

A répartition mensuelle des pluies est donnée dans le Tableau N°I-19:

**Tableau (I. 19): Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations**

<b>PRECIPITATIONS SUR LE BASSIN VERSANT DE L'OUED SAF-SAF (mm)</b>													
Années	Sep t.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv .	Fév r.	Mar s	Avr .	Ma i	Jui n	Juill et	Ao ût	Total
<b>Moyenne 19 ans 1919/1938</b>	38	80	99	150	187	135	108	76	69	24	6	11	983
Moyenne sur 8 ans 1953-1961	35, 9	129, 6	139, 3	119, 9	126, 9	66,9	78,1	125 ,7	46, 3	32, 7	0,1	5,4	906,7
Moyenne sur 21 ans 1980-2001	26, 0	56,2	63,5	109, 8	88,4	78,0	60,5	49, 6	38, 6	15, 4	4,2	5,9	596,1
<b>Moyenne sur 48 ans (1919÷200 1)</b>	31, 6	75,2	87,3	124, 9	131, 2	97,3	80,6	70, 1	51, 0	21, 0	4,2	7,7	<b>782,1</b>
<b>Moyenne sur 29 ans (1953÷200 1)</b>	27, 5	72,0	79,6	108, 5	94,7	72,6	62,7	66, 2	39, 1	19, 0	3,1	5,6	<b>650,5</b>

Source : A.N.R.H

Les caractéristiques des pluies de courte durée qui sont nécessaires pour l'estimation des caractéristiques pluviométriques pour différentes durées et différentes fréquences sont tirées de l'étude généralisée des données de L'ANRH (Tableau N°I-19)

**Tableau (I. 20) : Les caractéristiques pluviographiques de la région**

<b>Pluie moyenne Annuelle</b>	<b>Pluie moyenne max. journalière [mm]</b>	<b>Exposant climatique b</b>
712.1 mm	<b>360</b>	<b>0,59</b>

Source : A.N.R.H

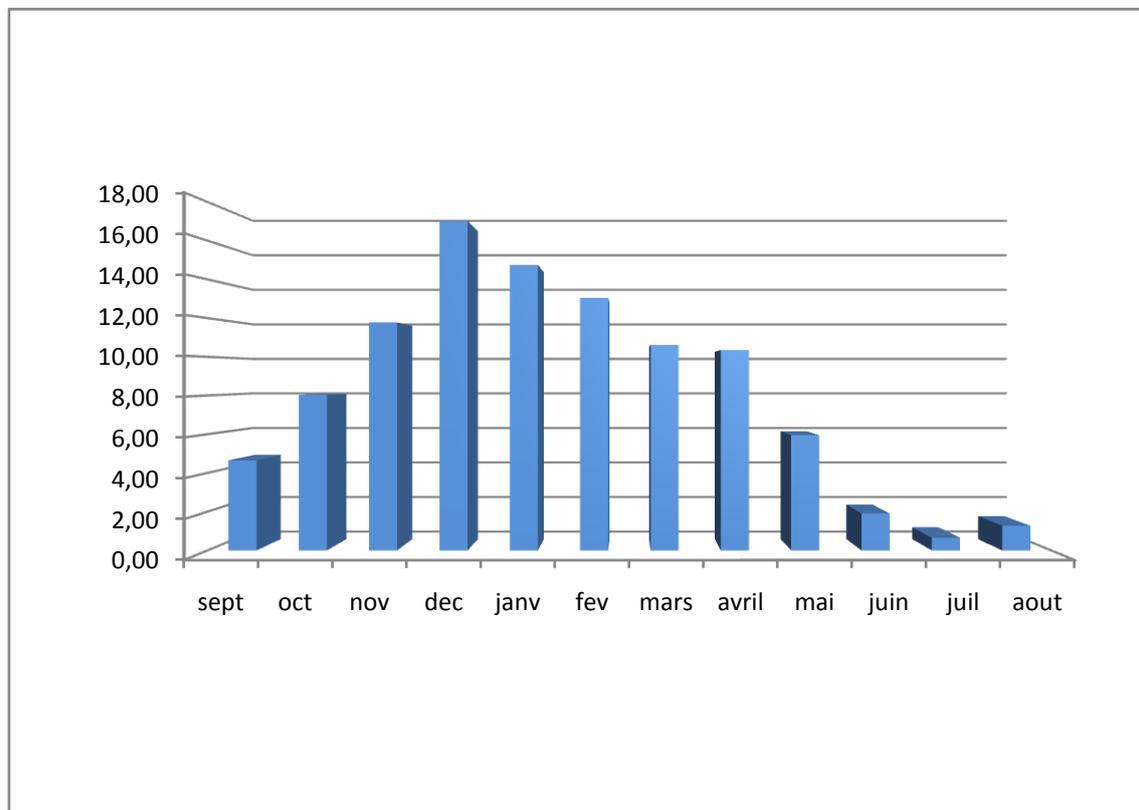
**1-2-8 Répartition mensuelle de la pluie moyenne:**

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelle à été établie sur la base de la série des précipitations à la station de Zardiza sur la période (1966-2004), elle est donnée par le tableau ci-dessous:

**Tableau (I. 21) : Répartition mensuelle des pluies moyennes.**

mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Tota l
<b>P</b> (mm)	28,7 9	49,6 6	72,8 9	105, 2	91,2 3	80,7 1	65,6 8	64,0 3	36,8 5	11,7 9	4,05	7,90	712. 1
<b>P (%)</b>	4,65	8,03	11,7 8	17,0 1	14,7 4	13,0 4	10,6 1	10,3 5	5,95	1,91	0,65	1,28	100

A travers le tableau I-21, on déduit que la saison pluvieuse s'étale d'octobre à mai, par contre la saison sèche s'étale de juin à septembre. Ces résultats sont donnés sous forme d'histogramme dans la **Fig I-9**



**Fig. (I. 9): Répartition de la pluviométrie mensuelle**  
**1-2-9 Les pluies maximales journalières:**

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles. La station de Zardiza (030903) est considérée avec une série d'observation de 39 années (1966-2004)

### 1 Les paramètres statistiques de l'échantillon:

Tableau (I. 22): Les paramètres statistiques

Nombre d'observations	39
Moyenne	56.2
Ecart-type	29.4
Médiane	48.0
Coefficient de variation	0.523
Coefficient d'asymétrie	1.30

### 2 Ajustement des pluies maximales journalières:

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "HYFRAN".

- **Teste des hypothèses:**

La démarche d'un teste peut se résumer comme suit:

- Formulation et choix de  $H_0$  et  $H_1$ .
- Détermination de la variable de décision.
- Calcul de la valeur critique et de la région critique en fonction de  $\alpha$ .
- Calcul de la valeur expérimental de la variable de décision.
- Conclusion : rejet ou acceptation de  $H_0$ .

**a). Formulation des hypothèses:**

Les méthodes de teste d'hypothèses vont nous permettre soit d'accepter l'hypothèse de départ concernant la valeur en question soit de le rejeter.

Deux hypothèses sont à formuler:

$H_0$ : Hypothèse nulle qui correspond a la valeur présumée du paramètre en question (la valeur présumée).

$H_1$ : hypothèse alternative.

Pour vérifier l'homogénéité de l'échantillon il faut la deviser en deux sous échantillons (1966-1982) et (1990-2005) et de vérifier l'égalité entre les moyennes et les variances.

Dans notre cas:

$H_0$ : les moyennes des deux sous échantillons sont égales.

$H_1$ : les moyennes des deux sous échantillons sont différentes.

Le seuil de signification du test qui correspond à la limite admise du risque d'erreur de première espace rejeter  $H_0$  (alors que  $H_0$  est vraie) est choisi par: ( $\alpha=5\%$ )

- **Ajustement a la loi de GUMBEL:**

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots \dots \dots (I-21)$$

y: variable de la droite de GUMBEL:

$$y = -[ \ln ( -\ln ( F(x) ) ) ] \dots \dots \dots (I-22)$$

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \dots \dots \dots (I-23)$$

Ou :

m: l'ordre de classement;

n: taille de l'échantillon;

$\frac{1}{\alpha}, x_0$  : sont déterminé par la méthode des moindres carrés.

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (I.10). Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau (I. 23): Ajustement a la loi de GUMBEL

T	q	XT
10000.0	0.9999	281
1000.0	0.9990	222
100.0	0.9900	163
50.0	0.9800	145
10.0	0.9000	103
5.0	0.8000	83.8
2.0	0.5000	54.8

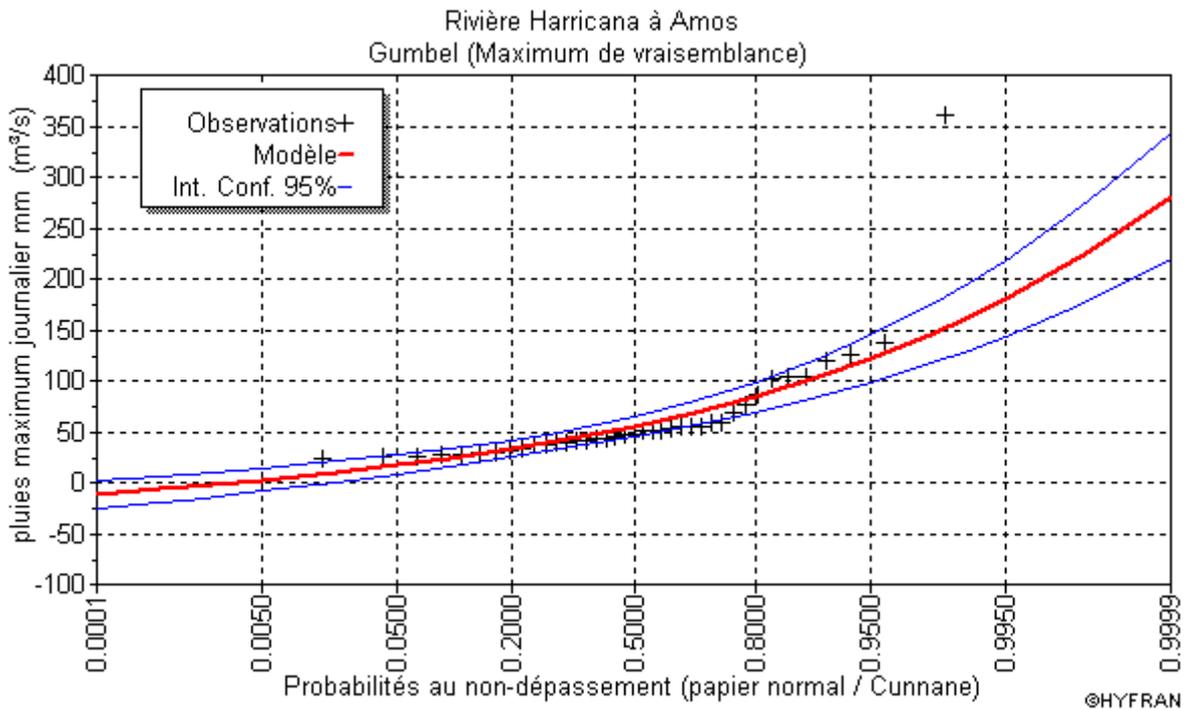


Fig. (I. 10):Ajustement a la loi de GUMBEL

- *Ajustement a la loi normale:*

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement):

$$T = \frac{1}{1-q} \text{ et: } q = F(x_i) = \frac{m-0.5}{N} \dots\dots\dots (I-24)$$

M: numéro d'ordre de la valeur.

N : taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement a la loi normale:

$$X_{p\%} = X_{moy} + \delta U_{p\%} \dots\dots\dots(I-25)$$

$X_{moy}$ : hauteur de pluie moyenne.

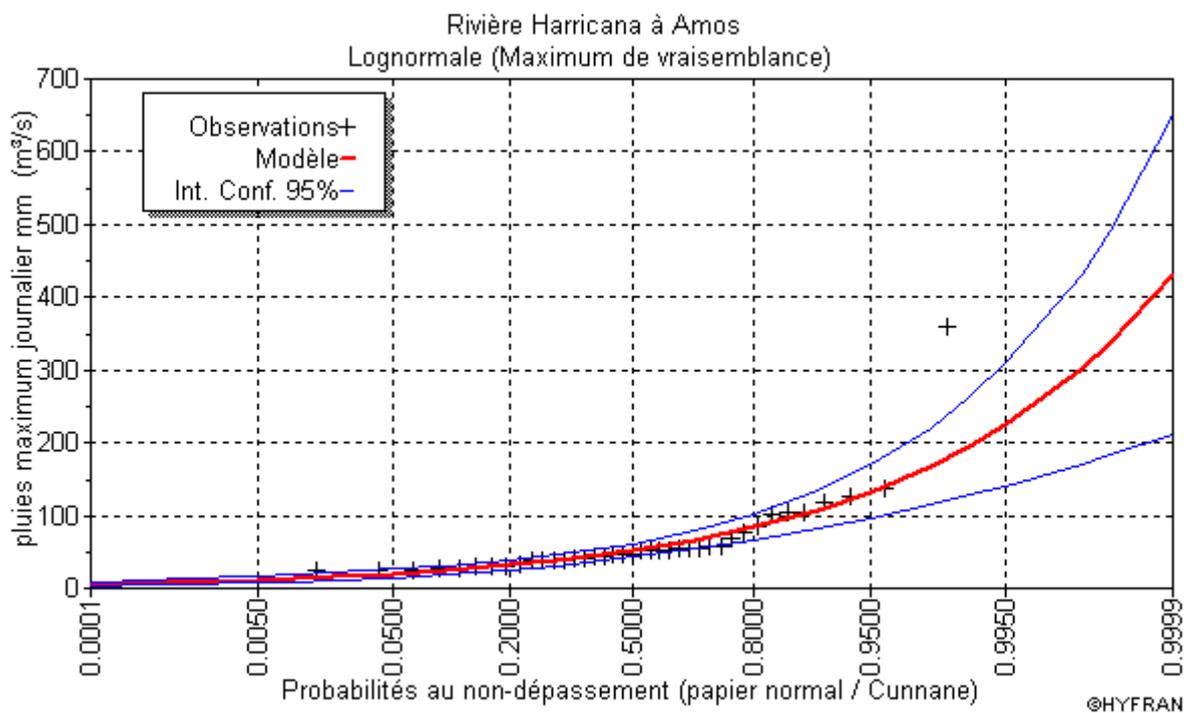
$\delta$  : écart-type.

$U_{p\%}$ : variable réduite de GAUSS.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant ainsi le graphique est données par la figure (I.11).

**Tableau (I. 24): Ajustement a la loi normale**

T	q	XT
10000.0	0.9999	431
1000.0	0.9990	302
100.0	0.9900	196
20.0	0.9500	133
10.0	0.9000	108
5.0	0.8000	84.2
2.0	0.5000	52.3



**Fig. (I. 11):Ajustement a la loi normale.**

- **Ajustement a la loi log normale:**

Paramètres d'ajustement à la loi Log–normale :

$$\overline{\text{Log}P_{\max j}} = \frac{\sum (\log P_{j\max} - \overline{\log P_{j\max}})^2}{N} \dots\dots\dots(I-26)$$

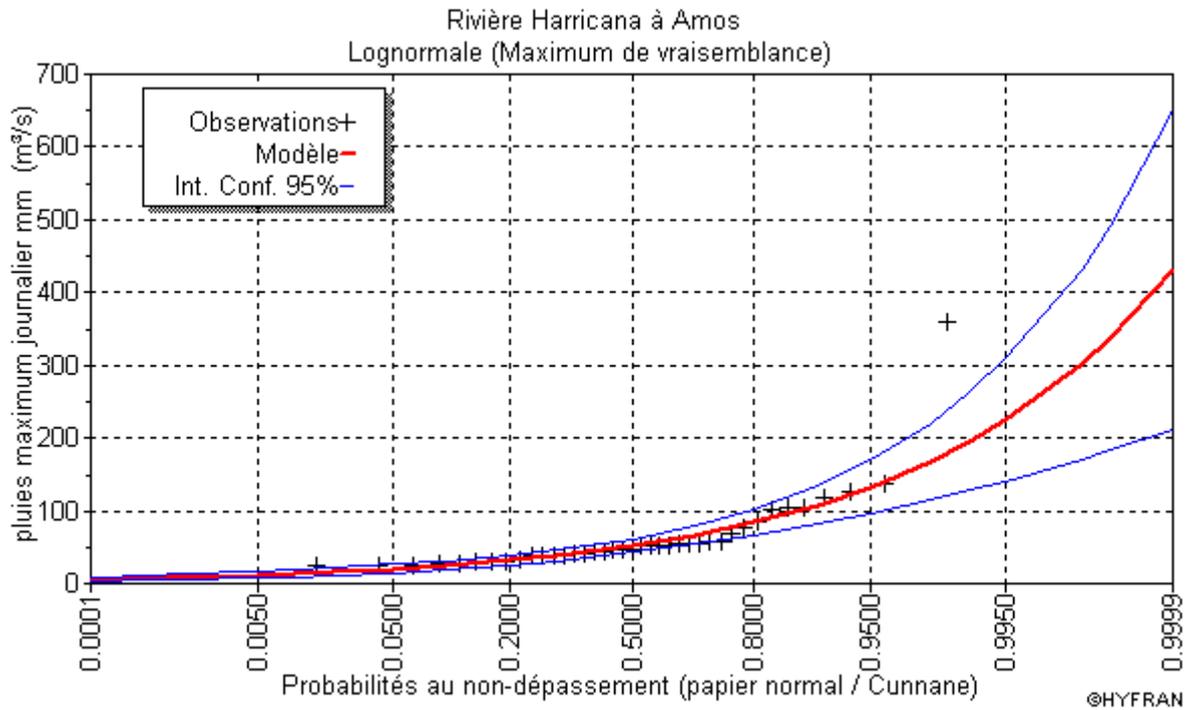
logPjmax = 2.136

$$\text{Log}P_{j\max} = \overline{\log P_{j\max}} + \sigma_{\log} U_{P\%} \dots\dots\dots (I-27)$$

Avec : UP% : variable de GAUSS pour différentes fréquences.

**Tableau (I. 25): Ajustement a la loi log normale.**

T	q	XT
10000.0	0.9999	431
1000.0	0.9990	302
100.0	0.9900	196
50.0	0.9800	168
20.0	0.9500	133
10.0	0.9000	108
2.0	0.5000	52.3



**Fig (I. 12) : Ajustement a la loi log normale**

**Conclusion:**

D'après les trois schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit les lois de **Log normal** car tous les pions sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus Proches de la droite de HENRY. Ainsi que P(x-x<sub>0</sub>) est la plus grande pour cette dernière méthode.

On refait l'ajustement pour la loi de LOG NORMAL avec un autre logiciel qui est

L'HYDROLAB ; c'est ainsi qu'on vérifiera la fiabilité des résultats obtenus par l'HYFRAN l'ajustement est représenté dans le tableau I-26 :

**Tableau (I. 26):Ajustement à la loi log normale par HYDROLAB**

Ajustement à une loi de Gumb

Fréquence	U.Gumbel	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.
0,999	6,907	202,137	173,256	246,661
0,99	4,600	149,092	129,430	179,236
0,98	3,902	133,039	116,126	158,873
0,85	1,817	85,101	76,015	98,445
0,9	2,250	95,066	84,441	110,918

Ajustement à une loi de Gumbel

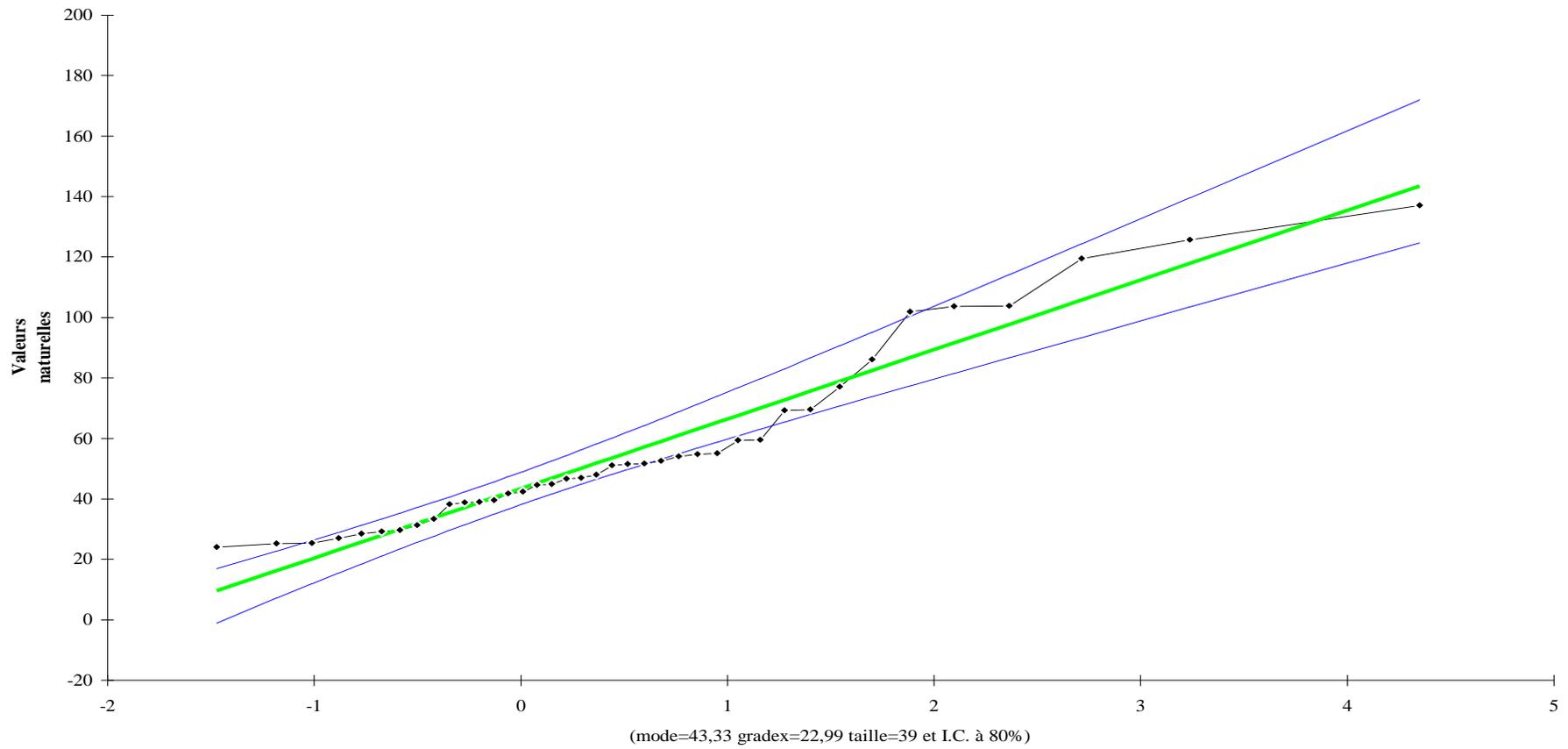


Fig (I. 13) : Ajustement à la loi de GUMBEL

**1-2-10 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:

$$P_{tc} = P_{maxj} \left( \frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (I-28)$$

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

$P_{maxj}$ : pluies maximales fréquentielles.

$t$ : temps en heur.

$b$ : exposant climatique ( $b = 0.59$ ).

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (I-29)$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau I-27(voir annexe 02)

**1-3 Evaluation des apports liquides:**

L'oued Zardiza étant dépourvu de station hydrométrique, de plus, l'analyse du réseau d'observation de la région d'étude et ses environs nous ne pas permis de mettre en évidence une station hydrométrique analogue dont le bassin versant serait géomorphologique ment similaire au bassin versant d l'oued, l'analogie proprement dite ne peut donc être effectuée.

Pour cela, l'estimation des paramètres hydrologiques nécessaires au dimensionnement des ouvrages s'est faite suivant l'approche par les formules empiriques.

Tableau de calcul (voir annexe N° 01)

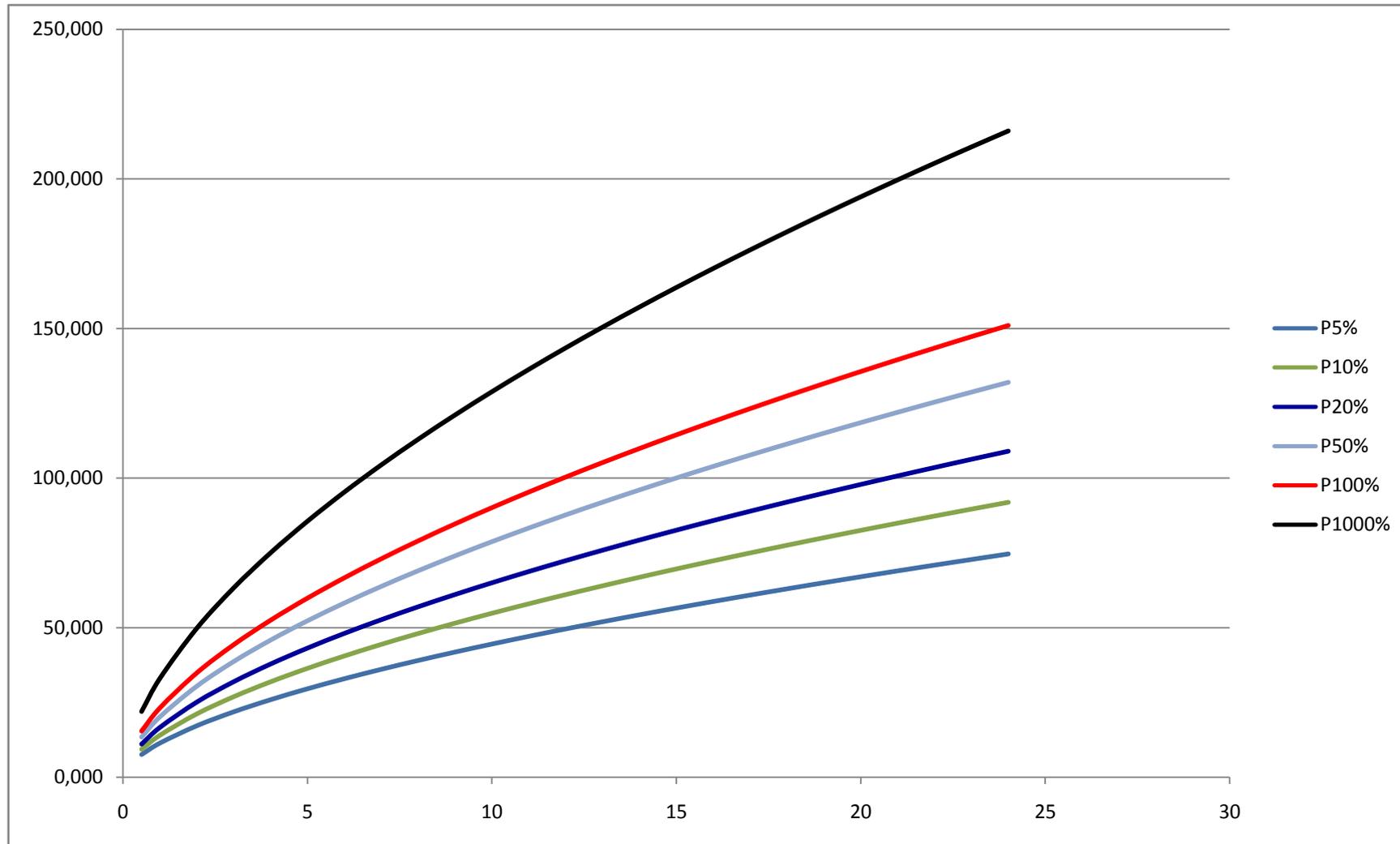


Fig. (I. 14): Pluies de courtes durées.

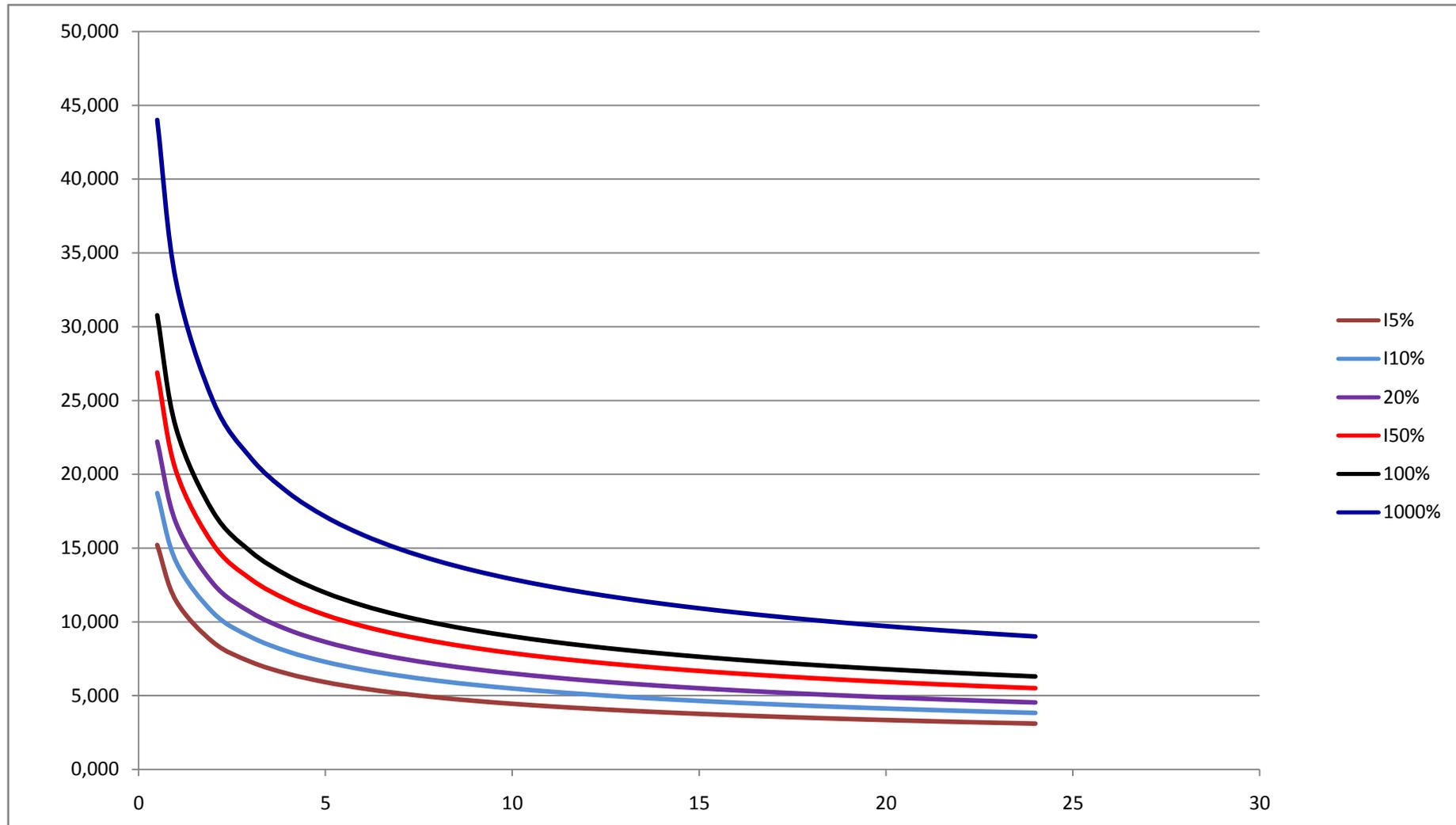


Fig. (I. 15): Intensité à différentes fréquences

**1-3-1 Apports moyens interannuels:****a). Formule de SAMIE:**

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (I-30)$$

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

Ou:

 $L_e$  : lame d'eau écoulée (mm). $P$  : précipitation moyenne (m). $S$ : la superficie en Km<sup>2</sup> du bassin versant.**b). Formule de DERY II:**

$$A = 0.513 \cdot P^{2.683} \cdot Dd \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (I-32)$$

Ou:

 $A$ :apport moyen interannuel (en hm<sup>3</sup>). $P$  : précipitation moyenne (m). $S$ : superficie (en Km<sup>2</sup>).**c). Formule de MEDINGER:**

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2 \dots\dots\dots (I-33)$$

 $P$  : précipitation moyenne (m). $L_e$ : lame d'eau écoulée (mm).

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (I-34)$$

**d). Formule de CHAUMONT:**

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

$$C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \dots\dots\dots (I-35)$$

 $P$  : précipitation moyenne (m).

La lame d'eau écoulée est donnée par la relation :

$$L_e = P \cdot C_e$$

$$A = L_e \cdot S$$

**e). Formule de COUTAGNE:**Elle donne le déficit découlent  $D$  tel que:

$$D = P - \lambda P^2 \dots\dots\dots(I-36)$$

$$\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14T_0}$$

 $T_0$ : température moyenne dans la zone d'étude.  $T_0 = 17.3^\circ\text{c}$ 

La lame d'eau écoulée est alors:

$$L_e = P - D$$

$$A = L_e \cdot S$$

**f). Formule de TURC:**

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \dots\dots\dots (I-37)$$

Avec:

$$L = 300 + 25T_0 + 0.05 (T_0)^3 \dots\dots\dots (I-38)$$

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

$$A = L_e \cdot S$$

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

L'apport moyen interannuel est donnée par:

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{-2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (I-39)$$

$P$  : précipitation moyenne (m).

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

Les résultats sont portés sur le tableau suivant:

Formule de SAMIE	49.5
Formule de DERI	60.7
Formule de MEDINGER	41.95
Formule de CHAUMONT	59.5
Formule de COUTAGNE	59.78
Formule de TURC	12
Formule ANRH	60.69

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de SAMIE qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs, c'est-à-dire:

$$A = 49.5 \text{ hm}^3$$

**3-3-2 Répartition mensuelle de l'apport moyen:**

La distribution des apports mensuels en pourcentage de l'apport interannuelle a été établit sur la base de la répartition mensuelle de la pluviométrie en question étant génératrice des apports de l'oued.

Cette technique d'adoption de la répartition mensuelle de la pluie a été considérée en raison de l'absence d'informations hydrométriques au niveau de l'oued concerné.

Le calcul se fait par la formule suivante:

$$Q_m = P_m \cdot C_e \cdot S \dots\dots\dots (I-39)$$

$C_e$ : coefficient d'écoulement.

$P_m$ : pluie mensuelle.

$L_e$ : lame écoulée.

$P$ : pluie moyenne annuelle.

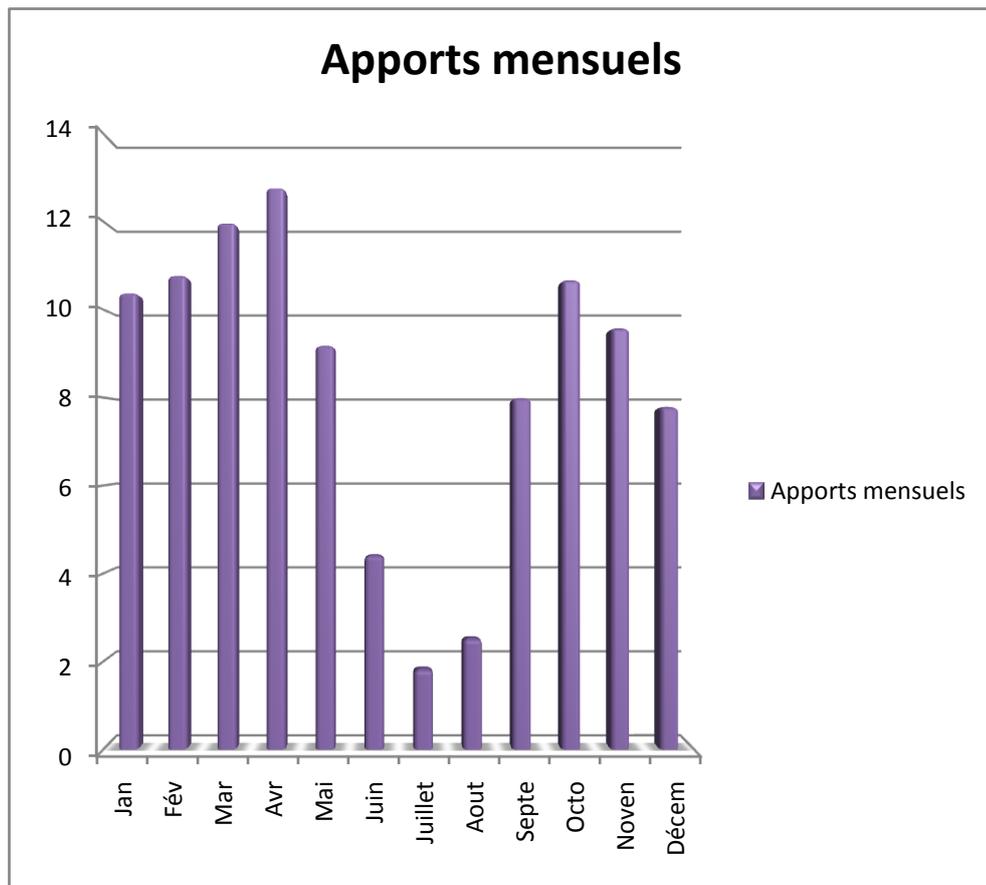
$S$ : surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

$Q_m$  : apport liquide mensuel (hm<sup>3</sup>).

La répartition est donnée par le tableau suivant et la Fig. I-16

**Tableau (I. 27): Répartition mensuelle de l'apport moyen.**

Mois	A %	A (80%)h m3
Jan	25,77	12,76
Fév	22,37	11,07
Mar	15	7,43
Avr	8,54	4,23
Mai	4,18	2,07
Juin	0,95	0,47
Juillet	0,23	0,11
Aout	0,17	0,08
Septe	0,55	0,27
Oct	1,75	0,87
Nov	6,22	3,08
Déc	14,77	7,31
Total	100	49,50

**Fig. (I. 16) : Répartition mensuelle de l'apport moyen**

**1-3-3 Calcul du coefficient de variation:**

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

**Formule de PADOUN:**

$$C_v = K \cdot \frac{0.93}{M_0^{0.23}} \quad \text{Avec: } 0.25 < K < 1, \text{ on prend } K=0.7.$$

$M_0$ : débit ou module spécifique (l/s/Km<sup>2</sup>).

**Formule de Sokolovsky - Chevelev:**

$$C_v = 0.78 - 0.291 \text{ Log } (M_0) - 0.063 \text{ Log } (S + 1) \dots\dots\dots (I-40)$$

S: superficie du bassin versant.

$M_0$ : débit ou module spécifique (en l/s/Km<sup>2</sup>).

**Formule d'Ugiprovdkhoz :**

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{0.125}} \dots\dots\dots (I-41)$$

$M_0$ : débit ou module spécifique (en l/s/Km<sup>2</sup>).

**Formule d'Antonov:**

$$C_v = \frac{0.78}{(M_0 + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots (I-42)$$

Les différentes valeurs de  $C_v$  sont données par le tableau suivant:

<b>Formules</b>	<b><math>C_v</math></b>
<i>PADOUN</i>	0,36
<i>SOKOLOVSKY-CHEVELEV</i>	0,38
<i>UGIPROVODKHOZ</i>	0,55
<i>ANTONOV</i>	0,38
<b>Moyenne</b>	0.42

La valeur de  $C_v = 0.38$  obtenue par la formule de SOKOLOVSKY est finalement adoptée.

**1-3-4 Les apports fréquentsiels:**

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

$$A_{( \% )} = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{U(\log(C_v+1))^{1/2}} \dots\dots\dots (I-43)$$

$A_{\%}$ : apport de fréquence donnée.

U:variable réduite de Gauss.

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant:

**Tableau (I. 28): Apports fréquentiels.**

T, ans	F, %	V Gauss, u	Apport,A% hm <sup>3</sup>	Hydraulicite, A%/A°	Le, mm
5	80	0,8428	63,04	1,28	197,69
10	90	1,285	74,18	1,49	232,55
25	96	1,753	88,088	1,8	276,16
50	98	2,0571	98,5	1,999	208,79
100	99	2,328	108,81	2,19	341,1
1000	99,9	3,1	144,48	2,91	452,91

**Tableau (I. 29): Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.**

Mois	A %	A (80%)m <sup>3</sup>
Jan	10,4	6,56
Fév	10,8	6,81
Mar	12	7,57
Avr	12,8	8,07
Mai	9,2	5,80
Juin	4,4	2,77
Juillet	1,8	1,14
Aout	2,5	1,58
Septe	8	5,04
Oct	10,7	6,75
Nov	9,6	6,05
Déc	7,8	4,92
Total	100	63,06

#### 1-4 Les apports solides:

Dans la zone de future retenue de Zardezas il existe un certain nombre de barrages pour lesquels on dispose d'informations sur les taux d'envasement (les transports solides ont été relevés dans des retenues de l'Est algérien tels que le barrage de Cheffia et surtout le barrage de Zardezas, pour lesquels des études spécifiques ont été menées par M. Kassoul (cf. « caractérisation de la sédimentation des barrages en Algérie » - Revue des Sciences en Eau – 1997).

De l'article « Prédétermination de la durée de vie de barrages en Algérie » par M. Kassoul, il résulte que dans la zone de Jijel-Skikda, le taux d'abrasion serait compris dans une plage de 1800 à 2500 m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/an. Pour le BV de la future retenue de Ramdane Djamel de 319 km<sup>2</sup>, il résulte un volume compris entre 585.000 m<sup>3</sup>/an et 812.500 m<sup>3</sup>/an.

L'envasement annuel moyen, mesuré dans la cuvette de la retenue de Zardezas, entre les années 1937 – 1967 est de 0,25 hm<sup>3</sup>/an, ce qui correspond à un taux de 0,47% du débit liquide.

Comme le barrage de Ramdane Djamel sera situé immédiatement en amont de la retenue de Zardezas, on considère que les alluvions qui entraînent dans ce lac auront les mêmes valeurs avec celles qui colmateront la retenue qui sera réalisé en amont.

**Tableau (I. 30): Programme d'envasement de la retenue de Ramdane Djamel**

T (années)	Volume de la vase (hm <sup>3</sup> )
10	2,5
20	5,0
30	7,5
40	10,0
50	12,5

En partant des observations faites dans la période de l'exploitation de la retenue de Zardezas, très proche et implanté sur le même oued, il a résulté que les dépôts sont en matériau fin. La densité moyenne des alluvions est de 1,6 t/m<sup>3</sup> (1,55 t/m<sup>3</sup> dans la zone de la proximité du barrage et 1,66 à l'extrémité du lac de la retenue).

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

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

#### 1-5 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'hydro gramme.

##### a). Formule de Giandotti:

$$Q_{\max\%} = \frac{170.S.(H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} . P_{tc} \dots\dots\dots(I-43)$$

$Q_{\max\%}$  (%): débit maximum de crue en m<sup>3</sup>/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S:superficie du bassin versant.

L:longueur du talweg principal.

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

$P_{tc}$ :pluies de courte durée.

##### b). Formule de Sokolovsky:

$$Q_{\max\%} = \frac{0.28.S.\alpha.P_{ct}}{T_c} . f \dots\dots\dots(I-44)$$

$S$ : superficie du bassin versant.

$P_{tc}$ : pluies de courte durée.

$T_c$ : temps de concentration.

$\alpha$ : coefficient de ruissellement du bassin versant ( $0.6 < \alpha < 0.8$ )

$f$ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue  $f = 1.2$ .

**c). Formule de Mallet-Gauthier:**

$$Q_{\max\%} = 2k \text{Log}(1 + AP) \cdot \frac{S}{\sqrt{L_p}} \cdot \sqrt{1 + 4 \text{Log}T - \text{Log}S} \dots\dots\dots (\text{I-45})$$

$S$ : superficie du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ).

$L_p$ : longueur du talweg principal (Km).

$A$ : coefficient régional pris égal à 20.

$k$ : constante qui dépend des caractéristiques du bassin versant pris égal à 2.

$P$ : précipitation moyenne interannuelle.

$T$ : période de retour en années.

**d). Formule de Turazza:**

$$Q_{\max\%} = \frac{C \cdot S \cdot I_t}{3.6 \cdot T_c} \dots\dots\dots (\text{I-46})$$

$S$ : superficie du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ).

$T_c$ : temps de concentration.

$I_t$ : 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  $P= 0.1\%$

**e). Formule d'Alexeev:**

$$Q_{\max\%} = 0.34 P_{tc}^{4/3} \dots\dots\dots (\text{I-47})$$

$P_{tc}$ : pluies de courte durée.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant

**Tableau (I. 31): pluies de courte durée.**

Giandotti	Sokolovsky	Mallet Gautie	Possenti	Turazza	T, ans
3301,09403	2801,191886	372,1746	1978,43	3020,609	1000
2486,13331	2109,644977	292,7929	1490,003	2274,893	100
1934,57855	1641,61508	220,9788	1159,442	1770,203	20
1694,98793	1438,306932	181,4977	1015,85	1550,969	10

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de Turazza: car elle est la plus proche de la moyenne

**Tableau (I. 32): Qmax**

Per de ret T	Frequences	Qmax,m <sup>3</sup> /s	Vmax,m <sup>3</sup>
2	50	967,4902	31684204
10	10	1550,969	50792483
20	5	1770,203	57972123
100	1	2274,893	74500168
1000	0,1	3020,609	98921509

Les données proposées par l'ANBT sont.

Fréquence P%	Q <sub>max</sub> m <sup>3</sup> /s
10	500
5	700
1	1300
0,5	1800
0,1	3000

### 1-6 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:

$$Q_t = Q_{\max\%} \left( \frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots (I-48)$$

Et l'autre pour la décrue exprimée par:

$$Q_t = Q_{\max\%} \left( \frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (I-49)$$

$Q_{\max\%}$ : débit maximum de fréquence donnée.

$Q_t$ : débit instantané au moment (t).

$t_m, t_d$ : temps de montée et de décrue.

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

Temps de base:

$$t_b = t_m + t_d$$

On considère généralement que:  $t_d = 3X t_m$ , et  $t_m = t_c$  (pour des petits bassins).

On a donc:

$$t_m = t_c = 8.89 h$$

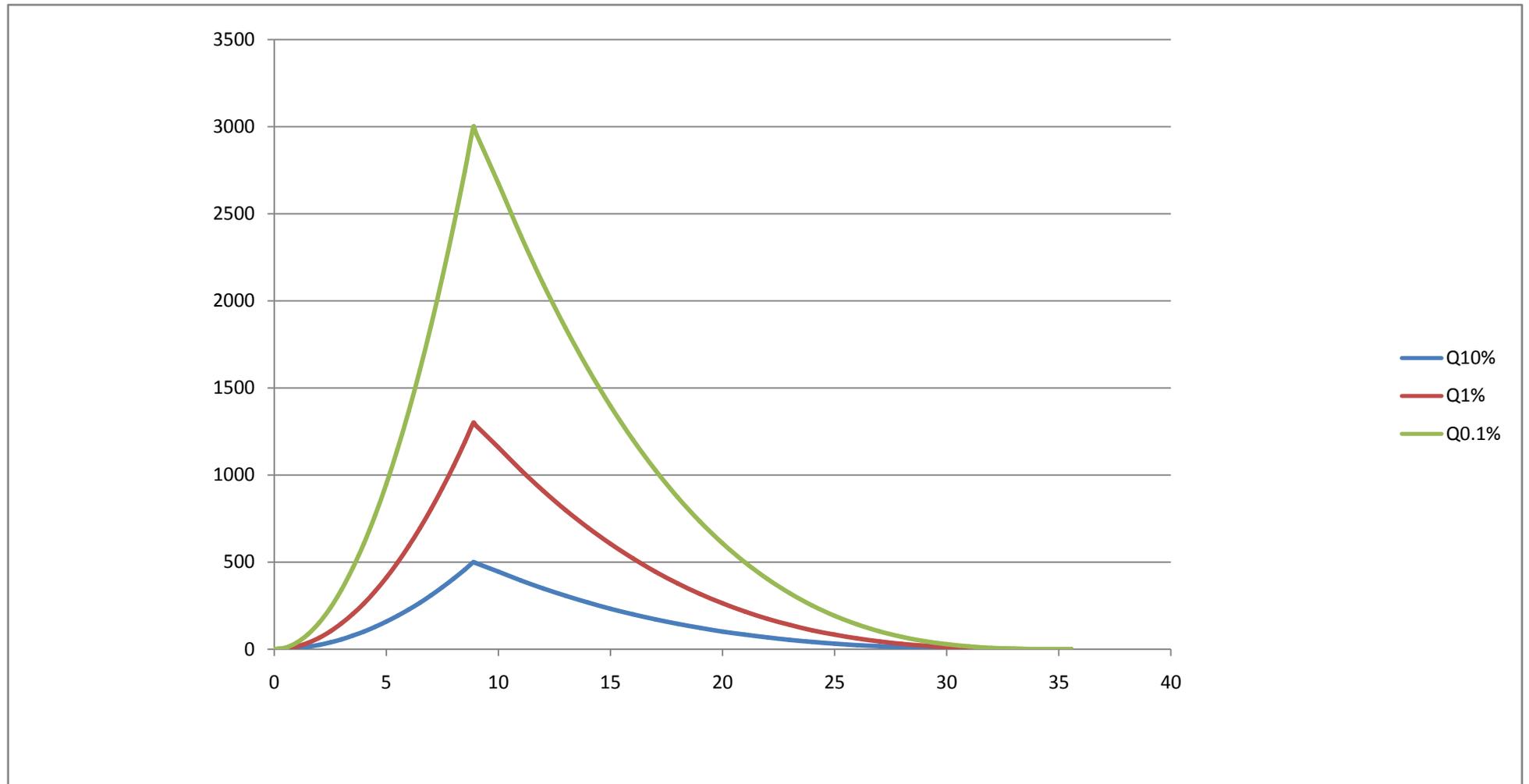
$$t_d = 3 t_m = 26.67h$$

$$t_b = t_m + t_d = 35.56 h$$

pour construire l'hydrogramme des crues de oued Chouiret ,on a utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 10% , ,1% ,0.1%,les résultats obtenue sont exposes dans le tableau I-32:

**Tableau (I. 33) : Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour**

temps T (h)	débits de crues des périodes de retour		
	Q10%	Q1%	Q0,1%
0	0	0	0
0,5	1,58	4,112	9,490
1	6,33	16,449	37,959
1,5	14,23	37,010	85,408
2	25,31	65,796	151,837
2,5	39,54	102,806	237,245
3	56,94	148,041	341,633
3,5	77,50	201,500	465,001
4	101,22	263,184	607,348
4,5	128,11	333,093	768,675
5	158,16	411,225	948,981
5,5	191,38	497,583	1148,268
6	227,76	592,164	1366,533
6,5	267,30	694,971	1603,779
7	310,00	806,002	1860,004
7,5	355,87	925,257	2135,208
8	404,90	1052,737	2429,393
8,5	457,09	1188,441	2742,557
8,89	500,00	1300,000	3000,000
9	493,84	1283,981	2963,033
10	445,84	1159,183	2675,037
11	395,74	1028,920	2374,432
12	349,54	908,802	2097,234
13	307,08	798,415	1842,497
14	268,21	697,350	1609,270
15	232,77	605,196	1396,605
16	200,59	521,540	1203,553
17	171,53	445,972	1029,165
18	145,42	378,080	872,493
19	122,10	317,454	732,587
20	101,42	263,682	608,498
21	83,21	216,354	499,278
22	67,33	175,057	403,978
23	53,61	139,381	321,649
24	41,89	108,915	251,342
25	32,02	83,247	192,108
26	23,83	61,966	142,999
27	17,18	44,661	103,065
28	11,89	30,921	71,357
29	7,82	20,335	46,928
30	4,80	12,492	28,827
31	2,68	6,980	16,107
32	1,30	3,387	7,817
33	0,50	1,304	3,010
34	0,12	0,319	0,737
35	0,01	0,021	0,048
35,56	0,00	0,000	0,000



**Fig. (I. 17) : Hdrogrammes des crues pour différentes periodes de rtour**

**1-7 Choix de la crue de projet:**

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être 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 on est amené à faire un choix car il est évident qu'on ne pourra jamais protéger un ouvrage contre toutes les crues pouvant survenir, on choisit donc 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 on va opter pour la crue millénaire voyant le risque potentiel et les dommages que causera la rupture du barrage qui ne sont pas très importants selon la classification du comité national australien des grands barrages (CNAGB), (pas de pertes humaines en cas de rupture du barrage), et vu l'importance du présent ouvrage, ainsi que la crue millénaire est la plus recommandée dans de tels cas.

L'hydrogramme de la crue de projet pris pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues sera fait par la méthode de l'hydrogramme synthétique disant qu'elle représente plus la réalité et qu'elle prend en considération et avec plus de détail les surfaces débitantes dans le bassin versant et le temps de l'averse.

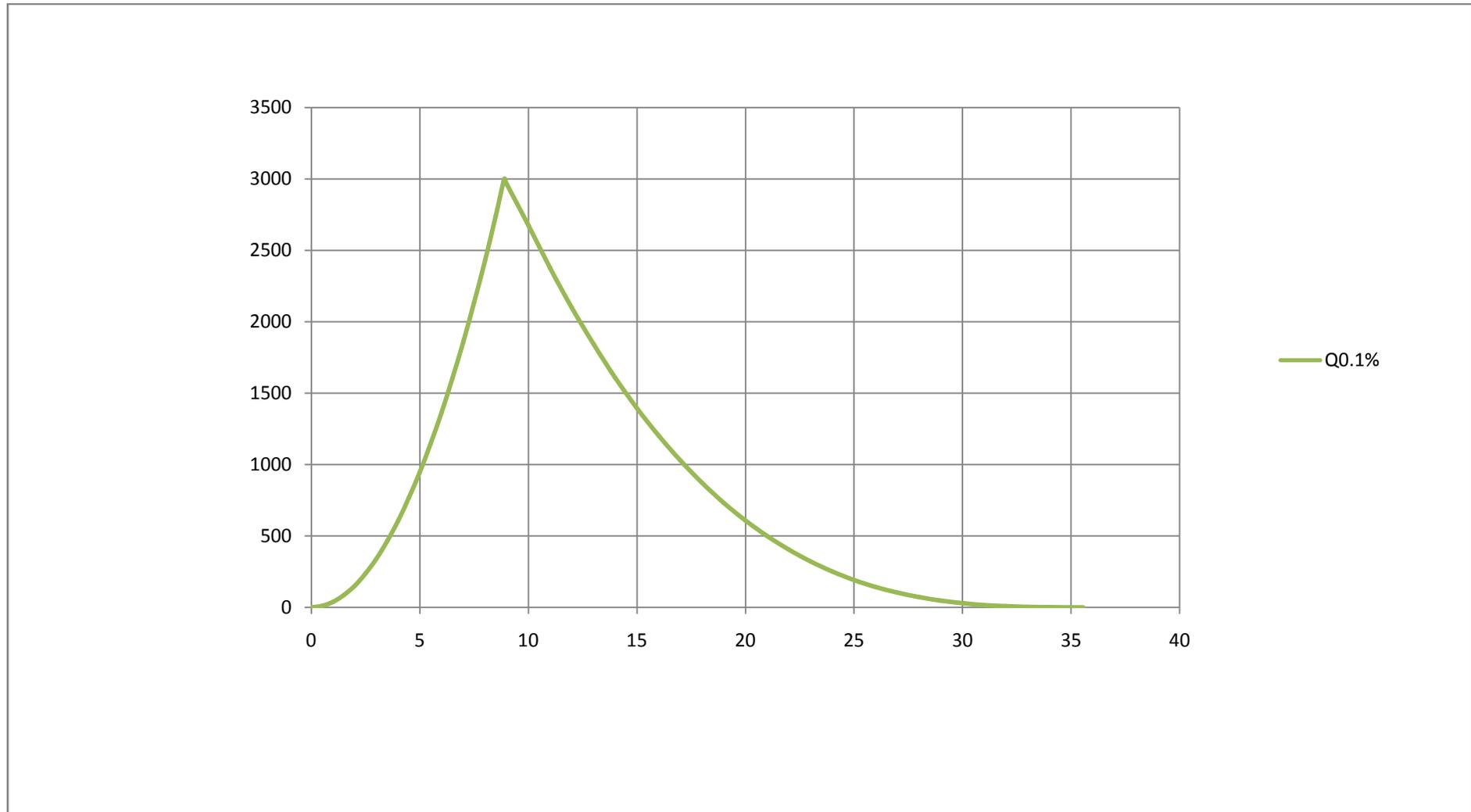
**1-9 Régularisation:**

L'étude de régularisation du barrage sur Oued Saf-Saf a pour objectif la détermination des dimensions du remblai et des ressources en eaux mobilisables pour l'irrigation (volume utile) et ce en déterminant:

- les paramètres de la retenue.
- le niveau normal de la retenue.

La méthode utilisée est celle du bilan hydraulique, cette méthode nécessite les données suivantes:

- l'étude hydrologique (l'évaporation, les apports et leurs répartitions, les infiltrations).
- le traitement des levées topographiques (courbes caractéristiques du bassin versant).
- les besoins en eau pour l'irrigation et AEP.



**Fig. (I. 18) :Hdrogrammes synthétiques de la crue milléniales**

**1-9-1 Répartition annuelle de l'apport 80%:**

Le calcul se fait par la formule suivante:

$$Q_m = P_m \cdot C_e \cdot S \dots\dots\dots (I-50)$$

$Q_m$ : apport liquide mensuel en hm<sup>3</sup>.

$P_m$ : pluie mensuelle (mm).

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

$C_e$ : coefficient d'écoulement.

$$C_e = \frac{L_e}{P} \dots\dots\dots (I-51)$$

Et:

$L_e$ : lame écoulée.

$P$ : pluie moyenne annuelle.

Les résultats de calculs sont donnés par le tableau suivant:

**Tableau (I. 34): Répartition annuelle de l'apport 80%.**

Mois	A %	A (80%) m <sup>3</sup>
Jan	10,4	6,56
Fév	10,8	6,81
Mar	12	7,57
Avr	12,8	8,07
Mai	9,2	5,80
Juin	4,4	2,77
Juillet	1,8	1,14
Aout	2,5	1,58
Septe	8	5,04
Octo	10,7	6,75
Noven	9,6	6,05
Décem	7,8	4,92
Total	100	63,06

**1-9-2 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»:**

La cote minimale relevée sur l'axe du barrage est 904.00m et la cote maximale est 921.00m, soit une hauteur de 17.00m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i - S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (I-52)$$

$S_i$ : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau  $H_i$  en m<sup>2</sup>.

$S_{i+1}$ : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau  $H_{i+1}$  en m<sup>2</sup>.

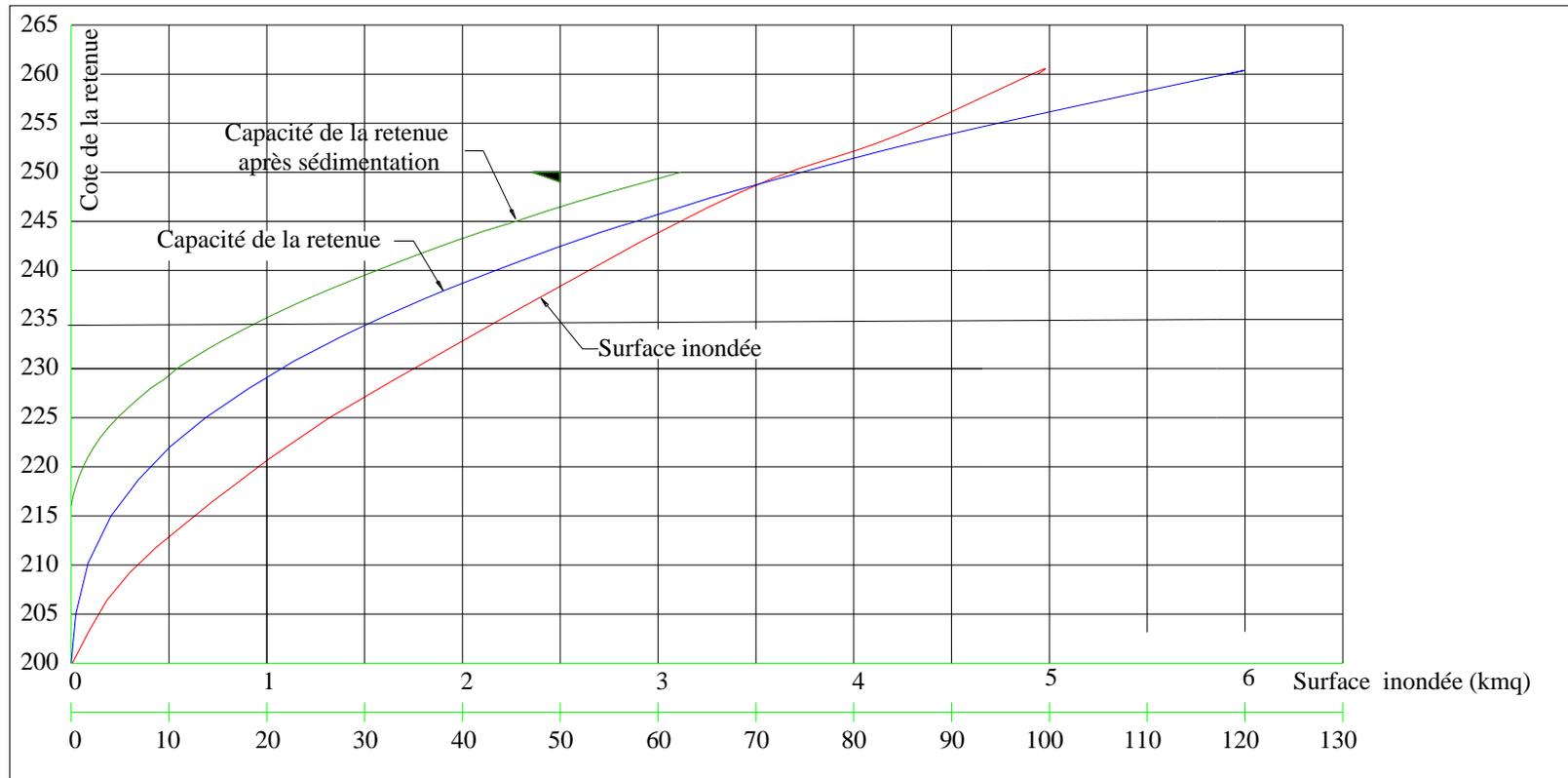
$\Delta H$ : différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives.

$\Delta V$ : volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en m<sup>3</sup>.

Le tableau suivant donne les coordonnées des courbes Hauteur-Capacité-Surface.

**Tableau (I. 35) : Courbes topographiques et volumétriques.**

cote (m)	H m	surfaceKm2	s moy	$\Delta H$ m	$\Delta V$ m3	Vh	h moy
200	0	0	0,0966	5	0,483	0	0
205	5	0,145				0,483	3,331
210	10	0,342	0,2435	5	1,2175	1,704	4,982
			0,4865	5	2,4325		
215	15	0,631	0,7995	5	3,9975	4,134	6,552
			1,1525	5	5,7625		
220	20	0,968	1,5565	5	7,7825	8,133	8,402
			1,998	5	9,99		
225	25	1,337	2,4475	5	12,2375	13,869	10,373
			2,913	5	14,565		
230	30	1,776	3,4395	5	17,1975	21,678	12,206
			4,077	5	20,385		
235	35	2,22	4,7005	5	23,5025	31,668	14,265
			5,049	5	25,245		
240	40	2,675	4,7005	5	23,5025	43,906	16,413
			5,049	5	25,245		
245	45	3,151	4,7005	5	23,5025	58,471	18,556
			5,049	5	25,245		
250	50	3,728	4,7005	5	23,5025	75,668	20,297
			5,049	5	25,245		
255	55	4,426	4,7005	5	23,5025	96,053	21,702
			5,049	5	25,245		
260	60	4,975	4,7005	5	23,5025	119,556	24,031
			5,049	5	25,245		
265	65	5,123	5,049	5	25,245	144,801	28,265



**Fig (I. 19) : Courbes topographiques et volumétriques**

**1-9-3 Volume mort:**

Les valeurs finalement adoptée pour le débit solide déposé au niveau de l'exutoire est de 777.05 (T/Km<sup>2</sup>/An) soit un taux d'envasement égal à 247878.95 (t/An) et un envasement annuel égal à 25.10<sup>4</sup> m<sup>3</sup>/An (voir annexe 01) le volume mort est déterminé pour une durée de 50 Ans par:

$$V_m = 50.V_s$$

$V_s$ : l'envasement annuel en m<sup>3</sup>/An

$$V_m = 12.5 \text{ hm}^3$$

**1-9-4 Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes:**

Les valeurs des besoins en eau destinée à l'irrigation pour des cultures maraîchères et AEP sous forme de normes d'irrigation ont été ramenées de l'INA (Institut National d'Agronomie)

**Demande pour AEP**

Au niveau de l'année 1966, avant de la surélévation du barrage de Zardezas, la population desservie de celui-ci était de 102.900 habitants (données reprises de "Monographie des grands barrages – Barrage des Zardezas" – 1969).

Dans l'Etude de faisabilité pour le Transfert de Beni Haroun, il est montré que l'évolution de la population dans la période 1987-1998 est croissante, avec un taux annuel compris entre 1,8 et 3,2 %, la limite supérieure étant atteinte dans les petites villes et dans l'environnement rural.

La présente étude considère que pour la région de Skikda, le gradient annuel de croissance de la population est de **3 %**.

Ainsi, au niveau de l'année 2010 (considéré comme délai faisable pour la mise en eau de la future retenue de Ramdane Djamel), la population de la région de Skikda sera **238 000 habitants**.

Pour un taux de consommation de 150 l/jour/habitant, il résulte **une consommation annuelle** au niveau de l'année 2010 de **13 hm<sup>3</sup>/an**.

Pour la durée de vie de barrage normative de 50 ans, on a estimé la demande en AEP au niveau de l'année **2060**.

En considérant le même gradient de croissance de la population de 3%, au niveau de l'année 2060, le nombre des habitants, sera environ 385.000, en résultant **un besoin moyen annuel pour AEP d'environ 21 hm<sup>3</sup>/an**.

**Demande pour AEI**

Au niveau de l'année 1966, avant la surélévation du barrage de Zardezas, **la surface agricole** desservie de celui-ci étaient de **1800 ha** (données reprises de "Monographie des grands barrages – Barrage des Zardezas" – 1969).

Les surfaces irrigables seront d'après autres sources de **5500 ha**. Cette surface a été prise en considération pour les calculs.

**La demande moyenne** considérée est de **5000 m<sup>3</sup>/ha/an**.

On obtient ainsi les volumes nécessaires annuels pour irrigations :

- 9 hm<sup>3</sup>/an pour une surface de 1800 ha;
- 27,5 hm<sup>3</sup>/an pour une surface de 5500 ha.

La répartition mensuelle des besoins pour AEP et agriculture (AEI) est présentée dans le Tableau

**Tableau (I. 36): Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation Et AEP.**

Mois	AEP	AEI
Septembre	9,5 %	15 %
Octobre	8,3 %	4 %
Novembre	8,0 %	0 %
Décembre	8,0 %	0 %
Janvier	7,4 %	0 %
Février	7,4 %	0 %
Mars	7,4 %	5 %
Avril	8,0 %	10 %
Mai	8,0 %	15 %
Juin	9,0 %	17 %
Juillet	9,5 %	17 %
Août	9,5 %	17 %
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>

**Les données de base sont:**

- L'apport (W) en m<sup>3</sup>.
- La consommation (U) en m<sup>3</sup>.
- Le volume mort.

D'après la régularisation nous constatons que la retenue fonctionne à un seul temps:

$$V_S = 44.61 \text{ h m}^3, V_d = 29.74 \text{ h m}^3.$$

Le volume utile est donc:  $V_U = V_d = 29.74 \text{ h m}^3$ .

Le volume au niveau normale de la retenue est:  $V_{NNR} = V_M + V_U = 42.24 \text{ h m}^3$ .

**1-9-5 Calcul du volume utile en tenant compte des pertes:**

**1-9-5-1 Calcul des pertes:**

- *Perte par infiltrations:*

Le volume mensuel des pertes par infiltrations est:

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \dots\dots\dots \text{(I-53)}$$

$\delta$ : coefficient dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette  $\delta = (0.5 \div 1.5)$ .

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_{ri} + V_{ri+1}}{2} \dots\dots\dots \text{(I-54)}$$

- *Pertes par évaporation:*

Le volume mensuel des pertes par évaporation est:

$$V_{\text{evp}} = E_s \cdot S_{\text{moy}} \dots\dots\dots \text{(I-55)}$$

$E_s$ : évaporation mensuelle.

$S_{\text{moy}}$ : surface du plan d'eau correspondant au volume moyen.

### 1-9-5-2 La première approximation:

$$V_S = 44,611 \text{ h m}^3.$$

$$V_d = 29.875 \text{ h m}^3.$$

$$V'_U = V_d = 29.875 \text{ h m}^3.$$

$$V_{\text{NNR}} = 42,375 \text{ h m}^3.$$

Evaluation de l'erreur:

$$E = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \dots\dots\dots \text{(I-56)}$$

$E = 0.45 \% < 2\%$  la condition est vérifiée

La représentation des deux consignes d'exploitations est représentée dans le tableau de l'annexe (IV.3).

Les résultats de calculs:

-Le volume utile:  $V_U = 29.875 \text{ h m}^3$ .

-Le volume au niveau normal de la retenue:  $V_{\text{NNR}} = 42,375 \text{ h m}^3$ .

### LA REGULARISATION INTERANNUELLE :

On fait une régularisation interannuelle quand la consommation  $U$  dépasse l'apport  $W$  on accumule l'eau pendant les années humides et on la restitue pendant les années sèches ce cycle de remplissage et de restitution peut durer plusieurs années.

### 1-9-6 Calcul du volume utile interannuel par la méthode analytique de KRISTLY-MENKEL :

Pour une valeur de  $\alpha$  ( coeff de régularisation ) nous avons [ $\alpha=0,8$ ]

$$V_u (\text{inter}) = (\beta_s + \beta_{\text{plur}}) W_o = \beta_s W_o + \beta_{\text{plur}} W_o \quad \text{avec :}$$

- $\beta_s W_o$  : volume utile saisonnier
- $\beta_{\text{plur}} W_o$  : volume utile interannuel
- $\beta_s$  : composante saisonnière
- $\beta_{\text{plur}}$  : composante interannuel
- $W_o$  : l'apport moyen interannuel [ $100 \text{ Mm}^3$ ]

On a trouvé le volume utile saisonnier en tenant compte des pertes )

$V_u = 29.24 \text{ Mm}^3 = \beta_s W_o$ , pour la composante interannuelle  $\beta_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur(max)}}$  tiré du tableau [Vu-inter-anal], la détermination de  $\beta_{\text{plur}}$  est basée sur la formule

$$\beta_{\text{plur}} = \left( \alpha - \left( F_p \frac{C_v}{\sqrt{n}} + 1 \right) \right) \dots \dots \dots (I-57)$$

Tel que :

- $\alpha$  : Coefficient de régularisation ;
- $F_p$  : Coef tirer de la table de REBKINE – FOSTER suivant

$$C_s = \frac{C_v}{\sqrt{n}} \dots \dots \dots (I-58)$$

- avec une probabilité = 80 % ;
- $n$  : Année de régularisation ;
- $C_v$  : Coefficient de variation de la série des débits annuels.

D'où  $\beta_{\text{plur(max)}} = 0,1170$

Donc  $V_u(\text{inter}) = 28.96 \text{ Mm}^3$

Le volume utile interannuel est :

$$\mathbf{V_u(\text{inter}) = 28.96 \text{ Mm}^3.}$$

D'où la capacité du barrage au niveau normal de la retenue dans le cas d'une régularisation interannuelle

$$V_{\text{nnr(inter)}} = V_u(\text{inter}) + V_m = 29.24 + 28.96 = 58.20 \text{ Mm}^3$$

$$\mathbf{V_{\text{nnr(inter)}} = 58.20 \text{ Mm}^3}$$

La régularisation interannuelle se fait chaque deux ans car  $\beta_{\text{plur(max)}}$  correspond à  $n = 2$  ans (voir tableau [Vu-inter-anal]).

### 1-10 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:

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots \dots \dots (I-59)$$

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:

$$Q - q = S \cdot (dh / dt) \dots \dots \dots (I-60)$$

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 Kotcherine, et celle de Hildenblate qui sont des méthodes grapho-analytique. Les résultats sont les suivants :

Tableau de calcul ( voir annexe N°01)

**Tableau (I. 37): Résultats du calcul de laminage.**

b (m)	Hildenblat		Kotcherine	
	q max (m3/s)	h (m)	q max (m3/s)	h (m)
8	33,0941804	1,54	29	1,32
10	35,2754692	1,38	30,9	1,18
12	36,6785523	1,26	32	1,07
14	37,7013386	1,15	33	1,00
16	38,7171898	1,08	33,9	0,93
18	39,4694324	1,01	34,6	0,83

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 détailler par la suite :

- **La méthode de KOCHERINE :**

La méthode se base sur les principes suivants:

- 1-l'hydrogramme de crue est considérée comme un triangle ou un trapèze.
- 2-les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- 3-le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR;
- 4-les pertes par infiltration et évaporation sont concéderait comme nulles au moment de la crue.

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule suivante:

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (I-61)$$

m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir m=0.49.

b: largeur du déversoir (en m).

h: charge d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots\dots (I-62)$$

$H_0$ :charge globale.

$V_0$ :vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S} \quad \text{Avec: } S = b.H.$$

Tous les résultats sont rassemblés dans le tableau ci après:

**Données de départ:** (m=0.49) ; (p=1).

**Tableau (I. 38) : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE**

Donnée		Largeur	Hauteur	Débit	Surface	Vitesse	Wd
g	9,81	20	0,2	1,553	9,6	0,1618	12958,9
□	1	30	0,4	5,4908	14	0,3922	29630
2*g	19,62	40	0,6	12,105	19,2	0,6305	46850,2
2.g <sup>0,5</sup>	4,42945	50	0,8	21,742	25,2	0,8628	64629,8
Q <sub>1%</sub>	3000	60	1	34,727	32	1,0852	82980,9
W <sub>1%</sub>	332640		1,2	51,356	39,6	1,2969	101917
m=	0,49						

On fait le calcul en variant la largeur b de 8m à 18m selon la formule:

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (I-63)$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

**Tableau (I. 39) : Détermination de H<sub>0</sub> et Q en fonction de b**

Hauteur m	Vitesse m/s	Hauteur totale m	Débit m <sup>3</sup> /s					
			8	10	12	14	16	18
0,2	0,16177	0,2	1,55303	1,9413	2,3295488	2,7178	3,10607	3,49432
0,4	0,3922	0,40784	4,52241	5,653	6,7836207	7,9142	9,04483	10,1754
0,6	0,63045	0,620258	8,48193	10,602	12,722892	14,843	16,9639	19,0843
0,8	0,8628	0,837942	13,3185	16,648	19,977795	23,307	26,6371	29,9667
1	1,08521	1,060025	18,95	23,688	28,425034	33,163	37,9	42,6376
1,2	1,29687	1,285722	25,3137	31,642	37,970583	44,299	50,6274	56,9559

**Tableau (I. 40) : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue**

h	Vch	q	8	10	12	14	16	18
0,2	12958,9	42,28587	1,55303	1,9413	2,3295488	2,7178	3,10607	3,49432
0,4	29630	40,08069	4,52241	5,653	6,7836207	7,9142	9,04483	10,1754
0,6	46850,2	37,80289	8,48193	10,602	12,722892	14,843	16,9639	19,0843
0,8	64629,8	35,45108	13,3185	16,648	19,977795	23,307	26,6371	29,9667
1	82980,9	33,0237	18,95	23,688	28,425034	33,163	37,9	42,6376
1,2	101917	30,51894	25,3137	31,642	37,970583	44,299	50,6274	56,9559

Calcul du débit déversant (voir annexe 02 ).

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après le traçage du graphe  $Q_{lam} = f(h)$  déterminée par la formule:

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \dots\dots\dots (I-64)$$

$Q_{\%}$ :débit maximum de crue considérée en  $m^3/s$ .

$V_{ch}$ :volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

$V_{cr}$ :volume de la crue correspondant au  $Q_{\%}$ en  $m^3$ .

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b \dots\dots\dots (I-65)$$

$T_b$ : temps global de la crue.

D'après le tableau, on trace des courbes croissantes représentées dans la Fig I-19 la courbe  $H=f(q, Q)$  nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le tableau, on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir puisque la courbe  $V=f(q, Q)$  qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique (Voir annexe 02 ).

Pour choisir la largeur de déversoir la plus économique on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux pour chaque largeur du déversoir, et du remblai et du béton.

Partie II :

Chapitre II : Etude  
de Variante

## Chapitre II Etude de Variante

### 2- Généralités :

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristique très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme "terre" couvre donc tout en 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, tel que des latérites, des schistes et grès tendres...ect.

Le choix du type de barrage se fait en fonction de la caractéristique locale, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de vallée, du problème de transport et d'approvisionnement, des possibilités en matériel et en main-d'œuvre, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

La construction de la digue en matériaux disponibles aux environs du site de la retenue est un objet de première importance, la variante en béton est moins avantageuse du fait de la disponibilité des matériaux locaux à proximité du site, ainsi que le choix de la gorge qui nécessitera un volume en béton assez important.

#### 2- 1 Choix du type de barrage :

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre :

- Barrage homogène
- Barrage à noyau étanche
- Barrage à masque amont.

##### 2-1-1 Barrage 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 transition en amont, pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable ayant des caractéristiques dans tout le corps du barrage.

##### 2-1-2 Barrage à Noyau :

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 réalisé en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

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

**2-1-3. Barrage à Masque Amont :**

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

Le masque amont est une paroi étanche plaqué sur le talus amont du barrage.

Il existe de nombreuses natures de masque étanche telle que béton de ciment ou bitumineux, chapes préfabriquées suivant sa nature, une couche de protection.

Le masque en amont présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé aux agressions extérieures mécaniques,

Thermique.....ect.

**2-1-4. Variante Choisie:**

Après étude des différentes variantes et vue la présence des matériaux de construction de bonne qualité, on a proposé une étude comparative du point de vue quantitatif entre un barrage homogène en limon argileux est un barrage zoné d'un noyau centrale en limon argileux et que les recharge en matériau meuble et barrage a masque amont en béton arme .

**2-2 Etude Comparative:**

Une étude de comparaison approximative des différentiels volumes de chacun types de barrage choisi parait nécessaire pour faire le choix du type de barrage en fonction de la disponibilité des matériaux de construction.

**2-2-1 Barrage Homogène:**

Pour un barrage homogène en limon argileux ou en limon sableux graveleux d'une hauteur de 61.5 m, les pentes des talus amont varier entre 3 et aval : 3

Le volume du corps de barrage est calculé dans le tableau II-1

**Tableau II-1** calcul du volume des corps de barrage homogène

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m <sup>3</sup>	(DA)	(10 <sup>6</sup> ) DA
Décapage de la couche de terre végétale	m <sup>3</sup>	2095	240	0.51
Enrochement	m <sup>3</sup>	65000	3000	195
Transition des drains et filtres	m <sup>3</sup>	2550	800	2.04
Bitume-gravier	m <sup>3</sup>	800	3000	2.4
Remblai en argile compacte	m <sup>3</sup>	2239474	480	1074.95
Fouille	m <sup>3</sup>	1300	240	0.312
Recharges	m <sup>3</sup>	37000	1100	40.7
<b>Montant total = 1316.9*10<sup>6</sup> (Da)</b>				

**2-2-2 Barrage Zoné:**

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 61.5 m, les pentes des talus amont varier entre 3 et aval 3 le volume du noyau et des recharges sont représenté respectivement dans les tableaux II-5 et II-6.

**Tableau II- 2** calcul du volume du noyau et le barrage pour un barrage zoné

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m <sup>3</sup>	(DA)	(10 <sup>6</sup> ) DA
Décapage de la couche de terre végétale	m <sup>3</sup>	2095	240	0.51
Enrochement	m <sup>3</sup>	-	3000	-
Alluvions	m <sup>3</sup>	-	320	-
Transition des drains et filtres	m <sup>3</sup>	2550	800	2.04
Bitume-gravier	m <sup>3</sup>	800	3000	2.4
Remblai en argile compacte	m <sup>3</sup>	172425.6	480	359.22
Fouille	m <sup>3</sup>	1140	240	0.27
Recharges	m <sup>3</sup>	37000	1100	40.7
<b>Montant total de noyau = 403.14*10<sup>6</sup> (Da)</b>				

**Tableau II- 3** : calcul du volume des recharges pour un barrage zoné

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m <sup>3</sup>	(DA)	(10 <sup>6</sup> ) DA
Décapage de la couche de terre végétale	m <sup>3</sup>	2095	240	0.51
Enrochement	m <sup>3</sup>	184.5	3000	553.5
Alluvions	m <sup>3</sup>	113056	320	353.30
Transition des drains et filtres	m <sup>3</sup>	2550	800	2.04
Bitume-gravier	m <sup>3</sup>	800	3000	2.4
Remblai en argile compacte	m <sup>3</sup>	-	480	-
Fouille	m <sup>3</sup>	1200	240	0.28
Recharges	m <sup>3</sup>	39000	1100	43
<b>Montant total de la recharges = 955.03*10<sup>6</sup> (Da)</b>				

**Montant total =1250.7\*10<sup>6</sup>(Da)**

### 2-2-3 Barrage avec masque en béton:

Pour un barrage avec masque en béton en Alluvion d'une hauteur de 61.5 m, les pentes des talus amont varier entre 2 et aval : 2

Le volume du corps de barrage est calculé dans le tableau II-4

**Tableau II- 3:** calcul du volume du recharge pour un barrage avec masque en béton arme :

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m <sup>3</sup>	(DA)	(10 <sup>6</sup> ) DA
Décapage de la couche de terre végétale	m <sup>3</sup>	2095	240	0.51
Enrochement	m <sup>3</sup>	25600	3000	76.8
Armateur	m <sup>3</sup>	250000	5000	50.05
Transition des drains et filtres	m <sup>3</sup>	620	800	0.496
Bitume-gravier	m <sup>3</sup>	210	3000	0.630
Masque en béton	m <sup>3</sup>	36000	15000	540
Fouille	m <sup>3</sup>	2230	240	0.535
Recharges de alluvion	m <sup>3</sup>	969522.4	1100	881.38
<b>Montant total =1550.42*10<sup>6</sup> (Da)</b>				

**Conclusion :**

Après l'estimation des différents volumes et le coût de chacun des types de barrages et vu la présence des matériaux de construction en qualités limite et d'après les conditions suivantes :

La qualité du limon argileux disponible au niveau de la zone d'emprunt est insuffisante pour la réalisation d'un barrage homogène.

- La construction d'un barrage homogène en limon sableux graveleux est moins étanche par rapport à un barrage zoné de noyau argileux et des recharges en alluvions

Donc on prévoit **un barrage zoné** constitué d'un noyau central d'argileux et que les recharges sont en alluvions

Partie II :

CHAPITRE III :

ETUDE

D'OPTIMISATION

### CHAPITRE III ETUDE D'OPTIMISATION

#### Introduction

Le but de cette étude est la détermination de la largeur optimale du déversoir. Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif du projet (l'évacuateur de crue + la digue à partir des différentes largeurs du déversoir)

Le coût de la digue pour différentes cotes de crête est

Conditionnées par la largeur du déversoir. Le coût de l'évacuateur est en fonction directe avec la longueur du seuil déversant.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = 0,75 H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (III-01)$$

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

- *Formule de Stevenson*

$$H = 0.76 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.26 F^{0.25} \dots\dots\dots (III-02)$$

F : le fetch  $F = 0.61 \text{ Km} \dots\dots\dots (III-03)$

- *Formule de Molitor*

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots (III-04)$$

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

- *Formule de Mallet-paquant*

$$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5} \dots\dots\dots (III-05)$$

*Formule de simplifiée :*

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \dots\dots\dots (III-06)$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

**La Revanche:** Connaissant la longueur du fetch et la vitesse du vent on obtient la revanche, en utilisant des formules empiriques suivantes

**Tableau (III. 1) Des résultats**

Formule	H (m)
<i>Stevenson</i>	0.78
<i>Molitor</i>	0.77
<i>Mallet-paquant</i>	0.750

Valeur adopté : R=1,21

### 3 - 2 Dimensionnement préalable de la digue

#### 3-2- 1 Largeur en crête :

La largeur du barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs.

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

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

- Formule T.KNAPPEN  $b=1.65H_b^{0.5}$  .....(III-07)
- Formule E.F.PREECE  $b=1.1H^{0.5}+1$  .....(III-08)
- Formule PRATIQUE  $b=(5/3).H^{0.5}$  .....(III-09)
- Formule SIMPLIFIEE  $b=3.6.H^{1/3}-3$  .....(III-10)

$H_b$  est la hauteur du barrage prise de  $H_b=cotPHE-cotFond+R$

$$H_b = 255.65 - 195.40 + 1.21 = 61.5m$$

$$H_b = 61.5m$$

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci après:

Tableau (III. 2) calcul de la largeur en crête:

Formules	b (m)	Valeur adaptée
T.KNAPPEN	12 ,9	12(m)
E.F.PREECE	9,55	
PRATIQUE	13.07	
SIMPLIFIEE	12	

Les pentes des talus amont et aval sont respectivement 2

#### ❖ Pentes des talus:

Amont:  $m_1 = 2 \text{ ; } 3$

Aval:  $m_2 = 2 \text{ , } 5 \text{ ; } 3$

#### ❖ Calcul du coût de la digue :

Le coût de la digue est déterminé de la manière suivante :

- le volume du barrage est déterminé en effectuant le calcul suivant:

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:

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi}$$

Ou' :

$b_{cr}$  : largeur en crête du barrage.

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

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

Ou' :  $m_1, m_2$  : fruit du talus amont et avale.

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

$N_{cr}$  : cote de la crête du barrage  $N_{cr} = NNR+H+R$

NNR : le niveau normal de la retenue

H :la charge déversante

R : la revanche

$N_{pi}$  :cote du pied de barrage dans la section i. L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe « i »est déterminer ainsi :

$$S_i = (b_{cr} + B_{pi}) * H_{bi} / 2$$

Avec :  $V_b = V_i$

$$V_i = (S_i + S_{i+1}) * d / 2$$

d : distance horizontale séparant deux sections  $S_i$  et  $S_{i+1}$

En fixant le prix du  $m^3$  de remblai à 350 DA.le coût de la digue pour

Différentes largeurs du déversoir sont présentées dans le tableau IV-2

**Tableau (III. 3) Calcul de longueurs déversant**

Longueurs Déversantes (m)	Charge H (m)	Hauteur du Barrage (m)	Largeur $B_{cr}$ (m)	Longueur en crête
50	8	62	12,00	465
60	7.2	61.2	12,00	465
70	6.5	60.5	12,00	465
90	3,6	57.5	12,00	465

#### ❖ Calcul du volume de la digue :

**Tableau (III. 4) : Calcul du volume de la digue**

Longueurs Déversantes (m)	Charge H (m)	Valeur du remblai $V_r$ ( $10^6 m^3$ )	Coût de remblai ( $10^6 DA$ )
40	9	4.6533	1628.655
50	8	4.6667	1633.345
60	7.2	5.0567	1769.845
70	6.5	5.201	1820.35
90	3.6	5.4667	1913.345

### 3-3- CALCUL DU COUT DE L'EVACUATEUR DE CRUE :

#### 3-3-1 Coût de l'excavation:

Le volume d'excavation est déterminé en utilisant le profil en long de l'évacuateur de crue, le prix du m<sup>3</sup> d'excavation est 275 DA.

#### 3-3-2 Coût du déversoir :

Nous avons choisi un profil normal (profil Greaguer), la variation de la charge sur le déversoir, entraîne le changement de son profil, ainsi pour chaque charge sur le déversoir, correspond une section.

Pour le calcul du coût de déversoir, on estimé que le prix dum<sup>3</sup> de béton est de 15.000 DA Les résultats de calcul des coûts des excavations et du déversoir pour différentes largeurs déversantes sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau (III. 5) : calcul de Coût total

Largeur déversantes (m)	Charge H (m)	Volume D'excavation V (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Coût D'excavation 10 <sup>6</sup> DA	Section du déversoir S (m <sup>2</sup> )	Volume du déversoir V10 <sup>3</sup> (m <sup>3</sup> )	Coût du déversoir 10 <sup>6</sup> DA	Coût total (ex+dev) 10 <sup>6</sup> DA
40	9	0.352	429	45.36	22.68	50,1375	479.13
50	8	0.354	432	46,26	23.13	52,0425	484.04
60	7.2	0.357	436.25	57,07	28.53	54,084	490.33
70	6.5	0.36	440	58.22	29.11	56,0363	496.036
90	3,6	0.3633	445	59.20	29.6	58,023	503.023

#### 3-3-3 Coût du coursier:

Les caractéristiques du coursier sont les suivantes:

- La longueur du coursier est L = 500m
- La hauteur du mur H = h<sub>cr</sub>+R, h<sub>cr</sub> = m , R = 0,8m Q = 3000 m<sup>3</sup>
- la largeur du coursier est : b = Q<sup>0,4</sup>=24.6m
- L'épaisseur est e = 0,5m

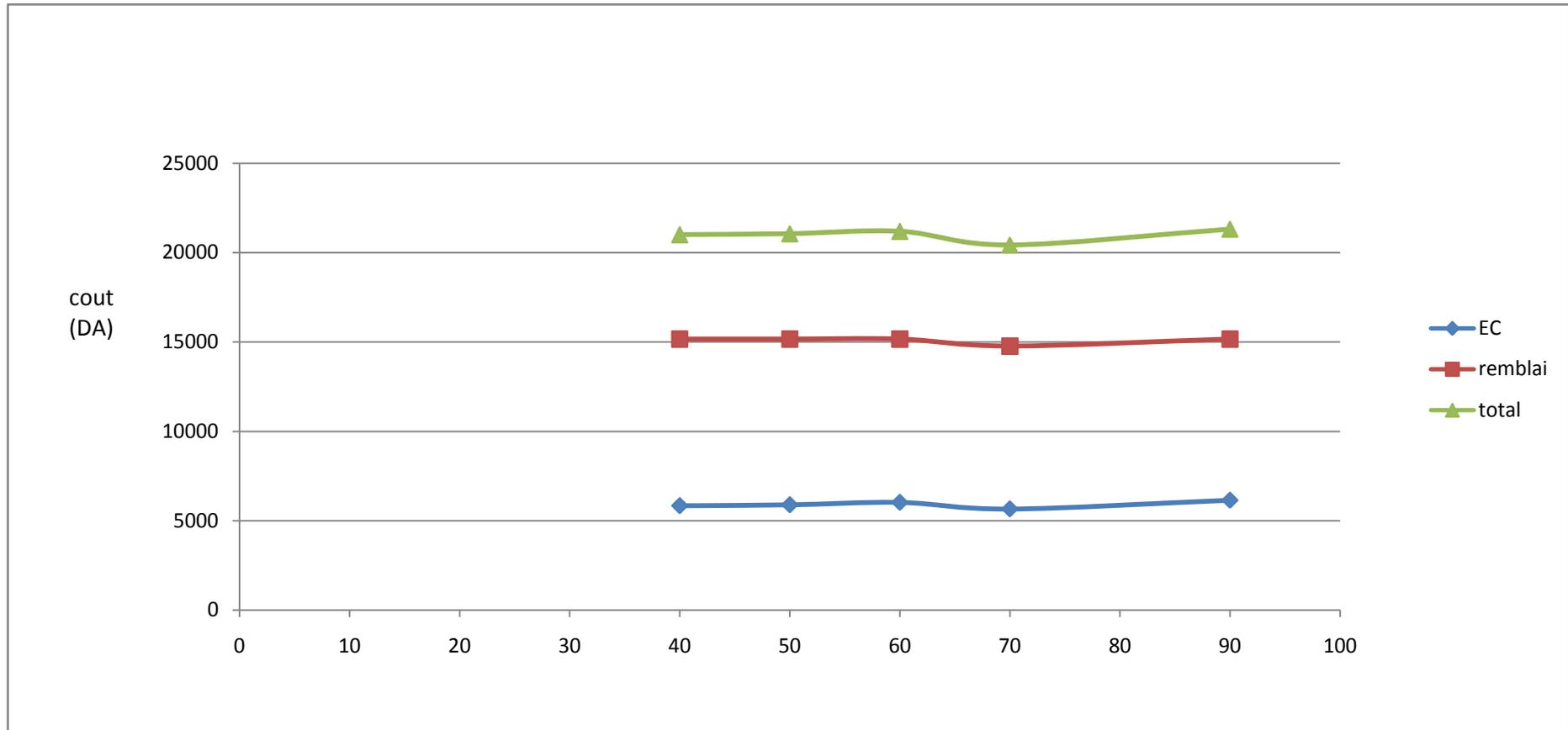
Les résultats sont représentés dans le tableau suivant

Tableau (III. 6) : Coût du Coursier

Longueurs déversantes L(m)	Débit Déversés (m <sup>3</sup> /s)	Section S (m <sup>2</sup> )	Volume du béton V (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Coût du Coursier 10 <sup>6</sup> DA
40	1215,44	30.5	14	210
50	1253,73	31	15	225
60	1286,21	32	15.76	236.4
70	1313,01	32.99	16	240
90	1334,26	33.2	17	255

**3-4 Coût total de la digue plus l'évacuateur de crue :****Tableau (III. 7) : Coût total**

h (m)	cout excavation		devrsoir exc+ddev		coursier	E V C	Digue	total
	10 <sup>6</sup> DA	V 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	10 <sup>6</sup> DA	10 <sup>6</sup> DA				
40	5290	22,66	339,9	5629,9	210	479.13	1628.655	2317,785
50	5320	23,13	346,95	5666,95	225	484.04	1633.345	2342,385
60	5362,5	28,53	427,95	5790,45	236.4	490.33	1769.845	2496,675
70	5000	29,11	436,65	5436,65	240	496.036	1820.35	2556,881
90	5450	29,6	444	5894	255	503.023	1913.345	2671,368



**Fig (III. 1): Optimisation**

De la courbe d'optimisation, on tire la largeur du déversoir optimale qui est  $L = 70$  Cette longueur correspond à  $H = 6,5\text{m}$   
 $Q_{\text{dev}} = 2400 \text{ m}^3/\text{s}$

Partie II :

CHAPITRE IV :  
TRAITEMENT DE FONDATION  
ET AUSCULTATION

## CHAPITRE IV

### TRAITEMENT DE LA FONDATION ET AUSCULTATION DU BARRAGE

#### 4-1 TRAITEMENT DE LA FONDATION :

##### 4-1-1 Raccordement de la digue avec les berges :

Le raccordement des barrages avec les berges est réalisé en plan incliné avec les petites terrasses pour l'allégement de l'exécution des travaux de la construction des barrages (figure IV-01).

Il est impossible d'élaborer des raccordements avec les gradins verticaux puisque par suite de variations brusques des hauteurs du remblai. Le corps du barrage peut avoir des fissures transversales. (Figure IV-02 )

Voir annexe N° 04

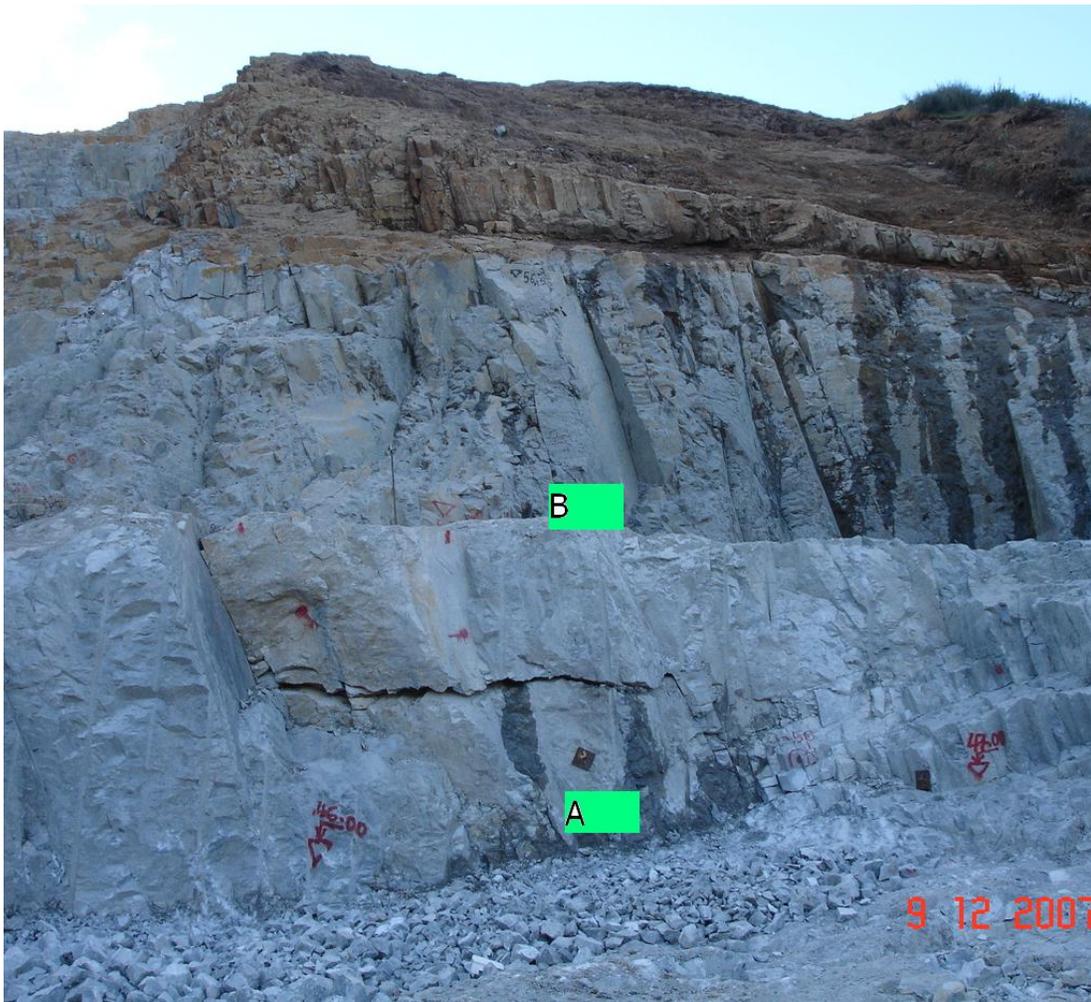


Fig IV N° 01 fondation



**Fig IV N° 02** fondation et fissures transversales

Figiez. Raccordement du corps du barrage avec les berges.

i- En plan incliné ; b- Avec les gradins verticaux.

1- Crête du barrage.

2- gradins verticaux.

3- fissures transversales.

4- Plan incliné.

#### **4-1-2-Traitement superficiel :**

Pour le traitement des fondations du barrage ; Il est nécessaire en premier lieu d'enlever les sédiments superficiels au-dessous du noyau d'argile.

Dans notre cas, il est nécessaire d'excaver à une hauteur de 5 m au droit du lit jusqu'à atteindre la roche.

-Le tapis dans le lit de l'oued est réalisé après décapage de la couche de sable et le gravier (**série géol.1 et 1.A tabla**)

L'exécution du tapis imperméable doit commencer de l'Est et de l'Ouest vers la galerie de dérivation provisoire. De cette manière est assurée le drainage du terrain prévu pour le tapis.

-Pour les tapis sur les rives, avant la pose de l'argile. Il est prévu lors de décapage de la base de 0,5m et l'étalement d'une couche de gravier d'une épaisseur de 0,4m.

Les tapis vont être protégés par une couche d'enrochement.

#### **4-2 AUSCULTATION:**

Pour la mesure des déformations de la digue et du niveau de ligne de dépression et de la résistance à l'infiltration est prévue l'implantation :

- Repères géodésiques sur la crête, les bermes, la fondation de la digue et les versants.
- Tassomètres.
- Mesure de la pression interstitielle dans le noyau.
- Piézomètres dans le corps de la digue et les versants.
- Mesure de l'infiltration à l'aval de la digue

Ainsi que les dispositifs pour l'auscultation sismique sont installés et qui sont composés d'un sismographe automatique. Il captera les vibrations dans les trois directions et les enregistrera automatiquement, le montage de ce dernier s'effectuera une fois que la digue est achevée.

Partie II :

CHAPITRE V :  
conception de la digue

**CHAPITRE V: CONCEPTION DE LA DIGUE****5-1-CONCEPTION DE LA DIGUE :**

La variante proposée – barrage zoné avec noyau d'argile

**5-1-1 Détermination de la revanche :**

La revanche est prévue à faire face au déferlement des vagues

$$R=1,21 \text{ m}$$

**5-1-2 Détermination de la hauteur du barrage :**

$$H_b = H_c + H_e$$

$H_e$  : Hauteur excavate  $H_e = 0,5 \text{ m}$

$H_c$  : 61.5 m

**5-1-3 Largeur en crête du barrage :**

Calculer selon :

Formule de T.KNAPPEN :

$$b_{cr} = 1,65\sqrt{H} \dots\dots\dots(V-01)$$

$H$  : Hauteur du barrage (m).

$$b_{cr} = 12.9$$

Formule de PREECE :

$$b_{cr} = 1,10\sqrt{H} + 1 \dots\dots\dots(V-02)$$

$H$  : Hauteur du barrage (m).

$$b_{cr} = 9.55 \text{ m}$$

On prend  $b_{cr} = 12,00\text{m}$

**5-1-4 les bermes :**

Pour des hauteurs dépassant les dix mètres de la digue en prévoient des bermes, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus d'autres objectifs tel que l'accès pour la réparation de talus amont et aval. Les bermes sont de (4 m ) mètres de largeur. On prévoit une berme tous les (15-20)m.

- **Amont :**

┆berme = 21m La côte du berme ┆221.5m et 241.5┆ m et 261.5┆ m

- **Aval :**

┆berme = 21m La côte du berme ┆221.5m et 241.5┆ m et 261.5┆ m

**5-1-5 Pentes des talus :**

Les talus ont en général des pentes variables

Amont 1÷3

Aval 1÷3

Les pentes du talus peuvent être corrigées dans le cas où la stabilité ne serait pas vérifiée.

### 5-2-1 Dimensionnement du noyau :

Il n'existe pas une règle pour le dimensionnement du noyau, on procède au pré dimensionnement de celui-ci, après on vérifie la condition suivante :

$$J = \frac{\Delta H}{B_{\text{moy}}} \leq J_{ad} \dots\dots\dots (V-03)$$

J : gradient hydraulique du noyau.

$\Delta H$  : différence de charge à l'entrée et à la sortie du noyau.

$B_{\text{moy}}$  : Largeur du noyau.

Pour éviter le siphonage dû à l'effet de la capillarité par la crête du noyau on prend :

$$\Gamma_{\text{noyau}} = \text{NPHE} + 0,5$$

$$\Gamma_{\text{noyau}} = 255.5 + 0.5 = 256\text{m}$$

### 5-2-2 Largeur en crête du noyau :

Prise en général de l'ordre de 5 à 7 m donc :  $b_{\text{crN}} = 6\text{m}$

**Tableau ( V.1) : Classe de barrage en terre**

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs des barrages, m			
- Sols rocheux.	>100	70÷100	25÷70	<25
- Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique.	75	35÷75	15÷35	<15
- Terrain argileux plastique.	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau précédent, notre barrage appartient à la classe **III**

$J_{\text{adm}}$  : Gradient admissible donné par le tableau suivant :

**Tableau ( V.2) : Gradient admissible**

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compacté	1.50	1.50	1.80	1.95
Limon	1.05	1.15	<b>1.25</b>	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

On prend  $J_{adm}=1.25$

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

$H_2$  : Hauteur d'eau à l'aval ( $H_2=0$ ).

$H_1$  : Hauteur d'eau à l'amont ( $H_1=54$  m)

$$J = \frac{\Delta H}{B_{moy}} = \frac{H_1 - H_2}{B_{moy}}$$

$$\frac{H_1 - H_2}{B_n} \leq J_{adm} \dots\dots\dots(V-04)$$

$$B_n \geq \frac{H_1}{J_{adm}} = \frac{54}{1.25} = 43.2$$

**$B_n=43.2$  m**

D'où les pentes des talus du noyau :

$$B_n = b_{nct} + 2 m H_n$$

Où :  $H_n$  : Hauteur du noyau.

$m$  : Fruit du noyau.

$$\Rightarrow m = \frac{B_n - b_{nct}}{H_{noy}} \quad H_{noy} = 60 \text{ m}$$

$$m = \frac{43.2 - 6}{60} = 0.6 \quad ; \quad m = 0.6$$

D'où :  $m_1 = m_2 = 0.6$

### 5-3 Les tapis d'argile dans le lit et les rives de l'oued :

En cas de grande épaisseur de la couche perméable on construit le tapis étanche ayant les dimensions suivantes selon les expressions suivantes :

$$t_t^{\max} = \sqrt{0,195T^2 + 2.\sigma.T} \quad \text{avec: } t_t^{\max} \leq 20 \dots\dots\dots(V-05)$$

$T=20$  m

Où :

$T$  : La profondeur de la fondation perméable.

$$\sigma = K_f / K_t$$

$K_f$  : Coefficient de perméabilité de la fondation.

$K_t$  : Coefficient de perméabilité du tapis.

#### 5-3-1 Dans le lit de l'oued :

$$t_t = \sqrt{0,195 \times (20)^2 + 2 \cdot \frac{5 \cdot 10^{-6}}{3.23 \cdot 10^{-9}} \cdot 20} = 249 \text{ m}$$

Donc  $t_i^{\max} = 20\text{m}$

### 5-3-2 Les tapis sur les flancs :

Les tapis sur les flancs assurent l'imperméabilité des flancs jusqu'à la côte garantie :  $\nabla RN = 196 \text{ m}$

### 5-4 Protection des talus :

Les talus sont susceptibles à plusieurs dangers tel que :

- Erosion causée par les vagues de la retenue, ruissellement de la pluie ou des vents.
- Action de l'homme.
- Animaux creuseurs.

#### 5-4-1 Talus aval :

Une pelouse d'herbe est proposée en une couche végétale de 30cm  
-Le talus aval sera protégé par une couche de tout venant de l'oued ou pierres concassées à granulométrie de 30 à 60 cm plus ou moins uniforme sur une épaisseur de 1m.

**-rigole sur berme :** La rigole sur berme aval a pour but de véhiculer les eaux de précipitation vers la rigole du pied de la digue pour finir dans le lit de l'oued.

**-rigole du pied de la digue :** La projection d'une rigole après le dispositif de drainage a pour fonction de véhiculer les eux d'infiltration et les eaux superficielles vers le lit de l'oued.

#### 5-4-2-1 couches de préparation des revêtements :

Elles sont construites pour éliminer les déformations d'infiltration des sols du corps des barrages en cas de la laisse rapide du plan d'eau de la retenue au moment de sa vidange et en cas des actions dynamiques des vagues de vent. Des exigences principales aux sols des couches de préparation sont les mêmes qu'aux sols du filtre inversé, mais il faut noter que les particules des couches de préparation sont soumises eux actions dynamiques de l'écoulement souterrain, c'est pourquoi on utilise les sols qui ne sont pas soumis au renard.

#### 5-4-2-2 La condition de l'absence du renard dans le sol même est la suivante :

$$\frac{D_3}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} \left( + 0,05 \eta \right) \frac{n}{1-n} \quad \dots\dots\dots(V-06)$$

Ou,  $D_3, D_{17}, \eta$  et  $n$  - paramètre du sol de la couche de préparation.

On vérifie aussi le rapport des coefficients de perméabilité des sols au contact d'après la formule :

$n$  : porosité de sols

$\eta$  : Indice

$$n = \frac{K_{noy}}{K_{ta}} \dots\dots\dots(V -07)$$

$$n = \frac{1,5 * 10^{-7}}{5,7 * 10^{-7}} = 0,263$$

$$\eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,66}{1,75} = 0,377$$

$$0,32\sqrt{\eta} + 0,05\eta^{\frac{n}{1-n}} = 0,1$$

$$\frac{D_3}{D_{17}} \geq 0,10$$

$$\frac{D_3}{D_{17}} = \frac{2}{1,20} = 1,667$$

$$\frac{D_3}{D_{17}} = 1,667 \geq 0,10$$

Donc la condition d'absence du renard dans le sol même est vérifiée.

.Si le talus est constitué des sols non cohérents, la vérification se fait d'après les méthodes de TERTSAGUI ou L'ISTOMINO.

On vérifie aussi la condition de l'absence de l'affouillement de contact

$$I_e^c \leq 0,75 I_{e2} \dots\dots\dots(V -08)$$

Ou'  $I_e^e$  - gradient hydraulique de calcul ou contact du barrage avec la couche de préparation.

$$I_e^e = 1,35 \sin \beta = 0,412 \dots\dots\dots(V -09)$$

Ou'  $I_{e2}$  - gradient critique que l'on détermine suivant la formule

$$I_{e2} = \frac{1}{\sqrt{D_0^{\max}}} - 0,75 \dots\dots\dots(V-10)$$

$$I_{e2} = \frac{1}{\sqrt{D_0^{\max}}} - 0,75 = 1.68$$

Ou'  $D_0^{\max}$  est donné dans la formule embarque

La vérification du contact est produite de la manière suivante

$$D_0^{\max} = 0,455 \sqrt[6]{\eta} \left( + 0,05\eta \right)^{\frac{n}{1-n}} D_{17} \dots\dots\dots(V-11)$$

$$D_0^{\max} = 0.169$$

$$I_e^e = 0.412 \leq 0,75 I_{e2} = 1.26$$

Donc la condition d'absence du renard dans le sol même est vérifiée

### 5-4-3 Pour le revêtement en enrochement

#### Calcul de l'épaisseur du revêtement

**a) : 1<sup>ère</sup> méthode:**

Paramètres du revêtement : Le diamètre moyen de la pierre réduit en une sphère, d'où :

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{Q}{0,524 \cdot \gamma_p}} \dots\dots\dots(V-12)$$

Où :  $\gamma_p$  : Poids volumique de la pierre (  $\gamma_p = 24 \text{ KN/m}^3$  ).

Q : Poids d'une pierre, calculée par la formule suivante.

$$Q = \frac{0,025 \cdot \gamma_p h^2 \lambda}{\left( \frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \sqrt{1 + (m_1)^3}} \quad (V-13)$$

Où :

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau en  $\text{tf/m}^3$ .

h : Hauteur des vagues.

$\lambda$  : Longueur d'onde de la vague en m.

Selon LABOZOVSKY :

$$\lambda = \alpha \lambda_0$$

$$h = B h_0$$

Où :

$\lambda_0$  et  $h_0$  : Valeurs calculées en eau profonde.

$\alpha$  et  $B$  : Coefficient en fonction de la hauteur maximale d'eau dans la retenue .

Avec :

$$h_0 = 0,073 KW \sqrt{D\varepsilon} \dots\dots\dots(V-14)$$

$$\lambda_0 = 0,073 W \sqrt{D/\varepsilon} \dots\dots\dots(V-15)$$

$K$  : Coefficient caractérisant l'intensité et l'accroissement de la vague

$$K = 1 + e^{-0,44D/W} \dots\dots\dots(V-16)$$

$\varepsilon$  : Cambrure de la vague.

$$\varepsilon = 1/(9 + 19e^{-14/W}) \dots\dots\dots(V-17)$$

$D$  : Longueur d'élan qui devra vérifier la condition

$$D < D_{cr} = 30W^2.\varepsilon$$

$$D_{cr} = 30W^2.\varepsilon = 24.06 \text{ Km}$$

$$D = 7 \text{ Km.}$$

$$W = 2.7 \text{ m/s.}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

$$\beta = 0.79 ; \alpha = 0.7$$

**Tableau ( V.3) : Détermination de la protection du talus amont**

Formule	Valeur
$\varepsilon = 1/(9 + 19e^{-14/W})$	0,11
$K = 1 + e^{-0,44D/W}$	1.32
$\lambda_0 = 0,073 W \sqrt{D/\varepsilon}$	1.57
$h_0 = 0,073 KW \sqrt{D\varepsilon}$	1.2
$h_0 / \lambda_0$	0,76
$\alpha = f(h_0 / \lambda_0)$	0,7
$B = f(h_0 / \lambda_0)$	0,79
$h = Bh_0$	0.95
$\lambda = \alpha \lambda_0$	1.25

$$Q = \frac{0,025 \cdot 24 \cdot (0,95)^2 \cdot 1,25}{\left[ \frac{24}{10} - 1 - \sqrt[3]{1 + (2)^3} \right]} = 0,082 \text{ K.N}$$

$$Q = 0,082 \text{ K.N}$$

Donc :

$$D_p = \left[ \frac{0,082}{0,52 \cdot 24} \right]^{1/3}$$

$$D_p = 0,187 \text{ m} \quad D_p = 0,187 \text{ m}$$

L'épaisseur de la couche est estimée à

$$\delta = (2,5 \div 3) D_p$$

$$\delta = 2,5 * 0,187 = 0,45 \text{ m}$$

**b) 2<sup>ème</sup> méthode:**

$$e = cv^2 \dots\dots\dots(V-18)$$

$e$ : épaisseur de l'enrochement en (m).

$v$ : vitesse de propagation des vagues.

$C$ : coefficient dépendant de la pente des talus et du poids spécifique ( $\delta$ ) de l'enrochement.

**Tableau ( V. 4) : Valeurs de C en fonction des pentes de talus et  $\delta$ .**

Pente du talus	Valeurs de $c$ pour différents poids spécifiques		
	$\delta = 2.5$	$\delta = 2.65$	$\delta = 2.80$
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

Pour une digue zone  $c = 0.028$ .

$$e = 0.26 \text{ m}$$

**c) 3<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 des hauteurs des vagues.

**Tableau ( V. 5) : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.**

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimal de la couche d'encrochement (m)	$D_{\min}$ (m)
0 ÷ 0.3	0.3	0.2
0.3 ÷ 0.6	0.4	0.25
0.6 ÷ 1.2	0.45	0.3
1.2 ÷ 1.8	0.55	0.4
1.8 ÷ 2.4	0.7	0.45
2.4 ÷ 3	0.8	0.55

Pour notre cas,  $0.6 < H < 1.2$  m;  $e = 0.45$  m.

$$D_{\min} = 0.3 \text{ m.}$$

Donc l'épaisseur du revêtement  $D_{\min} = \mathbf{0.45 \text{ m}}$

### 5-5 Disposition des drains et filtres :

#### 5-5-1 Les filtres :

Les filtres jouent un rôle considérable dans la sécurité des barrages en terre, permettant de baisser le niveau de la ligne phréatique et assurer l'évacuation libre de l'eau de filtration, ainsi la prévention de l'utilisation de tel sol comme une couche de transition, peut être effectué selon les recommandations de TERZAGUI.

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

$D_{15}$  : Diamètre des particules du sol protégeant correspond à 15%

$d_{85}$  : Diamètre des particules du sol protégé correspond à 85%

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{1.25}{0.3} = 4.166$$

La condition de TERZAGUI n'est pas vérifiée donc, une couche filtrante n'est pas nécessaire, on doit prévoir une couche de préparation, c'est à dire une **couche de revêtement** allégée d'un diamètre compris dans la fourchette ( 20 ÷ 40 ) cm afin d'avoir une uniformité du talus amont, cette couche sera d'une épaisseur de **0,20m**.

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{20}{16,50} = 1,21 < 4.$$

**a) Détermination de la granulométrie du filtre**

$$D_{15}^F = (3 \div 4)d_{85} = (3 \div 4) \cdot 0,3 \text{ mm}$$

Avec :

$d_{85} = 0,3 \text{ mm}$  Diamètre à 85% du sol de noyau (argile)

$$D_{15}^F = (0,9 \div 1,2) \text{ mm} \quad D_{15}^F = 1 \text{ mm}$$

D'après le fuseau granulométrique N°3, on remarque une bonne satisfaction de la condition.

$D_{15}^F$  : varie entre **0,9 ÷ 1.2 mm**

On peut aussi justifier l'utilisation du sol du **fuseau N°3** comme filtre d'une autre manière, détermination des limites de la courbe granulométrique du filtre par la condition suivante :

$$12 < \frac{D_{50}^F}{d_{50\text{sol}}^{\text{sol}}} < 58 \quad \text{Pratique américaine}$$

Avec :

$D_{50}^F$  : Diamètre des particules du sol du filtre correspond à 50%.

$$D_{50}^F = 0,33 \text{ mm}$$

$d_{50}^{\text{sol}}$  : Diamètre des particules du sol du noyau argile, correspondant à 50%,  $d_{50}^{\text{sol}} = 0,007 \text{ mm}$

$$\frac{D_{50}^F}{d_{50}^{\text{sol}}} = \frac{0,33}{0,007} = 47$$

$12 < 47 \cdot 15 < 58$  La condition est vérifiée.

Donc l'utilisation des fuseaux N°3 comme filtre est justifiée.

On prévoit alors, une couche de filtre d'épaisseur 1m qui assurera une transition sans filtration de formation.

**b) Vérification du contact entre le filtre et le noyau :**

$$\frac{D_{15}^F}{d_{85}} < 4$$

$$D_{15}^F = 1,00 \text{ mm.}$$

$$d_{85} = 0,3 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15}^F}{d_{85}} = \frac{1}{0,3} = 3,33 < 4$$

Le contact a est vérifié, donc on a besoin d'une zone de transition

**c) Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre :**

$$K_f > (2 + \sqrt[6]{UF})K_n \dots\dots\dots(V-19)$$

Où :

$K_f$  : Coefficient de perméabilité du filtre  $10^{-6}$  m/s

$K_n$  : Coefficient de perméabilité du noyau  $5.3 \cdot 10^{-8}$  m/s.

$$UF = \frac{D_{60}^F}{D_{10}^F} = 0.378$$

$$(2 + \sqrt[6]{UF})K_n = 1.5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$$

$$K_f = 10^{-6} > 1.5 \cdot 10^{-7}$$

Donc, la perméabilité du filtre est suffisante.

**Conclusion :**

On va réaliser deux filtres, l'un du côté du talus amont du noyau et du côté aval, on va le réaliser au-dessous de la ligne phréatique.

**5-5-2 Les drains :**

On construit les drainages dans les barrages en terre dans le cas où la hauteur de ces barrages est égale ou supérieure à 6m. Ils sont destinés pour l'abaissement de la courbe de dépression, pour la prévention de la sortie de l'écoulement souterrain au bief aval.

Le drainage a deux parties fondamentales : De réception ( de prise d'eau ) et d'évacuation.

**5-6 Dimensionnement du prisme :**

Fruits des talus

$$m_1 = (1 \div 1,75) \text{ on prend } m_1 = 1,5$$

$$m_2 = (1,5 \div 2,5) \text{ on prend } m_2 = 1.85$$

➤ Hauteur

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,2)H_b \dots\dots\dots(V-20)$$

$H_b$  : Hauteur du barrage  $H_b = 61.5$  m

On prend,  $h_d = 0,2H_b$  et on opte  $h_{dr} = 12.5$  m

➤ Largeur en sommet

$$b_{dr} = (1/3 \div 1/4)h_{dr} \dots\dots\dots(V-21)$$

$$b_{dr} = 1/4 \cdot 12.5 = 3.125 \text{ m}$$

➤ Largeur en base :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2)h_{dr} \dots\dots\dots(V-22)$$

$$B = 46.9 \text{ m}$$

**Le schéma voir plancha N°04**

Partie II :

Chapitre VI : Etude  
d'infiltration

## Chapitre VI : Etude d'infiltration

### Introduction

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

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

Les méthodes hydrauliques sont largement utilisées dont les quelles on considère l'écoulement souterrain stabilisé en cas de problème plan.

Ces méthodes permettent de déterminer la position de la ligne phréatique, les débits de fuite à travers et la fondation du barrage ; les valeurs moyennes de vitesse et le gradient de filtration.

Dans cette méthode il est nécessaire de déterminer le tracé de la ligne phréatique pour estimer le débit de fuite à travers le barrage ; et apprécier les risques d'émergence de l'eau pratiquement dangereux le long de talus aval. Ce tracé est effectué à partir du cas théorique simple ; étudié par KOZENY

### 6.2 Calcul de l'infiltration d'un barrage à noyau sur fondation imperméable :

#### 6.2.1 Hypothèses de calcul de la ligne de saturation :

Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :

- Que le sol est homogène et isotrope. C'est-à-dire que la perméabilité horizontale est identique à celle verticale.
- Que la ligne de saturation suit la loi de la parabole de KOZENY.
- Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

La parabole de la courbe de KOZENY s'écrit comme suit

$$(X + Y_0)^2 = X^2 + Y^2 \dots \dots \dots (VI-01)$$

$$Y_0 = \sqrt{(H^2 + d^2)} - d \dots \dots \dots (VI-02)$$

d : Largeur en base du noyau diminuée de 0.7b=22.68 (d =55.32m).

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont (b =32.4 m).

(Déterminé graphiquement).

$h$  : L a hauteur d'eau en amont ( $h=54$  m).

On trouve  $Y_0 = 22$  m.

La ligne de saturation coupe le talus aval en «  $C_0$  » à une distance de  $(a+\Delta a)$  du point d'intersection de la parabole de KOZENY. avec le talus aval du noyau.

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de KOZENY. on raccorde celui-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

L'équation de la parabole s'écrit :  $Y^2 = 484-44.X$

**Tableau ( VI. 1) : de la ligne de saturation :**

x	y		
55.32	54.02	28	41.42
55	53.89	27	40.89
54	53.48	26	40.35
53	53.07	25	39.80
52	52.65	24	39.24
51	52.23	23	38.68
50	51.81	22	38.11
49	51.38	21	37.52
48	50.95	20	36.93
47	50.52	19	36.33
46	50.08	18	35.72
45	49.64	17	35.10
44	49.19	16	34.47
43	48.74	15	33.82
42	48.29	14	33.17
41	47.83	13	32.50
40	47.37	12	31.81
39	46.90	11	31.11
38	46.43	10	30.40
37	45.96	9	29.66
36	45.48	8	28.91
35	44.99	7	28.14
34	44.50	6	27.35
33	44.00	5	26.53
32	43.50	4	25.69
31	42.99	3	24.82
30	42.47	2	23.92
29	41.95	1	22.98
		0	22.00

Le point d'intersection de la face avale du noyau est déterminé par l'équation polaire de cette parabole.

$$C = \frac{\Delta a}{a + \Delta a} \dots\dots\dots (VI-03)$$

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha} \dots\dots\dots (VI-04)$$

$\alpha$  : C'est l'angle de face aval du noyau avec l'horizontale.

A partir de l'abaque de Cazagrande on détermine « C ».

$$\alpha = 121^\circ \quad \text{et} \quad C = 0.35.$$

$$a + \Delta a = 14.52 \quad \text{d'où :} \quad \Delta a = 5.08 \text{ m. et } a = 9.44 \text{ m.}$$

### 6.2.2 Calcul du débit de fuite à travers le noyau :

Le débit de fuite à travers le noyau est déterminé par la formule suivante :

$$q_n = K_n Z_0 \dots\dots\dots (VI-05)$$

Avec :

$$Z_0 = (\sqrt{h^2 + d^2} - d) \dots\dots\dots (VI-06)$$

$q_n$  : Débit d'infiltration en ( m<sup>3</sup>/s .ml).

$K_n$  : Coefficient de perméabilité du noyau en (m/s).

$$Z_0 = Y_0 = 22 \text{ m.}$$

$$K_n = 1,5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$$

$$\mathbf{q_n = 33 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s/ ml}}$$

### 6.2.3 Calcul du débit de fuite à travers la fondation :

Dans ce cas, on considère le débit de fuite à travers la clé d'étanchéité donné par la formule :

$$q_p = K_p \frac{H_1^2 - h_1}{S_p} P \dots\dots\dots (VI-07)$$

$K_p$  : Coefficient de perméabilité de la parafouille ( $K_p = 5.7 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ )

$H_1$  : Charge d'eau à l'amont  $H_1 = 54$  m.

$S_p$  : Distance moyenne de la parafouille.  $S_p = 68$  m.

$P$  : Profondeur de la parafouille ( $P=10$  m).

$h_1$  : Niveau d'eau amont de la ligne de saturation dans la recharge donné par la relation :

$$h_1 = \sqrt{2LY_0 \frac{K_n}{K_r} + h_0^2} \dots\dots\dots (VI-08)$$

$h_0$  : Niveau d'eau à l'aval.  $H = 0$  m.

$y_0$  : Ordonnée de la parabole théorique ( $y_0= 22$  m).

$L$  : longueur du massif ( $L = 475$  m).

$K_n$  : Coefficient de perméabilité du noyau  $K_n = 1.5 \cdot 10^{-7}$  m /s.

$K_r$  : Coefficient de perméabilité de la recharge  $K_r = 5.7 \cdot 10^{-7}$  m/s

On trouve :  $h_1 = 15.8$  m.

Donc le débit de fuite à travers la fondation sera :

$$q_p = 2.43 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s/ml}.$$

#### 6.2.4 Débit total d'infiltration :

Le débit partiel d'infiltration et le débit à travers le noyau et la recharge est donné par :

$$q_T = q_n + q_p$$

$$\text{On trouve } q_T = 2.47 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s/ml}.$$

Alors le débit total sera  $Q = q_T \cdot L$

$L$  : longueur en crête du barrage  $L = 475$  m.

Ce qui donne la valeur de  $Q = 0.117 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Partie II :

Chapitre VII : Etude  
de la stabilité

**Chapitre VII: Etude de la stabilité****7-1 Généralités sur l'étude de stabilité des pentes (barrage)**

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols les plus courantes sont celles de Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu, la méthode dite des coins, ou encore celle dite des perturbations en faveur en France. Toutes sont des méthodes d'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la **pression interstitielle** qui peut s'installer de façon durable dans le remblai :

- en raison des écoulements permanents à travers le remblai ;
- en conséquence des variations de contraintes, résultant de la construction, d'une vidange rapide, ou bien de séismes.

Plusieurs **configurations** doivent être **analysées** :

- **état normal en service**, retenue pleine : le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités ;
- **fin de construction** : pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées ; cas souvent dimensionnant pour le talus aval ;
- **fin de vidange rapide** : après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont ; ce cas est souvent dimensionnant pour le talus amont ;

Les coefficients de sécurité couramment admis en fonction de classe de barrage dans le tableau suivant

**Tableau ( VII. 1) : Coefficient de stabilité admissible des talus**

Combinaison des charges Et des actions	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	V
Fondamentales	1.30-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.05
Singulières	1.10-1.05	1.10-1.05	1.10-1.05	1.05

En général les coefficients couramment admises sont:

- 1,5 pour les conditions normales de service ;
- 1,3 pour la fin de construction et la vidange rapide ;
- 1,0 pour le séisme maximal probable.

#### 7-1-1 Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

**a.** glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

**a-1.** Glissement en cascade.

**a-2.** 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.

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en 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 «  $k_{adm}$  »

#### 7-2 Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

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

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H<sub>b</sub> : Hauteur totale du barrage.

(K<sub>1</sub>-K<sub>2</sub>) : sont déterminés d'après le tableau (VI.02) en fonction de pentes de talus.

**Tableau ( VII. 2): valeurs de K1, K2 en fonction de pente de talus**

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
K <sub>1</sub> = R <sub>1</sub> /H <sub>b</sub>	0,75	0,75	<b>1,0</b>	1,5	2,2	3
K <sub>2</sub> = R <sub>2</sub> /H <sub>b</sub>	1,5	1,75	<b>2,3</b>	3,75	4,8	5.5

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R<sub>1</sub> ; R<sub>2</sub> avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite un courbe rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c.à.d entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

$$R_1 = 1 * 61.5 = 61.5 \text{ m}$$

$$R_2 = 2.3 * 61.5 = 141.45 \text{ m}$$

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 :

- Poids de la tranche « G ».
- Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
- Forces de pressions interstitielles.
- Forces de Cohésion.
- L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

✓ Composante normale (forces stabilisatrices) :

$$\square N = G_n \cos \alpha \dots \dots \dots (\text{VII -01})$$

✓ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :

$$\square T = G_n \sin \alpha \dots \dots \dots (\text{VII -02})$$

✓  $\alpha$  : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

### Les caractéristiques géotechniques des sols :

Elles sont représentées dans le tableau (VI.03) suivant :

**Tableau ( VII. 3) : Caractéristique géotechnique**

Paramètres	Unité	Corps du barrage	
		Argile	Alluvions
$\varphi$	Degré (°)	25	32
C	T/m <sup>2</sup>	5	1
$\gamma_{sat}$	T/m <sup>3</sup>	21	27
$\gamma_d$	T/m <sup>3</sup>	17	21

### 7-2-1 Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

#### a). Force de pesanteur :

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

La formule s'écrit :

$$\checkmark \quad G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) \dots \dots \dots (VII -03)$$

$h_1, h_2$  : hauteurs des tranches.

$\gamma_1$ : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation. ( $\gamma_d$  : densité sèche).

$\gamma_2$ : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation. ( $\gamma_{sat}$  : densité du matériaux de construction à l'état saturé).

$b$  : largeur de la tranche.

Cette force là a deux composantes :

- **$N_n = G_n \cdot \cos \alpha$**  : qui est une force normale stabilisatrice.

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

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

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha} \dots \dots \dots (VII -04)$$

\* Pour le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche la densité déjaugée

$$\gamma' = (\gamma_{sat} - 1) \dots \dots \dots (VII -05)$$

**B) Forces de pression interstitielles :**

Dans le cas où le réservoir est plein la force de pression interstitielle se calcule comme suit :

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots(VII -06)$$

**Avec :**

U : pression interstitielle.

dl : longueur en arc de la tranche.

$\gamma_w$ : poids volumique de l'eau  $\gamma_w = 1 \text{ KN/m}^3$ .

h : hauteur de la tranche.

**C) Forces de cohésion :**

$$\checkmark \quad F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots(VII -07)$$

**Avec :**

C: Cohésion du sol considéré.

**d) Forces dues au séisme :**

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

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots(VII -08)$$

**Avec :**

a : Coefficient de séisme (a=0,15).

$G_n$  : Poids de la tranche.

**7-2-2 Classement des forces :**

On peut classer toutes ces forces comme suit :

**7-2-2-1 Les forces stabilisatrices :****a) Force de frottement :**

$$F_1 = N_n \cdot \text{tg } \varphi - U \cdot dl \cdot \text{tg } \varphi \dots\dots\dots(VII -09)$$

Avec:

$\varphi$  : Angle de frottement.

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

**b) Force de cohésion :**

$$F_c = c \, dl \quad \text{Avec :} \quad dl = \frac{b}{\cos(\alpha)} \dots\dots\dots(\text{VII -10})$$

b : largeur de la tranche.

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

$$M_s = [ (N_n - U \, dl) \, \text{tg}\varphi + c \, dl ] \, R. \dots\dots\dots(\text{VII -11})$$

R : rayon de la courbe de glissement.

**7-2-2-2 . Les forces déstabilisatrices (motrices):**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle au cercle de glissement, elle tend à faire glisser la tranche du talus vers le bas.

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

$$\mathbf{M} = \mathbf{R} \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots(\text{VII -12})$$

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

$$\mathbf{M}_T = \mathbf{a} \, \mathbf{G}_n \, d_n. \dots\dots\dots(\text{VII -13})$$

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

**7-3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :**

**7-3-1 calcul de Ks : fonctionnement normale et Fin de construction**

Le coefficient « Ks » est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les moments des forces motrices par rapport au centre de glissement donné par FELINUIS:

$$K_s = \frac{\sum (N_n - P) \, \text{tg}\varphi + \sum C \, dL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots(\text{VII -14})$$

\* Pour le cas d'une retenue vide ( $\mathbf{P=0}$ ), on vérifie la stabilité avec et sans l'effet du séisme.

dn : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

R : c'est le rayon du cercle de glissement.

a) avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \cdot \text{tg} \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{\sum a G_n d_n}{R}} \dots \dots \dots (\text{VII -15})$$

b) Sans l'effet de séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \text{tg} \varphi_n + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \dots \dots \dots (\text{VII -16})$$

### 7-3-2 Calcul du $K_s$ pour le cas de vidange rapide :

$K_s$  est calculé seulement pour le talus amont. Et dans ce cas là on calcule le poids de la tranche à l'aide de la densité déjaugée du matériaux  $\gamma'$ .

a) Avec effet de séisme :

$$\checkmark \quad K_{as} = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - P) \cdot \text{tg} \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n + \sum a \frac{G_n d_n}{R}} \dots \dots \dots (\text{VII -17})$$

b) Sans effet de séisme :

$$\checkmark \quad K_{ss} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \text{tg} \varphi_n + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \dots \dots \dots (\text{VII -18})$$

Les résultats de calcul de stabilité sont donnés par les tableaux (VII-04, VII.05, VII.09, VII.10, ..... VII.22). Pour les différents rayons.

Le coefficient  $K_s$  calculé doit être supérieur à « $K_{s \text{ adm}}$ », pour notre cas le barrage est de classe III.

$$K_{ss} = 1.3-1.5.$$

Pour tous les types de fonctionnement.

$$K_{as} = 1.0-1.05$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (VII-04).

**Tableau ( VII. 4) : différents coefficients de sécurité**

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Avec séisme	Sans séisme
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R= 121 m.	1.58	2.33
	R= 140m.	1.22	1.70
	R= 145 m.	1.08	1.62
	R=154m	1.32	1.90
	R=156m	1.19	1.66
	R=164m	1.40	2.08
Fin de construction	Talus aval		
	R= 121 m.	1.60	2.40
	R= 140m.	1.22	1.70
	R= 145 m.	1.09	1.62
	R=154m	1.33	1.92
	R=156m	1.20	1.67
	R=164m	1.40	2.08
Vidange rapide	Talus amont		
	R= 108.6 m.	1.27	1.76
	R= 116 m.	1.00	1.31
	R= 128 m.	1.10	1.71
	R=136 m	1.20	1.50
	R=165.6m	1.37	2.06
	R=173 m	1.65	2.23

D'après les résultats obtenus, la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas de sollicitation, d'où les fruits des talus amont et aval sont acceptés.

#### 7-4 l'étude de stabilité des pentes : par logiciel SLIDE 5.0

Introduction :

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment dans la construction de digues à talus, et la rupture d'une digue d'un barrage même de dimension moyenne, a des conséquences très graves. C'est pour cela que l'étude de stabilité des talus d'un remblai de barrage, est essentielle.

A travers le temps plusieurs méthodes d'estimation de la stabilité des talus ont été trouvées, et toutes ces méthodes reposent sur la méthode à l'équilibre limite : « pour qu'un corps soit stable, il faut que le rapport entre les forces stabilisatrices, sur les forces déstabilisatrices soit égale ou supérieur à un ». Et pour des raisons d'économie, lors du dimensionnement des talus on essaie de prendre des valeurs très comprises dans l'intervalle [1, 1,5].

L'introduction de la méthode des éléments finis a beaucoup accéléré les processus de calcul, car il on a remarqué que quelques unes des méthodes d'estimation du coefficient de sécurité peuvent être discrétisées, et être programmées dans un code de calcul. Parmi les méthodes concernées il y a la méthode BISHOP qui donne des résultats assez satisfaisants.

Une grande gamme de codes de calcul existe dans ce domaine, et dans notre présent travail nous allons vérifier les résultats obtenus par le calcul manuel, à l'aide du logiciel SLIDE de Rocscience Inc qui est un programme d'analyse de stabilité de talus à 2D à équilibre limite. Il prend en charge le glissement circulaire ou non, et il comprend aussi une fonction seep pour l'analyse de l'écoulement souterrain. Il a les caractéristiques d'être facile à manipuler, et donne des résultats assez précis via la méthode BISHOP.

Bien que Slide ait la possibilité d'utiliser d'autres méthodes. mais pour notre travail on se contentera de la méthode BISHOP.

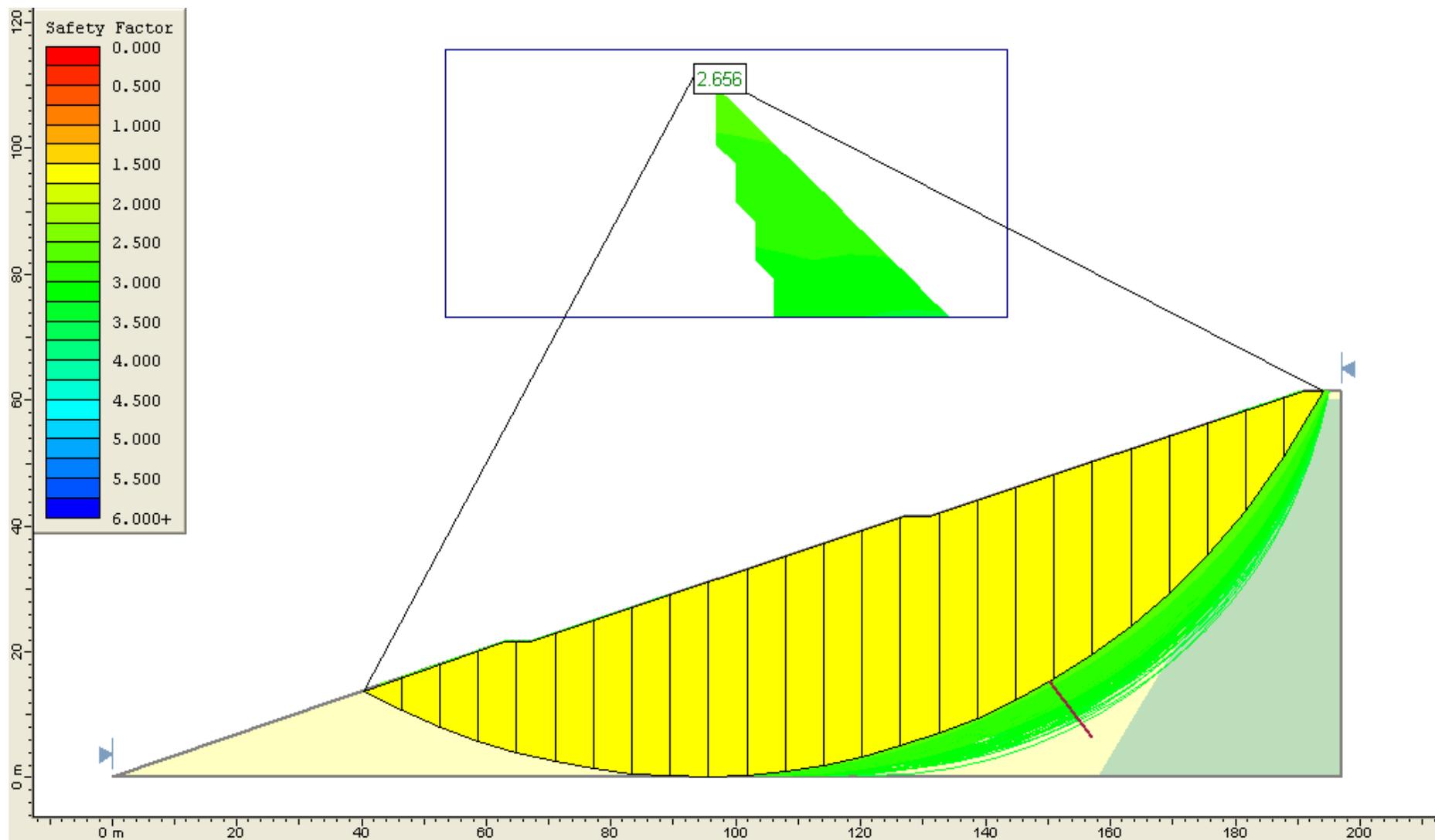


Fig . Cas de fin de construction



**Conclusion :**

Les résultats de calcul de la stabilité de la digue par Logiciel SLIDE 5.0 sont convenables avec la méthode classique de calcul de stabilité par tranche (méthode de FELENIUS) et plus exacte, parce que ce le principe de calcul de ce Logiciel est basé sur la méthode de BISHOP, qui est fondé sur le système d'équations qui sont résolues d'après un calcul itératif pour les résultats des calculs voir (Annexe N° 05) .

D'après les résultats obtenus, la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas de sollicitation, d'où les fruits des talus amont et aval sont acceptés.

Partie II :

**CHAPITRE VIII :**  
**Organisation de**  
**chantier**

## CHAPITRE VIII : Organisation de chantier

### Introduction :

Une reconnaissance meilleur du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne soit onéreux.

Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais quelques que soient les problèmes rencontrés, une bonne organisation du chantier est impératif.

Notre étude consistera donc à organiser notre chantier du barrage zaouïa tout en assurant :

- Un meilleur choix de la main d'œuvre et des matériaux.
- La rapidité d'exécution des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

### 8-1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir sur le site du barrage.

#### 8-1-1 Le maître de l'ouvrage :

C'est une personne morale qui est l'ANBT pour laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et le gestionnaire.

#### 8-1-2 Le maître d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son auscultation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

#### 8-1-3 L'entrepreneur :

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

## 8-2 INSTALLATIONS DU CHANTIER

### 8-2-1 Installations destinées au personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

### 8-2-2 Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits à l'abri de l'humidité (baraquements, hangars...). Pour le stockage de l'eau des réservoirs semi enterrés sont à prévoir.

### 8-2-3 Installations destinées à la réparation des engins :

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il est important de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériaux.

### 8-2-4 Installations pour la préfabrication :

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

### 8-3 Ordre d'exécution des travaux :

- Installation du chantier;
- Implantation des axes des différents ouvrages;
- Coupure et dérivation de l'oued
- Après l'achèvement des travaux dans la barrage proprement dit et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues;
- Coupure finale et mise en eau.

### 8-3-1 Terrassement au niveau des installations de chantier :

#### a) Exécution des voies d'accès :

La déviation du chemin de willaya 34 et ouverture de pistes dérivées. Des ponds provisoires seront construits par des buses pour la traversée de l'oued des deux cotés de l'ouvrage (gauche et droite). Ces buses seront posées et revêtues en béton.

#### b) Exécution des plates formes :

Les bureaux et les logements seront construits à une distance de 500m de l'axe du barrage en aval sur la rive droite.

Il faut noter que les engins de terrassement des voix d'accès et des plates formes seront les mêmes, et ceci, pour des raisons économiques.

#### c) Détermination des engins nécessaires :

Pour l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur et d'une pelle équipée en rétro dont le rendement est :

$$R = \frac{60.G.K_r.K_t}{T.K_f} \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Où : G : capacité du godet.

K<sub>r</sub> : coefficient de remplissage du godet.

K<sub>t</sub> : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

K<sub>f</sub> : coefficient de foisonnement.

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$R_c = \frac{60.G.K_t}{T} \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Où : G : capacité de la benne du camion.

K<sub>t</sub> : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Le régalage sera assuré au moyen d'un bulldozer d'un rendement :

$$R_b = \frac{60.G.K_t}{T} \quad \text{m}^3/\text{h}$$

Où : G : capacité de la lame.

K<sub>t</sub> : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voix d'accès il est nécessaire de procéder à leur préparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important. Si le délai d'exécution étant relativement important il est nécessaire de faire appel à un autre bulldozer et ceci dans le but d'accélérer les travaux.

### **8-3-2 Dérivation provisoire :**

Il est évident de donner à la galerie de vidange les dimensions voulues pour servir de galerie de visite à la fin de sa tâche.

Ce qui conduira inévitablement à envisager les deux alternatives ci-après :

- Dérivation en une étape au moyen d'une galerie ;
- Dérivation en deux étapes avec canal à ciel ouvert et galerie.

#### ➤ **Dérivation en une seule étape :**

Selon cette solution, l'oued barré par un batardeau s'écoulerait sous pression dans la galerie de vidange. Ceci interdirait le démarrage des travaux d'exécution de la digue avant l'achèvement de la galerie et le batardeau. De ce fait, la digue du batardeau serait forcée de reposer sur des fondations non préparées pour leur plus grande partie.

#### ➤ **Dérivation en deux étapes :**

Compte tenu de ce qui précède, il est indispensable d'envisager la dérivation de l'oued selon les deux étapes ci-après qui permettent d'exécuter les autres travaux de fondation nécessaires pendant la construction de la galerie.

- **Première étape :** Creusement d'un canal à ciel ouvert sur la rive gauche et la construction d'un batardeau temporaire.

- **Deuxième étape :** Construction de la galerie de dérivation et d'un batardeau permanent.

La dérivation se fera donc pour un canal de **10m** de largeur creusé dans l'appui gauche. Elle se fera ensuite par une galerie circulaire de **5m** de diamètre, le batardeau atteignant dans ce cas la côte **200 m** NGA.

### **a) Exécution du batardeau principal :**

Les règles d'économie dictent l'utilisation des matériaux extraits des fouilles les plus voisines pour la construction des éléments de l'aménagement. Pour cela il est plus rationnel de concorder l'excavation de l'évacuateur de crues avec le remblayage de la digue du batardeau principal et ceci pour éviter une double manutention des déblais, donc les massifs de ce batardeau seront en colluvions, tandis que le masque amont (dispositifs d'étanchéité) sera en argile limoneuse disponible à quelques 500m à l'amont du barrage.

### **b) Opération d'exécution du batardeau principale :**

Les matériaux servant à la construction des massifs collationneuses proviennent des excavations de l'évacuateur de crues, tandis que l'écran d'étanchéité nécessite la préparation d'une carrière réservée à cet effet, les opérations d'exécution s'effectueront dans l'ordre suivant :

- Décapage de la couche superficielle.
- Aménagement des fosses de ceinture.
- Construction des routes d'accès et des rampes.
- Creusage et déplacement de terre utile.

Ces opérations seront suivies de la mise en places des terres dans le corps du batardeau, et qui à son tour s'effectuera dans l'ordre suivant :

- Déchargement des terres dans la zone considérée.
- Réglage des terres déchargées.
- Humectage des terres jusqu'à la teneur en eau optimale.
- Compactage des terres par couches successives.

### **c) Exécution du massif du batardeau :**

Etant donné que les matériaux extraits des déblais de l'évacuateur de crue sont très suffisants pour la construction des massifs du batardeau.

On utilise dans ce cas pour le chargement un chargeur et pour le transport des camions à benne.

**d) Exécution du remblai des massifs :**

- Un bulldozer est capable de procéder au régalaage des terres.
- Un camion citerne de 10m<sup>3</sup> muni d'une pompe pour le remplissage et un arroseur pour l'humectation.

**e) Extraction des terres dans la carrière :**

Le choix de l'excavation dépend essentiellement de l'importance du volume à extraire et de l'état dans lequel se trouvent les matériaux.

Dans notre cas on opte pour une pelle équipée en butte dont la capacité du godet est de l'ordre 0,65 à 2m<sup>3</sup>. Un godet de 1m<sup>3</sup> est adopté.

Le rendement de l'excavateur est :

$$R_p = g.n.K_r.K_t \cdot \frac{1}{K_f} \quad \text{m}^3/\text{h.}$$

Où : g : capacité du godet de l'excavation.

n : Nombre de cycle pendant une heure de travail, n=3600/T

Avec : T durée d'un cycle égale à 30secondes.

K<sub>r</sub> : coefficient de remplissage du godet.

K<sub>t</sub> : coefficient d'utilisation du temps.

K<sub>f</sub> : coefficient de foisonnement des terres.

**8-3-3 Percement de la galerie de dérivation :**

Généralement l'excavation des roches dures s'exécute au moyen des explosifs, et ceci dans le but de respecter une cadence déterminée, et d'éviter les excavations longues et difficilement réalisables. Il est donc plus judicieux d'utiliser ce moyen efficace pour le percement des galeries souterraines tout en prenant soin de ne pas affecter la structure des zones avoisinantes, et d'éviter dans la mesure du possible tout accident imprévu.

**a) Quantité des travaux :**

S<sub>u</sub>=16,83 m<sup>2</sup> (section unitaire).

L=158m (longueur de la galerie).

V=2659,5 m<sup>3</sup> (volume des excavations de la galerie).

L'excavation de la galerie de dérivation sera exécutée d'une part à partir de l'amont, et d'autre part à partir de l'aval et ceci dans le but de minimiser au maximum le délai d'exécution de la galerie compte tenu de son importance. Le type d'excavation sera de pleine section.

**b) Définitions des engins nécessaires :**

- Un chargeur a pneus.
- Un camion benne.
- Perforatrice à chenille.
- Ventilateur.

**8-3-4 Exécution des fouilles à ciel ouvert :**

**a) fouille de l'évacuateur de crue :**

Elle sera exécutée au moyen d'explosifs, il faut tout d'abord perforer la roche au moyen de perforatrices à chenille et ensuite introduire la dynamite dans les trous perforés, après l'explosion la roche sera chargée sur des camions à benne au moyen des chargeurs à pneus et transportées jusqu'aux remblais du batardeau en premier lieu et aux dépôts de décharge.

Le volume total des excavations s'élève à 288957m<sup>3</sup>.

**b) fouille de l'assise du barrage :**

Compte tenu de l'hétérogénéité des alluvions constituant la fondation du barrage, et afin d'assurer la stabilité de ce dernier sous les conditions sismiques auxquelles sera sujette cette fondation.

Il est recommandé que les alluvions soient enlevées dans la zone qui est située sous la partie centrale du barrage.

Puisque l'excavation se fait au dessous du niveau d'eau souterraine, il y a lieu d'abord d'exécuter plusieurs fosses sur le lieu d'excavation pour capter les eaux souterraines qui seront évacuées à l'extérieur à l'aide de pompes immergées.

**c) Définitions des engins nécessaires :**

- Excavateur (pelle hydraulique à chenille).
- Un camion benne.
- Perforatrice à chenille.
- Pompes immergées.

**8-3-5 Exécution de la digue :**

Le remblayage des différentes zones de la digue sera exécuté avec les matériaux prévenant des diverses zones d'emprunt se trouvant à des distances relativement acceptables. Ces matériaux doivent répondre aux exigences du projet d'étude du point de vue granulométrie, perméabilité, propriété,...etc.

Pour l'excavation des matériaux on pourra utiliser une pelle hydraulique en butte, dont la capacité est estimée en fonction du volume des matériaux nécessaires.

Compte tenu de l'importance du volume à extraire, il est plus rationnel de deviser la carrière en bandes, afin de faciliter son exploitation au fur et à mesure des besoins du chantier.

**Définitions des engins nécessaires :**

- Pelle équipée en butte
- Camion benne
- Bulldozer

**a- Exécution du remblai de la digue :**

Avant de commencer le terrassement du remblai, un remblai d'essai sera prévu. Le remblai d'essai a pour objet de déterminer l'épaisseur des couches à compacter, le nombre de passes du rouleau et le type des rouleaux à utiliser. Etant donné que la digue est composée de différentes zones, il y a lieu de respecter l'ordre de mise en place des matériaux respectifs.

**Mise en place des terres dans le corps de la digue :**

Une fois la fondation de la digue préparée, on procède à la mise en place des terres dans le corps de la digue. Cette opération consiste à l'épandage (régalage) des matériaux du remblai, suivi d'un nivellement, humectation puis compactage jusqu'à l'obtention du degré de compactage exigé par le projet. Avant la mise de la couche suivante on prévoit la scarification de la surface exécutée.

**Technologie d'exécution des différentes opérations :**

1- Déchargement : Le déchargement doit s'effectuer régulièrement en respectant la distance entre deux déchargements successifs et ceci pour faciliter leur régalaage.

2- Régalaage des terres : Le régalaage sera assuré par un bulldozer.

3- Humectage des terres : L'humectage se fera au moyen d'un camion citerne.

4- Compactage : Le compactage des matériaux sera assuré par un compacteur aux rouleaux lisses avec vibration.

**b- Exécution des travaux de carrier des filtres et drains :**

Le lit de la rivière représente une zone d'emprunt adéquate pour l'extraction des matériaux de transition. L'extraction des matériaux se fera à l'aide d'une pelle hydraulique équipée en rétro, et qui assurera leur chargement dans un camion benne qui a son tour assurera leur transport jusqu'à la centrale de concassage pour la fabrication des différents matériaux dont la granulométrie est exigée par le projet d'étude.

**Matériel nécessaire :**

- bulldozer
- pelle hydraulique.
- camion benne.

**Mise en place des filtres et drains :**

Elle est également identique au massifs de la digue, seul le compactage est assuré au moyen d'un rouleau lisse sans vibration et ceci afin d'éviter la ségrégation des matériaux fins et par conséquent influe sur la fonction du filtre.

**c- Enrochement de protection des parements :**

Les matériaux pour l'enrochement de protection (rip-rap) des parements consisteront en fragments de roche dure, dense, saine et stable à l'air libre et à l'eau. Ces matériaux proviennent d'une carrière se trouvant à la limite nordique du bassin versant à l'est du méridien de zone B2 (50 à 55 Km amont de l'axe de l'ouvrage), et dont la granulométrie sera conformes aux limites indiquées dans le projet.

Les enrochements sont simplement déversés des camions et régalez ensuite à l'aide d'une pelle mécanique de manière à assurer un bon arrangement des blocs, cette opération se répète au fur et à mesure de la montée du remblai et ça tous les 3m. La même pelle mécanique sera utilisée pour le nivellement des talus.

**8-3-6 Exécution des travaux de bétonnage :****a) Généralités :**

Les travaux de bétonnage représentent généralement une opération très importante lors de l'exécution du barrage, Il est donc nécessaire de définir sa composition et ceci selon sa destination et selon l'importance de l'ouvrage projeté en respectant les données du projecteur. Il faut rappeler que seules quelques gâchées d'essai et la confection d'éprouvettes permettront d'ajuster au mieux la composition à adopter définitivement en fonction des qualités souhaitées et des matériaux utilisées.

**b) Intensité de bétonnage :**

L'intensité des travaux de bétonnage est déterminée d'après l'expression suivante :

$$I_b = \frac{V_b \cdot K_d}{T_b \cdot t \cdot t_e \cdot C}$$

Ou :

$V_b$  : Volume total des travaux de béton, 10173 m<sup>3</sup>.

$K_d$  : coefficient = 1.5

$T_b$  : Durée provisoire prise pour les travaux de bétonnage en mois et qu'on estime à 10 mois.

$t$  : Nombre de journées de travail par mois, 25 jours.

$t_e$  : Durée de travail d'une équipe, 8 heures.

$C$  : Nombre d'équipe par jour, 2 équipes.

D'où  $I_b = 4 \text{ m}^3/\text{h}$

Le rendement de la centrale à béton à adopter dépend de la valeur de  $I_b$  ainsi calculée, il doit être égale à :

$$R_c \geq 1,1. I_b = 1,1 \cdot 4 = 4,4 \text{ m}^3/\text{h}$$

Cette valeur présumée tout fois un bétonnage régulier pendant toute la durée ainsi estimée.

Or il est très probable que cette condition soit remplie dans toutes les circonstances en pratique compte tenu des interruption de travail involontaires, épuisement du stock du ciment etc.... donc l'augmentation du rendement nécessaire de 2 fois est par conséquent justifié. On adopte, enfin une centrale à béton dont le rendement est de 9m<sup>3</sup>/h.

**Mise en place du matériel :**

- central à béton

- équipement d'alimentation en ciment
- silos à ciment de
- chargeur à pneus
- camions citernes à ciment.

La centrale à béton sera installée en combinaison avec la centrale de concassage à une distance d'environ de 2 km à partir de l'axe du barrage en amont. Le béton frais mélangé à la centrale sera transporté jusqu'au point le plus éloigné en moins de 30 minutes de temps qui, se traduit par la capacité de transport de  $X \text{ m}^3/\text{h}$  au plus.

Le nombre de camions malaxeur sera :

$$N = \frac{X}{Y \cdot 2} \text{ Camions malaxeur.}$$

Où :

Y : représente la capacité du camion malaxeur.

2 : représente le nombre de voyage par heure.

### c) L'extraction et la fabrication des granulats pour béton et filtres pour les remblais de la digue :

La centrale de concassage qui fabrique les agrégats et les filtres sera installée sur l'emplacement se situant à une distance de 2km de l'axe du barrage. Les matériaux en provenance du lit de l'oued seront concassés classifiés et stockés suivant leur granulométrie pour qu'ils ne soient pas épuisés pendant les travaux de bétonnage et de remblayage .

#### Mise en place du matériel :

- 1- centrale de concassage
- 2- pelle hydraulique
- 3- bulldozer
- 4-camions benne

### d) Bétonnage de la galerie de dérivation :

#### Ordre des opérations d'exécution de bétonnage :

L'exécution du revêtement de la galerie s'effectue selon l'ordre suivant :

- 1- nettoyage du rocher en place.
- 2- bétonnage des sous radier de la galerie.
- 3- montage des armateurs
- 4- préparation des cintres.
- 5- bétonnage.
- 6- déplacement.

#### Matériel :

- 1- jeu de coffrage.
- 2- pompe à béton.
- 3- camions malaxeur.

### e) Bétonnage de l'évacuateur de crue :

L'évacuateur de crue sera construit sur la rive droite, c'est un ouvrage de 305m de long et 23 m .

#### Exécution des coffrages :

Les éléments de l'évacuateur de crue se diffèrent et nécessitent en général plusieurs types de coffrages à savoir :

- coffrage glissant en acier pour mur.
- Coffrage glissant pour radier.
- Coffrage en bois, et autre.

Le coffrage en bois, en panneaux métalliques, fait sur mesure, ou les coffrages métalliques glissant de dimensions appropriées (3x10m) sont montés avant le bétonnage. Les coffrages pour les parties arrondies ou tout autres éléments spéciales seront préparés à l'avance à l'atelier de coffrage. Pendant le montage, il faut vérifier la position verticale et longitudinale d'après les repères topographiques afin de garantir un bétonnage répondant aux exigences du projet.

#### Mise en place du matériel :

- 1- jeux de coffrage glissant.
- 2- Camion grue.
- 3- Pompe à béton.
- 4- Camion malaxeur.
- 5- Pervibrateur.

#### Mise en place du personnel :

- 1- Equipe de coffrage.
- 2- Equipe de ferrailage.
- 3- Equipe de bétonnage.

### 8-4 Planification :

#### 8-4-1 Définition :

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

#### 8-4-2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

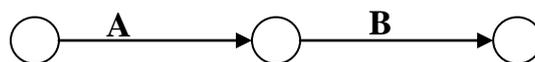
#### a) Méthodes basées sur le réseau

##### a-1- Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

##### ➤ Réseau à flèches

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.

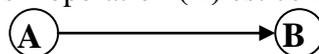


L'opération A précède l'opération B

##### ➤ 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.



##### a-2- 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.

#### **b) Méthodes basées sur le graphique :**

##### ➤ **Méthode linéaire (ligne of balance technic)**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux sont répétitifs.

##### ➤ **Méthode à barres**

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

#### **8-4-3 Les étapes de la planification :**

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

##### **- Collection des informations**

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

##### **- Décomposition du projet**

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

##### **- Relations entre les tâches**

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

##### **- Choix de la méthode de calcul**

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M**

##### ➤ **Les paramètres de la méthode C.P.M**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

<b>DCP</b>	<b>TR</b>
<b>DFP</b>	<b>DCPP</b>
<b>DFPP</b>	<b>MT</b>

Avec :

**TR** : temps de réalisation ;

**DCP** : date de commencement au plus tôt ;

**DCPP** : date de commencement au plus tard ;

**DFP** : date de finition au plus tôt ;

**DFPP** : date de finition au plus tard ;

**MT** : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP} = \mathbf{DCP} + \mathbf{TR} \\ \mathbf{DCPP} = \mathbf{DFPP} - \mathbf{TR} \end{cases}$$

➤ **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 :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT} = 0 \\ \sum \mathbf{TR}_{cc} = \mathbf{D.T.P} \end{cases}$$

➤ **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.

- On pourra appliquer la formule suivante :

$$\mathbf{T} = \frac{\mathbf{Q.N}}{\mathbf{n}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \mathbf{Q} = \mathbf{Quantité\ de\ travail} \\ \mathbf{N} = \mathbf{Rendement} \\ \mathbf{n} = \mathbf{Nombre\ d'équipes} \end{cases}$$

#### 8-4-4 Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

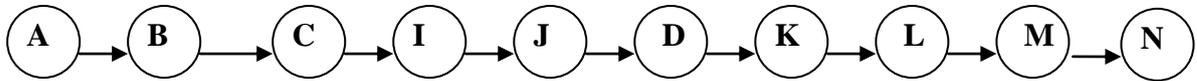
**Tableau VIII.01 : symboles des opérations**

<i>Travaux</i>	<i>Opérations</i>	<i>Duré (jours)</i>
Installation de chantier	A	100
Réalisation de la galerie de dérivation	B	250
Réalisation du batardeau	C	270
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	D	70
Exécution du bassin d'amortissement	E	90
Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	F	180
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	G	350
Bétonnage de l'évacuateur de crue	H	70
Excavation du tranché de la clé d'encrage	I	50
Remblais de la clé d'encrage	J	30
Remblais du barrage, et prisme de drainage	K	360
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	60
Équipements hydromécaniques	M	80
Travaux de finitions	N	100

Le schéma du réseau à noeuds de l'organigramme des opérations est donné par la figure VII-1. et pour le diagramme de gant (voir annexe)

#### 8-4-5 Détermination du chemin critique : (voir annexe N° 03)

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:



$$DTR = \sum TR = 100 + 250 + 270 + 50 + 30 + 360 + 60 + 80 + 100 = 1300 \text{ jours.}$$

Le délai de construction du barrage de Ramadan Djamel en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent (sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement) est estimé à 4.6 ans au maximum, pendant la période de préparation, on installe et on organise le chantier.

#### 8-5 Le coût du barrage :

Le coût total d'un barrage dépend des conditions de réalisation propres à chaque site. Il peut être estimé trop élevé pour une destination d'irrigation et entraîner le maître d'ouvrage potentiel à renoncer à son projet, alors qu'un coût analogue peut être jugé acceptable pour l'eau potable. Le niveau des subventions publiques accordées influe aussi sur la décision du maître d'ouvrage.

Les coûts d'investissements comprennent trois parties :

##### 8-5-1 Le coût des travaux de construction du barrage :

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et la dérivation provisoire.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages:

**Tableau VIII-02 : devis estimatif.**

LA DIGUE					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Décapage de la couche de terre végétale	m <sup>3</sup>	3240,25	160	518440
2	Excavation	m <sup>3</sup>	2801,80	280	784504
3	Remblai y compris la clé d'étanchéité	m <sup>3</sup>	125497,09	350	43923981,5
4	Enrochements	m <sup>3</sup>	4781,27	3000	14343810
5	Graviers	m <sup>3</sup>	8255,02	320	2641606,4
6	Sable	m <sup>3</sup>	3055,38	800	2444304
7	Produit asphaltite	m <sup>3</sup>	356,38	10000	3563800

L'EVACUATEUR DE CRUES					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Déblai	m <sup>3</sup>	147580	280	41322400
2	Remblai	m <sup>3</sup>	12120	350	4242000
3	Béton armé 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	7245	22000	159390000
4	Béton de propreté 250 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	1482	11000	16302000
5	Enrochements	m <sup>3</sup>	280	3000	840000
6	sable	m <sup>3</sup>	741	800	592800
7	Joint Water stop	ml	1056	300	316800
DERIVATION, VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Déblai	m <sup>3</sup>	2500	280	700000
2	Remblai	m <sup>3</sup>	50	350	17500
3	Béton 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	100	22000	2200000
4	Béton de propreté 150 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	86	1100	94600
5	Béton de fondation 250 kg/m <sup>3</sup>	ml	70	1300	91000
6	Enrochements	m <sup>3</sup>	10	3000	30000
7	Conduite métallique Φ600	ml	500	4500	2250000
8	Conduite métallique Φ500	ml	500	3000	1500000
9	Joint Water stop	ml	105	300	31500
10	Vanne Φ600	u	2	55000	110000
11	Vanne Φ500	u	2	40000	80000
13	Grille	u	1	3000	3000
<b>Montant totale du barrage :</b>			<b>231040746 DA</b>		

**8-5-2 Le coût des études :**

Levés topographiques, étude d'impact, enquête foncière, étude hydrologique, investigations géologiques et géotechniques, établissement du projet et du DCE (missions de maîtrise d'œuvre normalisées), contrôle permanent des travaux. Ce coût représente en moyenne 12 % environ du montant des travaux.

**8-5-3 Les coûts induits par la création du barrage :**

Acquisitions foncières, indemnités, mesures compensatoires, rétablissement des voies de communication et des réseaux. Ce coût peut être faible à très élevé. Attention à ne pas le sous-estimer.

**Conclusion :**

Organiser le barrage de Ramdane Djamel en coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour la construction de ce barrage.

Tel est l'objet de ce chapitre, malgré les problèmes auxquels nous nous sommes heurtés (tels que manque de documents détaillés), nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent à l'organisation de chantier.

Une importance a été donnée à l'organisation de la construction, une organisation compatible avec tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaire et sur tous les points de chantier.

A base des résultats trouvées on a effectuer Un devis estimatif pour l'ensemble de l'aménagement a savoir la digue, l'évacuateur de crue, la dérivation provisoire, la vidange de fond, la prise d'eau, ainsi que les différents ouvrage hydromécanique, ce qui nous donne un coût de reviens du mètre cube de **1000 DA/m<sup>3</sup>**.

Partie II :

Chapitre VII :  
Protection et sécurité  
de travail

## Chapitre VII : Protection et sécurité de travail

### Introduction

Quand on parle de "sécurité de travail" dans la réalisation des grands ouvrages et en particulier les barrages, les ingénieurs comme le grand public pensent d'abord à la fiabilité de l'ouvrage, c'est-à-dire à toutes ces mesures qui, dans l'élaboration et l'exécution du s projet, sont destinées à empêcher la rupture totale ou partielle des ouvrages et à prévenir ainsi les dommages aux futurs usagers et aux habitants de la zone intéressée par l'ouvrage.

En revanche, la sécurité du personnel de chantier est en général passée sous silence dans les symposiums traitant de la sécurité des barrages.

Pourtant c'est un problème très important car les accidents de chantiers sont lourds de conséquences tant pour les dommages corporels subis par les ouvriers, et qui peuvent conduire à une incapacité de travail et même à la mort, que pour les dégâts matériels aux machines, à l'outillage et aux installations.

### 9-1 Secteurs et opérations à haut risque :

De façon analogue, une analyse des accidents dans les chantiers de certains barrages construits en Italie de 1972 à 1988 montre que les accidents et journées perdues se répartissent comme suit :

- perforation .....20%
- armatures et coulage.....40%
- services.....25%
- construction et manipulation des installations de chantier.....5%

### 9-2 Causes des accidents de travail :

Les accidents dans la construction des barrages ont, en général, les causes spécifiques suivantes:

- La complexité des opérations exécutées, exigeant l'emploi d'engins et d'appareil très puissants et fatigants à manœuvrer, du moins jusqu'à une époque récente;
- le relâchement de l'attention chez les ouvriers et les agents de maîtrise lors du passage d'une phase de travail difficile et dangereuse à d'autres qui ne semblent pas l'être, ou lorsque le travail est devenu une routine; par conséquent, dans de nombreux cas, les ouvriers négligent les mesures personnelles de protection nécessaires;
- Le transport de matériaux des carrières vers les lieux de mise en œuvre et les déplacements du personnel à l'intérieur du chantier pour des tâches particulières;
- Les besoins en sources d'énergie importantes (électricité, air et fluides comprimés) se trouvant parfois très éloignées les unes des autres dans le chantier et utilisée de façon discontinue;
- Les modalités de travail, en continu et avec des cadences élevées, afin de respecter des programmes contraignants;
- Le déplacement du personnel du secteur logements à celui du travail et vice versa.

**9-3 Niveaux d'intervention :**

Un programme efficace de prévention comprend trois phases:

- La prévention proprement dite, qui consiste dans l'adoption de mesures techniques, d'organisation afin d'éliminer les causes des accidents du travail et des maladies professionnelles ;
- La protection, qui consiste dans l'adoption de mesures de défense, collectives ou individuelles, pour réduire au minimum les conséquences d'un accident;
- Le secours immédiat et efficace aux accidentés, pour limiter les conséquences de l'accident, par un système d'alerte efficace et des moyens de transport rapides.

**9-4 Responsabilités :**

Tout le personnel du chantier doit être persuadé que la sécurité, dans la construction du barrage, a la même importance que la qualité du travail et le respect des programmes et du devis. Il lui appartient donc de participer à la lutte contre les accidents du travail et les maladies professionnelles.

**9-5 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.

**9-6 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.

**9-7 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.

il y a aussi et surtout la conscience morale qui exige qu'on mette en œuvre toutes les mesures utiles et nécessaires à garantir la protection physique du personnel. Cette exigence n'est qu'un aspect, dans le domaine du travail, de ce sens éthique profond, propre à l'homme, qu'on appelle "le respect de la vie".

## 9-8 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation

### 9-8-1 Ordonnance 66-183 :

**Art.85-** Dans les galeries souterraines en cours de percement ou il est fait usage d'explosifs, la ventilation doit être réalisée dont les conditions ci-après :

1°. Il doit être introduit au front de taille, au moyen d'une installation de ventilation artificielle, 200 litres au moins d'air par seconde et par mètre carré de la plus grande section de la galerie ventilée ; l'air introduit doit être prélevé loin de toute source de viciation.

2°. Après chaque tir, une aspiration doit être effectuée le plus près possible du front de taille, afin d'éliminer au maximum les poussières en suspension.

3°. Eventuellement, une ventilation auxiliaire doit permettre d'accélérer l'absorption au bouchon de tir.

Le débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation est déterminé par la formule suivante :

$$Q = q.S, \text{ l/s}$$

Ou : q : débit d'air pour 1m<sup>2</sup> de section de la galerie, q=200 l/s.

S : section de la galerie, s= 25m<sup>2</sup>.

Donc : **Q=5000 l/s. Q=5 m<sup>3</sup>/s.**

### 9-8-2 Calcul du diamètre de la canalisation d'air à la ventilation :

Le diamètre de la canalisation est déterminé d'après la formule suivante :

$$Q = V.S, \text{ m}^3/\text{s}$$

Ou : V : vitesse de circulation d'air dans la conduite égale à 5m/s.

S : section de la conduite qui est déterminée comme suit :

$$S = \frac{\pi.D^2}{4}, \text{ avec } D : \text{diamètre de la conduite.}$$

$$\text{Donc : } Q = V \cdot \frac{\pi.D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V}} = 1,129 \quad \mathbf{D=1200 \text{ mm}}$$

Pour les deux fronts de la galerie on opte pour un diamètre de 600mm.

### Conclusion :

Des milliers d'accident graves ont leurs origines dans de simples blessures qu'on aurait pu éviter par l'emploi de dispositifs de sûreté (casque, gants masques, lunette...).

Tous ces accidents ainsi que les détériorations du matériel qui les accompagnent fréquemment sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque exclusivement dus à la négligence et à l'inobservation des règles les plus élémentaires de sécurité.

## Conclusion générale :

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de De la digue de barrage de Ramdan Djamel permis de tirer les conclusions suivantes :

- La construction du barrage de Ramdan Djamel 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'oeuvre locale.
- Grâce à la capacité de sa retenue, le barrage peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures, l'amélioration de la production, et le développement des industries induites.
- En plus, le barrage peut satisfaire à long terme les besoins en eau de la population, du bétail et de l'industrie sur l'ensemble de la vallée. Il garantit dans le fleuve un débit minimum sanitaire nécessaire pour prélever de l'eau d'une qualité acceptable, sans contamination excessive par des eaux usées, améliorant ainsi la santé publique par la réduction de l'incidence des maladies hydriques notamment celles liées au manque d'eau et à son impureté.
- maintenir les populations rurales en leur assurant de réelles possibilités de développement dans un milieu pauvre, isolé et défavorisé.

## Références bibliographiques :

1. M. HASSANE : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida. 1998
2. B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004
3. B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenus collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.
4. M. ROCHE : Hydrologie de surface. ORSTOMP. Gauthier-Villars Editeur. Paris 1963
5. GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemegref. France. 1997
6. V. VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. 1986
7. R. ROLLEY : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1997
8. CIGB : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. 1994
9. CIGB. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. 1986
10. CFGB : Barrages et développement durable en France. MEDD. France. Septembre 2003
11. GAUTHIER VILLARS : les barrages en terre compactée. Pratique américaines .1953
12. PAUL ROYET : La surveillance et l'entretien des petits barrages - Guide pratique – Ministère de l'environnement. CEMAGREF Edition 1994
13. CONY-et-BILLIER étude d'APD du barrage de DRAA DISS (w de SETIF)
14. Michel CARLIER : Hydraulique générale et appliquée. Edition Eyrolles. Paris 1972.
15. Armando LENCASTRE : Hydraulique générale. Edition Eyrolles. Paris 2002.
16. DAR AL-HANDASAH étude d'APD du barrage de SIDI KHLIFA (w de TIZI OUZOU)
17. rapport d'étude de fusibilité bureau d'étude de BELGRAD)

# LES ANNEXES

**ANNEXE 01**

**Tableau I-27:** Pluies de courtes durées et leur intensité

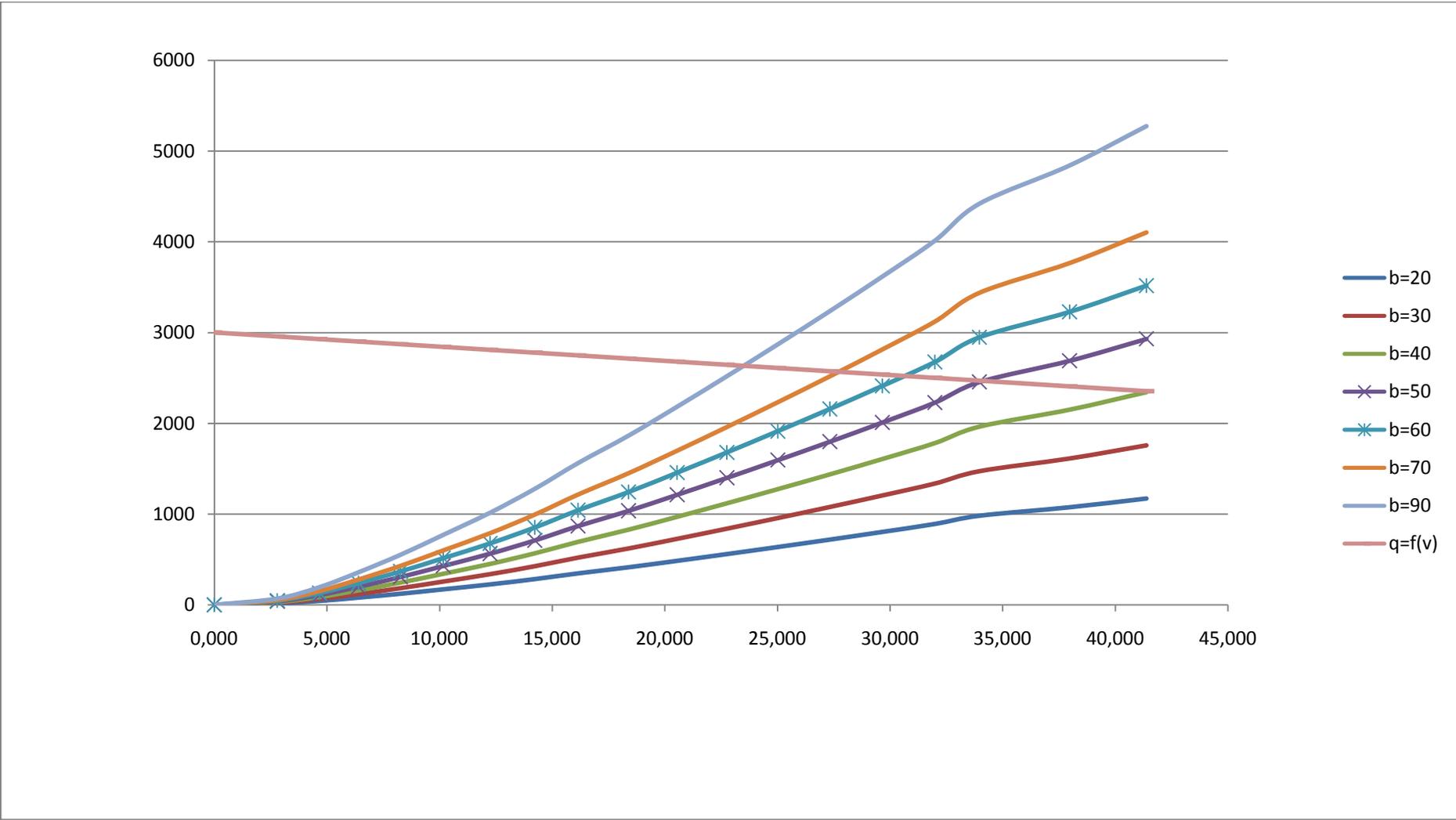
fréquence (%)	5		10		20		50		100		1000	
	Pct	lt	Pct	lt	Pct	lt	Pct	lt	Pct	lt	Pct	lt
0,5	10,493	20,986	12,327	24,654	12,327	24,654	14,772	29,544	16,606	33,211	22,616	45,233
1	15,795	15,795	18,555	18,555	18,555	18,555	22,235	22,235	24,996	24,996	34,043	34,043
2	23,775	11,887	27,930	13,965	27,930	13,965	33,470	16,735	37,624	18,812	51,243	25,622
3	30,200	10,067	35,478	11,826	35,478	11,826	42,515	14,172	47,793	15,931	65,092	21,697
4	35,787	8,947	42,041	10,510	42,041	10,510	50,380	12,595	56,634	14,159	77,134	19,283
5	40,823	8,165	47,957	9,591	47,957	9,591	57,469	11,494	64,603	12,921	87,987	17,597
6	45,459	7,577	53,404	8,901	53,404	8,901	63,996	10,666	71,940	11,990	97,980	16,330
7	49,788	7,113	58,488	8,355	58,488	8,355	70,089	10,013	78,790	11,256	107,309	15,330
8,37	55,325	6,610	64,993	7,765	64,993	7,765	77,885	9,305	87,553	10,460	119,244	14,247
9	57,745	6,416	67,837	7,537	67,837	7,537	81,292	9,032	91,383	10,154	124,460	13,829
10	61,449	6,145	72,187	7,219	72,187	7,219	86,505	8,651	97,244	9,724	132,443	13,244
11	65,003	5,909	76,363	6,942	76,363	6,942	91,509	8,319	102,869	9,352	140,104	12,737
12	68,427	5,702	80,385	6,699	80,385	6,699	96,330	8,027	108,288	9,024	147,484	12,290
13	71,736	5,518	84,273	6,483	84,273	6,483	100,988	7,768	113,524	8,733	154,616	11,894
14	74,942	5,353	88,039	6,289	88,039	6,289	105,502	7,536	118,598	8,471	161,527	11,538

**ANNEXE 01**

15	78,056	5,204	91,697	6,113	91,697	6,113	109,885	7,326	123,526	8,235	168,237	11,216
16	81,086	5,068	95,256	5,953	95,256	5,953	114,150	7,134	128,320	8,020	174,767	10,923
17	84,038	4,943	98,725	5,807	98,725	5,807	118,306	6,959	132,993	7,823	181,131	10,655
18	86,921	4,829	102,111	5,673	102,111	5,673	122,364	6,798	137,554	7,642	187,344	10,408
19	89,738	4,723	105,421	5,548	105,421	5,548	126,330	6,649	142,013	7,474	193,416	10,180
20	92,495	4,625	108,660	5,433	108,660	5,433	130,212	6,511	146,376	7,319	199,359	9,968
21	95,197	4,533	111,833	5,325	111,833	5,325	134,015	6,382	150,651	7,174	205,181	9,771
22	97,846	4,448	114,945	5,225	114,945	5,225	137,744	6,261	154,843	7,038	210,891	9,586
23	100,446	4,367	117,999	5,130	117,999	5,130	141,404	6,148	158,958	6,911	216,495	9,413
24	103,000	4,292	121,000	5,042	121,000	5,042	145,000	6,042	163,000	6,792	222,000	9,250



ANNEXE 01



**ANNEXE 01**

Calcul du débit déversant.

<i>Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de Hd (Méthode de KOTCHERINE)</i>											
Hd (m)	PHE (m)	VPHE (Mm3)	Vf (Mm3)	q <sub>max,p%</sub> =Q <sub>max,p%</sub> (1-Vf/Vcr)	q <sub>max,p%</sub> = m.bv <sup>2g</sup> . Hd Puis(3/2) (m3/s)						
					b (m)						
					20	30	40	50	60	70	90
<b>0,0</b>	249	71,030	0,000	3000,000	0	0	0	0	0	0	0
<b>0,5</b>	249,5	73,830	2,800	2956,255	15	23	31	38	46	54	69

**ANNEXE 01**

<b>1,0</b>	250,0	75,700	4,670	2927,040	43	65	87	109	130	152	195
<b>1,5</b>	250,5	77,430	6,400	2900,012	80	120	159	199	239	279	359
<b>2,0</b>	251,0	79,300	8,270	2870,797	123	184	246	307	368	430	553
<b>2,5</b>	251,5	81,200	10,170	2841,114	172	257	343	429	515	601	772
<b>3,0</b>	252,0	83,270	12,240	2808,774	226	338	451	564	677	789	1015
<b>3,5</b>	252,5	85,260	14,230	2777,684	284	426	568	711	853	995	1279
<b>4,0</b>	253,0	87,180	16,150	2747,688	347	521	695	868	1042	1215	1563
<b>4,5</b>	253,5	89,420	18,390	2712,692	414	622	829	1036	1243	1450	1865
<b>5,0</b>	254,0	91,580	20,550	2678,946	485	728	971	1213	1456	1699	2184
<b>5,5</b>	254,5	93,790	22,760	2644,419	560	840	1120	1400	1680	1960	2520
<b>6,0</b>	255,0	96,050	25,020	2609,111	638	957	1276	1595	1914	2233	2871
<b>6,5</b>	255,5	98,360	27,330	2573,022	719	1079	1439	1798	2158	2518	3237
<b>7,0</b>	256,0	100,690	29,660	2536,620	804	1206	1608	2010	2412	2814	3618
<b>7,5</b>	256,5	103,020	31,990	2500,219	892	1337	1783	2229	2675	3121	4012
<b>8,0</b>	257,0	105,000	33,970	2469,285	982	1473	1964	2456	2947	3438	4420
<b>8,5</b>	257,5	109,000	37,970	2406,793	1076	1614	2151	2689	3227	3765	4841
<b>9,0</b>	258,0	112,410	41,380	2353,518	1172	1758	2344	2930	3516	4102	5274

## ANNEXE 02

Stabilité pour le cas de barrage en service R=121 m

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$
-5	8,9	6,64	0	0	-0,5	0,866	1477,4	-738,7	1279,5
-4	12,1	14,25	2,09	0	-0,4	0,9165	5018,717	-2007,4868	4599,7
-3	12,1	17,76	5,85	0	-0,3	0,9539	7354,38	-2206,314	7015,6
-2	12,1	21,5	8,79	0	-0,2	0,9798	9481,802	-1896,3604	9290,2
-1	12,1	25,17	10,56	0	-0,1	0,995	11191,653	-1119,1653	11136
0	12,1	29	11,12	0	0	1	12539,956	0	12540
1	12,1	32,93	10,5	0	0,1	0,995	13518,725	1351,8725	13451
2	12,1	36,58	8,67	0	0,2	0,9798	14002,846	2800,5692	13720
3	12,1	40,67	5,33	0	0,3	0,9539	14108,479	4232,5437	13459
4	12,1	44,4	0	0	0,4	0,9165	13431	5372,4	12310
5	12,1	42,95	0	0	0,5	0,866	12992,375	6496,1875	11252
6	12,1	37,81	0	0	0,6	0,8	11437,525	6862,515	9150
7	12,1	25,53	0	4,47	0,7	0,7141	8912,739	6238,9173	6365
8	12,1	11,83	0	8,97	0,8	0,6	5966,389	4773,1112	3579,8
9	5,17	1,5	0	1,71	0,9	0,4359	388,3704	349,53336	169,29
somme								33255,81	

11	12	13	14	15	16	17	18	19
dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
10,2768	10,27683	0,625	799,7	6,64	68,238183	42,65	94,72	20990,8992
13,2022	13,20218	0,625	2875	14,25	188,131099	117,6	94,72	71305,9311
12,6842	12,68425	0,625	4385	17,76	225,272218	140,8	94,72	104491,031
12,3495	12,34951	0,625	5806	21,5	265,514482	165,9	94,72	134717,443
12,161	12,16096	0,625	6960	25,17	306,091302	191,3	94,72	159011,006
12,1	12,1	0,625	7837	29	350,9	219,3	94,72	178167,695
12,161	12,16096	0,625	8407	32,93	400,460333	250,3	94,72	192074,045
12,3495	12,34951	0,625	8575	36,58	451,745105	282,3	94,72	198952,436
12,6842	12,68425	0,625	8412	40,67	515,868306	322,4	94,72	200453,27
13,2022	13,20218	0,625	7694	44,4	586,176897	366,4	94,72	190827,648
13,9719	13,97188	0,625	7032	42,95	600,092096	375,1	94,72	184595,664
15,125	15,125	0,625	5719	37,81	571,87625	357,4	94,72	162504,355
16,9434	16,94339	0,625	3978	25,53	432,564722	270,4	94,72	126632,196
20,1667	100,8333	0,625	2237	11,83	238,571667	149,1	94,72	84770,4549
11,8608	59,30397	0,625	105,8	1,5	17,7911902	11,12	94,72	5517,96664
	305,8692		77148			3102		1922715,21

Kss	2,33
Kas	1,58

## ANNEXE 02

Stabilité pour le cas de barrage en service R=145 m

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dLi	C*Li
-3	7,46	4,83	0	-0,3	0,95394	900,8	-270,2385	859,30366	7,8202	7,8202
-2	14,5	11,09	0	-0,2	0,9798	4020,1	-804,025	3938,902	14,799	14,799
-1	14,5	17,79	0	-0,1	0,99499	6448,9	-644,8875	6416,5496	14,573	14,573
0	14,5	23,39	0	0	1	8478,9	0	8478,875	14,5	14,5
1	14,5	27,24	0	0,1	0,99499	9874,5	987,45	9825,0034	14,573	14,573
2	14,5	29,77	0	0,2	0,9798	10792	2158,325	10573,59	14,799	14,799
3	14,5	30,66	0	0,3	0,95394	11114	3334,275	10602,319	15,2	15,2001
4	14,5	29,59	0	0,4	0,91652	10726	4290,55	9830,8851	15,821	15,8208
5	14,5	26,63	0	0,5	0,86603	9653,4	4826,6875	8360,068	16,743	16,7432
6	14,5	20,41	0	0,6	0,8	7398,6	4439,175	5918,9	18,125	18,125
7	14,5	12,9	0	0,7	0,71414	4676,3	3273,375	3339,5105	20,304	20,3041
8	5,39	5,84	0	0,8	0,6	786,94	629,552	472,164	8,9833	44,9167
somme							22490,477			204,354

12	13	14	15	16	17	18	19	20
tangø1	C*dli	tangø2	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
0,466	7,820	0,466	400,436	4,83	37,77	17,6016	127,73	17258,7818
0,466	14,799	0,466	1835,53	11,09	164,1	76,4803	127,73	77023,5849
0,466	14,573	0,466	2990,11	17,79	259,3	120,813	127,73	123557,221
0,466	14,500	0,466	3951,16	23,39	339,2	158,046	127,73	162451,006
0,466	14,573	0,466	4578,45	27,24	397	184,988	127,73	189190,483
0,466	14,799	0,466	4927,29	29,77	440,6	205,304	127,73	206762,139
0,466	15,200	0,466	4940,68	30,66	466	217,173	127,73	212943,473
0,466	15,821	0,466	4581,19	29,59	468,1	218,152	127,73	205511,982
0,466	16,743	0,466	3895,79	26,63	445,9	207,776	127,73	184953,838
0,466	18,125	0,466	2758,21	20,41	369,9	172,388	127,73	141753,956
0,466	20,304	0,466	1556,21	12,9	261,9	122,056	127,73	89594,6119
0,466	44,917	0,466	220,028	5,84	52,46	24,4476	127,73	15077,3769
	204,3539		36234,7			1707,62		1608819,67
Kss					1,62			
Kas					1,08			

## ANNEXE 02

Stabilité pour le cas de barrage en service R=140 m

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N°Tr	bi	h1	h 2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	Li	C*Li
-3	11,8 3	6,72	0	-0,3	0,9539 4	1987, 4	-596,232	1895,8969	12,40 1	12,401 2
-2	14	14,2	0	-0,2	0,9798	2352	-470,4	2304,48	14,28 9	14,288 7
-1	14	20,7 3	0	-0,1	0,9949 9	4970	-497	4945,0876	14,07 1	14,070 5
0	14	25,7	0	0	1	7255, 5	0	7255,5	14	14
1	14	29,7 4	0	0,1	0,9949 9	8995	899,5	8949,912	14,07 1	14,070 5
2	14	31,9 4	0	0,2	0,9798	10409	2081,8	10198,695	14,28 9	14,288 7
3	14	32,8 4	0	0,3	0,9539 4	11179	3353,7	10664,086	14,67 6	14,676
4	14	32,0 6	0	0,4	0,9165 2	11494	4597,6	10534,425	15,27 5	15,275 3
5	14	29,5 5	0	0,5	0,8660 3	11221	5610,5	9717,6711	16,16 6	16,165 8
6	14	24,7 8	0	0,6	0,8	10343	6205,5	8274	17,5	17,5
7	14	15,9	0	0,7	0,7141 4	8673	6071,1	6193,7609	19,60 4	19,603 9
8	5,5	1,5	0	0,8	0,6	2186, 3	1749	1311,75	9,166 7	45,833 3
somme							29601,3			199,77 3

12	13	14	15	16	17	18	19	20
tangø1	C*dli	tangø2	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
0,625	12,401	0,45	1184,94	6,72	83,34	37,5013	121,42	36197,2447
0,625	14,289	0,45	1440,3	6,72	96,02	43,209	121,42	42836,976
0,625	14,071	0,45	3090,68	14,2	199,8	89,9107	121,42	90518,61
0,625	14,000	0,45	4534,69	20,73	290,2	130,599	121,42	132144,422
0,625	14,071	0,45	5593,69	25,7	361,6	162,726	121,42	163825,935
0,625	14,289	0,45	6374,18	29,74	424,9	191,226	121,42	189579,117
0,625	14,676	0,45	6665,05	31,94	468,8	210,938	121,42	203603,127
0,625	15,275	0,45	6584,02	32,84	501,6	225,738	121,42	209340,222
0,625	16,166	0,45	6073,54	32,06	518,3	233,224	121,42	204368,073
0,625	17,500	0,45	5171,25	29,55	517,1	232,706	121,42	188367,953
0,625	19,604	0,45	3871,1	24,78	485,8	218,603	121,42	157961,349
0,625	9,167	0,45	819,844	15,9	145,8	65,5875	121,42	39818,1713
	163,1061		50218,4	1,5		1804,47		1622363,95

Kss	1,70
Kas	1,22

## ANNEXE 02

Stabilité pour le cas de barrage en service R=154 m

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	Li
-3	8,87	5,04	0	-0,3	0,95394	1117,6	-335,286	1066,1415	9,2983
-2	15,4	13,43	0	-0,2	0,9798	5170,6	-1034,11	5066,0837	15,718
-1	15,4	20,33	0	-0,1	0,99499	7827,1	-782,705	7787,8164	15,478
0	15,4	25,64	0	0	1	9871,4	0	9871,4	15,4
1	15,4	29,84	0	0,1	0,99499	11488	1148,84	11430,814	15,478
2	15,4	32,32	0	0,2	0,9798	12443	2488,64	12191,796	15,718
3	15,4	33,48	0	0,3	0,95394	12890	3866,94	12296,086	16,144
4	15,4	32,7	0	0,4	0,91652	12590	5035,8	11538,467	16,803
5	15,4	29,81	0	0,5	0,86603	11477	5738,425	9939,2437	17,782
6	15,4	24,09	0	0,6	0,8	9274,7	5564,79	7419,72	19,25
7	15,4	7,41	8,86	0,7	0,71414	5854,6	4098,2326	4181,0335	21,564
8	13,85	1,5	5,31	0,8	0,6	2137,3	1709,8656	1282,3992	23,083
somme							28868,828		

	12	13	14	15	16	17	18
C*Li	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
9,29829	0,62	661,0077	5,04	46,8634	29,0552857	135,1	22643,5
15,7176	0,62	3140,972	13,43	211,087	130,873828	135,1	104758
15,4776	0,62	4828,446	20,33	314,659	195,088735	135,1	158580
15,4	0,62	6120,268	25,64	394,856	244,81072	135,1	199999
15,4776	0,62	7087,104	29,84	461,851	286,347656	135,1	232761
15,7176	0,62	7558,914	32,32	507,992	314,954738	135,1	252105
16,1436	0,62	7623,573	33,48	540,487	335,102111	135,1	261154
16,8028	0,62	7153,85	32,7	549,451	340,659512	135,1	255070
17,7824	0,62	6162,331	29,81	530,093	328,657657	135,1	232527
19,25	0,62	4600,226	24,09	463,733	287,51415	135,1	187909
21,5643	0,62	2592,241	7,41	159,792	99,0707681	135,1	118617
115,417	0,62	795,0875	1,5	34,625	21,4675	135,1	43303,4
269,032		54522,04			2453,67355		1942026

Kss	1,90
Kas	1,32

## ANNEXE 02

Stabilité pour le cas de barrage en service R=156 m

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	Li
-3	4,66	2,56	0	-0,3	0,95394	298,24	-89,472	284,50283	4,885
-2	15,6	8,44	0	-0,2	0,9798	998,4	-199,68	978,22822	15,922
-1	15,6	15,19	0	-0,1	0,99499	3291,6	-329,16	3275,1006	15,679
0	15,6	21,24	0	0	1	5924,1	0	5924,1	15,6
1	15,6	25,81	0	0,1	0,99499	8283,6	828,36	8242,0779	15,679
2	15,6	28,19	0	0,2	0,9798	10066	2013,18	9862,5275	15,922
3	15,6	28,27	0	0,3	0,95394	10994	3298,23	10487,703	16,353
4	15,6	27,97	0	0,4	0,91652	11025	4410,12	10104,854	17,021
5	15,6	24,35	0	0,5	0,86603	10908	5454,15	9446,8649	18,013
6	15,6	18,33	0	0,6	0,8	9496,5	5697,9	7597,2	19,5
7	15,6	11,22		0,7	0,71414	7148,7	5004,09	5105,1929	21,844
8	10,8	4,45	9	0,8	0,6	5167,8	4134,24	3100,68	18
somme							30511,11		

11	12	13	14	15	16	17	18
C*Li	tang $\phi$	N*tang $\phi$	Ui	Ui*Li	Ui*Li*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
4,88501	0,62	176,3918	2,56	12,5056	7,75348365	139,6	6245,59
15,9217	0,62	606,5015	2,56	40,7595	25,2708958	139,6	20908
15,6786	0,62	2030,562	8,44	132,327	82,0429253	139,6	68931
15,6	0,62	3672,942	15,19	236,964	146,91768	139,6	124060
15,6786	0,62	5110,088	21,24	333,013	206,468215	139,6	173471
15,9217	0,62	6114,767	25,81	410,939	254,781961	139,6	210795
16,3532	0,62	6502,376	28,19	460,998	285,818718	139,6	230233
17,021	0,62	6265,01	28,27	481,184	298,333795	139,6	230886
18,0133	0,62	5857,056	27,97	503,833	312,376333	139,6	228436
19,5	0,62	4710,264	24,35	474,825	294,3915	139,6	198871
21,8444	0,62	3165,22	18,33	400,407	248,252519	139,6	149705
90	0,62	1922,422	11,22	201,96	125,2152	139,6	108221
245,611		45350,71			2254,59885		1723609

## ANNEXE 02

Kss	1,49
Kas	1,10

Stabilité pour le cas de barrage en service R=164 m

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli
-2	20,73	9,51	0	-0,2	0,9798	4928,6	-985,7115	4828,9804	21,157
-1	16,4	17,82	0	-0,1	0,99499	7306,2	-730,62	7269,5772	16,483
0	16,4	24,05	0	0	1	9860,5	0	9860,5	16,4
1	16,4	28,47	0	0,1	0,99499	11673	1167,27	11614,19	16,483
2	16,4	31,49	0	0,2	0,9798	12911	2582,18	12650,047	16,738
3	16,4	32,2	0	0,3	0,95394	13202	3960,6	12593,905	17,192
4	16,4	31,44	0	0,4	0,91652	12890	5156,16	11814,247	17,894
5	16,4	28,24	0	0,5	0,86603	11578	5789,2	10027,189	18,937
6	16,4	21,38	0	0,6	0,8	8765,8	5259,48	7012,64	20,5
7	16,11	8,23	0	0,7	0,71414	3314,6	2320,2428	2367,1211	22,559
somme							25504,513		

11	12	13	14	15	16	17	18
C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
21,1575	0,62	2993,968	9,51	201,208	124,748661	146,1	108024
16,4826	0,62	4507,138	17,82	293,72	182,106581	146,1	160137
16,4	0,62	6113,51	24,05	394,42	244,5404	146,1	216122
16,4826	0,62	7200,798	28,47	469,26	290,941322	146,1	255842
16,7382	0,62	7843,029	31,49	527,085	326,792877	146,1	282981
17,1919	0,62	7808,221	32,2	553,578	343,218519	146,1	289361
17,8939	0,62	7324,833	31,44	562,583	348,801571	146,1	282532
18,9371	0,62	6216,857	28,24	534,783	331,565701	146,1	253775
20,5	0,62	4347,837	21,38	438,29	271,7398	146,1	192129
22,5585	0,62	1467,615	8,23	185,657	115,107064	146,1	72650,1
163,185		52829,84			2454,81383		2005531

Kss	2,08
Kas	1,40

## ANNEXE 02

Stabilité pour le cas de fin de construction R=121 m

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$
-5	8,9	6,64	0	0	-0,5	0,866	1300,112	-650,056	1125,9
-4	12,1	14,25	2,09	0	-0,4	0,9165	4476,153	-1790,4612	4102,5
-3	12,1	17,76	5,85	0	-0,3	0,9539	6638,907	-1991,6721	6333,1
-2	12,1	21,5	8,79	0	-0,2	0,9798	8594,993	-1718,9986	8421,3
-1	12,1	25,17	10,56	0	-0,1	0,995	10150,206	-1015,0206	10099
0	12,1	29	11,12	0	0	1	11352,704	0	11353
1	12,1	32,93	10,5	0	0,1	0,995	12196,316	1219,6316	12135
2	12,1	36,58	8,67	0	0,2	0,9798	12570,085	2514,017	12316
3	12,1	40,67	5,33	0	0,3	0,9539	12567,665	3770,2995	11989
4	12,1	44,4	0	0	0,4	0,9165	11819,28	4727,712	10833
5	12,1	42,95	0	0	0,5	0,866	11433,29	5716,645	9901,5
6	12,1	37,81	0	0	0,6	0,8	10065,022	6039,0132	8052
7	12,1	25,53	0	4,47	0,7	0,7141	7715,565	5400,8955	5510
8	12,1	11,83	0	8,97	0,8	0,6	4994,275	3995,42	2996,6
9	5,17	1,5	0	1,71	0,9	0,4359	320,9019	288,81171	139,88
somme								28946,754	

11	12	13	14	15	16	17	18	19
dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
10,2768	10,27683	0,625	703,7	6,64	68,238183	42,65	94,72	18471,9913
13,2022	13,20218	0,625	2564	14,25	188,131099	117,6	94,72	63597,1818
12,6842	12,68425	0,625	3958	17,76	225,272218	140,8	94,72	94325,5907
12,3495	12,34951	0,625	5263	21,5	265,514482	165,9	94,72	122117,661
12,161	12,16096	0,625	6312	25,17	306,091302	191,3	94,72	144214,127
12,1	12,1	0,625	7095	29	350,9	219,3	94,72	161299,218
12,161	12,16096	0,625	7584	32,93	400,460333	250,3	94,72	173285,258
12,3495	12,34951	0,625	7698	36,58	451,745105	282,3	94,72	178595,768
12,6842	12,68425	0,625	7493	40,67	515,868306	322,4	94,72	178561,384
13,2022	13,20218	0,625	6770	44,4	586,176897	366,4	94,72	167928,33
13,9719	13,97188	0,625	6188	42,95	600,092096	375,1	94,72	162444,184
15,125	15,125	0,625	5033	37,81	571,87625	357,4	94,72	143003,833
16,9434	16,94339	0,625	3444	25,53	432,564722	270,4	94,72	109622,748
20,1667	100,8333	0,625	1873	11,83	238,571667	149,1	94,72	70958,6592
11,8608	59,30397	0,625	87,42	1,5	17,7911902	11,12	94,72	4559,3742
	305,8692		68799			3102		1710916,13

Kss	2,39
Kas	1,60

## ANNEXE 02

Stabilité pour le cas de fin de construction R=140 m

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	Li
-3	11,83	6,72	0	-0,3	0,95394	1748,9	-524,6842	1668,3893	12,401
-2	14	14,2	0	-0,2	0,9798	2069,8	-413,952	2027,9424	14,289
-1	14	20,73	0	-0,1	0,99499	4373,6	-437,36	4351,6771	14,071
0	14	25,7	0	0	1	6384,8	0	6384,84	14
1	14	29,74	0	0,1	0,99499	7915,6	791,56	7875,9226	14,071
2	14	31,94	0	0,2	0,9798	9159,9	1831,984	8974,852	14,289
3	14	32,84	0	0,3	0,95394	9837,5	2951,256	9384,396	14,676
4	14	32,06	0	0,4	0,91652	10115	4045,888	9270,294	15,275
5	14	29,55	0	0,5	0,86603	9874,5	4937,24	8551,5505	16,166
6	14	24,78	0	0,6	0,8	9101,4	5460,84	7281,12	17,5
7	14	15,9	0	0,7	0,71414	7632,2	5342,568	5450,5096	19,604
8	5,5	1,5	0	0,8	0,6	1923,9	1539,12	1154,34	9,1667
somme							26049,144		

11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
C*Li	tangø1	C*dli	tangø2	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
12,4012	0,625	12,401	0,45	1042,74	6,72	83,34	37,5013	121,42	31853,5754
14,2887	0,625	14,289	0,45	1267,46	6,72	96,02	43,209	121,42	37696,5389
14,0705	0,625	14,071	0,45	2719,8	14,2	199,8	89,9107	121,42	79656,3768
14	0,625	14,000	0,45	3990,53	20,73	290,2	130,599	121,42	116287,091
14,0705	0,625	14,071	0,45	4922,45	25,7	361,6	162,726	121,42	144166,823
14,2887	0,625	14,289	0,45	5609,28	29,74	424,9	191,226	121,42	166829,623
14,676	0,625	14,676	0,45	5865,25	31,94	468,8	210,938	121,42	179170,752
15,2753	0,625	15,275	0,45	5793,93	32,84	501,6	225,738	121,42	184219,395
16,1658	0,625	16,166	0,45	5344,72	32,06	518,3	233,224	121,42	179843,904
17,5	0,625	17,500	0,45	4550,7	29,55	517,1	232,706	121,42	165763,798
19,6039	0,625	19,604	0,45	3406,57	24,78	485,8	218,603	121,42	139005,987
45,8333	0,625	9,167	0,45	721,463	15,9	145,8	65,5875	121,42	35039,9907
199,773		163,1061		44192,2	1,5		1804,47		1427680,28

Kss	1,70
Kas	1,22

## ANNEXE 02

Stabilité pour le cas de fin de construction R=145 m

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dLi
-3	7,46	4,83	0	-0,3	0,95394	792,7	-237,8099	756,18722	7,8202
-2	14,5	11,09	0	-0,2	0,9798	3537,7	-707,542	3466,2337	14,799
-1	14,5	17,79	0	-0,1	0,99499	5675	-567,501	5646,5637	14,573
0	14,5	23,39	0	0	1	7461,4	0	7461,41	14,5
1	14,5	27,24	0	0,1	0,99499	8689,6	868,956	8646,003	14,573
2	14,5	29,77	0	0,2	0,9798	9496,6	1899,326	9304,7591	14,799
3	14,5	30,66	0	0,3	0,95394	9780,5	2934,162	9330,0405	15,2
4	14,5	29,59	0	0,4	0,91652	9439,2	3775,684	8651,1789	15,821
5	14,5	26,63	0	0,5	0,86603	8495	4247,485	7356,8598	16,743
6	14,5	20,41	0	0,6	0,8	6510,8	3906,474	5208,632	18,125
7	14,5	12,9	0	0,7	0,71414	4115,1	2880,57	2938,7692	20,304
8	5,39	5,84	0	0,8	0,6	692,51	554,00576	415,50432	8,9833
somme							19791,62		

11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
C*Li	tang $\theta$ 1	C*dli	tang $\theta$ 2	N*tang $\theta$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\theta$	dn	a*Gn*dn
7,8202	0,466	7,820	0,466	352,383	4,83	37,77	17,6016	127,73	15187,728
14,799	0,466	14,799	0,466	1615,26	11,09	164,1	76,4803	127,73	67780,7547
14,573	0,466	14,573	0,466	2631,3	17,79	259,3	120,813	127,73	108730,354
14,5	0,466	14,500	0,466	3477,02	23,39	339,2	158,046	127,73	142956,885
14,573	0,466	14,573	0,466	4029,04	27,24	397	184,988	127,73	166487,625
14,799	0,466	14,799	0,466	4336,02	29,77	440,6	205,304	127,73	181950,682
15,2001	0,466	15,200	0,466	4347,8	30,66	466	217,173	127,73	187390,256
15,8208	0,466	15,821	0,466	4031,45	29,59	468,1	218,152	127,73	180850,544
16,7432	0,466	16,743	0,466	3428,3	26,63	445,9	207,776	127,73	162759,378
18,125	0,466	18,125	0,466	2427,22	20,41	369,9	172,388	127,73	124743,481
20,3041	0,466	20,304	0,466	1369,47	12,9	261,9	122,056	127,73	78843,2585
44,9167	0,466	44,917	0,466	193,625	5,84	52,46	24,4476	127,73	13268,0917
204,354		204,3539		31886,5			1707,62		1415761,31

Kss	1,62
Kas	1,09

## ANNEXE 02

Stabilité pour le cas de fin de construction R=154 m

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	Li
-3	8,87	5,04	0	-0,3	0,95394	983,51	-295,0517	938,20455	9,2983
-2	15,4	13,43	0	-0,2	0,9798	4550,1	-910,0168	4458,1536	15,718
-1	15,4	20,33	0	-0,1	0,99499	6887,8	-688,7804	6853,2784	15,478
0	15,4	25,64	0	0	1	8686,8	0	8686,832	15,4
1	15,4	29,84	0	0,1	0,99499	10110	1010,9792	10059,116	15,478
2	15,4	32,32	0	0,2	0,9798	10950	2190,0032	10728,781	15,718
3	15,4	33,48	0	0,3	0,95394	11343	3402,9072	10820,555	16,144
4	15,4	32,7	0	0,4	0,91652	11079	4431,504	10153,851	16,803
5	15,4	29,81	0	0,5	0,86603	10100	5049,814	8746,5344	17,782
6	15,4	24,09	0	0,6	0,8	8161,7	4897,0152	6529,3536	19,25
7	15,4	7,41	8,86	0,7	0,71414	4830,1	3381,0392	3449,3499	21,564
8	13,85	1,5	5,31	0,8	0,6	1707,3	1365,8316	1024,3737	23,083
somme							25040,313		

11	12	13	14	15	16	17	18
C*Li	tang $\phi$	N*tang $\phi$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
9,29829	0,62	581,6868	5,04	46,8634	29,0552857	135,1	19926,3
15,7176	0,62	2764,055	13,43	211,087	130,873828	135,1	92187
15,4776	0,62	4249,033	20,33	314,659	195,088735	135,1	139550
15,4	0,62	5385,836	25,64	394,856	244,81072	135,1	176000
15,4776	0,62	6236,652	29,84	461,851	286,347656	135,1	204829
15,7176	0,62	6651,844	32,32	507,992	314,954738	135,1	221853
16,1436	0,62	6708,744	33,48	540,487	335,102111	135,1	229815
16,8028	0,62	6295,388	32,7	549,451	340,659512	135,1	224461
17,7824	0,62	5422,851	29,81	530,093	328,657657	135,1	204624
19,25	0,62	4048,199	24,09	463,733	287,51415	135,1	165360
21,5643	0,62	2138,597	7,41	159,792	99,0707681	135,1	97859,3
115,417	0,62	635,1117	1,5	34,625	21,4675	135,1	34590,5
269,032		47772,26			2453,67355		1698942

Kss	1,92
Kas	1,33

## ANNEXE 02

Stabilité pour le cas de fin de construction R=156 m

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	Li
-3	4,66	2,56	0	-0,3	0,95394	262,45	-78,73536	250,36249	4,885
-2	15,6	8,44	0	-0,2	0,9798	878,59	-175,7184	860,84084	15,922
-1	15,6	15,19	0	-0,1	0,99499	2896,6	-289,6608	2882,0886	15,679
0	15,6	21,24	0	0	1	5213,2	0	5213,208	15,6
1	15,6	25,81	0	0,1	0,99499	7289,6	728,9568	7253,0286	15,679
2	15,6	28,19	0	0,2	0,9798	8858	1771,5984	8679,0242	15,922
3	15,6	28,27	0	0,3	0,95394	9674,8	2902,4424	9229,1786	16,353
4	15,6	27,97	0	0,4	0,91652	9702,3	3880,9056	8892,2718	17,021
5	15,6	24,35	0	0,5	0,86603	9599,3	4799,652	8313,2411	18,013
6	15,6	18,33	0	0,6	0,8	8356,9	5014,152	6685,536	19,5
7	15,6	11,22	0	0,7	0,71414	6290,9	4403,5992	4492,5698	21,844
8	10,8	4,45	9	0,8	0,6	4318,3	3454,6176	2590,9632	18
somme							26666,263		

11	12	13	14	15	16	17	18
C*Li	tang $\phi$	N*tang $\phi$	Ui	Ui*Li	Ui*Li*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
4,88501	0,62	155,2247	2,56	12,5056	7,75348365	139,6	5496,12
15,9217	0,62	533,7213	2,56	40,7595	25,2708958	139,6	18399
15,6786	0,62	1786,895	8,44	132,327	82,0429253	139,6	60659,3
15,6	0,62	3232,189	15,19	236,964	146,91768	139,6	109172
15,6786	0,62	4496,878	21,24	333,013	206,468215	139,6	152654
15,9217	0,62	5380,995	25,81	410,939	254,781961	139,6	185500
16,3532	0,62	5722,091	28,19	460,998	285,818718	139,6	202605
17,021	0,62	5513,209	28,27	481,184	298,333795	139,6	203180
18,0133	0,62	5154,209	27,97	503,833	312,376333	139,6	201024
19,5	0,62	4145,032	24,35	474,825	294,3915	139,6	175006
21,8444	0,62	2785,393	18,33	400,407	248,252519	139,6	131740
90	0,62	1606,397	11,22	201,96	125,2152	139,6	90431,1
245,611		39823,29			2254,59885		1511972

Kss	1,50
Kas	1,10

## ANNEXE 02

Stabilité pour le cas de fin de construction R=164 m

	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli
-2	20,73	9,51	0	-0,2	0,9798	4337,1	-867,4261	4249,5028	21,157
-1	16,4	17,82	0	-0,1	0,99499	6429,5	-642,9456	6397,2279	16,483
0	16,4	24,05	0	0	1	8677,2	0	8677,24	16,4
1	16,4	28,47	0	0,1	0,99499	10272	1027,1976	10220,487	16,483
2	16,4	31,49	0	0,2	0,9798	11362	2272,3184	11132,041	16,738
3	16,4	32,2	0	0,3	0,95394	11618	3485,328	11082,637	17,192
4	16,4	31,44	0	0,4	0,91652	11344	4537,4208	10396,537	17,894
5	16,4	28,24	0	0,5	0,86603	10189	5094,496	8823,9259	18,937
6	16,4	21,38	0	0,6	0,8	7713,9	4628,3424	6171,1232	20,5
7	16,11	8,23	0	0,7	0,71414	2916,9	2041,8136	2083,0665	22,559
somme							22443,971		

11	12	13	14	15	16	17	18
C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
21,1575	0,62	2634,692	9,51	201,208	124,748661	146,1	95061,2
16,4826	0,62	3966,281	17,82	293,72	182,106581	146,1	140921
16,4	0,62	5379,889	24,05	394,42	244,5404	146,1	190188
16,4826	0,62	6336,702	28,47	469,26	290,941322	146,1	225141
16,7382	0,62	6901,866	31,49	527,085	326,792877	146,1	249023
17,1919	0,62	6871,235	32,2	553,578	343,218519	146,1	254638
17,8939	0,62	6445,853	31,44	562,583	348,801571	146,1	248628
18,9371	0,62	5470,834	28,24	534,783	331,565701	146,1	223322
20,5	0,62	3826,096	21,38	438,29	271,7398	146,1	169073
22,5585	0,62	1291,501	8,23	185,657	115,107064	146,1	63932,1
163,185		46490,26			2454,81383		1764867

Kss	2,08
Kas	1,40

## ANNEXE 02

Stabilité pour le cas de vidange rapide R=108.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dLi
-4	10,86	8,16	0	-0,4	0,91652	1329,3	-531,7056	1218,2906	11,849
-3	10,86	15,18	0	-0,3	0,95394	2472,8	-741,8466	2358,9218	11,384
-2	10,86	20,93	0	-0,2	0,9798	3409,5	-681,8994	3340,6112	11,084
-1	10,86	25,8	1,3	-0,1	0,99499	4513,4	-451,3416	4490,7922	10,915
0	10,86	28,97	1,8	0	1	5149,3	0	5149,269	10,86
1	10,86	32,48	1,33	0,1	0,99499	5608,8	560,87556	5580,6414	10,915
2	10,86	35,41	0	0,2	0,9798	5768,3	1153,6578	5651,7459	11,084
3	10,86	36,42	0	0,3	0,95394	5932,8	1779,8454	5659,5477	11,384
4	10,86	35,82	0	0,4	0,91652	5835,1	2334,0312	5347,9373	11,849
5	10,86	33,45	0	0,5	0,86603	5449	2724,5025	4718,9768	12,54
6	10,86	29,63	0	0,6	0,8	4826,7	2896,0362	3861,3816	13,575
7	10,86	23,38	0	0,7	0,71414	3808,6	2666,0214	2719,8859	15,207
8	10,86	16	0	0,8	0,6	2606,4	2085,12	1563,84	18,1
9	4,13	4,72	0	0,9	0,43589	292,4	263,1636	127,45595	9,4749
somme							16011,912		

11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
C*Li	tangø1	C*dli	tangø2	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
11,8492	0,661	11,849	0,466	805,297	8,16	96,69	45,0574	88,02	17550,2726
11,3844	0,661	11,384	0,466	1559,26	15,18	172,8	80,5317	88,02	32648,6689
11,0839	0,661	11,084	0,466	2208,16	20,93	232	108,106	88,02	45015,5889
10,9147	0,661	10,915	0,466	2968,44	25,8	281,6	131,225	88,02	59590,6314
10,86	0,661	10,860	0,466	3403,7	28,97	314,6	146,61	88,02	67985,7986
10,9147	0,661	10,915	0,466	3688,84	32,48	354,5	165,202	88,02	74052,4002
11,0839	0,661	11,084	0,466	3735,84	35,41	392,5	182,897	88,02	76158,7197
11,3844	0,661	11,384	0,466	3741	36,42	414,6	193,212	88,02	78330,9961
11,8492	0,661	11,849	0,466	3535,02	35,82	424,4	197,789	88,02	77040,5348
12,54	0,661	12,540	0,466	3119,27	33,45	419,5	195,471	88,02	71943,213
13,575	0,661	13,575	0,466	2552,4	29,63	402,2	187,438	88,02	63727,2766
15,207	0,661	15,207	0,466	1797,86	23,38	355,5	165,682	88,02	50284,9722
18,1	0,661	18,100	0,466	1033,71	16	289,6	134,954	88,02	34412,2992
47,3743	0,661	47,374	0,466	84,2492	4,72	44,72	20,8402	88,02	3860,61001
173,803		173,8034		29660,3			1721,32		657387,452

Kss	1,756
Kas	1,274

## ANNEXE 02

Stabilité pour le cas de vidange rapide R=116

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	Li
-4	5,84	3,92	0	-0,4	0,91652	343,39	-137,3568	314,72397	6,372
-3	11,6	9,8	0	-0,3	0,95394	1705,2	-511,56	1626,6571	12,16
-2	11,6	16,24	0	-0,2	0,9798	2825,8	-565,152	2768,6681	11,839
-1	11,6	22,31	0	-0,1	0,99499	3881,9	-388,194	3862,4815	11,658
0	11,6	26,24	0	0	1	4565,8	0	4565,76	11,6
1	11,6	29,42	0	0,1	0,99499	5119,1	511,908	5093,4203	11,658
2	11,6	31,6	0	0,2	0,9798	5498,4	1099,68	5387,3098	11,839
3	11,6	32,57	0	0,3	0,95394	5667,2	1700,154	5406,1452	12,16
4	11,6	32,2	0	0,4	0,91652	5602,8	2241,12	5135,051	12,657
5	11,6	29,84	0	0,5	0,86603	5192,2	2596,08	4496,5425	13,395
6	11,6	25,74	0	0,6	0,8	4478,8	2687,256	3583,008	14,5
7	11,6	20,2	0	0,7	0,71414	3514,8	2460,36	2510,0693	16,243
8	10,31	9,78	0	0,8	0,6	1512,5	1209,9816	907,4862	17,183
somme							14506,54		

11	12	13	14	15	16	17	18
C*Li	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
6,37196	0,62	195,1289	3,92	24,9781	11,2401417	97,61	5027,77
12,1601	0,62	1008,527	9,8	119,169	53,6260591	97,61	24966,7
11,8392	0,62	1716,574	16,24	192,269	86,5208767	97,61	41373,4
11,6584	0,62	2394,739	22,31	260,1	117,044895	97,61	56837,4
11,6	0,62	2830,771	26,24	304,384	136,9728	97,61	66849,6
11,6584	0,62	3157,921	29,42	342,991	154,346069	97,61	74951
11,8392	0,62	3340,132	31,6	374,119	168,35343	97,61	80504,8
12,1601	0,62	3351,81	32,57	396,055	178,224566	97,61	82976
12,6566	0,62	3183,732	32,2	407,544	183,394679	97,61	82033,4
13,3945	0,62	2787,856	29,84	399,693	179,861698	97,61	76021
14,5	0,62	2221,465	25,74	373,23	167,9535	97,61	65575,8
16,2432	0,62	1556,243	20,2	328,114	147,651133	97,61	51461,9
17,1833	0,62	562,6414	9,78	168,053	75,62385	97,61	22144,9
109,635		20161,8			1255,40893		535669

Kss	1,31
Kas	0,99

## ANNEXE 02

Stabilité pour le cas de vidange rapide R=128 m

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	Li
-4	6,33	4,33	0	-0,4	0,91652	411,13	-164,4534	376,81008	6,9066
-3	12,8	10,96	0	-0,3	0,95394	2104,3	-631,296	2007,3933	13,418
-2	12,8	17,94	0	-0,2	0,9798	3444,5	-688,896	3374,8874	13,064
-1	12,8	24,83	0	-0,1	0,99499	4767,4	-476,736	4743,4633	12,864
0	12,8	28,02	0	0	1	5379,8	0	5379,84	12,8
1	12,8	32,7	0	0,1	0,99499	6278,4	627,84	6246,9291	12,864
2	12,8	34,84	0	0,2	0,9798	6689,3	1337,856	6554,1291	13,064
3	12,8	35,64	0	0,3	0,95394	6842,9	2052,864	6527,6915	13,418
4	12,8	34,94	0	0,4	0,91652	6708,5	2683,392	6148,4235	13,966
5	12,8	32,18	0	0,5	0,86603	6178,6	3089,28	5350,7899	14,78
6	12,8	27,58	0	0,6	0,8	5295,4	3177,216	4236,288	16
7	12,8	20,42	0	0,7	0,71414	3920,6	2744,448	2799,897	17,924
8	9	7,35	3,9	0,8	0,6	1378,4	1102,68	827,01	15
somme							16815,576		

11	12	13	14	15	16	17	18
C*Li	tangø	N*tangø	Ui	Uj*Li	Ui*Li*tangø	dn	a*Gn*dn
6,9066	0,62	233,6222	4,33	29,9056	18,5414482	107,9	6652,96
13,418	0,62	1244,584	10,96	147,062	91,1783056	107,9	34052,1
13,0639	0,62	2092,43	17,94	234,367	145,307651	107,9	55738,6
12,8645	0,62	2940,947	24,83	319,425	198,043586	107,9	77145,4
12,8	0,62	3335,501	28,02	358,656	222,36672	107,9	87056,6
12,8645	0,62	3873,096	32,7	420,669	260,814549	107,9	101597
13,0639	0,62	4063,56	34,84	455,148	282,19167	107,9	108246
13,418	0,62	4047,169	35,64	478,219	296,495877	107,9	110731
13,9659	0,62	3812,023	34,94	487,97	302,541473	107,9	108557
14,7802	0,62	3317,49	32,18	475,626	294,887978	107,9	99981,5
16	0,62	2626,499	27,58	441,28	273,5936	107,9	85689,5
17,9236	0,62	1735,936	20,42	366	226,919756	107,9	63443,8
75	0,62	512,7462	7,35	110,25	68,355	107,9	22304,5
189,816		27324,02			2228,16662		787607

Kss	1,50
Kas	1,10

## ANNEXE 02

Stabilité pour le cas de vidange rapide R=136 m

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli
-3	11,84	1,49	0	-0,3	0,95394	264,62	-79,3872	252,43521	12,412
-2	13,6	14,31	0	-0,2	0,9798	2919,2	-583,848	2860,2594	13,88
-1	13,6	20,84	0	-0,1	0,99499	4251,4	-425,136	4230,0498	13,669
0	13,6	26,14	0	0	1	5332,6	0	5332,56	13,6
1	13,6	29,95	0	0,1	0,99499	6109,8	610,98	6079,1742	13,669
2	13,6	32,12	0	0,2	0,9798	6552,5	1310,496	6420,093	13,88
3	13,6	33,28	0	0,3	0,95394	6789,1	2036,736	6476,4077	14,257
4	13,6	32,5	0	0,4	0,91652	6630	2652	6076,4954	14,839
5	13,6	30,1	0	0,5	0,86603	6140,4	3070,2	5317,7424	15,704
6	13,6	25,9	0	0,6	0,8	5283,6	3170,16	4226,88	17
7	13,6	18,12	0	0,7	0,71414	3696,5	2587,536	2639,8147	19,044
8	7,91	9,7	0	0,8	0,6	1150,9	920,724	690,543	13,183
somme							15933,696		

11	12	13	14	15	16	17	18
C*dli	tang $\emptyset$	N*tang $\emptyset$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\emptyset$	dn	a*Gn*dn
12,4117	0,62	156,5098	1,49	18,4934	11,4659215	117,4	4660,03
13,8804	0,62	1773,361	14,31	198,629	123,150056	117,4	51407,8
13,6685	0,62	2622,631	20,84	284,852	176,608139	117,4	74866,4
13,6	0,62	3306,187	26,14	355,504	220,41248	117,4	93906,4
13,6685	0,62	3769,088	29,95	409,372	253,810642	117,4	107594
13,8804	0,62	3980,458	32,12	445,84	276,420672	117,4	115389
14,2567	0,62	4015,373	33,28	474,462	294,166504	117,4	119556
14,8388	0,62	3767,427	32,5	482,262	299,002153	117,4	116754
15,7039	0,62	3297	30,1	472,688	293,066692	117,4	108132
17	0,62	2620,666	25,9	440,3	272,986	117,4	93044,2
19,0438	0,62	1636,685	18,12	345,074	213,945769	117,4	65095
13,1833	0,62	428,1367	9,7	127,878	79,2845667	117,4	20267,4
148,844		29443,65			2379,70362		914605
Kss	1,71						
Kas	1,20						

## ANNEXE 02

Stabilité pour le cas de vidange rapide R=165.6 m

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	Li	C*Li
-3	5,11	3,75	0	-0,3	0,95394	287,44	-86,23125	274,1979	5,3567	5,35674
-2	16,66	10,2	0	-0,2	0,9798	2548,4	-509,6736	2496,8805	16,999	16,9995
-1	16,66	17,56	0	-0,1	0,99499	4387,2	-438,719	4365,1993	16,74	16,7399
0	16,66	23,25	0	0	1	5808,8	0	5808,78	16,656	16,656
1	16,66	28,56	0	0,1	0,99499	7135,4	713,54304	7099,6636	16,74	16,7399
2	16,66	31,6	0	0,2	0,9798	7894,9	1578,9888	7735,4337	16,999	16,9995
3	16,66	32	0	0,3	0,95394	7994,9	2398,464	7626,6294	17,46	17,4602
4	16,66	31,45	0	0,4	0,91652	7857,5	3142,9872	7201,4884	18,173	18,1732
5	16,66	27,78	0	0,5	0,86603	6940,6	3470,2776	6010,6971	19,233	19,2327
6	16,66	23,13	0	0,6	0,8	5778,8	3467,2795	4623,0394	20,82	20,82
7	16,66	5,98	7,14	0,7	0,71414	2802,2	1961,5438	2001,175	23,323	23,3231
8	3,53	1	2,33	0,8	0,6	143,42	114,73912	86,05434	5,8833	29,4167
somme							15899,43			212,561

12	13	14	15	16	17	18	19	20
tang $\theta$ 1	C*dli	tang $\theta$ 2	N*tang $\theta$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\theta$	dn	a*Gn*dn
0,625	5,357	0,45	171,374	3,75	20,09	9,03949	147,31	6351,36272
0,625	16,999	0,45	1560,55	10,2	173,4	78,0275	147,31	56310,0135
0,625	16,740	0,45	2728,25	17,56	294	132,279	147,31	96941,5527
0,625	16,656	0,45	3630,49	23,25	387,3	174,263	147,31	128353,707
0,625	16,740	0,45	4437,29	28,56	478,1	215,141	147,31	157668,038
0,625	16,999	0,45	4834,65	31,6	537,2	241,732	147,31	174450,63
0,625	17,460	0,45	4766,64	32	558,7	251,427	147,31	176658,866
0,625	18,173	0,45	4500,93	31,45	571,5	257,196	147,31	173622,542
0,625	19,233	0,45	3756,69	27,78	534,3	240,428	147,31	153361,978
0,625	20,820	0,45	2889,4	23,13	481,6	216,705	147,31	127691,237
0,625	23,323	0,45	1250,73	5,98	139,5	62,7624	147,31	61918,9325
0,625	5,883	0,45	53,784	1	5,883	2,6475	147,31	3169,16621
	189,0272		34409,4			1872,61		1310146,66

Kss	2,06
Kas	1,37

## ANNEXE 02

Stabilité pour le cas de vidange rapide R=173 m

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$
-3	9,97	4,23	0	0	-0,3	0,9539	1300,1877	-390,05631	1240,3
-2	17,3	9,42	3,72	0	-0,2	0,9798	4356,486	-871,2972	4268,5
-1	17,3	14,8	6,14	0	-0,1	0,995	5989,26	-598,926	5959,2
0	17,3	20,5	6,9	0	0	1	7209,948	0	7209,9
1	17,3	25,6	6,07	0	0,1	0,995	7748,67	774,867	7709,8
2	17,3	31,57	3,55	0	0,2	0,9798	9297,885	1859,577	9110
3	17,3	36,16	0	0	0,3	0,9539	9383,52	2815,056	8951,3
4	17,3	34,97	0	0	0,4	0,9165	9074,715	3629,886	8317,1
5	17,3	30,57	0	0	0,5	0,866	7932,915	3966,4575	6870,1
6	17,3	25,49	0	0	0,6	0,8	6614,655	3968,793	5291,7
7	17,3	9,72	0	4,8	0,7	0,7141	3435,78	2405,046	2453,6
8	5	1	0	4,6	0,8	0,6	328	262,4	196,8
somme								17821,803	

11	12	13	14	15	16	17	18	19
dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
10,4514	10,4514	0,625	775,2	4,23	44,2094212	27,63	100	19502,8155
17,6567	17,65674	0,625	2668	9,42	166,326477	104	100	65347,29
17,3872	17,38715	0,625	3725	14,8	257,329882	160,8	100	89838,9
17,3	17,3	0,625	4506	20,5	354,65	221,7	100	108149,22
17,3872	17,38715	0,625	4819	25,6	445,111148	278,2	100	116230,05
17,6567	17,65674	0,625	5694	31,57	557,423236	348,4	100	139468,275
18,1353	18,13533	0,625	5595	36,16	655,773449	409,9	100	140752,8
18,8758	18,87585	0,625	5198	34,97	660,088387	412,6	100	136120,725
19,9763	19,97632	0,625	4294	30,57	610,676081	381,7	100	118993,725
21,625	21,625	0,625	3307	25,49	551,22125	344,5	100	99219,825
24,2248	121,1242	0,625	1534	9,72	235,465498	147,2	100	51536,7
8,33333	41,66667	0,625	123	1	8,33333333	5,208	100	4920
	339,2426		42237			2842		1090080,33

Kss	2,23
Kas	1,65

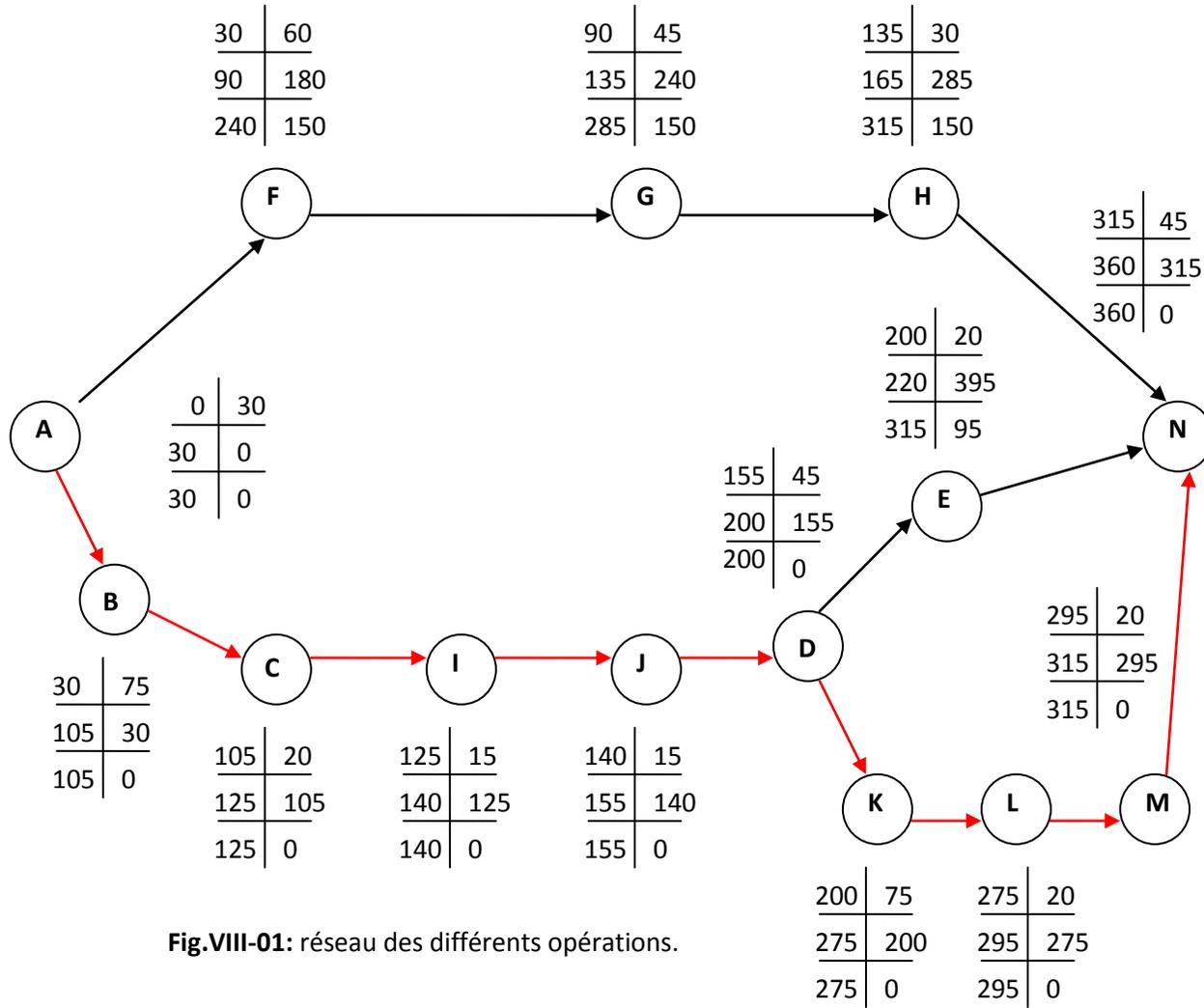
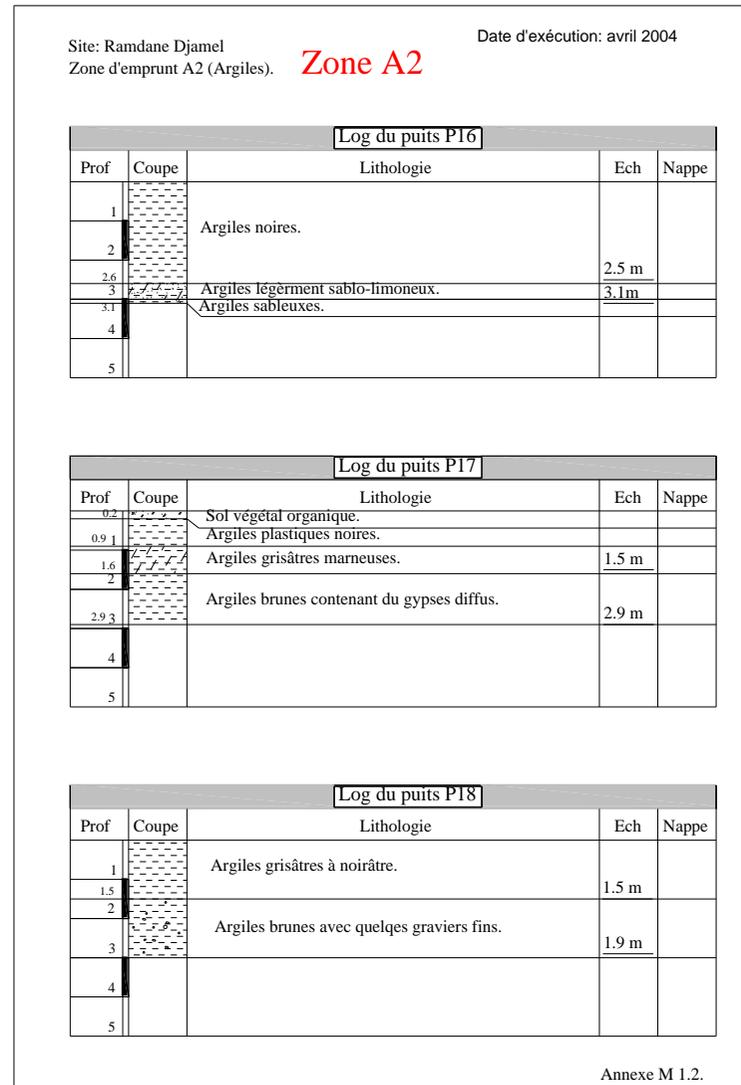
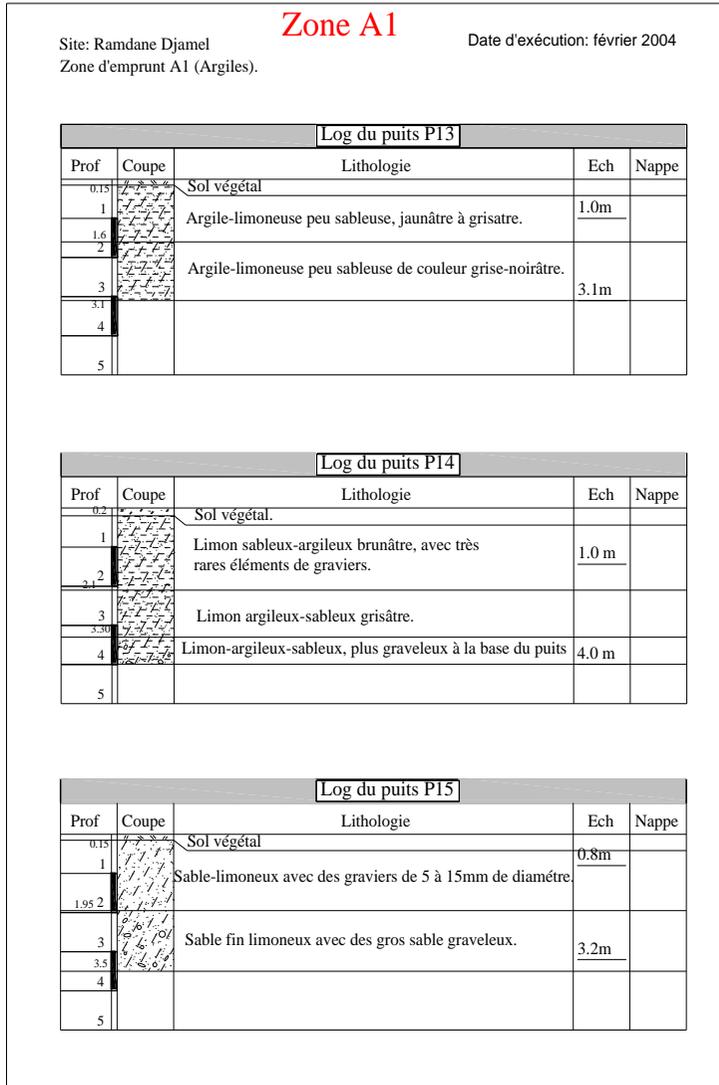


Fig.VIII-01: réseau des différents opérations.

ANNEXE 04



## ANNEXE 04

### Zone B2

Site: Ramdane Djamel  
Zone d'emprunt B2 ( Alluvions).

Date d'exécution: avril 2004

Log du puits P23				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.3		Sable fin à moyen avec des graviers, galets et cailloux centimétriques.		
1		Ensemble de graviers, galets et blocs décimétriques (allant à 30cm de diamètre), emballés dans une matrice de gros sable et moyen (30% environ).	2.0 m	2.0 m
2				
3				/
4				

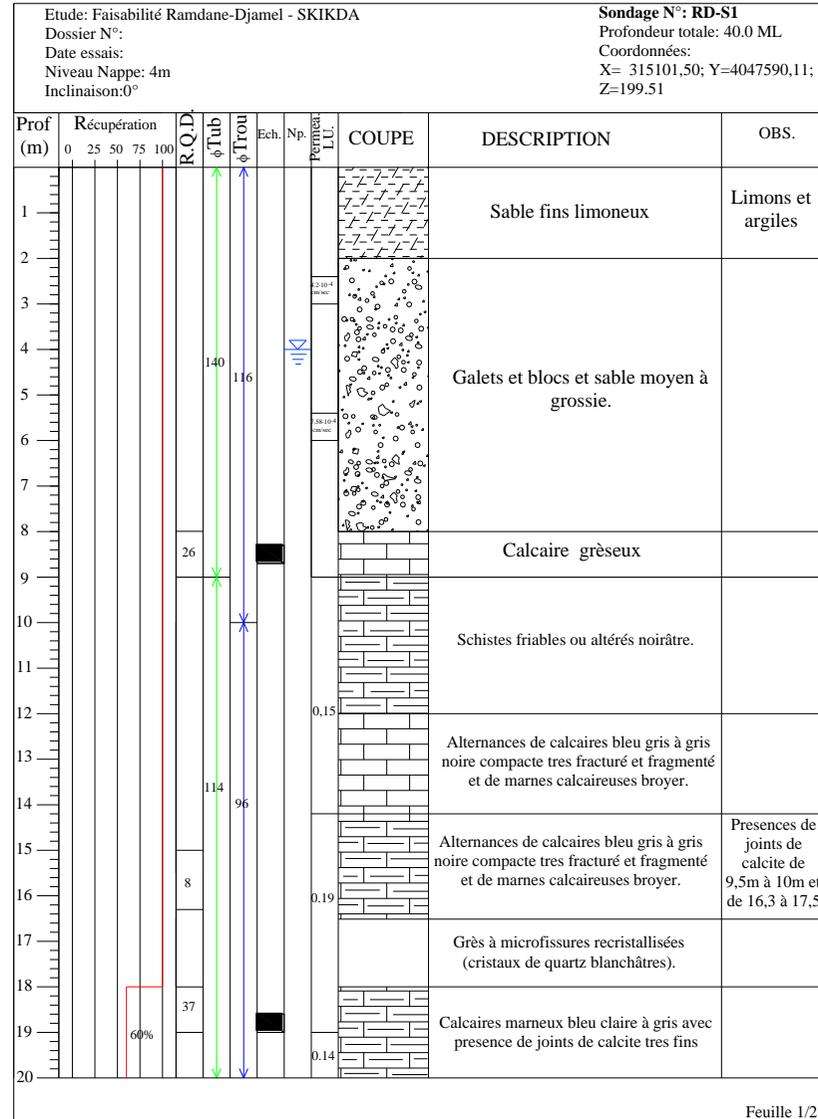
Log du puits P24				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
1		Ensemble de graviers, galets et blocs décimétriques (parfois de passant 30cm de diamètre), dans un matrice sableuse (20% environ).	2.0m	2.0 m
2				
3				/
4				

Log du puits P25				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
1		Ensemble de sable moyen, graviers, galets et blocs décimétriques.	1.30 m	1.50 m
1.5				
2				/
3				
4				

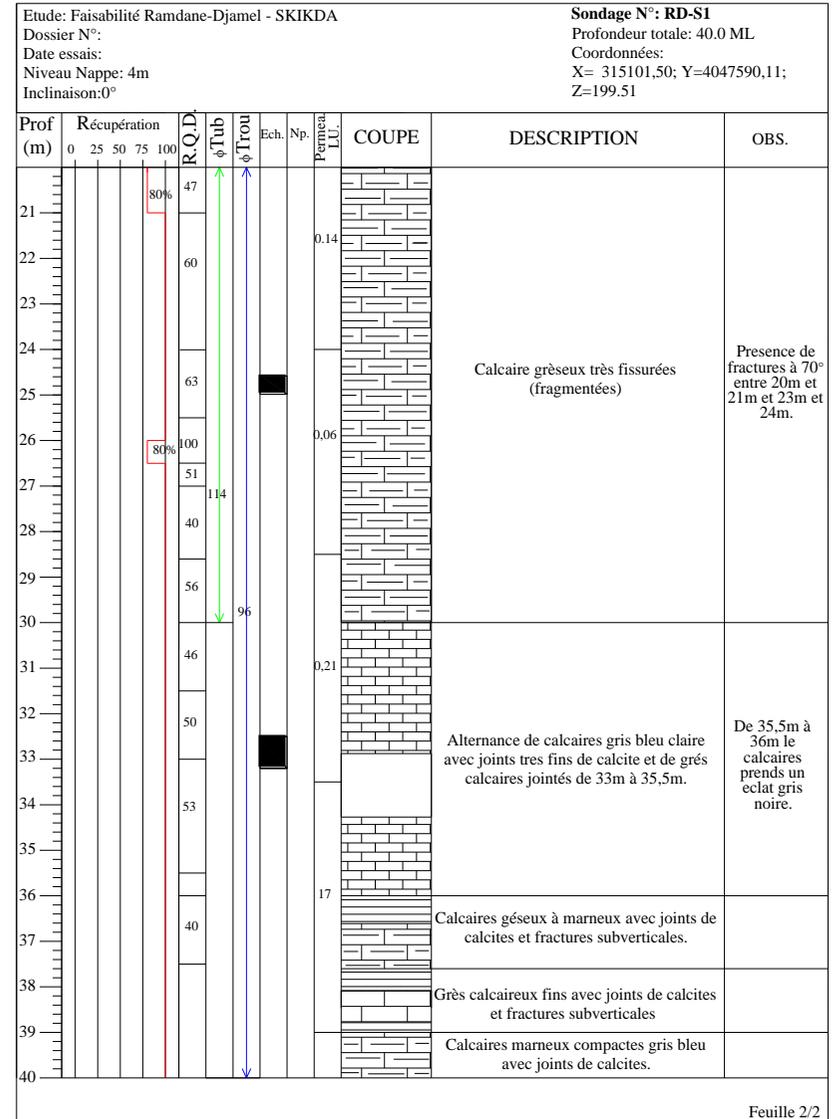
Log du puits P26				
Prof	Coupe	Lithologie	Ech	Nappe
0.4		Sables limoneux		
1		Sable moyens, graviers, galets et blocs décimétriques	2.20 m	2.4 m
2				
2.4				/
3				
4				

**Annexe M 1.4**

ANNEXE 04

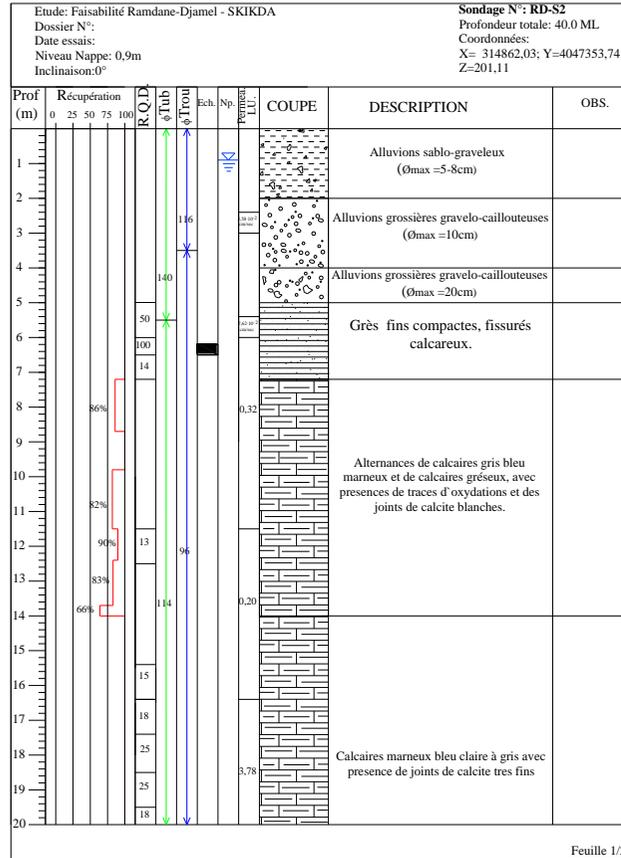


Annexe B1.1.

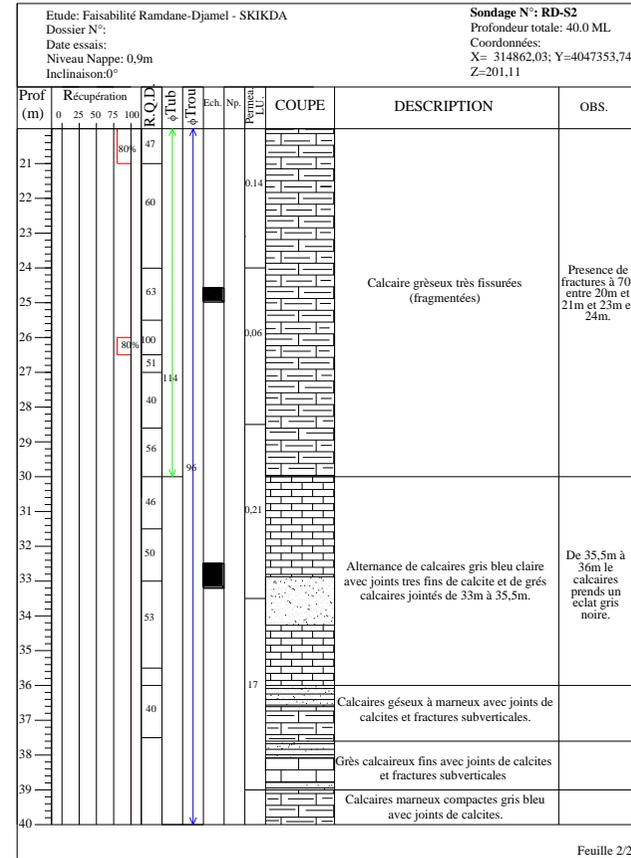


Annexe B1.2.

ANNEXE 04



Annexe B2.1.



Annexe B2.2.

# ***01 Slide Analysis Information***

## **Document Name**

File Name: Slide2

## **Project Settings**

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program  
Failure Direction: Right to Left  
Units of Measurement: SI Units  
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup>  
Groundwater Method: Water Surfaces  
Data Output: Standard  
Calculate Excess Pore Pressure: Off  
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off  
Random Numbers: Pseudo-random Seed  
Random Number Seed: 10116  
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

## **Analysis Methods**

Analysis Methods used:  
Bishop simplified  
Janbu simplified

Number of slices: 25  
Tolerance: 0.005  
Maximum number of iterations: 50

## **Surface Options**

Surface Type: Circular  
Search Method: Grid Search  
Radius increment: 10  
Composite Surfaces: Disabled  
Reverse Curvature: Create Tension Crack  
Minimum Elevation: Not Defined  
Minimum Depth: Not Defined

## **Material Properties**

Material: alluivon  
Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 22 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 1 kPa  
Friction Angle: 32 degrees  
Water Surface: None

Material: argile  
Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 17 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 5 kPa  
Friction Angle: 25 degrees

Water Surface: None

### **List of All Coordinates**

#### Material Boundary

158.000	0.000
194.000	60.000
197.000	60.000

#### External Boundary

0.000	0.000
158.000	0.000
197.000	0.000
197.000	60.000
197.000	61.500
191.000	61.500
131.000	41.500
127.000	41.500
67.000	21.500
63.000	21.500

#### Focus/Block Search Line

150.202	15.317
156.902	6.384

#### Search Grid

53.439	73.141
143.492	73.141
143.492	115.707
53.439	115.707

## 02 ***Slide Analysis Information***

### **Document Name**

File Name: Slide3

### **Project Settings**

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program  
Failure Direction: Right to Left  
Units of Measurement: SI Units  
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup>  
Groundwater Method: Water Surfaces  
Data Output: Standard  
Calculate Excess Pore Pressure: Off  
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off  
Random Numbers: Pseudo-random Seed  
Random Number Seed: 10116  
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

### **Analysis Methods**

Analysis Methods used:

Bishop simplified  
Janbu simplified

Number of slices: 25  
Tolerance: 0.005  
Maximum number of iterations: 50

### **Surface Options**

Surface Type: Circular  
Search Method: Grid Search  
Radius increment: 10  
Composite Surfaces: Disabled  
Reverse Curvature: Create Tension Crack  
Minimum Elevation: Not Defined  
Minimum Depth: Not Defined

### **Material Properties**

Material: alluivon  
Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 22 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 1 kPa  
Friction Angle: 32 degrees  
Water Surface: Water Table  
Custom Hu value: 1

Material: argile  
Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 17 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 5 kPa  
Friction Angle: 25 degrees  
Water Surface: Water Table  
Custom Hu value: 1

Material: ARGEILE  
Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 22 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 5 kPa  
Friction Angle: 25 degrees  
Water Surface: Water Table  
Custom Hu value: 1

Material: ALUVION  
Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 25 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 1 kPa  
Friction Angle: 32 degrees  
Water Surface: Water Table  
Custom Hu value: 1

### **Global Minimums**

Method: bishop simplified  
FS: 2.501370

Center: 93.808, 112.667  
Radius: 112.586  
Left Slip Surface Endpoint: 40.136, 13.697  
Right Slip Surface Endpoint: 194.095, 61.500  
Resisting Moment=5.82378e+006 kN-m  
Driving Moment=2.32824e+006 kN-m

Method: janbu simplified

FS: 2.187140  
Center: 93.808, 112.667  
Radius: 112.586  
Left Slip Surface Endpoint: 40.136, 13.697  
Right Slip Surface Endpoint: 194.095, 61.500  
Resisting Horizontal Force=46234.5 kN  
Driving Horizontal Force=21139.3 kN

### **Valid / Invalid Surfaces**

Method: bishop simplified

Number of Valid Surfaces: 563  
Number of Invalid Surfaces: 4387  
Error Codes:  
Error Code -103 reported for 1857 surfaces  
Error Code -1000 reported for 2530 surfaces

Method: janbu simplified

Number of Valid Surfaces: 563  
Number of Invalid Surfaces: 4387  
Error Codes:  
Error Code -103 reported for 1857 surfaces  
Error Code -1000 reported for 2530 surfaces

### **Error Codes**

The following errors were encountered during the computation:

-103 = Two surface / slope intersections, but one or more surface / nonslope external polygon intersections lie between them. This usually occurs when the slip surface extends past the bottom of the soil region, but may also occur on a benched slope model with two sets of Slope Limits.

-1000 = No valid slip surfaces are generated at a grid center. Unable to draw a surface.

### **List of All Coordinates**

Search Grid

53.439	73.141
143.492	73.141
143.492	115.707
53.439	115.707

Material Boundary

158.000	0.000
169.767	19.612
194.000	60.000
197.000	60.000

Material Boundary

170.065	19.682
180.000	22.000
197.000	35.466

Material Boundary

1.990	0.679
50.000	5.000
100.000	10.000
150.000	15.000
169.767	19.612
170.065	19.682

Material Boundary

158.000	0.000
170.065	19.682

External Boundary

0.000	0.000
158.000	0.000
197.000	0.000
197.000	35.466
197.000	60.000
197.000	61.500
191.000	61.500
131.000	41.500
127.000	41.500
67.000	21.500
63.000	21.500
1.990	0.679

Water Table

246.862	53.533
230.000	52.300
225.000	50.000
220.000	47.830
215.000	45.480
210.000	43.000
205.000	40.350
200.000	37.470
195.000	34.440
190.000	31.110
185.000	27.330
180.000	22.000
150.000	15.000
100.000	10.000
50.000	5.000
0.000	0.500
262.585	0.500
262.585	53.533

246.862 53.533

Focus/Block Search Line

150.202 15.317

156.902 6.384