

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
«ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : conception des ouvrages hydrotechnique.

THEME :

**Etude d'avant projet détaillée de la digue du barrage de
Tagharist (W.KHENCHELA)**

Présenté par :
M^r BAKROUNE NADIR

Promoteur :
M^r B.CHERIF

Devant le jury composé de :

Président : M^r M.HASSAN

Examineurs: M^{me} A.ADDOU
M^{me} A.HADJ SADOK
M^r A.HABBOUCHE

Octobre 2011

∞ REMERCIEMENTS ∞

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur *M^{ex} BACHIR CHERIF*, pour l'aide qu'il m'a offert durant la période de réalisation de ce travail.

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Mon derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis de la promotion 2011, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin.

Grands mercis à vous tous.

∞ DEDICACE ∞

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

À mon père BAKROUNE Med HAFNAOUI que je tiens ma fierté et ma persévérance

À ma très chère mère OM HANI à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

À mes très chères sœurs HAKIMA. SABAH, SABRINA et RAHMA,.

À mes frères MAMOUNE et IMAD.

A mes neveux KHATIB .KHALIL.KHIRO.NADA.ADEM.AICHA .RIHAB ET notre petite princesse WISSAM

À tous (tes) mes oncles et mes tantes sans exception, ainsi leurs épouses et époux.

À tous (tes) mes cousins et cousines.

À toutes la famille : BAKROUNE

A tous mes amis de kamouda : BELGESEM, NABIL, IMAD, BILAL, SALEH, FARES ZINO, AL3ALMI, MOU3AD et pour tout le monde

Le long de ma vie, J'ai été entouré de personnes qui m'ont donné le meilleur d'eux même, je crois qu'aujourd'hui il est le temps de dédiés du fond du cœur ce modeste travail a : ABDOU. AZZA, BAHI, AMIN, SALMAN, SIDALI (elhobla) .MESSOUM. DAKA .HAYDER .ADEL, RAMZI, SOUFIANE, ISHAK, BAKER, DAKA, HARRACHI, DJAMEL, RAFIK, NASSIM La liste est assez longue, je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fier.

A tous et à toutes, je dédie ce travail

BAKROUNE NADIR 2011 ✍

ملخص:

في إطار الاستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية من أجل تخزين ملايين الأمتار المكعبة التي تتسرب إلى البحر و عبر الحدود، لذا ترى الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات ضرورة إنشاء سدود وحواجز مائية بالمنطقة . وعلى اثر ذلك ، يجب الاهتمام بهذه المنشآت من حيث تقدير الأبعاد الهندسية والاختيار الأمثل لمواقعها ودراسة جميع ملحقاتها وامتداداتها.

هذا العمل يتضمن الدراسة المدققة لما قبل إنجاز سد مائي على مستوى ولاية خنشلة وبالتحديد على مستوى وادي تغريست

Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des eaux et afin de mobiliser des millions de mètre cubent d'eau qui sont perdus (rejet en mer et pertes au niveau des frontières). L'ANBT s'est vue réaliser des barrages et des retenues collinaires.

Toutefois l'étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, l'étude que nous avons menée dans ce MFE est une étude d'APD de la digue du barrage de TAGHARIST dans la wilaya de KHENCHELA et principalement sur l'Oued TAGHARIST.

Abstract:

In the setting of the national strategy concerning conservation of water, in order to mobilize an important quality of water that is lost (dismissal in sea and loss at the borders). The Agency of transfers and dams saw itself achieving dams.

However the survey, the choice and the dimensionality of the storage works deserve to be deepened

So to survey we led in this study a preliminary detail project of a dam in the wilaya of the area of KHENCHELA on Oued TAGHARIST

SOMMAIRE:

Chapitre I : étude topographique

Introduction	1
I-1- Généralités sur les barrages :	2
I.2. Situation géographique du site :	3
I.3. Documentation topographique	3
I.4. Choix du site du barrage :	4
I.5.caractéristiques morphologiques	5

Chapitre I : étude géologique

II.1. ETUDE GEOLOGIQUE	6
II.2.Etude et reconnaissances réalisées sur le site :	7
II.3.Situation géographique, accès et topographie :	7
II.4. Géologie régionale :	7
II.4.1.Géologie de la zone d'étude :	8
II.4.1.1. géologie de la cuvette :	8
II.4.1.1.A. Les formations superficielles	8
II.4.1.1.B. Les formations anciennes :	9
II.5. Cadre tectonique de la région :	11
II.5.1. Tectonique:	12
II.5.1.1. Les structures plissées :	12
II.5.1.2. Les structures cassantes :	13
II.5.2.Séismicité	14
II.5.2.1. Paramètres d'Etudes Sismiques :	14
II.6 .Travaux de reconnaissance :	14
II.6.1. Les moyens utilisés :	15
II.6.2. Axes du barrage proposé :	16
II.6.2.1. Investigation Géotechnique de la Première Phase :	16
II.6.2.2.Choix de l'axe :	17
II.6.2.2.1. Investigation Géotechnique de la Seconde Phase :	17
II.6.3. Interprétation des Résultats de l'Investigation Géotechnique de laDeuxième Phase	17
II.6.3.1.Taux de récupération et valeur de RQD la marne grise :	17
II.6.3.2.Essais d'Identification des Sols	18
II.6.4.Paramètres géotechniques adoptés pour la fondation	20
II-7 Gîtes d'emprunt :	30
II-7-1. Matériaux de construction :	31
II-7-1.1. Matériaux pour le noyau argileux	31
II-7-1.2.Matériaux pour les Recharges :	32
II-7-1.3.Matériaux pour Enrochement et Agrégats :	33
CONCLUSION	34

Chapitre III : étude hydrologique

Introduction.....	35
III.1.Le bassin versant	36
III.1.1. Caractéristiques générales du bassin versant.....	36
III.1.2. Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant.....	37
III.1.2.1 Caractéristiques physiques du bassin versant.....	38
A- les caractéristiques géométriques	38
B- Caractéristiques hydro morphologiques	39
C. Caractéristiques hydrographiques	45
D. Caractéristiques physiographiques.....	51
III.1.3. Caractéristiques climatiques du bassin versant.....	54
III.1.3.1. Température	54
III.1.3.2.répartition mensuelle du vent	55
III.1.3.3L'évaporation	56
III.1.3.4 la pluviométrie.....	57
III.2. Les précipitations maximales journalières	59
III.2.1 Choix de la loi d'ajustement.....	60
III.2.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	60
III.2.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON	62
III.2.4. La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	67
III.3 Etudes des apports	70
III.3.1. Estimation de l'apport moyen annuel.....	70
III.3.1.1 La Station Hydrométrique.....	70
III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	71
III.3.2 Estimation fréquentielle des apports.....	72
III.4. Etude des crues	74
III.4.1. Hydrogramme de crue	75
III.4.2.Estimation de la crue de projet.....	79
III.4.3 Choix de la crue de chantier.....	81
III.4.4.Apport solide et Estimation de volume mort.....	83
III.4.5 Formules empiriques.....	83
III.4.6.Calcul du volume mort	84
III.5.Régularisation	86
<i>III.5.3.Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface »</i>	87
III.5.4. Calcul du volume utile.....	90
III.5.4.1Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	90
III.5.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).....	93
III.5.4. 3 La Régularisation Interannuelle	98
III.6.Laminage des crues	100
Introduction	100
III.6.2. description et principe de l'effet de laminage	100
III.6.3Méthode de KOTCHERINE.....	101
III.6.3.2- Estimation de la charge au dessus du déversoir.....	102
III.7 Etude d'optimisation	107
III.7.1. calcul de la revanche.....	108
III.7.2. largeur en crête	109
III.7.3.Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes	110
III.7.4.Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues	112

III.7.4.1.Coût de la tulipe	113
III.7.4.2.Coût du canal d'approche	113
Conclusion	116

Chapitre IV : Etude Des variantes De la digue

Introduction	117
IV-1- Le choix du site du barrage	117
IV-2- Le choix du type de barrage	118
IV-3- Les variantes à choisir	119
IV.4. Définition de profil général du barrage	120
IV.4.1. Hauteur de barrage.....	120
IV.4.1.1. Calcul de la revanche.....	120
IV.4.2. Largeur en crête.....	121
IV.4.3. La longueur en crête.....	122
IV.4.4. Fixation du choix définitif du type de barrage.....	122
IV.4.5. Pentés des talus.....	124
IV.4.6. Les bermes.....	125
IV.5.Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus.	125
IV.5.1, Etanchéité du barrage.....	126
A- Le Noyau.....	126
B- Les drains.....	127
IV.6. Etude Technico-économique	129
IV.6.1. Barrage Homogène en argile avec drain vertical.....	130
IV.6.1.1. Recharge.....	131
IV.6.1.2. Protection en rip-rap.....	131
IV.6.1.3. Filtre et drains.....	132
IV.6.2. Barrage Zoné a noyau d'argile	133
IV.6.2.1. le Noyau.....	133
IV.6.2.2. Recharge.....	134
IV.6.2.3. Protection en rip-rap.....	134
IV.5.2.4. Filtre et drains	135
IV.6.3. Barrage en enrochement avec masque en béton	136
IV.6.3.1. Recharge	136
IV.6.3.2. masque en béton	137
IV.7. Estimation du coût des variantes	138
IV.8. Comparaison financière des trois variantes	139
Conclusion	139

Chapitre V : conception détaillé de la digue

INTRODUCTION :	
V.1. DIMENSION DE LA DIGUE :	140
V.1.1 Hauteur du barrage :	140
V.1.2 Conception de la crête :	141
V.1.2.1.1 Largeur en crête :	141
V.1.2.2 Longueur en crête :	141
V.1.2.3 Cote en crête du barrage :	141
V.1.3. Les pentes du talus	142
V.1.4 Les Bermes :	142
V.1.5. Protection des talus :	143
V.2. Etanchéité de barrage	146
V.2.1. Choix du système d'étanchéité	146
V.2. 2. Différents types d'organes d'étanchéité	146
V.2.3 - Dimensionnement du noyau :	148
V.3. Clé d'étanchéité	150
V.4. Drainage de la digue	150
V.4.1. But du drainage :	151
V.4.2. Constitution et fonctionnement des filtres et drains	151
V.4.2.1. les filtres :	151
V.4.2.2. les drains :	152
V.4.3. Règles générales de dimensionnement des drains et filtres :	152
V.4.3.1. Calcul des drains :	153
V.4.3.2. Calcul des filtres :	155
V.4.4. Protection de la crête :	158
V-5- Etude des infiltrations :	158
V-5-1- Ligne de saturation :	159
V-5.2. Construction de la ligne de saturation :	161
V.5.3. Calcul du débit de fuite par infiltration :	162
V.5.4. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :	163
V.5.4.1. dispositif d'étanchéité :	163
V.5.4.2. fondation du barrage :	164
V-6- Calcul de stabilité :	165
V-6-1- Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :	165
V-6-2- Conséquences de l'instabilité de talus	166
V-6-3- Ordre de calcul (Méthode des tranches)	167
V-6-4- Calcul des forces appliquées à chaque tranche	169
V-6-5- Classement des forces	170
V.6.6. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	171
V.6.6. Paramètres de calcul	172
Conclusion	174

Chapitre VI : Organisation de chantier

Introduction	173
VI.1. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	173
VI.1.1. Installations destinées au personnel.....	173
VI.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux	174
VI.1.3. Installations destinées à la réparation des engins.....	176
VI.1.4. Installation destinée pour la préfabrication.....	176
VI.1.5. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier.....	176
VI.2. Ordre d'exécution des travaux	178
VI.2. 1. Terrassement au niveau des installations de chantier.....	178
VI.2. 2. Dérivation provisoire	179
VI.2.3. Exécution de la digue	182
VI.2.4. Exécution des travaux de bétonnage	184
VI.3. Planification	186
VI.3.1. Définition.....	186
VI.3.2. Techniques de la planification.....	186
VI.3.2.1. méthodes basées sur le réseau.....	186
VI.3.3. Les étapes de la planification.....	187
VI.3.4. Les paramètres de la méthode C.P.M	188
VI.3.5. Délai de construction et programme des travaux.....	190
VI.3.6. Symboles des différentes opérations.....	191
VI.3.7. Détermination des chemins critiques.....	192
VI.3.8. Le devis estimatif et quantitatif du barrage.....	195
Conclusion	196

Chapitre VII: Protection Et sécurité Du Travail

Introduction	197
VII.1. Causes des accidents de travail	197
VII.1.1. facteurs humains.....	198
VII.1.2. facteurs matériels.....	198
VII.2.Causes des maladies professionnelles	198
VII.3.Conditions dangereuses dans le chantier	199
VII.3.1. Methode et moyens de prévention.....	199
VII.4.Actions dangereuses	200
VII.4.1. Methode et moyens de prévention.....	200
VII.5 : Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel	200
VII.5.1 : Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation	201
1. La méthode dynamique.....	201
2. Méthode d'équifraction.....	202
VII.5.2 : Calcul du diamètre des canalisations	202
Conclusion	202

Liste des tableaux :

Tableau II-1 : données de tremblements qui se produits dans le passé.....	13
Tableau II-2 : Récapitulation des Résultats des Valeurs R.Q.D pour la Marne.....	18
Tableau II-3 : Récapitulation des Valeurs de l'Indice de Plasticité (en %)......	19
Tableau II-4: Récapitulation des Valeurs de la Teneur en Eau (en %)......	20
Tableau II-5 : Récapitulation des Valeurs de la Densité Apparente (en g/cm ³)......	21
Tableau II-6 : Récapitulation des Valeurs du Poids Spécifique (en g/cm ³)......	22
Tableau II-7 : Récapitulation des Valeurs de la Densité Sèche (en g/cm ³)......	22
Tableau II-8 : Récapitulation des Valeurs de Résistance à la Compression Simple	23
Tableau II-9 : Récapitulation des Valeurs de Résistance à la Compression Simple Saturée	24
Tableau II-10 : Récapitulation des valeurs du module de déformation de la marne grise .compacte (en bars).....	25
Tableau II-11 : Récapitulation des valeurs du module de déformation saturé de la marne grise (en bars).....	25
Tableau II-12 : Récapitulation des Valeurs de Résistance à la Traction de la Marne Grise (en bars).....	26
Tableau II-13: Récapitulation des Résultats des Essais de Cisaillement Direct(CI).....	27
Tableau II-14: Récapitulation des Résultats des Essais de Cisaillement Direct(UU).....	28
Tableau II-15 : Récapitulation des Résultats des Essais de Cisaillement Direct, CD.....	28
Tableau II-16 : Récapitulatif des Propriétés Géotechniques Essentielles des Colluvions.....	29
Tableau II-17 : Récapitulation des Propriétés Géotechnique Essentielles des Marnes Grises.....	30
Tableau II -18 : Tableau Récapitulatif des Quantités d'Argiles Prévues.....	32
Tableau II -18 : Tableau Récapitulatif des Quantités d'Alluvions / Colluvions Prévues.....	33
Tableau III.1 : Calcul des surfaces cumulées.....	46

Tableau III.2 : Détermination de l'altitude moyenne.....	48
Tableau III.3 : Détermination des altitudes.....	49
Tableau III.4 : détermination de la pente M. Roche Ip.....	50
Tableau III.5 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant.....	53
Tableau III.6 : la température du site	55
Tableau III.7 : Répartition mensuelle du vent.....	55
Tableau III.8 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	56
Tableau III.9 : Station pluviométrique.....	57
Tableau III.10 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	58
Tableau III.11 : Caractéristiques de la série avec N=40ans	59
Tableau III.12 : résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel.....	62
Tableau III.13 : résultat de l'ajustement a la loi de Galton.....	63
Tableau III.14: Intensité pour les différentes fréquences.....	64
Tableau III.15: Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station :.....	67
Tableau III.16 : résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel.....	72
Tableau III.17: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	73
Tableau III.18 : Débits fréquentielles calculés :.....	75
Tableau III.19: débits fréquentielles pour la construction l'hydrogramme de crue.....	76
Tableau III.20 : Catégories des dommages résultant des crues.....	80
Tableau III.21 : Crues de projet recommandé.....	80
Tableau III.22 : Répartition mensuelle des besoins.....	86
Tableau III.23 : répartition mensuelle des apports.....	86
Tableau III.24 : Courbes topographiques et volumétrique.....	87
Tableau III.25 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm ³).....	92
Tableau III.26 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	93
Tableau III.27 : Les volumes des pertes dans la retenue : 1 ^{ere} approximation.....	94
Tableau III.28 : Les volumes des pertes dans la retenue :2 ^{eme} approximation.....	94
Tableau III.29 : Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :1 ^{ere} approximatton.....	95
Tableau III.30 : Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :2 ^{eme} approximation.....	96
Tableau III.31 caractéristique de largeur de déversoir.....	98
Tableau III.32 : récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête.....	103
Tableau III.33 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	110

Tableau III.34 : Résultats de calculs du coût de la tulipe pour les différentes largeurs déversantes	113
Tableau III.35 : Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes	113
Tableau III.36 : Tableau récapitulatif des prix totaux	114
Tableau III.37 : tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.....	116
Tableau IV.1 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.....	122
Tableau IV. 2 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....	124
Tableau IV.3 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.....	126
Tableau IV. 4 : volume de recharge (Argile).....	131
Tableau IV. 5 : volume des recharges.....	131
Tableau IV. 6 : volume des graviers.....	132
Tableau IV.7 : volume des sables.....	132
Tableau IV. 8 : volume du Noyau.....	133
Tableau IV.9 : volume des recharges.....	134
Tableau IV.10 : volume des recharges.....	134
Tableau IV.11 : volume des graviers.....	135
Tableau IV.12 : volume des sables.....	135
Tableau IV.13 : volume des recharges.....	136
Tableau IV.14: volume des recharges.....	137
Tableau IV.15 : les coûts des variantes étudiant.....	138
Tableau V.2: Valeurs indicatives des pentes des talus.....	142
Tableau. V- 3-Epaisseur de l'enrochement en fonction des vagues.	144
Tableau V.4 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	144
Tableau. V-5- Récapitulation des calculs.....	145
Tableau V.6 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.....	148
Tableau V.7 : épaisseur minimal de drain (Gérard DEGOUTTE ,1997).....	152
Tableau V.8: Coordonnées de la parabole de KOZENY :	159
Tableau V.9: Débit de fuite de la digue	161
Tableau V.10 : Débit de fuite de la Fondation.....	161
Tableau V.12: Débit de fuite de Barrage.....	161
Tableau V.13 : Détermination de coefficient de sécurité.....	165
Tableau V.14 : Coefficient de stabilité admissible des talus.....	165

Tableau V.15 : Les caractéristiques géotechniques des sols	170
Tableau V.16 : coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	171.
Tableau .VI.1. Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats	174
Tableau VI.2 : Tableau des normes.....	175
Tableau VI.3 : symboles des opérations.....	191
Tableau VI.4 : Détermination des chemins critiques.....	192
Tableau VI.5 : Le devis estimatif et quantitatif.....	195
Tableau VII.1 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations.....	201

.

Liste des figures :

Fig I.1 : Localisation du barrage TAGHARISTE.....	3
FigII. 1. Cuvette du barrage de Tagharist au pied du versant nord du Chélia.....	6
FigII. 2 : Carte des zones séismiques (RPA99-Version 2003).....	12
Fig III. 1 : délimitation du bassin versant.....	36
Fig III.2: Le réseau hydrographique du bassin versant.....	37
Fig III.3: plane de situation générale du bassin versant du barrage de Taghariste.....	38
Fig III.4: Rectangle équivalent.....	41
Fig III.5 : Courbe hypsométrique.....	42
Fig III.6 : Plan altimétrique du bassin versant.....	43
Fig III.7 : Classification du cours d'eau principal.....	44
Fig III.8 : Stations pluviométriques dans la zone de projet.....	54
Fig III. 9 : Répartition mensuelle de la température.....	55
Fig III.10 : Répartition mensuelle du vent.....	56
Fig III.11 : répartition mensuelle de l'évapor.....	57
Fig III.12 : répartition mensuelle de la précipitation.....	58
Fig III.15 : Pluie de Courte Durée.....	67
Fig III.16: Intensité.....	68
Fig III.17 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	70
Fig III.18 : représentation graphique de la loi log-normale.....	73
Fig III.19: Répartition mensuelle des apports 80%.....	74
Fig III.20 :L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY).....	78
Fig III.21 :hydraugramme de la crue de projet (1000ans).....	81
Fig III.22 : hydraugramme de la crue de chantier (20 ans).....	82
Fig III.23 : Courbes Capacité- -Hauteur.....	89
Fig III.24 : Courbes $H=f(Q,q)$	104
Fig III.25 : Courbes $V=f(Q,q)$	105
Fig III.18. Courbe d'optimisation.....	115

Introduction générale :

L'estimation actuelle du stockage total des réservoirs dans le monde est d'environ 7000 km³. Ce stockage est utilisé pour l'approvisionnement en eau, l'irrigation, la production d'électricité et les contrôles des crues

L'Algérie comme tous les pays arides et semi-arides, se caractérise par une rareté des ressources en eau. Pour répondre aux besoins en eau toujours croissants de la population, de l'agriculture et de l'industrie, des barrages sont construits, en cours de construction ou encore programmés pour la mobilisation des eaux de surface. Dans ce cadre bien précis la wilaya de KHENCHELA a bénéficié d'un projet qui consiste à réaliser un barrage dans la commune de YABOUS et sur l'oued Tagharist

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

Le contenu comprendra sept chapitres. Nous allons faire une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable. Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, et enfin le calcul de l'optimisation dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue.

On consacrera un chapitre pour l'analyse des variantes de digues et le choix sera en fonction de la disponibilité des matériaux ainsi que une étude détaillée de la conception, d'infiltration et de stabilité des talus.

Un autre chapitre sera consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

En terminant par un chapitre qui traitera la protection et la sécurité de travail.

CHAPITRE I

Etude

Topographique

I. Introduction :

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

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

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

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

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

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

I.1. Généralités sur les barrages :

Définition :

Les barrages sont des ouvrages destinés à retenir et à stocker de l'eau pour la restituer à des utilisateurs divers.

Ce sont des ouvrages hydrauliques, souvent importants, très délicats du point de vue de leur conception, et de leur réalisation et de leur exploitation et qui nécessitent un entretien très soutenu et soigné. ainsi qu'un contrôle rigoureux par des équipements d'auscultation.

En effet, la ruine partielle ou totale d'un tel ouvrage se traduit par une catastrophe, la plus part des temps.

Si on veut une définition complète, on peut se rapporter de celle donnée par le professeur **H.PRESS de Berlin** : « un barrage est un ouvrage fixe de retenue qui partant de la section du cours d'eau, ferme complètement la vallée et réalise un bassin de retenue utilisé comme réservoir ».

But des barrages :

Le but principal du barrage d'après sa définition, est l'accumulation. Cette accumulation sert à compenser l'inégalité des apports de la rivière et à adopter l'utilisation et la consommation de l'eau aux besoins.

Un but secondaire (parfois primordial dans notre pays) est la protection contre les crues.

Enumérons les divers buts d'utilisation d'un barrage que l'on peut associer dans le même ouvrage :

- 1-protection contre les crues
- 2-alimentation en eau potable
- 3-amélioration de la navigation
- 4-irrigation
- 5-production de l'énergie électrique
- 6-besoins industriels

7-autres buts (dilution des eaux usées, amélioration de la nappe phréatique, protection contre le charriage et l'envasement

I.2. Situation géographique du site :

Le site du barrage TAGHARIST, situé dans la commune de Yabous (Wilaya de Khenchela), se trouve juste à l'amont du point où l'oued traverse un escarpement de grès qui forme la limite nord du massif des Aurès.

Cette gorge (1180 m NGA environ au lit d'oued) se trouve à environ 2 Km au Sud – Est du chef lieu de la commune de Yabous et à 11 Km au Sud – Sud – Est de la commune d'Ouled Fadhel (Touffana). la commune de YABOUS précisément, qui est limitée par :

La commune de Ouled Fadhel et la commune de fais au nord, la Commune de CHELIA au sud, la Commune de KAIS au nord sud, la Commune de MEDINA a l'ouest.



Fig I.1 : Localisation du barrage TAGHARISTE (vue satellite)**I.3. Documentation topographique :**

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

La documentation topographique pour des travaux sur l'étude de faisabilité du barrage et pour justifier les conceptions de l'étude, on a reçu les documents cartographiques suivant:

- 2 Cartes topographique Ech 1 :25 000 ;
- Levé topographique du site du barrage Ech 1 :1000 ;

I.4. Choix du site du barrage :

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

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

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

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

Ses coordonnées UTM sont:

$$X = 286\ 303$$

$$Y = 3\,918\,672$$

$$Z = 1216.50 \text{ m NGA}$$

I.5.caractéristiques morphologiques :

Le bassin versant d'oued de Taghariste constitue une zone de transition orographique entre le massif élevé du Chélia au sud (2 326m), à relief escarpé, et le bassin de Touffana, au nord, à relief plus adouci, de type collinaire (900 à 1 200m). Cette morphologie prévaut sur plus de 100km dans la direction Est-Ouest, entre Batna et Khenchela, où le réseau hydrographique débouche dans le bassin néogène de Timgad, par des gorges très entaillées franchissant les formations atlasiques anciennes (Foum Toub, Foum Tagharist, Foum El Gueiss).

A l'échelle de la cuvette du barrage, l'oued Tagharist présente un écoulement sensiblement Sud-Nord. Il traverse des structures géologiques assez orthogonales à sa direction d'écoulement et débouche dans la plaine de Yabous, en franchissant une série de barres gréseuses qui soulignent la limite entre la plaine et le domaine montagneux

Dans ce contexte morfo-structural, la vallée est étroite et la prédominance des alluvions grossières dans le lit mineur, témoigne d'un écoulement torrentiel de ce cours d'eau

Le réseau hydrographique qui lui est associé est représenté essentiellement par deux thalwegs en rive droite, au niveau des lieux-dits : Touchent et Aghlane, et un thalweg en rive gauche, au niveau de Diar el Gaïd. Ces thalwegs, orientés NE-SO, sont, contrairement au cours d'eau principal, conformes à la direction des couches et creusés dans les formations les plus faciles à l'érosion (marnes et pélites crétacées).

La vallée de l'oued Tagharist et ses affluents sont délimités par des reliefs suffisamment boisés, de pentes moyennes de 20 à 40°, à l'exception de quelques barres rocheuses qui forment des arêtes bien visibles sur le terrain. La dénivelée entre la vallée et les sommets de la cuvette ne dépasse pas 150m et le raccordement topographique se fait progressivement par une accumulation de colluvions à dominante argileuse.

La végétation est de type maquis, parsemée de quelques bois de chênes. Une petite agriculture vivrière est développée sur les terrasses alluviales étroites de l'oued Tagharist et ses glacis latéraux

CHAPITRE II

Etude

Géologique

Et géotechnique

II.1. ETUDE GEOLOGIQUE :

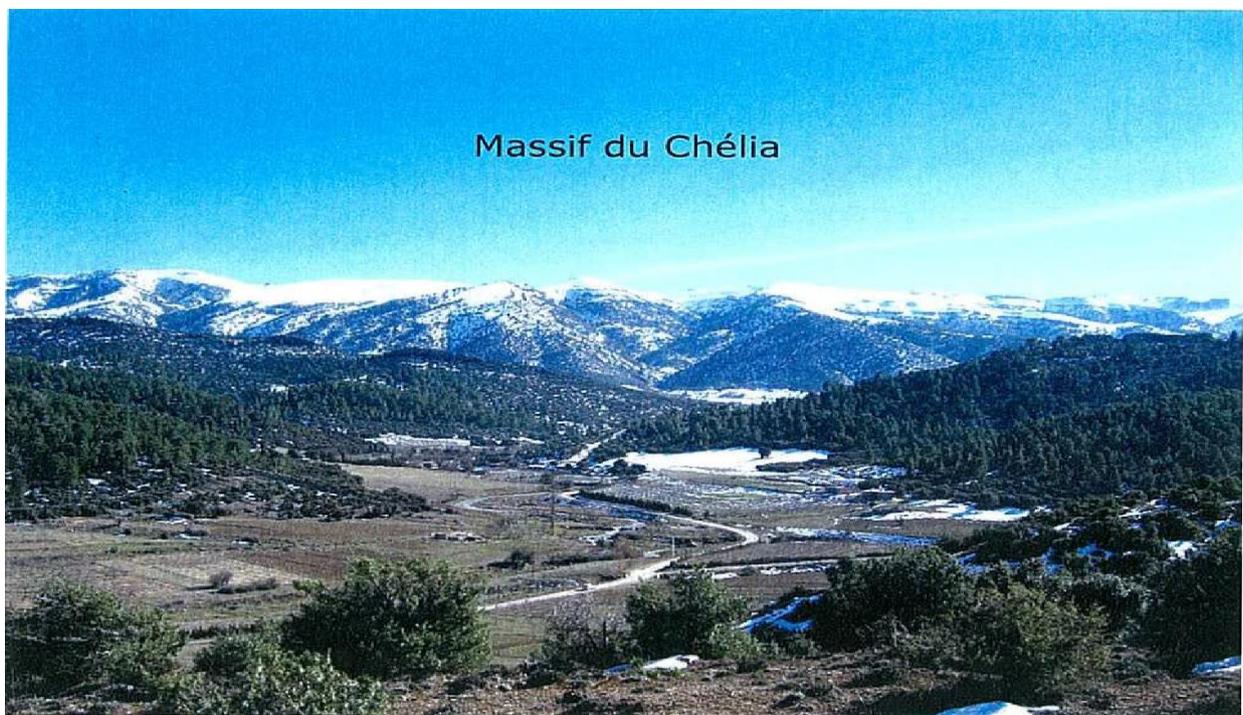
Introduction :

La réalisation d'un projet de barrage nécessite une certaine connaissance d'ordre Géologique et Géotechnique qui permet de justifier le choix du site et le type de barrage.

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

Le site du projet de barrage de Tagharist est localisé dans la Wilaya de Khenchela, au pied nord du Djebel Chelia (photo 1) et en amont immédiat du village de Yabous.

Site du barrage



FigII. 1. Cuvette du barrage de Tagharist au pied du versant nord du Chélia

La présente étude géologique est basée sur :

- la synthèse de l'étude géologique de faisabilité et de ses données d'investigation in situ (5 sondages carottés de 31,5 à 45,5m et 27 puits à la pelle mécanique),

- un levé géologique du site et de la cuvette, à l'échelle du 1/5 000^{ème}, l'analyse des 13 sondages carottés réalisés dans le cadre de cette étude d'APD.

II.2. Etude et reconnaissances réalisées sur le site :

Coordonnées UTM sont les suivantes :

X=286 303

Y=3198672

Z =1216.50 m NGA

***Les antécédents :**

Note explicative de la carte géologique au 1/50.000° khenchela service de la carte géologique de l'Algérie.

Topographie :

Deux études topographiques sont réalisées sur l'oued Taghariste :

-un levé topographique de la cuvette.

-un levé topographique du site.

II.3. Situation géographique, accès et topographie :

La région concernant le projet du barrage de Taghariste appartient à la zone est de l'Algérie Elle est localisée sur l'Oued Taghariste, au pied nord du Djebel Chelia et en amont immédiat du village de Yabous

Les deux grands ensembles morphologiques correspondant au massif du Chelia dans lequel nous intégrons la cuvette du barrage, et la plaine de Yabous Touffana, plus en aval du projet, correspondent à deux grands domaines géologiques distincts, qui sont :

* l'Atlas saharien des Aurès caractérisé par de grands plis d'échelle pluri-kilométrique, orientés NE-SO, à matériel essentiellement crétacé.

* le bassin néogène de Timgad, à matériel miocène, de structure plissée d'échelle plus modeste (kilométrique).

II.4. Géologie régionale :

La structure géologique du Nord de l'Algérie comprend les trois structures géomorphologiques suivantes

- l'Atlas Tellien
- le Haut Plateau entre l'Atlas Tellien et l'Atlas Saharien
- l'Atlas Saharien

* L'Atlas Tellien consiste en une succession de chaînes de montagne et de vallées parallèles au littoral avec des plateformes juxtaposées (bassins alluvionnaires) et un relief topographique haut avec un niveau maximal d'environ 2 000 m.

* Le Haut Plateau entre l'Atlas Tellien et l'Atlas Saharien est une région de plaines élevées (à environ 1 000 m) ayant une topographie relativement plate.

* L'Atlas Saharien est une chaîne de montagnes très plissées.

La zone autour du site du bassin est située entre l'extrémité Sud du Bassin Constantinois (Etendue Sud du Haut Plateau) et l'Etendue Nord de l'Atlas Saharien, Donc le barrage est situé près de la frontière des deux structures géologiques principales suivantes, nommément l'Atlas saharien des Aurès, au Sud, représenté par les formations rocheuses des périodes Jurassique - Crétacée. Il est caractérisé par de grands plis d'échelle pluri-kilométrique, orientés NE-SO, à matériel essentiellement crétacé.

II.4.1. Géologie de la zone d'étude :

Le bassin versant de l'oued Tagharist constitue une zone de transition orographique entre le massif élevé du Chélia au sud (2 326m), à relief escarpé, et le bassin de Touffana, au nord, à relief plus adouci, de type collinaire (900 à 1 200m). Cette morphologie prévaut sur plus de 100km dans la direction Est- Ouest, entre Batna et Khenchela, où le réseau hydrographique débouche dans le bassin néogène de Timgad, par des gorges très entaillées franchissant les formations atfasiques anciennes (Foum Toub, Foum Tagharist, Foum El Gueiss).

II.4.1.1. géologie de la cuvette :

La série stratigraphique du site du barrage et de sa cuvette est rendue relativement aisée à identifier, par suite d'une structure d'ensemble monoclinale assez redressée et d'une végétation clairsemée. Cette série est représentée par des formations superficielles récentes, quaternaires, et des formations plus anciennes d'âge miocène supérieur et crétacé.

II.4.1.1.A. Les formations superficielles :

1). Les alluvions actuelles du lit mineur : Elles sont représentées par des blocs roulés de 10 à 20cm de diamètre, des galets et graviers et du sable grossier en faible proportion. Ces alluvions sont de nature calcaire prédominante et gréseuse. Au droit des variantes de digue, leur épaisseur est de 3 à 4m. Elles conservent la même épaisseur plus en amont

2). Les terrasses alluviales récentes : Elles sont limoneuses en surface et deviennent plus grossières à partir de 0,5m de profondeur. Leur épaisseur moyenne est de l'ordre de 2 à 3m.

Elles sont très étroites, parfois inexistantes, et ne dépassent pas la largeur de 100m de part et d'autre de l'oued Tagharist.

3). Les terrasses alluviales anciennes : A l'affleurement, la présence de terrasses alluviales anciennes n'est témoignée que par un lambeau accroché en rive gauche de l'oued Tagharist à une altitude de 5m environ au dessus de la côte du lit mineur (Zkakat). Cette terrasse de 2 à 3m d'épaisseur, est formée par des alluvions grossières (galets et blocs calcaires et gréseux) dans une matrice limoneuse en faible proportion

4). Les colluvions : Elles sont distribuées sur les surfaces de faible déclivité (5 à 15% de pente) et jalonnent les berges du réseau hydrographique principal (l'oued Tagharist et ses affluents). Malgré leur hétérogénéité et leur variation d'épaisseur, on peut distinguer des colluvions fines, argilo - limoneuses, et des colluvions grossières à blocs et galets enrobés dans une matrice argileuse.

5). Les colluvions grossières : Elles sont particulièrement développées à proximité des 3 variantes de digue, de part et d'autre de l'oued Tagharist (Bouhazra), et à l'extrémité sud de la retenue (Cantina, Ras el Hanchir, Aghlane).

II.4.1.1.B. Les formations anciennes :

A partir de la première barre rocheuse qui domine au sud, le village de Yabous et en remontant le débouché (Foum) de l'oued Tagharist vers l'intérieur de la cuvette, une succession de reliefs découpés par quelques arêtes rocheuses vives, montrent une série stratigraphique représentée par le Miocène supérieur (Tortonien) et le Crétacé supérieur (Cénomaniens à Sénonien).

1). Le Tortonien :

Il est représenté par une alternance de bancs gréseux massifs dont on peut dénombrer 5 barres, et d'argiles grises, qui forment le premier relief au sud de Yabous . Les barres gréseuses, qui peuvent atteindre 10m d'épaisseur vers le sommet de la série, sont blanchâtres, grossiers et localement conglomératiques (dragées de quartz pilulaire). Les argiles sont souvent silteuses et renferment elles-mêmes des bancs gréseux d'échelle métrique. Elles forment des combes recouvertes par des éboulis. Le passage des argiles aux grès est souligné par une transition d'argiles sableuses verdâtres puis de bancs décimétriques gréseux.

2). Le Campanien :

Il est représenté par une série épaisse de marnes grises, assez homogènes. La stratification est soulignée par des bancs fins marno - calcaires, de couleur plus claire .Elles sont très pauvres en macro - fossiles, contrairement aux séries marneuses plus anciennes. Ces

marnes sont assez ravinées en surface par suite de leur décompression et altération. Dans la mesure où elles sont épaisses. Les nombreux sondages qui ont été réalisés dans cette formation montrent qu'elles deviennent de plus en plus denses en profondeur, de couleur plus sombre, et admettent quelques rares passées franchement calcaires. L'observation des carottes de sondages récents montre que ces marnes sont finement diaclasées et fracturées par endroits. Les fractures d'ouverture demi - centimétrique sont souvent recristallisées en calcite blanche. Elles sont par contre très sensibles à la décompression et se débitent alors, quelle que soit leur consistance, en fragments centimétriques anguleux. L'épaisseur de cette formation est de 500m environ.

3). Le Santonien :

Les marnes campaniennes passent progressivement à des marnes plus claires, à cassure terreuse et fossilifères (fragments d'Inocéram, Echinodermes, Huîtres, Strombes). Celles-ci renferment des bancs marno-calcaires noduleux, d'épaisseur décimétrique, fossilifères. Elles sont ravinées et recouvertes par une mince pellicule d'éboulis (nodules marno-calcaires) en surface. La végétation arborée qui recouvre cette formation la protège efficacement contre l'érosion. Son épaisseur est de 150 à 200m.

4). Le Coniacien :

Au-dessous du banc calcaire - dolomitique que nous avons attribué au Santonien, se développe une sédimentation à dominante marno - calcaire et pélitique, en bancs centimétriques à décimétriques, très fossilifères (huîtres). Le sommet de la formation renferme des niveaux calcaires noduleux, comparables à ceux du Santonien, tandis que sa base est caractérisée par la présence de bancs fins et durs de couleur sombre. Cette formation est largement visible au fond du thalweg qui remonte, en rive droite de l'oued Tagharist, vers le village de Touchent. Dans son ensemble, elle est plus robuste que la formation précédente et donc plus résistante à l'érosion. Son épaisseur est de 300 à 350m.

5). Le Turonien :

On a distingué sur le plan lithologique et cartographique deux formations turoniennes et on a adopté comme limite supérieure les trois bancs calcaires métriques à minces joints marneux, qui affleurent sur toute la largeur de l'oued Tagharist, à Diar El Gaïd, en formant des seuils naturels de déversement des eaux de crues. Ces bancs calcaires, qui appartiennent à la formation supérieure, sont de couleur blanchâtre, fins, et renferment des débris de fossiles. Puis, succède une alternance de marnes grises épaisses renfermant des bancs calcaires demi-

métriques qui apparaissent bien en rive droite de l'oued Tagharist, entre les combes marneuses. Son épaisseur est de 500 à 600m.

6). Le Turonien basal :

La formation turonienne se poursuit vers la base, par une alternance de bancs calcaires d'épaisseur métrique et de marnes pélitiques verdâtres. Les bancs calcaires, fortement redressés et bien dégagés en rive droite de l'oued Tagharist, sont fins, de couleur grise à la cassure et à patine ocre. Ils renferment des débris de fossiles. Les marnes sont à cassure terreuse et renferment de grosses huîtres. Cette formation d'âge probable turonien inférieur, a une épaisseur de 300 à 400m.

7). Le Cénornanien supérieur :

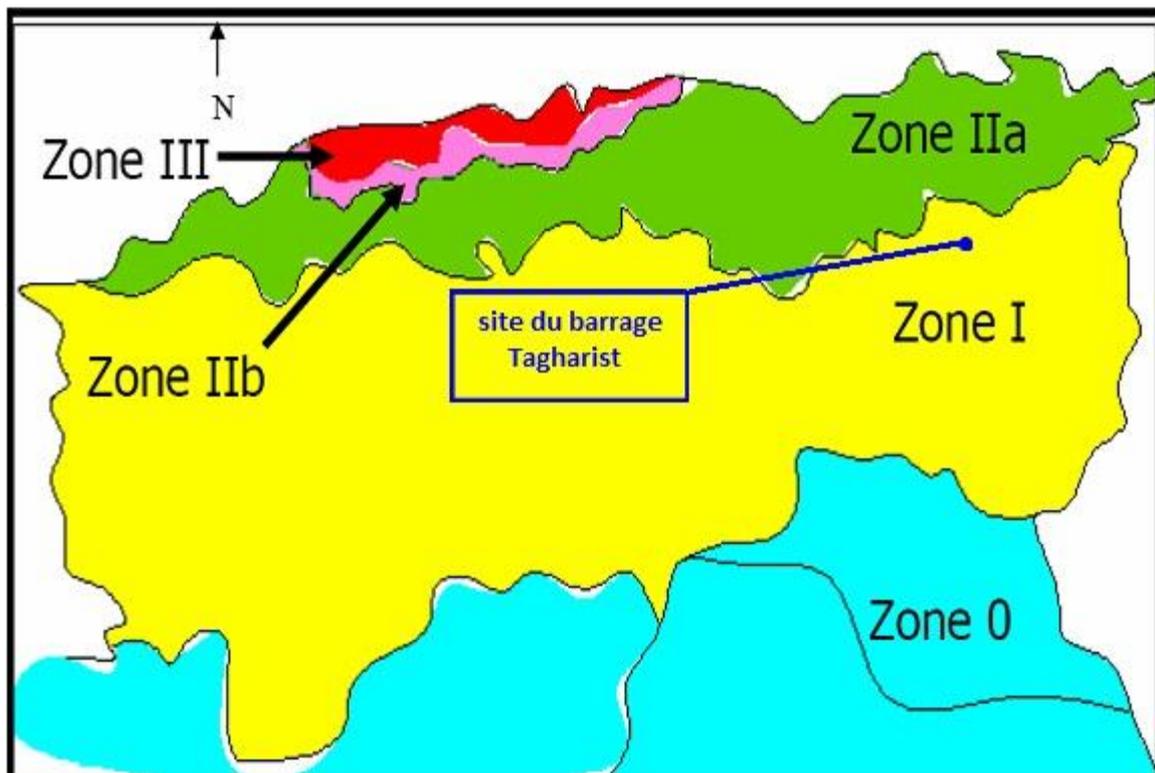
Il est représenté par des marnes grises à verdâtres, épaisses, renfermant des bancs marno-calcaires d'épaisseur demi-métrique et des lumachelles Huîtres. Le sommet de cette formation est très fossilifère avec une nette prédominance de petites huîtres. Cette formation occupe la partie amont de la cuvette du barrage et est recouverte en grande partie par les colluvions grossières des bas piedmonts du Chélia (Cantina, Ras el Hanchir). Son épaisseur est supérieure à 600m. Elle repose sur une série de consistances plus rocheuse, de même âge, qui affleure vers l'extrémité sud-ouest de la cuvette (Cantina). Il s'agit de bancs calcaires durs et massifs, d'épaisseur plurimétrique, alternant avec des passées plus tendres, marneuses. Cette série qui affleure largement plus au sud de la cuvette, forme les premiers contreforts du massif du Chélia

II.5. Cadre tectonique de la région :

II.5.1. Tectonique:

A l'échelle régionale, la carte géologique de Touffana, au 1/50 000, montre une structure en pli coiffé du Djebel Chelia, de direction atlasique (NE-SO). Cette structure d'échelle plurikilométrique, concerne aussi bien les terrains crétacés, les plus anciens, que le Miocène moyen (Serravalien à Tortonien). Les accidents majeurs, d'âge néogène (post-Tortonien), sont orientés (N-S) à (NO-SE).

Cette tectonique globale est observée à l'échelle du site du barrage de Tagharist et ses proches environs.



FigII. 2 : Carte des zones sismiques (RPA99-Version 2003)

II.5.1.1. Les structures plissées :

La carte géologique de la cuvette du barrage montre une structure monoclinale de l'ensemble de la série stratigraphique néogène - crétacée, suivant une direction N40 à N60°E, avec un pendage des couches de 50 à 85° vers le NO. Cette structure correspond au flanc nord de l'anticlinal du Chelia et l'augmentation progressive de la valeur du pendage vers t'amont de la cuvette (base de la série stratigraphique) ébauche le style de plis coffré que l'on observe, plus au sud, dans le djebel Keltoum.

Dans la plaine de Yabous, en aval du barrage, la structure monoclinale est noyée sous des terrains plus récents (argiles rouges du Tortonien supérieur, glaciaires quaternaire et encroûtements), jusqu' au relief collinaire qui délimite la plaine vers le nord et où réapparaissent les grès et argiles tortoniens. Ces derniers montrent (route qui mène de Touffana à Yabous) un pli droit, anticlinal d'échelle kilométrique. La plaine de Yabous correspond ainsi à un synclinal à grand rayon de courbure de sa zone axiale

II.5.1.2. Les structures cassantes :

D'après l'âge des terrains affectés par la tectonique cassante et la cinématique observée, on peut distinguer 2 générations de failles les failles anté - miocènes et les failles plus récentes, moi - pliocènes.

Les failles anté - miocènes sont observées en deux endroits sur la rive droite de l'oued Tagharist, et à proximité de la route longeant ce cours d'eau.

Les failles moyennes - pliocènes (et probablement quaternaires), sont les plus répandues, aussi bien dans le site du barrage qu'à plus grande échelle dans la région. Elles sont de direction N160°E à N180° et sont bien visibles dans les barres gréseuses tortonniennes. Elles sont très redressées, peu recristallisées, et leur composante principale est en décrochement dextre et senestre. Les déplacements générés sont de l'ordre de quelques mètres, d'après le décalage des bancs observé dans la série stratigraphique de la cuvette.

II.5.2.Séismicité

Des études sismiques sont effectuées pour le Nord de l'Algérie, basées sur des données historiques et instrumentées pour la période 1357-1996, ont indiqué qu'il y avait une séismicité active associée avec l'Atlas Tellien et avec l'Atlas Saharien, mais la séismicité était modérée à basse. Une carte de la séismicité du Nord-Est de l'Algérie indique les épicentres des tremblements de terre historiques et enregistrés au moyen d'instruments. Ces épicentres ont tendance à se concentrer dans les zones des failles principales excepté aux alentours de Batna, où des tremblements de terre ont eu lieu dans le passé mais où, à ce jour, des failles n'ont pas été relevées.

Les données sur les tremblements de terre importants qui se sont produits dans le passé à l'intérieur d'un rayon de 150 km autour du site du barrage de Tagharist sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-1 : données de tremblements qui se produisent dans le passé

Tremblement de terre	Date	Intensité en surface, M,	Distance approximative du site du barrage, km
Biskra, Aurès	16 Novembre 1869	6,2	100
Batna	16-mars-24	6	45
Guelma	10-févr-37	5,2	140
Constantine	27-oct-85	6	110

II.5.2.1. Paramètres d'Etudes Sismiques :

La pratique courante pour l'analyse sismique des barrages, basée sur les indications données dans (étude d'avant projet détaillée), est d'établir la sécurité du barrage pour deux tremblements de terre d'étude représentatifs qui sont les suivants

- SBE - Le Séisme de Base d'Exploitation (OBE en anglais)
- SMD - Le Séisme Maximal de Dimensionnement (MCE en anglais)

-SBE : ou « Séisme de Base d'Exploitation » est le tremblement de terre qui aura probablement lieu au plus une fois pendant la durée de vie attendue de la structure (pas moins de 100 ans). Typiquement, le SBE est choisi comme ayant une période de retour de non moins de 1 tous les 200 ans et l'accélération de pointe du sol (peak ground acceleration = PGA) associée avec un SBE est déterminée en utilisant une Evaluation Probabiliste de Risque Sismique (Probabilistic Seismic Hazard Assessment PHSA).

-SMD : ou « Séisme Maximal de Dimensionnement » est le tremblement de terre qui produira le niveau le plus sévère de mouvement du sol pour lequel la sécurité du barrage contre une rupture catastrophique doit être assurée. Une Evaluation Déterministe du Risque Sismique (Deterministic Seismic Hazard Assessment DSHA) est normalement appliquée pour obtenir une accélération de pointe du sol associée avec un SMD.

II.6 Travaux de reconnaissance :

Dans le cadre de l'étude d'avant projet détaillé du barrage de Tagharist situé dans la Commune de Yabous Wilaya de Khenchella, le Bureau d'étude DAR AL HANDASSAH Algérie a chargé le laboratoire SGEOM1N pour entreprendre les travaux de reconnaissance géotechnique et géophysique du site.

Ces travaux entamés du 12/10 au 09/12/2004 concerne l'investigation préliminaire et consistaient en la réalisation de sondages carottés implantés suivant trois axes (A, B et C) de façon à définir l'axe préférentiel présentant les meilleures caractéristiques géologiques et géotechniques qui fera l'objet d'une investigation détaillée.

Un volume total de sondage de 450m³ repartit en 12 sondages de 30 et 40m de profondeur a été exécuté à l'aide de deux sondeuses de types (Longyear modèle 38).

Les sondages implantés sur la rive gauche ont nécessité l'aménagement d'accès à l'aide d'un bill pour permettre l'acheminement de la sondeuse et de l'eau jusqu'aux points de sondage.

Un échantillonnage systématique a été effectué suivant les différentes variétés lithologiques rencontrées sur toute la profondeur des sondages.

Des essais de perméabilités de type Lugeon ont été également exécuté sur toute la profondeur des sondages selon un intervalle régulier.

Les échantillons prélevés sont acheminés au laboratoire pour subir différents essais et le reste de la carotte documentée et photographié est entreposée dans des caisses en bois gardées au niveau des locaux de l'A.P.O de Yabous.

II.6.1. Les moyens utilisés :

1). Moyens matériels :

Les moyens matériels mis en œuvre pour l'exécution des travaux sont :

-02 sondeuses de type Longyear modele 38 équipées des différents accessoires et Équipements de forage :

- Tiges, tubage et carottiers de différents diamètre

- Dispositif pour essais SPT.

- Dispositif pour les essais de perméabilité constitué d'une pompe de gonflage, flexible de gonflage, chevalet de mesure, manomètre et débitmètre, obturateurs, pompe à boue. 01 bill pour ouverture et aménagement d'accès

- 01 camion citerne

- 02 véhicules de terrain

- 01 camion à benne.

- 01 station de levé topographique.

- 01 G.P.S

- 01 Boussole

2). Moyens humains :

- 02 équipes ont été mobilisées pour l'exécution des travaux et chacune des équipes est composée de :

- 01 chef de chantier

- 01 chef de poste

- 01 chauffeur

- 02 manœuvres

- 02 gardiens

Les travaux ont été dirigés sur site par un ingénieur géotechnicien chef de projet et un technicien

II.6.2. Axes du barrage proposé :

Suite à la visite du site de Juin 2004, trois alternatives ont été choisies pour l'axe du barrage. Les trois axes choisis se rejoignent presque au même point sur la rive gauche mais présentent en revanche différentes conditions d'appuis sur la rive droite. Ces axes sont désignés dans la suite de ce rapport par :

* **Axe Aval** : de direction Nord - Est.

***Axe Central** : de direction environ N-NE, cet axe correspond à celui de l'étude de faisabilité.

* **Axe Amont** : de direction Est

Pour la détermination de l'axe du barrage qui donne des bonnes conditions géologique les plus favorable, des investigations géotechnique sont réalise sur le site du barrage

II.6.2.1. Investigation Géotechnique de la Première Phase :

Dans le cadre de cette étude d'APD, Dar Al-Handasah a commandé une investigation géotechnique de première phase qui a été confiée au laboratoire SGEOMIN.

Cette investigation a été effectuée entre les mois d'Octobre et de Décembre 2004, et les résultats remis en Février 2005. Trois rapports ont été présentés par le laboratoire SGEOMIN :

* Reconnaissance géotechnique : Travaux de sondages carottés.

* Etude géophysique par prospection électrique.

* Résultats des essais de laboratoire,

Le but de la campagne de reconnaissance était de réaliser des sondages par forage le long de trois axes afin de déterminer l'axe présentant les caractéristiques géologiques et géotechniques les plus favorables qui fera l'objet d'une investigation plus détaillée. Trois autres forages (S11A, S12A et S13A) étaient indus dans cette campagne et ont été exécutés dans tes zones potentielles de glissement afin de déterminer le risque que constituent ces zones pour l'ouvrage, ainsi que les mesures nécessaires de stabilisation.

La campagne de reconnaissance comprenait aussi la réalisation de 4 profils géophysiques électriques sensiblement parallèles aux trois axes de l'étude et atteignant une profondeur de 40 mètres pour déterminer l'épaisseur des argiles, des

marnes altérées et des zones potentielles de glissement. Ces profils ont été calibrés par les résultats des sondages.

II.6.2.2.Choix de l'axe :

Lorsque nous avons examiné en détail les conditions géotechniques de la fondation, nous avons ainsi commencé avec l'axe Aval et ensuite comparé les informations pour les deux autres axes.

A l'issue de la comparaison des 3 axes potentiels, l'axe Aval a été choisi compte tenu des nombreux avantages qu'il offre.

II.6.2.2.1. Investigation Géotechnique de la Seconde Phase :

L'investigation de la deuxième phase concernera l'axe aval pour apporter des informations complémentaires sur :

- La variabilité de l'épaisseur des colluvions et marnes altérées sous l'emprise du barrage parce que celles-ci affectent la stabilité du barrage.

- Les propriétés physiques et mécaniques de la fondation afin d'optimiser/raffiner la géométrie du barrage, et les ouvrages hydrauliques. En particulier, des essais pressiométriques sont requis pour étudier les tassements du barrage.

- Le programme d'investigation de la seconde phase consiste en 14 sondages carottés et 22 puits de reconnaissance. La réalisation des sondages a été divisée en deux phases pour plus de rapidité dans l'exécution. Ainsi, 10 sondages ont été considérés de première priorité, et 4 de seconde priorité. Des essais in situ et en laboratoire sont aussi prévus afin de déterminer les propriétés des colluvions et marnes.

La distribution des sondages effectués durant les différentes phases par rapport au barrage Sont récapitulés dans (annexe I).

II.6.3. Interprétation des Résultats de l'Investigation Géotechnique de la Deuxième Phase :

Une étude paramétrique des données d'essais in situ et de laboratoire est menée afin de caractériser les différentes caractéristiques des colluvions argileuses et marnes grises, et même de distinguer la partie supérieure altérée de la marne grise de la partie inférieure compacte.

II.6.3.1.Taux de récupération et valeur de RQD la marne grise :

Le Tableau (II-2) ci-dessous présente les valeurs moyennes, minimales et maximales, l'écart-type, et la valeur dont 75% des résultats en sont supérieurs, et ce pour

tous les résultats, puis pour les deux états de marne distingué.

Tableau II-2 : Récapitulation des Résultats des Valeurs R.Q.D pour la Marne

Type de Roche		Nombre de Valeurs	Moyenne	Valeur minimale	Valeur maximale	Ecart-type	Valeur dont 75% en sont supérieurs
Marne grise altérée ou compacte	Tous les résultats	358	67,30%	0%	100%	27,20%	50%
	Rive gauche	162	70,60%	0%	100%	26,30%	50%
	Rive droite	132	60,50%	0%	100%	27,20%	40%
Marne grise altérée	Fond de l'oued	64	73,30%	0%	100%	26,70%	60%
	Tous les résultats	60	41,90%	0%	100%	26,60%	20%
	Rive gauche	24	46,30%	0%	100%	25,70%	27%
	Rive droite	27	38,90%	0%	80%	24,20%	25%
	Fond de l'oued	9	39,00%	0%	100%	36,20%	0%
Marne grise compacte	Tous les résultats	298	72,50%	0%	100%	24,30%	60%
	Rive gauche	138	74,80%	0%	100%	24,10%	60%
	Rive droite	105	66,00%	0%	100%	25,20%	50%
	Fond de l'oued	55	78,90%	10%	100%	20,30%	70%

II.6.3.2. Essais d'Identification des Sols

1) Limites d'Atterberg :

Les limites d'Atterberg pour la plasticité ont été déterminées pour 62 échantillons, dont 30 appartiennent à l'investigation de la seconde phase d'APD, 25 appartiennent à l'investigation de la première phase, et 7 à celle de l'étude de faisabilité. Tous les échantillons testés sont extraits d'horizons situés à l'intérieur des premiers 15 m sous le niveau du terrain naturel, à part 3 échantillons de l'étude de faisabilité qui étaient prélevés à des profondeurs de 22 à 34 m. Parmi ces 62 échantillons, 41 sont constitués de colluvions argileuses, et 21 de marnes grésée (altérées et compactes)

Tableau II-3 : Récapitulation des Valeurs de l'Indice de Plasticité (en %)

Type de Matériau		Nombre de	Moyenne	Valeur	Valeur	Ecart-type
		Valeurs		minimale	maximale	
Tous	Tous les	62	27,70/0	12,00%	43,60%	7,80/0
	Rive G gauche	25	28,90%	17,00%	43,60%	7,60%
	Rive droite	34	27,40%	12,00/0	43,00/0	8,00%
	Fond de l'oued	3	21,50%	18,00%	26,50%	4,40%
Colluvions	Tous les	41	29,30%	14,50/0	43,60%	7,90%
	Rive G gauche	18	31,30%	20,70%	43,60%	6,70%
	Rive droite	23	27,70%	14,50%	43,00%	8,40%
	Fond de l'oued	0	-		-	-
Marne grise altérée ou compacte	Tous les résultats	21	24,60%	12,00/0	38,10%	6,90%
	Rive G	7	22,70%	17,00%	35,50%	6,50%
	Rive droite	11	26,70%	12,00%	38,10%	7,5°/0
	Fond de l'oued	3	21,50%	18,00%	26,50%	4,40%

2). Autres essais d'identification :

Les fuseaux granulométriques pour tous les échantillons testés, pour les colluvions et les marnes à part, puis en distinguant les marnes altérées des marnes compactes, Ces essais montrent que la fondation est constituée d'argiles sableuses limoneuses, et que le pourcentage en argile est relativement plus élevé pour les colluvions, justifiant ainsi son caractère plus plastique.

Concernant les paramètres physiques des colluvions et des marnes, le traitement statistique des valeurs obtenues a fournis les résultats suivants :

• **Teneur en eau :**

La teneur en eau a été déterminée pour 129 échantillons, dont 43 correspondent aux colluvions et 85 aux marnes (dont 70 sont de la marne compacte).

Tableau II-4: Récapitulation des Valeurs de la Teneur en Eau (en %)

Type de Matériau	de	Nombre de Valeurs	Moyenne	Valeur minimale	Valeur maximale	Ecart-type
Tous	Tous les	129	9,4	0,11	24,56	6,02
	Rive	61	9,77	0,7	24,56	6,25
	Rive droite	58	9,67	0,11	24,3	6,01
	Fond de l'oued	10	5,56	1,4	9,8	2,91
Colluvions	Tous les	43	11,46	0,11	24,56	7,48
	Rive gauche	17	14,29	4,2	24,56	6,98
	Rive droite	25	9,93	0,11	24,3	7,29
	Fond de l'oued	1	1,4	-	-	-
Marne grise altérée ou compacte	Tous les	85	8,46	0,7	24	4,83
	Rive gauche	44	8,03	0,7	24	5,02
	Rive droite	32	9,73	3	22	4,78
	Fond de l'oued	9	6,03	2,13	9,8	2,67

• **Densité apparente :**

112 échantillons ont été testés, dont 28 correspondent aux colluvions et 83 aux marnes (dont 68 sont de la marne compacte). Pour les colluvions, la densité apparente élevée ($2,7 \text{ g/cm}^3$) de l'échantillon du fond de l'oued n'est pas pris en considération, puisque cette valeur n'est pas représentative et pourrait correspondre à un bloc.

Tableau II-5 : Récapitulation des Valeurs de la Densité Apparente (en g/cm³)

Type de Matériau		Nombre de	Moyenne	Valeur	Valeur	Ecart-type
		Valeurs		minimale	maximale	
Tous	Tous les	112	2,2	1,6	2,8	0,25
	Rive gauche	50	2,19	1,6	2,5	0,21
	Rive droite	51	2,15	1,7	2,62	0,27
	Fond de l'oued	11	2,42	2,1	2,8	0,22
Colluvions	Tous les	27	1,96	1,6	2,5	0,22
	Rive gauche	10	1,93	1,6	2,2	0,22
	Rive droite	17	1,98	1,7	2,5	0,23
	Fond de l'oued	0	-	-		
Marne grise altéré ou compacte	Tous les	83	2,26	1,7	2,8	0,2
	Rive gauche	40	2,26	1,95	2,5	0,15
	Rive droite	33	2,23	1,7	2,5	0,24
	Fond de l'oued	10	2,39	2,1	2,8	0,21

• **Poids spécifique :**

11 échantillons seulement ont été testés, dont 2 correspondent aux colluvions et 9 aux marnes. Les valeurs obtenues sont très proches et sont de l'ordre de 2,6-2,7 g/cm³.

Tableau II-6 : Récapitulation des Valeurs du Poids Spécifique (en g/cm³)

Type de Matériau	Nombre	Moyenne	Valeur	Valeur	Ecart-type
	Valeurs		minimale	maximale	
Tous	11	2,63	2,57	2,7	0,04
Colluvions	2	2,66	2,65	2,66	-
Marne grise altérée ou compacte	9	2,63	2,57	2,7	0,04

• **Densité sèche :**

14 échantillons seulement ont été testés, dont 12 correspondent aux colluvions et 2 aux marnes. A part deux exceptions, les valeurs obtenues sont distribuées autour de $2,0 \text{ g/cm}^3$.

Tableau II-7 : Récapitulation des Valeurs de la Densité Sèche (en g/cm^3)

Type de Matériau	Nombre	Moyenne	Valeur	Valeur	Ecart-type
	Valeurs		minimale	maximale	
Tous	14	2,31	1,6	4,3	0,86
Colluvions	12	2,41	1,9	4,3	0,89
Marne grise altérée ou compacte	2	1,7	1,6	1,7	-

Donc en résumé, une teneur en eau de l'ordre de 11,5% et une densité apparente de l'ordre de $1,96 \text{ g/cm}^3$ peuvent être prévues pour les colluvions. Pour la marne, une teneur en eau approximative de 8,5% et une densité apparente approximative de $2,26 \text{ g/cm}^3$ peuvent être prévues.

3). Analyses chimiques de l'eau de l'Oued Tagharist :

Durant l'investigation géotechnique de la première phase d'APD, des analyses physico-chimiques ont été effectuées par le laboratoire régional de l'Agence National des Ressources Hydrauliques sur trois échantillons d'eau. Les analyses ont données les résultats suivants :

* Un PH moyen de 7,7 . La teneur en chlorures varie entre 20 et 30 mg/l, avec une moyenne de 25 mg/l. Celle de sulfates varie entre 124 et 178 mg/l, et possède une moyenne de 145 mg/l.

*Les teneurs en chlorures et sulfates sont faible, et non agressives contre le béton et l'acier.

4). Essais d'Ecrasement

4.1. Résistance à la compression simple et module de déformation

Durant les investigations géotechniques des différentes phases, des essais de résistance à la compression simple (RCS) ont été effectués sur des échantillons combinés avec des mesures de déformation uniaxiale .De plus, l'investigation de la seconde phase d'APD a inclus aussi des essais de compression simple saturée. Nous notons que les valeurs RCS représentent la résistance d'un échantillon intact.

Les RCS ont été déterminées pour 63 échantillons de marne sur une gamme de profondeurs allant jusqu'à 60 m

Tableau II-8 : Récapitulation des Valeurs de Résistance à la Compression Simple

Type de Matériau		Nombre de Valeurs	Moyenne	Valeur minimale	Valeur maximale	Ecart-type
Marne grise altérée ou compacte	Tous les résultats	63	58	1,8	238	44,6
	Rive gauche	28	51,5	2	167,5	33,9
	Rive droite	24	61,4	11,6	238	49,8
	Fond de l'oued	11	67,2	1,8	198	57,4
Marne grise altérée	Tous les résultats	4	39,9	6,8	92	36,6
	Rive gauche	1	6,8	-	-	-
	Rive droite	2	30,3	27	33,7	-
	Fond de l'oued	1	92	-	-	-
Marne grise compacte	Tous les résultats	59	59,2	1,8	238	45,1
	Rive gauche	27	53,2	2	167,5	33,4
	Rive droite	22	64,2	11,6	238	51,1
	Fond de l'oued	10	64,7	1,8	198	59,9

La résistance à la compression simple saturée, elle est déterminée pour 10 échantillons de marnes dont un seul est altéré et 9 sont compactes.

Tableau II-9 : Récapitulation des Valeurs de Résistance à la Compression Simple Saturée

Type de Matériau		Nombre de Valeurs	Moyenne	Valeur minimale	Valeur maximale	Ecart-type
Marne grise altérée ou compacte	Tous les	10	8,7	1	13,5	3,9
	Rive gauche	6	7,3	1	12	4,2
	Rive droite	1	10,5	-	-	-
	Fond del 'oued	3	11	7 7,5	13,5	3,1

Donc en ce qui concerne la résistance à la compression simple, une valeur moyenne de l'ordre de 40 bars peut être prévue pour la partie superficielle altérée de la formation marneuse, et de l'ordre de 60 bars pour les marnes sous-jacentes compacte. En cas saturé, la résistance à la compression simple sera considérablement réduite, et une valeur moyenne de l'ordre de 9 bars est recommandée. Même en prenant en considération la différence entre l'essai sur un échantillon bloc pour RCS et l'essai sur la masse de fondation pour un essai de plaque, les résultats obtenus suggèrent que la fondation est déformable

4.2. Le module de déformation :

Il est déterminé pour 35 échantillons de marnes compacte a partir d'essais de compression simple non sature et pour 10 échantillons de marne (dont un seul est altéré et les autres sont compactes) a partir d'essais de compression simple saturés

Tableau II-10 : Récapitulation des valeurs du module de déformation de la marne grise compacte (en bars)

Emplacement		Nombre de Valeurs	Moyenne	Valeur minimale	Valeur maximale	Ecart-type
Marne grise compacte	Tous les résultats	35	1161.	6	4697	1356
	Rive gauche	23	747	6	4697	1035
	Rive droite	4	2949	2717	3365	305
	Fond de l'oued	8	1454	110	4628	1743

Tableau II-11 : Récapitulation des valeurs du module de déformation saturé de la marne grise (en bars)

Emplacement		Nombre de Valeurs	Moyenne	Valeur minimale	Valeur maximale	Ecart-type
Tous les résultats	Tous les résultats	10	1773	7,8	4998	1611
	Rive gauche	6	1579	7,8	3702	1441
	Rive droite	1	415	-	-	-
	Fond de l'oued	3	2614	1054	4998	2097

En conclusion, un module de déformation moyen de l'ordre de 1150 bars (115 MPa) peut être prévu. En cas saturé, une valeur moyenne du module de déformation de l'ordre de 1750 bars (175 MPa) peut être considérée pour la marne grise compacte. Ces modules correspondent aux échantillons intacts testés au laboratoire. Les valeurs à adopter pour la masse rocheuse doivent être réduites en tenant compte de l'état de fracturation et de l'hétérogénéité de la roche. Ainsi, un module de déformation drainé (non saturé) de l'ordre de 500 bars, et un module de déformation non drainé (saturé) de l'ordre de 700 bars, peuvent être prévus pour la marne grise compacte.

5. Résistance à la traction — Essai Brésilien

la résistance a la traction a été déterminée, par l'essai brésilien, pour 14 échantillons de marne dont un seul est altère et les 13 autre appartenant a la marne compacte .les résultats varient entre 1 et 19.4 bars ,avec une moyenne de 8.1 bars .

Tableau II-12 : Récapitulation des Valeurs de Résistance à la Traction de la Marne Grise (en bars)

Emplacement		Nombre de Valeurs	Moyenne	Valeur minimale	Valeur maximale	Ecart-type
Marne grise altérée ou compacte	Tous les résultats	14	8,1 / 8,6	1	19,4	5
	Rive gauche	6	6,2 / 6,9	1	10,4	3,5
	Rive droite	1	12,2	-	-	-
	Fond de l'oued	5	10,3	4	19,4	7,6

6. Essais de Consolidation à l'Œdomètre

Durant l'investigation de la première phase d'APD, des essais de consolidation à l'oedomètre ont été effectués sur deux échantillons de colluvions argileuses. De plus, 8 autres essais (2 sur des échantillons de marne et 6 sur des colluvions) ont été effectués sur des échantillons des puits creusés dans la cuvette du barrage, durant l'investigation géotechnique de la seconde phase.

Les valeurs des contraintes effectives P_c obtenues pour les deux échantillons de marnes correspondent à des sols surconsolidés (le degré de surconsolidation est de l'ordre de 4-6). Pour les colluvions, les valeurs des contraintes effectives P_c obtenues sont variables et correspondent à des échantillons normalement consolidés à surconsolidés (le degré de surconsolidation varie de 1-2 jusqu'à atteindre 30-40 pour certains échantillons). En ce qui concerne l'indice de compression C_c , des valeurs variant entre 0,09 et 0,26 et de 0,20-0,22 sont obtenues pour les colluvions et les marnes respectivement, correspondant à des matériaux de faible à moyenne compressibilité.

7. Paramètres de Résistance au Cisaillement de la Fondation :

Des essais de cisaillements directs à la boîte de Casagrande, CU alterné, UU, et CD, ont été réalisés sur 25 échantillons allant de la marne grise à l'argile jaune. Les valeurs tabulées donnent l'angle de frottement et la cohésion pour les mouvements de cisaillement initiaux et les mouvements répétés à un taux de 1 mm/min. Ceux-ci correspondent aux résistances de pointe et résiduelle.

Tableau II-13: Récapitulation des Résultats des Essais de Cisaillement Direct(CI)

Emplacement		Nombre de Valeurs	Moyenne	Valeur minimale	Valeur maximale	Ecart-type
Tous les résultats	C pointe	10	1,47	0,6	2,45	0,57
	(bars)					
	pointe (°)		26	10	40	7,8
	C résiduelle		0,97	0,4	1,5	0,37
	(bars)					
	résiduel		15,3	1	22	7
Colluvions	C pointe	6	1,48	0,6	7,45	0,61
	(bars)					
	pointe (°)		23,8	10	32	8
	C résiduelle		1,02	0,45	1,35	0,33
	(bars)					
résiduel	12	1	20	7,2		
Marnes grises altérée ou compacte	C pointe	4	1,46	0,7	2,1	0,58
	(bars)					
	pointe (°)		29,3	24	40	7,3
	C résiduelle		0,9	0,4	1,5	0,47
	(bars)					
	résiduel		20,3	16	22	2,9
(°)						

Tableau II-14: Récapitulation des Résultats des Essais de Cisaillement Direct, (UU)

Emplacement		Nombre de Valeurs	Moyenne	Valeur	Valeur	Ecart-type
				minimale	maximale	
Tous les résultats	C	11	1,52	0,74	2,31	0,5
	(bars)					
	(ϕ) apparente (°)					
Colluvions	C	6	1,52	0,91	2,02	0,48
	(bars)					
	(ϕ) apparent (°)					
marnes grises altérée ou compacte	C	5	1,51	0,74	2,31.	0,58
	(bars)					
	(ϕ) apparent					
	(°)					
			2,8	1	5,6	1,7

Tableau II-15 : Récapitulation des Résultats des Essais de Cisaillement Direct, CD

Emplacement		Nombre de Valeurs	Moyenne	Valeur minimale	Valeur maximale	Ecart-type
Tous les résultats	C effective (bars)	4	0,49	0,13	0,76	0,26
	(ϕ) effectif (°)					
Colluvions	C effective (bars)	2	0,45	0,13	0,76	0,45
	(ϕ) effectif (°)					
Marnes grises altérée ou compacte	C effective (bars)	2	0,54	0,54	0,54	0
	(ϕ) effectif (°)					
			24	23	24,9	1,3

Pour les analyses à court terme, un comportement non drainé pour les colluvions et marnes doit être adopté. Les angles de frottement apparent obtenus à partir d'essais non drainés étant très bas, il serait donc prudent de les négliger. Ainsi, l'analyse à court terme consiste à adopter un modèle purement cohésif de la fondation, en adoptant des valeurs réduites de la cohésion non drainée. Pour la marne, les essais de cisaillement direct fournissent une cohésion apparente de l'ordre de 150 kPa.

Pour une performance à long terme, les cohésions tomberaient au-dessous de la gamme mesurée. Donc, d'après notre expérience avec des sols pareils, la cohésion à long terme peut être réduite à des valeurs de l'ordre de 5-15 kPa (soient 5 kPa pour les colluvions, 10 kPa pour les marnes altérées, et 15 kPa pour les marnes compactes). Pour les angles de frottement la gamme de résultats obtenus correspond à la gamme de classification et de plasticité. Pour la marne, des angles de frottement moyens effectif et résiduel de 24° et 20° sont obtenus respectivement.

II.6.4. Paramètres géotechniques adoptés pour la fondation

Sur la base des résultats des essais, et en tenant compte de la variabilité inhérente tant du substratum que de la couverture en termes de plasticité, les paramètres de résistance suivants sont adoptés pour les colluvions et marnes respectivement :

Tableau II-16 : Récapitulatif des Propriétés Géotechniques Essentielles des Colluvions

Colluvions	
Paramètres géotechniques	Valeurs Recommandées
Densité Apparente (kN/m^3)	20
Module de Déformation, court terme (kPa)	25 000
Module de Déformation, long terme (kPa)	15 000
C non-drainée (kPa)	50
C effective (kPa)	5
ϕ résiduel ($^{\circ}$)	12-15

Tableau II-17 : Récapitulation des Propriétés Géotechniques Essentielles des Marnes Grises

Marnes	Marnes Altérées	Marnes Compactes
Paramètres Géotechniques	Valeurs recommandées	
Densité Apparente (kN/m ³)	22	22.5 — 23
Module de Déformation, court terme (kPa)	50 000	70 000
Module de Déformation, long terme (kPa)	25 000	50 000
C non-drainée (kPa)	50-100	150-250
C effective (kPa)	10	15
ϕ effectif (°)	15-20	22

II-7 Gîtes d'emprunt :

A l'intérieur de la cuvette, la diversité des formations géologiques disponibles permet de sélectionner les gîtes d'emprunt potentiels pouvant fournir quantitativement et qualitativement les différents matériaux argileux, alluvionnaires et rocheux requis pour la construction d'un barrage en terre.

Au cours de l'étude de faisabilité, des gisements potentiels ont été identifiés et investigués en tant que matériaux de construction pour le noyau en argile et les recharges en alluvions.

Au cours de la campagne d'investigation – Phase 1 de l'étude d'APD, des reconnaissances supplémentaires ont été effectuées afin de rechercher des gîtes potentiels additionnels y compris la disponibilité d'une source d'approvisionnement en matériau d'enrochement ainsi que d'évaluer, vérifier et confirmer les propriétés antérieurement déduites des gîtes déjà définis lors de l'étude de faisabilité.

L'étude des matériaux de construction a été portée sur les gîtes proches du site, elle traite de leur localisation, de leur volume ainsi que de leurs caractéristiques géotechniques.

II-7-1 Matériaux de construction :

II-7-1.1. Matériaux pour le noyau argileux :

L'acceptabilité des matériaux argileux à utiliser dans le noyau du barrage est en fonction de plusieurs critères.

Du point de vue plasticité, des matériaux de faible plasticité sont préférables pour le noyau étanche car ils offrent un meilleur contrôle des travaux de compactage. convenablement sous-zonés, mais non aléatoirement mélangés à l'intérieur du noyau d'un barrage.. Des argiles organiques ou très plastiques occasionnelles devraient être exclues pour assurer une uniformité des propriétés du noyau. Un pourcentage de gravier limité pourrait être toléré mais des blocs plus larges que la moitié de l'épaisseur de la couche compactée devraient être enlevés à la main en mettant en place l'argile.

Vu sa fonction principale d'imperméabilisation, une faible perméabilité, généralement inférieure à 10^{-7} m/s est recommandée pour le noyau.

Les différentes zones du gîte d'emprunte pour les matériaux destinées au noyau argileux sont :

1) Zones 1, 2, 3 et 4 de l'étude de faisabilité :

Une quantité de $0,3 \text{ Mm}^3$ a été estimée comme disponible à partir d'une zone connue comme Diar El Gaid, localisée entre 0,5 et 1,5 km en amont du site du barrage, le long d'une route existante. Le gîte inclut les cônes de déjection de colluvions fins, qui sont bien développés au pied des pentes le long de la vallée principale et des vallées secondaires. Le plan des gîtes d'emprunt 07/GEOL/05A représente la zone investiguée comme s'étendant sur la zone indiquée d'affluents de rive gauche, le long de la vallée principale de Tagharist et le long d'un affluent similaire de rive droite de l'oued Touchente. La zone investiguée a été divisée en quatre parties ; zone 1 correspondant à Diar El Gaid sur la rive gauche, zones 2 et 3 sur la rive droite opposée, et zone 4 le long de l'affluent de rive droite .

29 puits ont été réalisés durant l'étude de faisabilité (PI à P27, PE1, PE2), et 2 puits récents (PM26 et PM27 dans la zone 4) pour investiguer ces zones. Ces puits révèlent la présence d'argile brune à jaunâtre, légèrement encroûtée, peu caillouteuse, et limoneuse ou sableuse par endroits.

2. Investigation de zones additionnelles :

Cinq zones potentielles d'emprunts pour les matériaux argileux ont été proposées durant l'investigation de la première phase d'APD : zones 1A, 2A, 3A, 5A, et 6A. Les résultats des profondeurs d'argile dans les puits pour les différentes zones sont récapitulés dans (Annexe A):

Les quantités de matériaux argileux prévues pour chaque zone d'emprunt examinée sont récapitulées dans le Tableau (II -18) suivant :

Tableau II -18 : Tableau Récapitulatif des Quantités d'Argiles Prévues

Zone	Superficie de la zone	Epaisseur moyenne d'argile	Quantité d'argile
1	140 000 m ²	3,3 m	231 000 m ³
2	23 000 m ²	2,6 m	29 900 m ³
3	124 000 m ²	2,3 m	142 600 m ³
4	25 000 m ²	2,6 m	32 500 m ³
1A	51 000 m²	4,4 m	112 200 m ³
2A	31 000 m ²	3,8 m	58 900 m ³
3A	158 000 m ²	2,5 m	197 500 m ³
4A	31 000 m ²	1,9 m	29 450 m ³

II-7-1.2. Matériaux pour les Recharges :

Les matériaux de recharge peuvent être constitués d'alluvions ou de colluvions.

1. Investigation de l'étude de faisabilité :

Des dépôts alluviaux le long du cours de l'oued Tagharist ont été identifiés dans l'étude de faisabilité précédente comme une zone d'emprunts adéquate pour remblais en gravier grossier. Celle-ci forme une terrasse de niveau inférieur combinée avec une plaine d'inondation étroite. La quantité de matériaux disponibles a été estimée à 1,0 Mm³ pour une longueur de rivière de 1,5 km et une profondeur moyenne de 2,6 m d'alluvions graveleuses.

La largeur supposée de la couche de gravier durant l'étude de faisabilité est 270 m en moyenne, et s'étend sous la zone d'emprunt d'argile tel que confirmé seulement dans

une minorité de puits de reconnaissance. La séquence de déposition implique l'extraction de l'argile marron en premier lieu.

***Zone 7A :**

La zone 7A correspond à l'alluvion de l'oued Tagharist. Elle englobe la zone investiguée pendant l'étude de faisabilité. Outre les six puits anciens (PE3 à PE8,), douze nouveaux ont été réalisés pendant l'investigation de première phase d'APD.

***Zone 12A :**

La zone 12A correspond aux colluvions de la zone de glissement située en rive droite de l'axe Central. Quatre puits ont été réalisés pendant l'investigation de première phase d'APD. De plus, les sondages SO6A et S11A sont localisés dans cette zone.

Zone 13A :

La zone 13A correspond aux colluvions du lieu-dit Bouharza, situé en rive droite de l'axe amont. Six puits ont été réalisés pendant l'investigation de première phase d'APD. De plus, les sondages SO8A et S12A sont localisés dans cette zone

Les résultats d'investigation de matériaux de recharge sont récapitulés dans (annexe I)
Les quantités de matériaux pour recharge provenant de chaque zone d'emprunt examinée sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II -18 : Tableau Récapitulatif des Quantités d'Alluvions / Colluvions Prévues

Zone	Superficie de la zone	Epaisseur moyenne	Quantité d'alluvions / colluvions prévue
7A	344 000 m ²	1,9 m	
12A	25 000 m ²	5,1 m	63 750 m ³
13A	145 000 m ²	5,4 m	391 500 m

II-7-1.3. Matériaux pour Enrochement et Agrégats :

Ces matériaux ont été examinés pendant la récente Inspection géologique du site (Etude géologique, Mars 2005, section 7.3) pour établir la disponibilité de bons agrégats pour béton, du matériau pour le rip-rap, et des matériaux pour enrochement. Les deux affleurements de roche dure les plus favorables à l'intérieur du bassin de rétention ont été identifiés comme :

- Une série de 4 bancs calcaires à structure micrique, du Turonien Inférieur, et d'épaisseur de 10 ni. Cette zone est située à Zkakat, sur les deux rives de

l'Oued Tagharist, et correspond à la zone SA du programme d'investigation de la première phase d'APD.

- Une série de bancs calcaires demi-métriques à métriques alternant avec des marnes, . Cette zone est située à Cantina, à l'extrémité sud-ouest de la cuvette, *et* correspond à la zone 11A du programme d'Investigation de la première phase d'APD.

Ainsi, durant la période de septembre et Octobre 2005, des visites sur le site de Tagharist ont été effectuées par le géotechnicien et le géologue de Dar AI Handasah. Durant ces visites, deux zones ont été identifiées comme sources suffisantes de matériaux rocheux, et des échantillons y ont été récupérés pour essais :

CONCLUSION :

Les résultats de l'investigation géologique, illustrés par les coupes et carte, jointes en annexe à ce présent rapport, montrent que le projet du barrage de Tagharist présente suffisamment d'avantages pour sa réalisation.

Les terrains formant l'assiette de la cuvette sont représentés par des marnes, marno-calcaires et bancs calcaires homogènes, de faible perméabilité. Ils lui assurent ainsi, une bonne étanchéité.

La structure monoclinale, de direction transversale aux plus grandes pentes et peu fracturée, confère une bonne stabilité aux versants de la cuvette.

CHAPITRE III

Etude

Hydrologique

Introduction:

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

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

III.1. Le bassin versant :**III.1.1. Caractéristiques générales du bassin versant :**

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

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

La **Fig III.1** présente la délimitation du bassin versant au droit du barrage Tagharist. Il se caractérise par un relief relativement accidenté dans sa partie Sud avec un dense réseau hydrographique. Les pentes du versant et du thalweg principal sont assez importantes ce qui entraîne des vitesses de ruissellement relativement élevées.

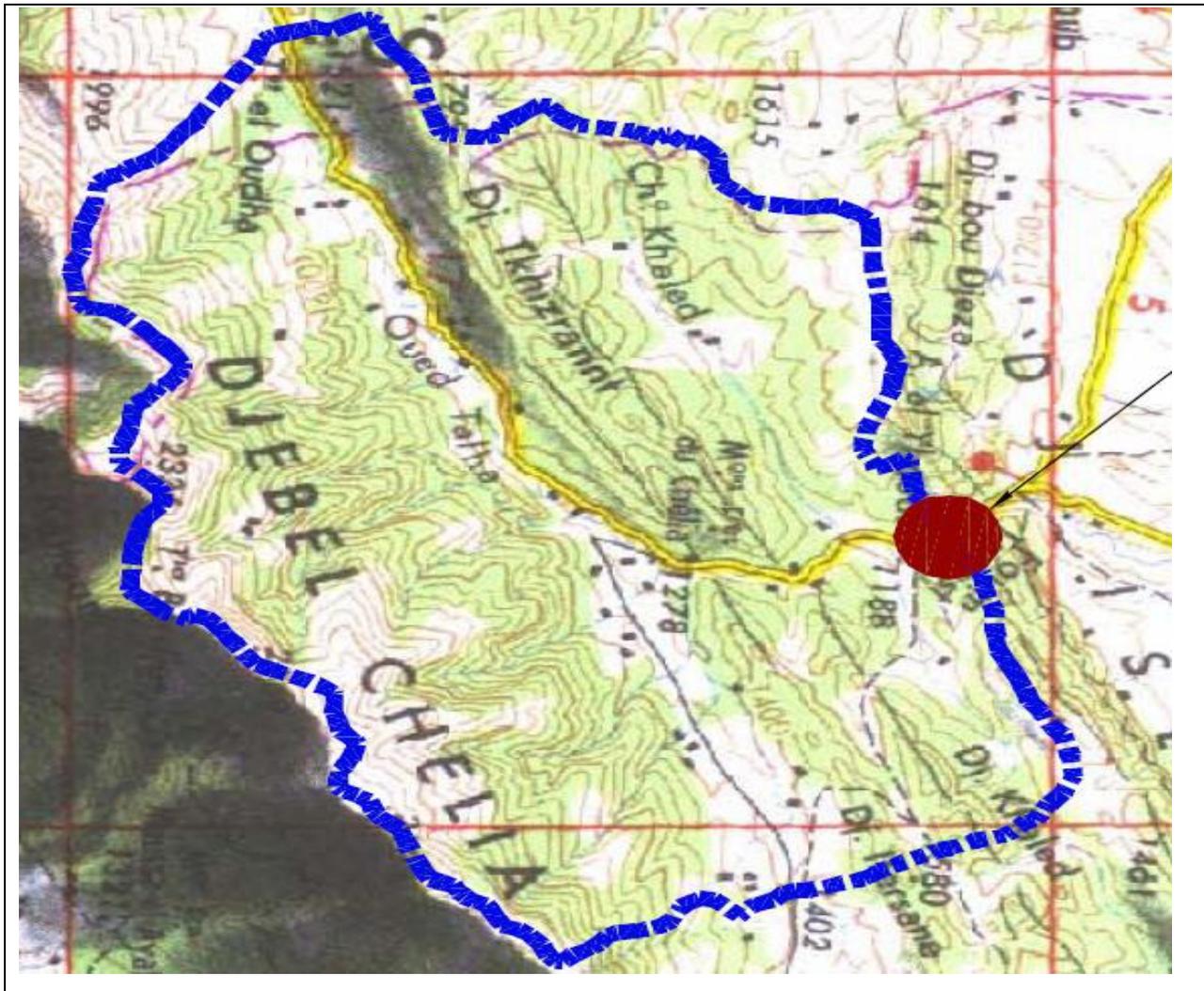


Fig III. 1 : délimitation du bassin versant

Le réseau hydrographique du bassin versant est donné sur la Fig III.2

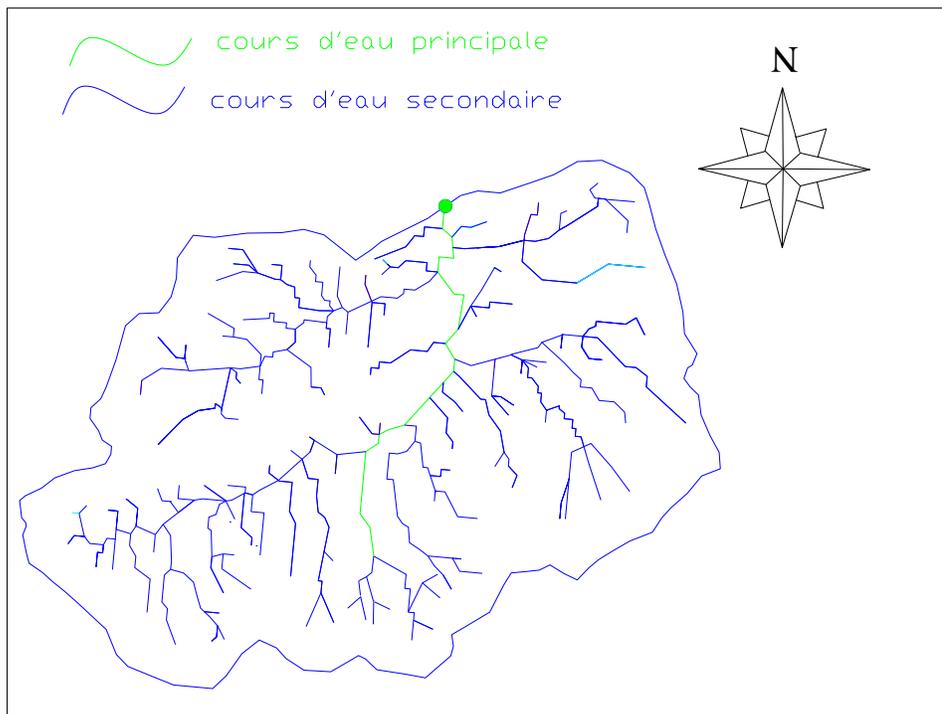


Fig III.2: Le réseau hydrographique du bassin versant.

III.1.2. Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant :

Le site de l'ouvrage est localisé sur la carte topographique « Touffana » à l'échelle 1/150 000 aux coordonnées UTM où $x = 286\ 303$ et $y = 3\ 918\ 672$. Le plan de situation générale est sur la **Fig III.3**

B- Caractéristiques hydro morphologiques :

1-Indice de forme :

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

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

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

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

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

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

K_C : indice de Gravelius

Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface. Il est proche de 1,128 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée.

Soit :

$$K_C = 1,187$$

Si $K_C = 1,128 \Rightarrow$ bassin ramassé

Si $K_C > 1,128 \Rightarrow$ bassin allongé

Selon la valeur de K_C on pourra dire que notre bassin est de forme ramassé.

2-Coefficient d'allongement :

Il est donné par la formule suivante : $K_p = \frac{L^2}{S}$ (III.3)

Soit : $K_p = 2.4207$

3-Rectangle équivalent ou Rectangle de Graveleuse :

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

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2*(L+l) \quad \text{et} \quad S = L*l \quad \rightarrow (1) \quad \text{.....(III.4)}$$

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

$$K_C = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \rightarrow (2) \quad \text{..... (III.5)}$$

De (1) et (2) on obtient une Equation de 2^{ème} degré admet deux solutions $L_r; l_r$:

$$L_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right) \quad \text{..... (III.6)}$$

$$l_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_C} \right)^2} \right) \quad \text{.....(III.7)}$$

Avec L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : $L_r = 12.2909 \text{ km}$ et $l_r = 7.3222 \text{ km}$

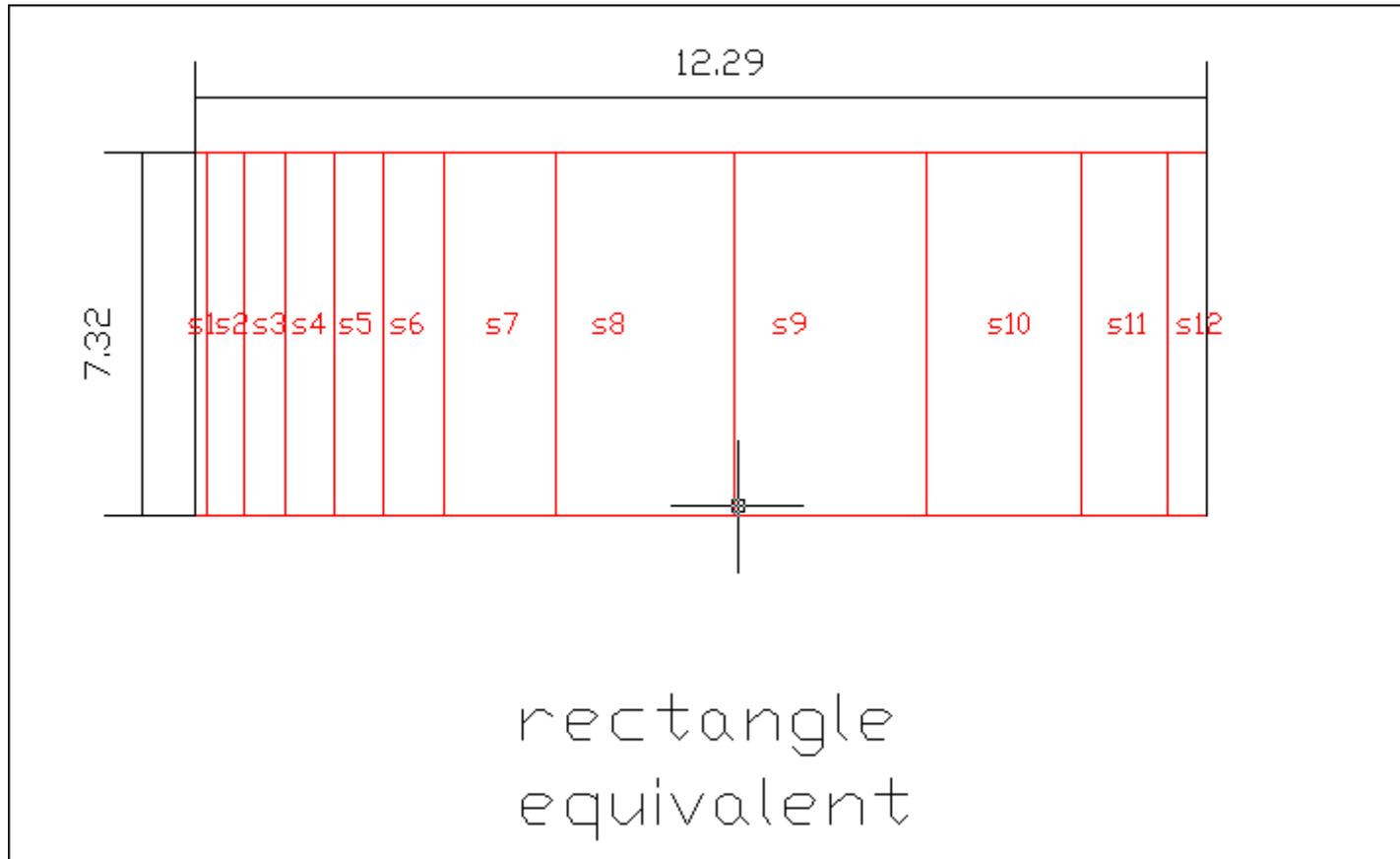


Fig III.4: Rectangle équivalent

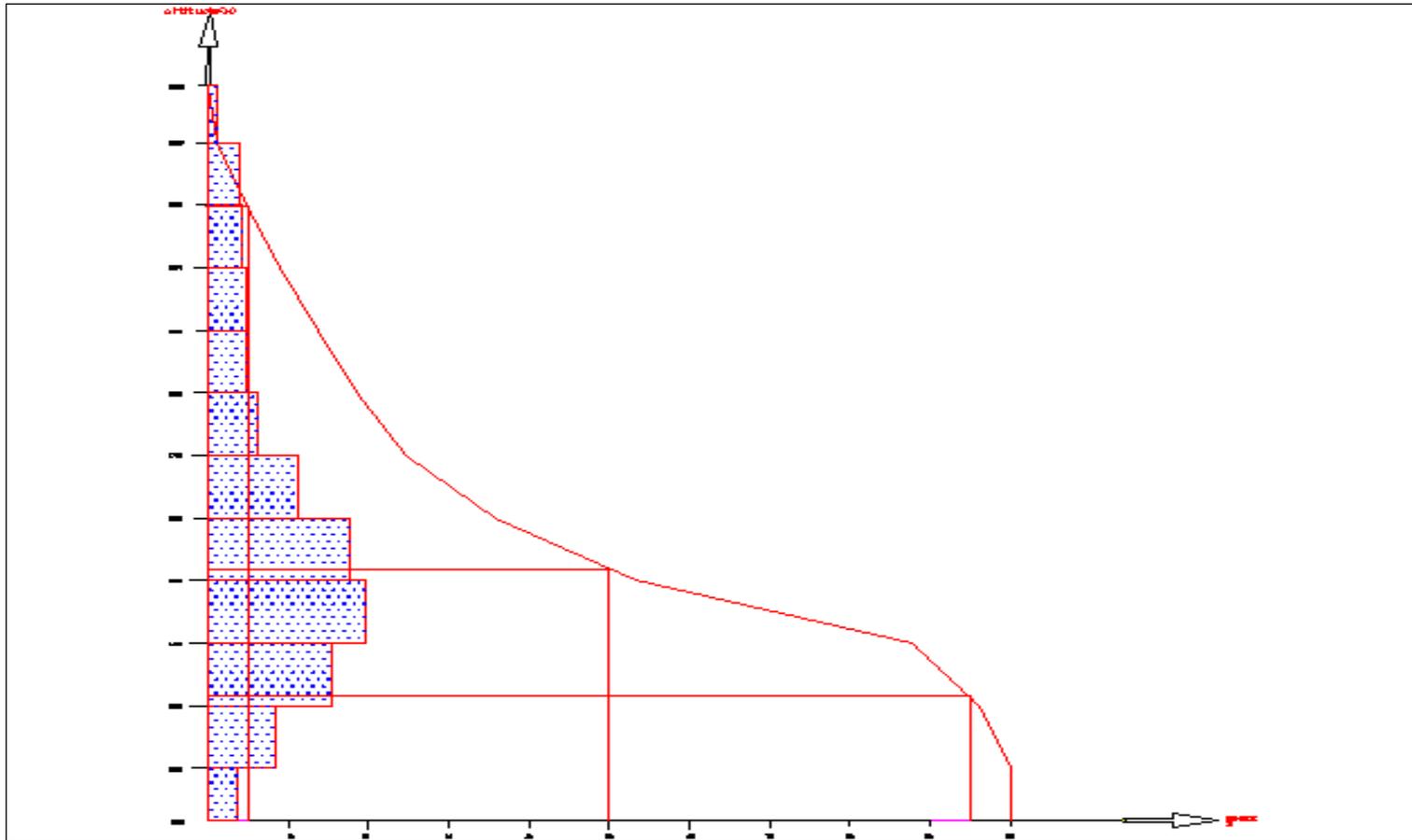


Fig III.5 : Courbe hypsométrique

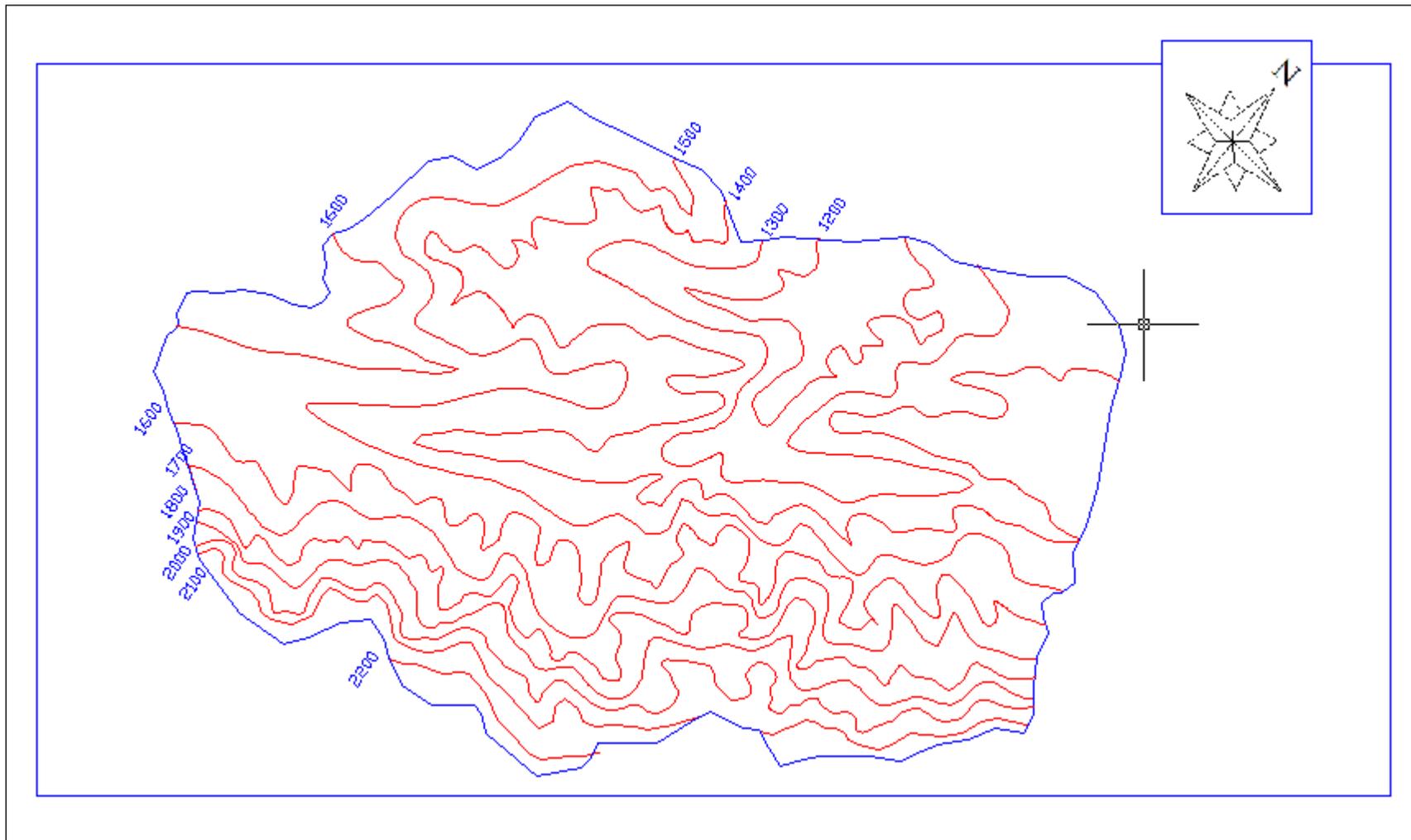


Fig III.6 : Plan altimétrique du bassin versant.

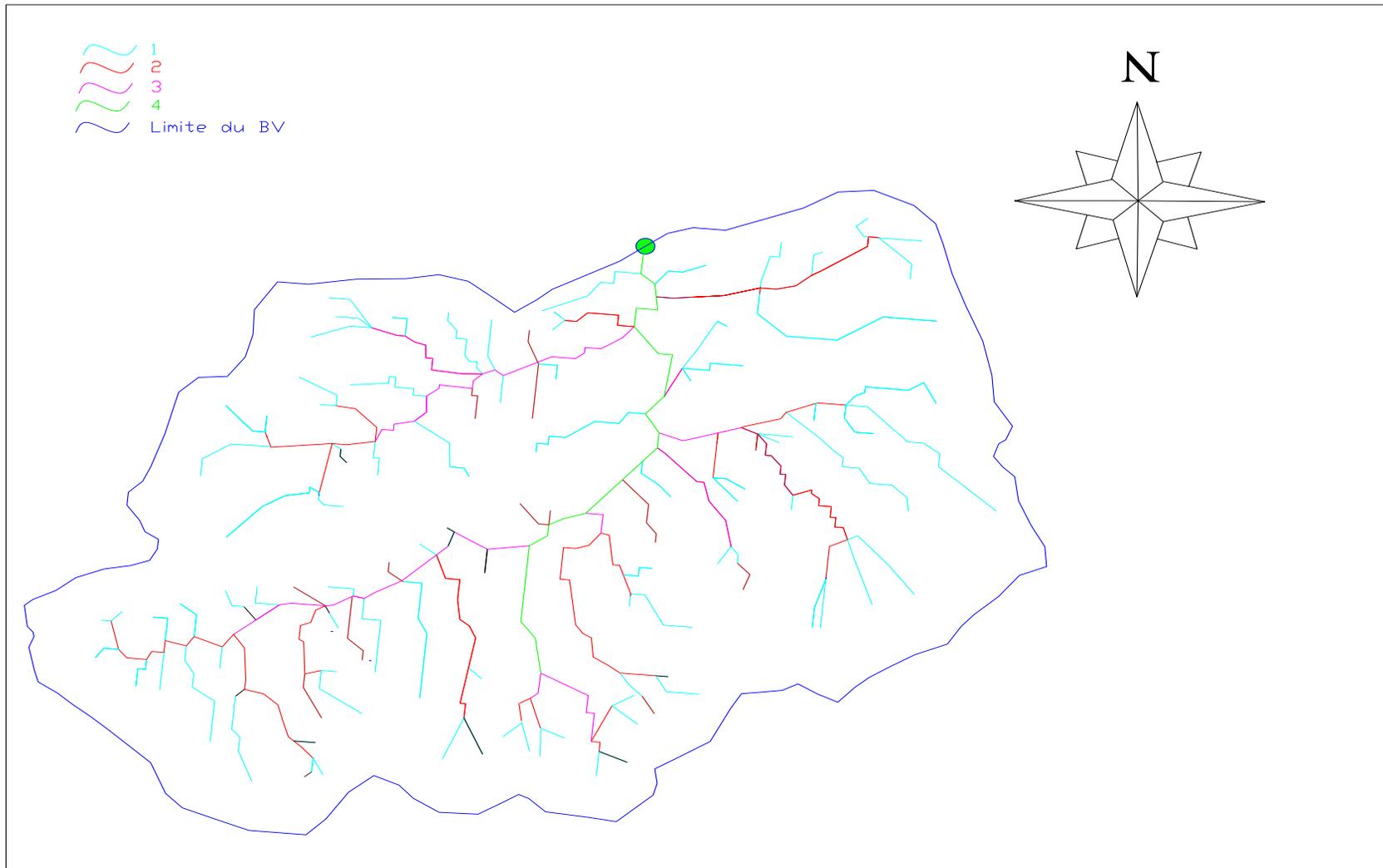


Fig III.7 : Classification du cours d'eau principal.

C. Caractéristiques hydrographiques :

1- Le relief :

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

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

2- Courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles, cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

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

Tableau III.1 : Calcul des surfaces cumulées

Altitude (H)	Altitude moyen $H_i - H_{i-1}$	Surfaces partielles (S)	Surfaces partielles (S)	Surfaces cumulées	Surfaces cumulées
(m)	(m)	(km ²)	(%)	(km ²)	(%)
2290-2200	90	0,777	1,025	0,777	1,0246
2200-2100	100	2,929	3,862	3,706	4,887
2100-2000	100	3,1713	4,182	6,877	9,069
2000-1900	100	3,563	4,698	10,44	13,767
1900-1800	100	3,702	4,882	14,142	18,648
1800-1700	100	4,599	6,065	18,741	24,713
1700-1600	100	8,4	11,077	27,141	35,79
1600-1500	100	13,326	17,573	40,467	53,363
1500-1400	100	14,432	19,031	54,899	72,394
1400-1300	100	11,669	15,387	66,568	87,781
1300-1200	100	6,457	8,515	73,025	96,296
1200-1185	15	2,809	3,704	75,834	100

3- Détermination des altitudes :

*L'altitude maximale et minimale :

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique on a :

$$H_{\max} = 2290 \text{m NGA} \quad H_{\min} = 1185 \text{m NGA}$$

*L'altitude moyenne :

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

$$H_{\text{moy}} = \frac{S_i \cdot H_i}{S}$$

Avec :

H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m] ;

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²] ;

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

S : superficie totale du bassin versant [km²].

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

Tableau III.2 : Détermination de l'altitude moyenne

Altitude (H)	Hi	Si	Si. Hi
(m)	(m)	(km ²)	(km ² .m)
2290-2200	2245	0,777	1744,365
2200-2100	2150	2,929	6297,35
2100-2000	2050	3,1713	6501,165
2000-1900	1950	3,563	6947,85
1900-1800	1850	3,702	6848,7
1800-1700	1750	4,599	8048,25
1700-1600	1650	8,4	13860
1600-1500	1550	13,326	20655,3
1500-1400	1450	14,432	20926,4
1400-1300	1350	11,669	15753,15
1300-1200	1250	6,457	8071,25
1200-1185	1192,5	2,809	3349,7325

Donc :

$$H_{\text{moy}} = \frac{119003.513}{75.834} = 1569,26 \text{ m NGA}$$

***Altitude médiane :**

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

$$H_{\text{méd}} = 1587.72 \text{ m NGA.}$$

Tableau III.3 : Détermination des altitudes.

Altitude	Valeur (m)
H _{moyen}	1596.26
H _{médiane}	1578.72
H ₉₅	1383.84
H ₅	2165
H _{max}	2290
H _{min}	1185

4- les indices :

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

***Indices de pente :**

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondéré par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i et H_{i+1} .

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i}$$

.....(III.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 III.4 : détermination de la pente M. Roche Ip

Hi _ Hi-1	Di=Hi-Hi-1	Si (Km2)	Ai=Si/S (%)	$\sqrt{A_i \cdot D_i}$
2290-2200	90	0,777	1,025	9,603
2200-2100	100	2,929	3,862	13,897
2100-2000	100	3,1713	4,182	14,46
2000-1900	100	3,563	4,698	15,327
1900-1800	100	3,702	4,882	15,623
1800-1700	100	4,599	6,065	17,413
1700-1600	100	8,4	11,077	23,534
1600-1500	100	13,326	17,573	29,642
1500-1400	100	14,432	19,031	30,847
1400-1300	100	11,669	15,386	27,738
1300-1200	100	6,457	8,515	20,633
1200-1185	15	2,809	3,704	13,609
Somme		75,8343	100	271,056211

AN : **Ip=0.7 %**

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

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots(III.9)$$

Ou $D =$ Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ tq : $D = H_{5\%} - H_{95\%}$ avec :

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

On a donc $D = 2165 - 1383.84 = 781.16$ m

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

Soit : $I_g = 63.56m/km \Rightarrow I_g = 6.35 \%$

* **Indice de pente moyenne I_{pm}** :

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots(III.10)$$

$\Rightarrow I_{pm} = 8.98 \%$.

Conclusion:

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

D. Caractéristiques physiographiques :**1-Densité de drainage Dd :**

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

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (III.11)$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 114.99 Km.

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

Soit : $D_d = 1.516 \text{ km/km}^2$

2- Densité du thalweg élémentaire:

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.12)$$

N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, $N_1=239$.

S : Superficie du bassin versant.

Soit : $F_1 = 3.151 \text{ thalweg/km}^2$

3- Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (III.13)$$

AN: $C_t = 4.778 \text{ Km}^{-3}$

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

4- Temps de concentration du bassin versant t_c :

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

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.14)$$

Avec :

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

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

$L_{cp} = 13.55Km$.

T_c : temps de concentrations exprimé en heure

H_{moy} : altitude moyenne (m) ;

H_{min} : altitude minimale (m) ;

Soit : $t_c = 3.52$ heures

5-Vitesse de ruissellement :

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

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (III.15)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

Soit : $V_r = 3.85$ Km/h

Tableau III.5 : Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	75.834
Périmètre		P	km	39.763
Longueur du thalweg principal		L	km	13.55
Indice de compacité		K_C		1.187
Coefficient d'allongement		K_P		2.421
Rectangle équivalent	longueur	L_r	km	12.291
	largeur	l_r	Km	7.322
Altitudes	maximale	H_{max}	m	2290
	moyenne	H_{moy}	m	1569.26
	médiane	H_{med}	m	1587.72
	minimale	H_{min}	m	1185
Indice de pente de Roche		I_P	m/Km	0,7
Indice de pente globale		I_g	m/Km	63.5
Indice de pente moyenne		I_{pm}	m/Km	89.8
Densité de drainage		D_d	Km/Km ²	1.516
Coefficient de torrentialité		C_t	Km ⁻³	4.778
Temps de concentration		T_c	h	3.52
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/h	3.85

III.1.3. Caractéristiques climatiques du bassin versant :

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température et le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration.

Pour notre zone d'étude, la station plus représentative et celle qui dispose le plus d'enregistrements est la station de yabous (code 07.06.04) [Fig III.8]

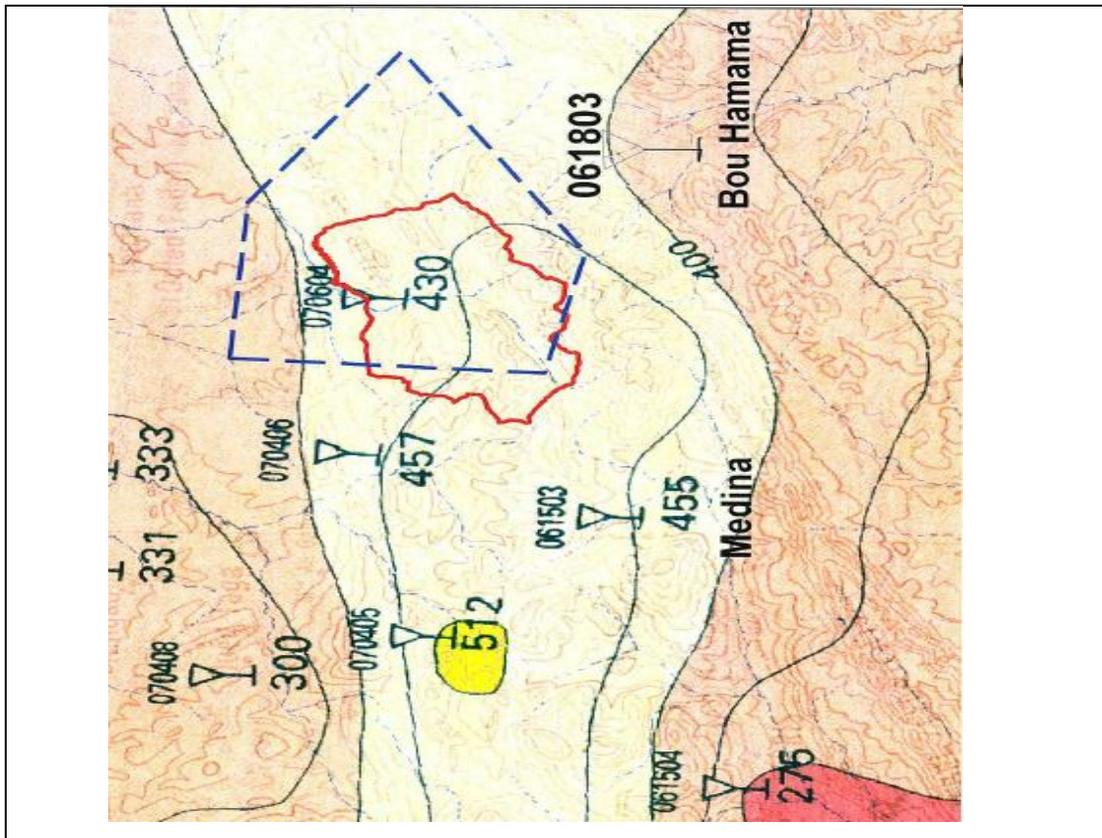


Fig III.8 : Stations pluviométriques dans la zone de projet

III.1.3.1. Température :

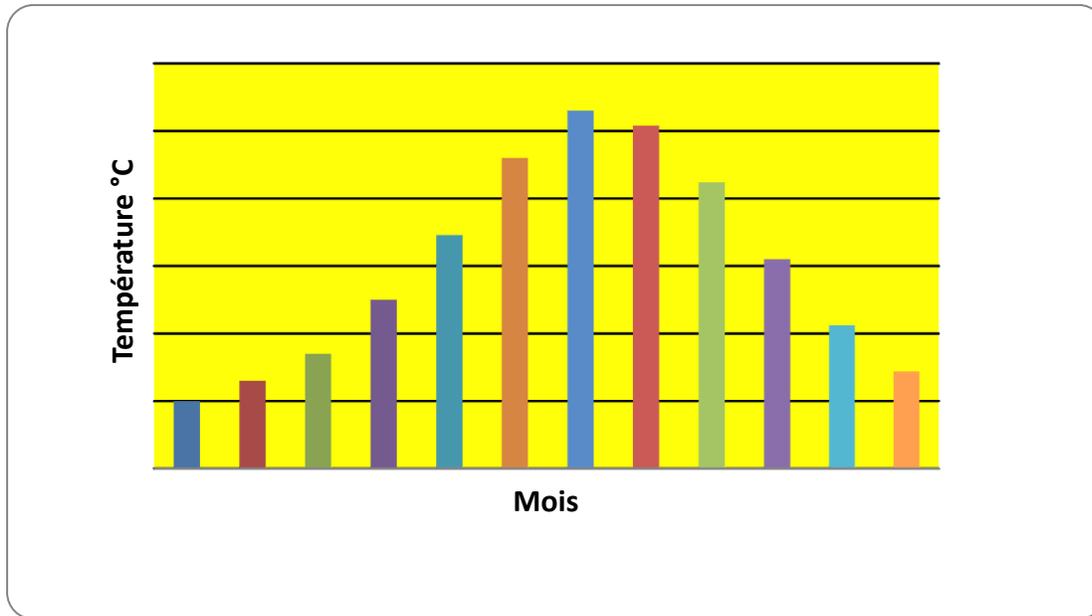
La température moyenne mensuelle est de 14,80°C. La température moyenne du mois de janvier varie le plus souvent entre 3°C et 10°C, alors qu'en juillet elle est située entre 20°C et 32,5°C. La température moyenne mensuelle calculée sur une base de 10 ans est illustrée par la Figure III. 8 .

La température est représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : la température du site

Mois	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUI	JUL	AUG	SEP	OCT	NOV	DEC
TEMPERATURE (°C)	5	6.5	8.5	12.5	17.3	23	26.5	25.4	21.2	15.5	10.6	7.2

La répartition mensuelle de température est donnée par la figure III.9

**Fig III. 9 : Répartition mensuelle de la température**

III.1.3.2. répartition mensuelle du vent :

Les vents dominants chargés d'humidité soufflent dans la direction O - NO entre le mois d'octobre et le mois de mai, et E - SE de juin à septembre. Pour le dimensionnement de la crête, le vent maximal sera considéré dans la direction la plus critique, soit perpendiculaire à l'axe du barrage. la répartition mensuelle du vent est représentée dans la figure III-7

Tableau III.7 : Répartition mensuelle du vent

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août
V (km/h)	2.3	2.0	1.9	2.1	2.3	2.3	1.9	2.2	2.2	2.2	2.7	1.4

Source : O.N.M

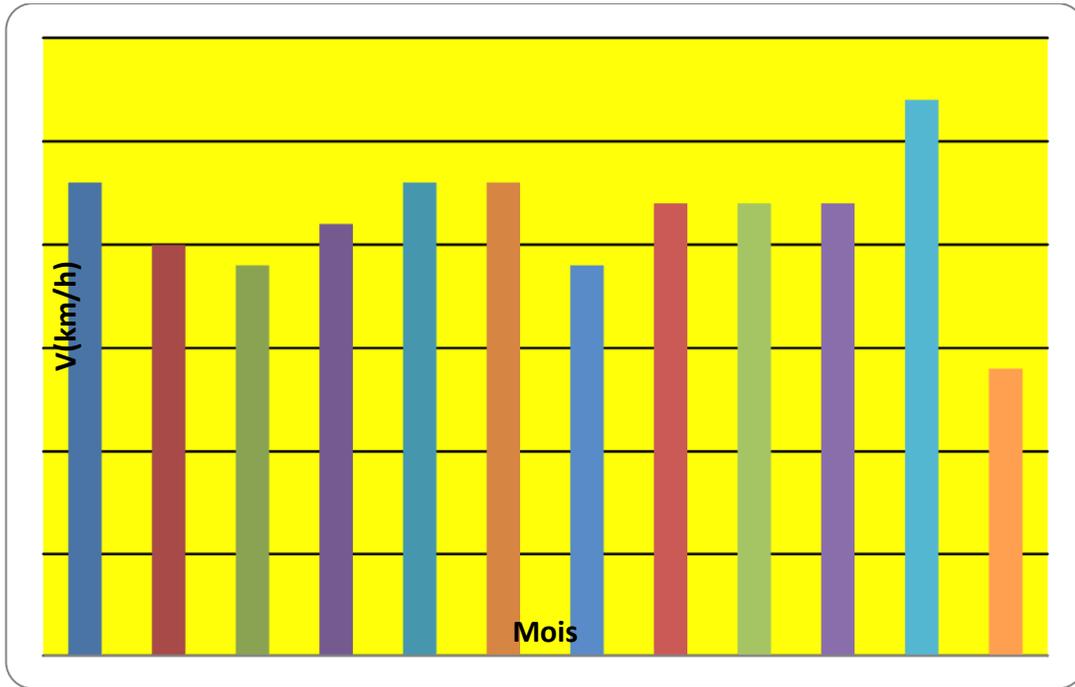


Fig III.10 : Répartition mensuelle du vent

III.1.3.3L'évaporation

L'évaporation mensuelle varie de 105 à 240 min entre avril et septembre. Sa répartition mensuelle montre une croissance régulière d'avril à juillet. La période d'octobre à mars totalise 26 % de la moyenne annuelle. L'évaporation moyenne annuelle varie entre 1300 et 1400 mm. La répartition de l'évaporation mensuelle moyenne est illustrée par la Figure **III.12**

Tableau III.8 : Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Jan	Feb	Ma	Avr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Déc
Evaporation (%)	3.1	4	5.5	7.5	10.1	14	17	14.9	10.3	6.2	4	3

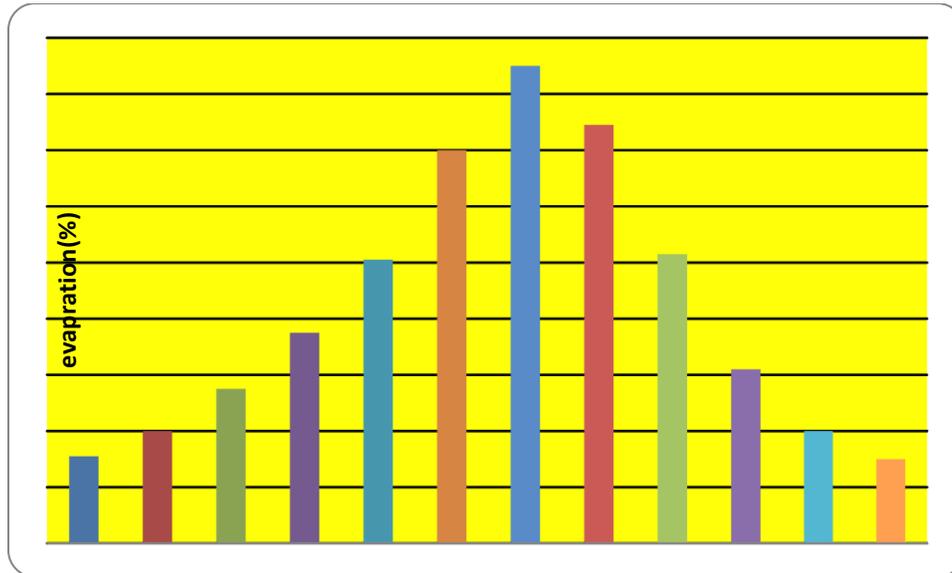


Fig III.11 : répartition mensuelle de l'évaporation.

III.1.3.4 la pluviométrie:

➤ Données disponibles :

Nous disposons de données d'observation directes disponibles au niveau du bassin versant de l'oued Taghariste.

La station disponible au voisinage du bassin et la plus proches du site est présentée dans le tableau suivant

Tableau III.9 : Station pluviométrique.

Station	Code	Source	Coordonnées			Année de service	N(ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
<i>YABOUS</i>	<i>07.06.04</i>	<i>A.N.R.H</i>	<i>858.45</i>	<i>239.65</i>	<i>1200</i>	<i>1969-2010</i>	<i>40</i>

Source : A.N.R.H

La station de Yabous est la plus proche de site avec une période d'observation de 1970-2010 soit 40 ans.

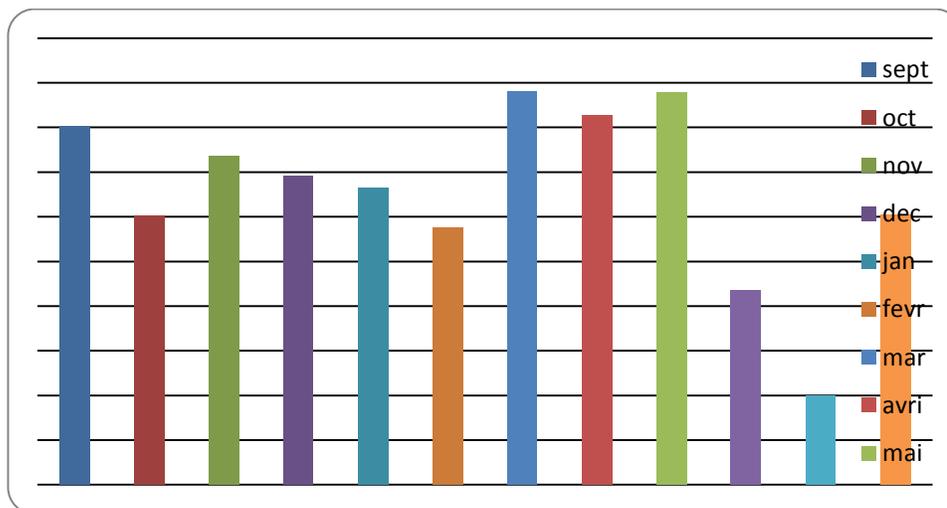
Le tableau III.11 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Tableau III.10 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	P (mm)	P (%)
Septembre	40,08	10,15
Octobre	30,16	7,63
Novembre	36,77	9,31
Décembre	34,55	8,75
janvier	33,25	8,42
février	28,84	7,3
Mars	43,99	11,14
Avril	41,36	10,47
Mai	43,88	11,11
Juin	21,76	5,51
Juillet	9,97	2,52
Août	30,2	7,65
<i>Total</i>	394,85	100

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée par la figure III.13.

Nous remarquerons que les lames précipitées durant les mois de **Octobre à Avril** sont en moyenne de même ordre de grandeur et représente environs **87%** du total pluviométrique annuel néanmoins, on note une pointe en **Décembre**.

**Fig III.12 : répartition mensuelle de la précipitation**

III.2. Les précipitations maximales journalières :

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

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes ;

Classer la série des précipitations par ordre croissant ;

Calcul de la fréquence expérimentale ;

Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;

Ajuster graphiquement la loi choisie ;

Calculer le quantile et son intervalle de confiance

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau (III.12):

Tableau III.11 : Caractéristiques de la série avec N=40ans

caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=38} Xi$	1667.2mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=38} Xi}{n}$	41.7mm
L'écart type « σ_x » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{38} (x_i - \bar{X})^2}{38}} \right]$	18.3mm
Coefficient de variation « Cv » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,438
L'exposant climatique :	$b=0.33$	

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.33$) est donné par l'ARNH d'ALGER.

III.2.1 Choix de la loi d'ajustement.

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

Les lois d'ajustement choisies sont :

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

III.2.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(III.17)$$

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

Avec :

- 1/a : la pente de la droite de GUMEL
- Y : variable réduite de GUMBEL
- x : précipitation maximale journalière (mm)
- x_0 : ordonnée à l'origine en (mm)

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

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

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

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

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots(III.18)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations(37)

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

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

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

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

*Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/a)y + x_0 \dots \dots \dots (III.19)$$

Avec :

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

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau suivant :

Gumbel (Méthode des moments)

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations: 40

Paramètres

$U = 33.4617$

$\alpha = 14.2379$

Quantiles

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

$T = 1 / (1-q)$

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

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	131	16.3	98.9-163
200	0.9950	108	12.6	83.5-133
100	0.9900	98.4	11.1	76.7-120
50	0.9800	88.6	9.50	70.0-107
20	0.9500	75.5	7.43	60.9-90.1
10	0.9000	65.4	5.89	53.8-76.9
5	0.8000	54.8	4.36	46.3-63.3

Station Yabous: code / (070604)**➤ Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :**

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	15.2
Maximum	Aucun	115
Moyenne	41.8	41.8
Ecart-type	18.1	18.1
Médiane	38.8	37.4
Coefficient de variation (Cv)	0.432	0.432
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.92
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	7.51

III.2.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :

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

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(III.20)$$

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

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

$$\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log } x} + \sigma \cdot \text{Log } u(p \%)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{38} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots\dots\dots(III.21)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans le tableau (III.12).

Nombre d'observations : 38

Paramètres

$$\mu = 3.6527$$

$$\sigma = 0,388965$$

Quantiles

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

$T = 1 / (1-q)$

Log normale (Maximum de vraisemblance)

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

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	128	18.6	91.0-164
200	0.9950	105	13.2	78.7-130
100	0.9900	95.0	11.1	73.2-117
50	0.9800	85.5	9.15	67.6-103
20	0.9500	73.1	6.79	59.8-86.4
10	0.9000	63.5	5.19	53.4-73.7
5	0.8000	53.6	3.77	46.2-61.0

Station de YABOUS: code / (070604)

Test d'homogénéité

Test d'adéquation

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Hypothèses

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Log normale

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Log normale

Résultats : d'après le test de khi carré en a les résultats suivant :

p- value SW = 0.99

Degrés de liberté : p = 0.9400

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5%

➤ **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :**

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	15.2
Maximum	Aucun	115
Moyenne	41.8	41.8
Ecart-type	16.7	18.1
Médiane	38.8	37.4
Coefficient de variation (Cv)	0.400	0.432
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.26	1.92
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.97	7.51

Conclusion :

D'après les schémas ; on trouve que la série des pluies maximales journalières suit la loi log normale (**GALTON**) parce que tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance.

Le tracé des droites est représenté sur papier GUMBEL comme les montrent les graphes suivants :

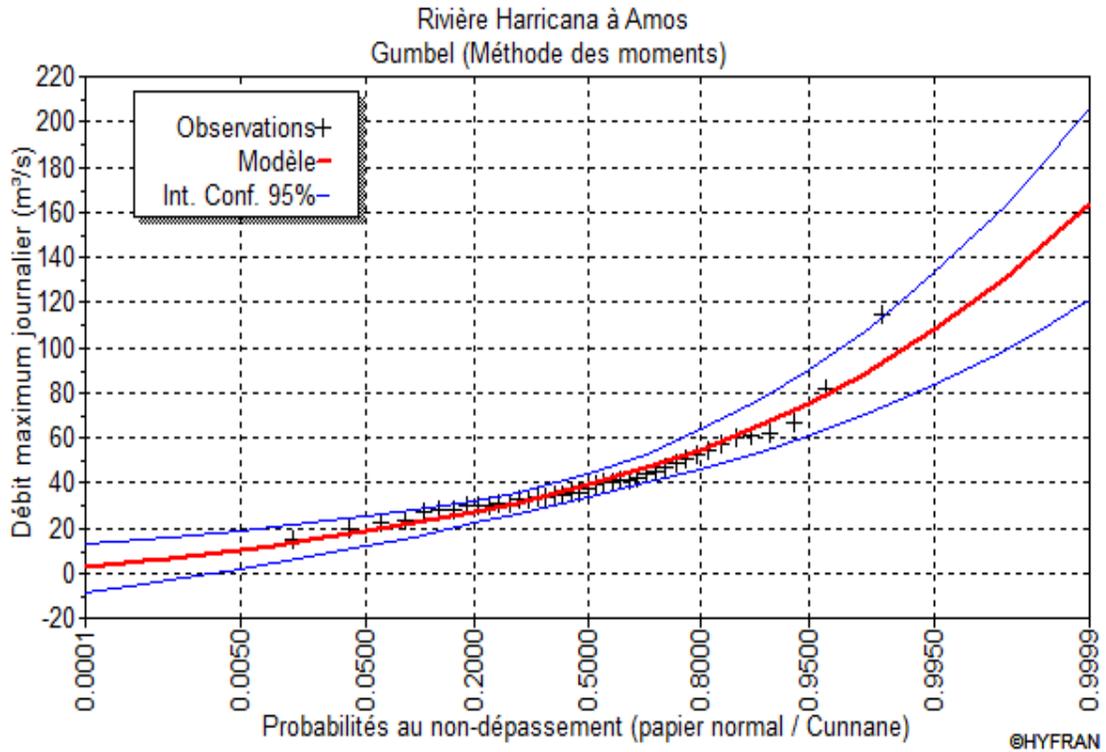


Fig III.13 : l'ajustement avec loi de Gumbel

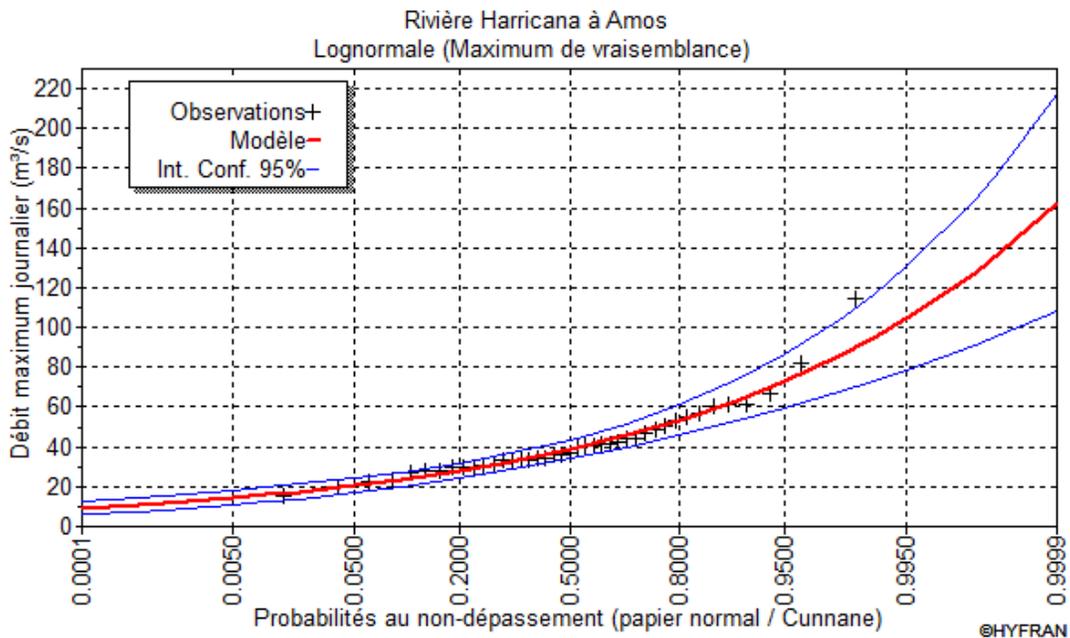


Fig III.14 : l'ajustement avec loi de Galton

Conclusion :

D'après la comparaison graphique des deux graphiques d'ajustement Fig. III.16, on a remarqué que la série s'ajuste mieux à la loi de Galton

III.2.4. La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

$$P_{\max t, p\%} = P_{\max j, p(\%)} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III.22)$$

t = Tc = 3.52 h. (Déjà calculé)

b : Exposant climatique (pour notre région b = 0,33)

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau III.16 :

Tableau III.14: Intensité pour les différentes fréquences.

Période	10		20		50		100		1000	
Fréquence (%)	10		5		2		1		0,1	
P_{maxj,p%}(mm)	63,5		73,1		85,5		95		128	
T(h)	P_{maxj,p%} (mm)	I₀ (mm/h)								
0.2	13,08	65,40	15,05	75,29	17,61	88,07	19,57	97,85	26,37	131,84
0.5	17,69	35,39	20,36	40,75	23,83	47,66	26,48	52,96	35,68	71,36
0.6	18,79	31,32	21,64	36,06	25,31	42,18	28,12	46,87	37,89	63,15
0.8	20,66	25,83	23,79	29,74	27,83	34,79	30,92	38,65	41,66	52,08
1	22,24	22,24	25,61	25,61	29,96	29,97	33,29	33,29	44,85	44,85
4	31,97	10,66	36,80	12,26	43,05	14,35	47,83	15,94	64,45	21,48
Tc=4,55	33,70	9,57	38,79	11,02	45,37	12,89	50,42	14,32	67,94	19,29
8	35,15	8,79	40,46	10,12	47,33	11,83	52,59	13,15	70,86	17,72
12	44,18	5,52	50,87	6,36	59,49	7,44	66,11	8,26	89,08	11,13
16	50,51	4,21	58,15	4,85	68,02	5,66	75,56	6,29	101,82	8,49
20	55,55	3,47	63,95	3,99	74,79	4,67	83,10	5,19	111,97	6,99
24	59,79	2,98	68,83	3,44	80,51	4,03	89,45	4,47	120,53	6,03

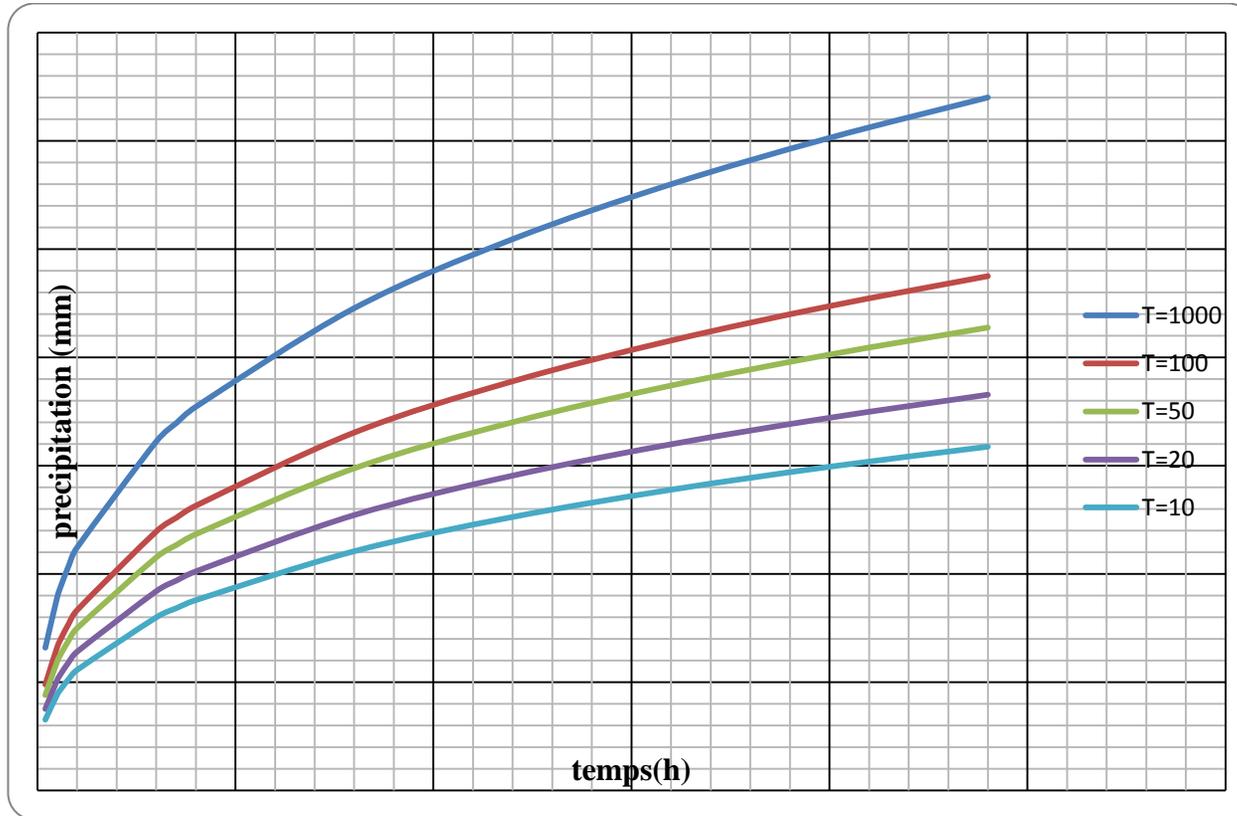


Fig III.15 : Pluie de Courte Durée

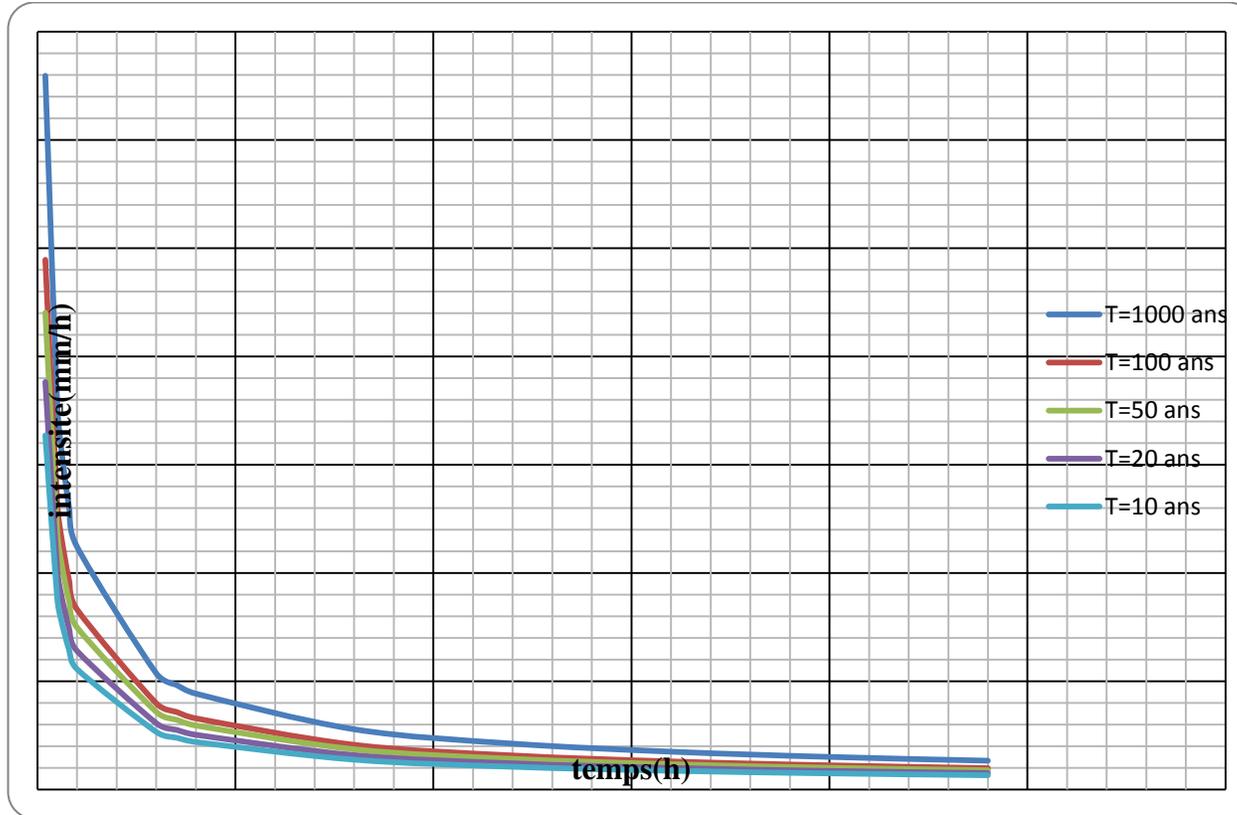


Fig III.16: Intensité

III.3 Etudes des apports :

III.3.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A_0) :

III.3.1.1 La Station Hydrométrique : station de Yabous

La série des apports liquides est représentée dans l'Annexe(I)

L'apport moyenne annuelle de la station est de : 7.52 Mm^3

Tableau III.15: Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station :

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév.	Mar	Avr	Mai	jun	juil	aou	Total
A (Mm^3)	0,23	0,31	0,44	0,29	0,53	0,87	1,98	1,56	0,82	0,27	0,11	0,2	7.52
Apport (%)	2,96	3,98	5,72	3,74	6,97	11,52	26,27	20,64	10,77	3,5	1,39	2,57	100

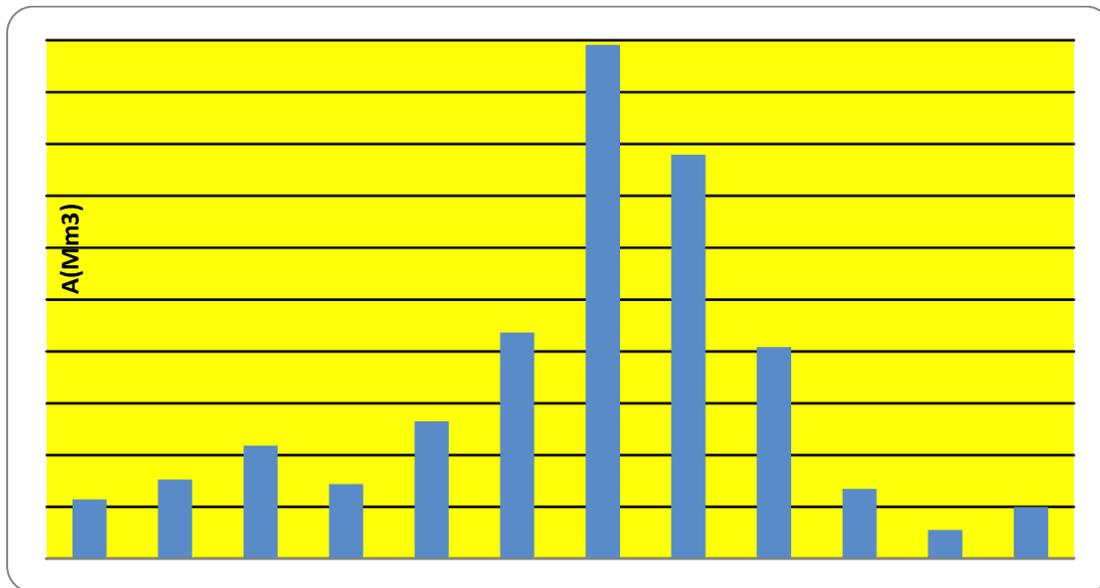


Fig III.17 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A_0 / T$ (III.30)

A_0 : Apport moyen annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3,1536.10^7$ s

Soit :

$$\mathbf{Me=238.458 \text{ l/s}}$$

b) Module de l'écoulement relatif :

On a: $M_0 = Me / S_{bv}$ (III.31)

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

Soit :

$$\mathbf{M_0=3.144 \text{ l/s/Km}^2}$$

c) Lamme d'eau écoulée :

$L_e = A_0/S_{BV}$ (III.32)

Soit :

$$\mathbf{Le=99.982mm}$$

d) Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $Ce = Le / P_{moy}$ (III.33)

Soit :

$$\mathbf{Ce= 0,332}$$

e) Coefficient de variation :

$$Cv=0.594$$

III.3.2 Estimation fréquentielle des apports :

Les apports fréquents ou de période de retour donnée sont nécessaires pour le dimensionnement de la cuvette et de la digue de l'ouvrage et la régularisation et gestion rationnelles de la capacité en eau (Industrie, Irrigation).

Les apports annuels s'ajustent bien à la loi de distribution Gumbel

Les résultats de calculs sont les suivants :

Tableau III.16 : résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	29.6	4.88	20-39.2
200	0.9950	24.0	3.79	16.6-31.4
100	0.9900	21.6	3.32	15.1-28.1
50	0.9800	19.1	2.85	13.5-24.7
20	0.9500	15.9	2.23	11.5-20.2
10	0.9000	13.4	1.76	9.9-16.8
5	0.8000	10.7	1.31	8.18-13.3

➤ Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	0.640
Maximum	Aucun	18.4
Moyenne	7.53	7.53
Ecart-type	4.47	4.47
Médiane	6.79	7.14
Coefficient de variation (Cv)	0.594	0.594
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.650
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	2.61

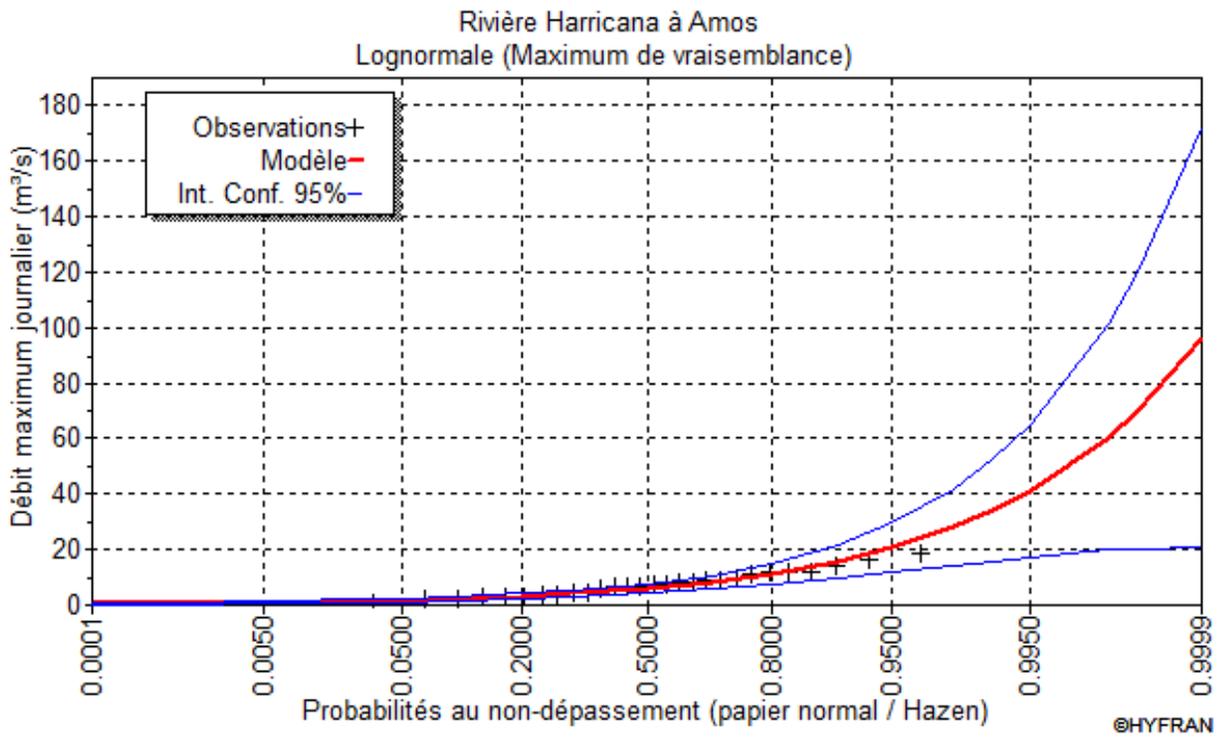


Fig III.18 : représentation graphique de la loi log-normale

Dance d'après l'ajustement a la loi de Guembel : $A_{80\%}=10.7Mm^3$

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80% est représenté dans le tableau III.17

Tableau III.17: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	aout	total
$A_{80\%}(\%)$	2,96	3,98	5,72	3,74	6,97	11,52	26,27	20,64	10,77	3,5	1,39	2,57	100
$A_{80\%}$	0,31	0,42	0,61	0,4	0,74	1,23	2,81	2,208	1,152	0,375	0,149	0,275	10.7

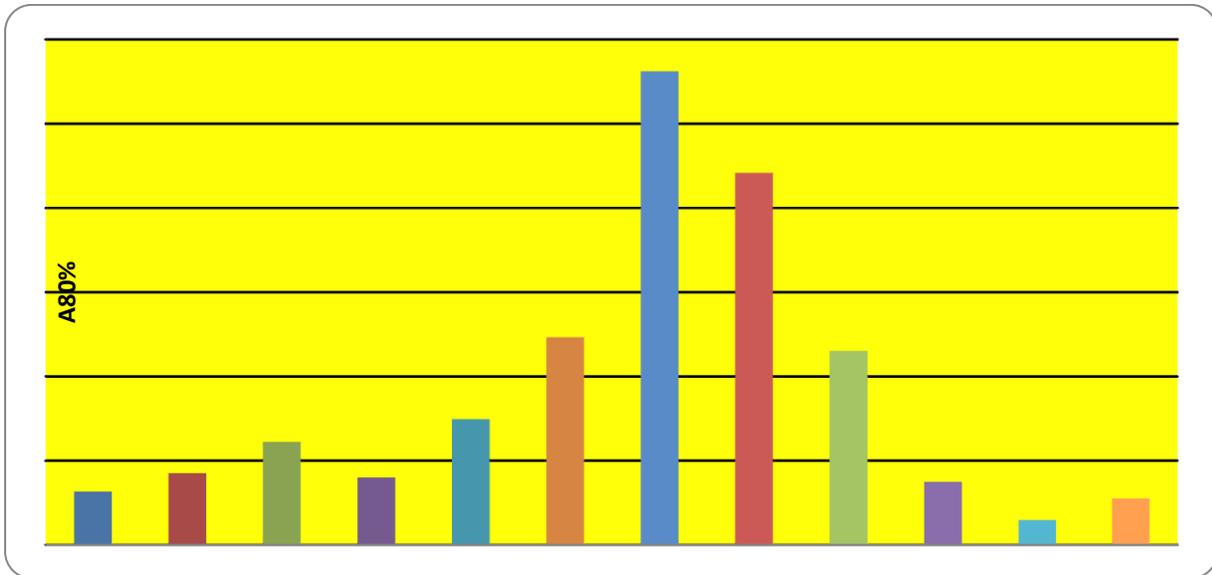


Fig III.19: Répartition mensuelle des apports 80%

III.5. Etude des crues:

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

Les paramètres définissant une crue sont:

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

Pour la détermination du débit de pointe probable de la caste des différentes périodes de retour. on passant par l'ajustement de la série des débits maximal à la loi log normal.

La série des débits maximaux est représentée dans l'Annexe I.

Le tableau 1.23 : donne les débits probables calculés.

Tableau III.18 : Débits fréquentielles calculés :

Période de retour(ans)	10	20	50	100	1000	10 000
Q (m ³ /s)	63.9	91.1	136	177	371	684

III.5.1. Hydrogramme de crue :***Détermination des Hydrogramme de crues probables par la méthode de Sokolovski :**

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

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

Pour le tracer de l'Hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculées à partir des temps de montée et de la décrue.

a) Pour le temps de la montée:

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots \text{(III.44)}$$

$T_m = T_c$: Temps de montée.

b) Pour la décrue:

$$Q_{\text{déc.}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots \text{(III.45)}$$

Avec: $T_d = \delta T_m$ (Sokolovski)

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

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (10.20; 50; 100; 1000.10000) dans, sont donnés dans le tableau III.26

Tableau III.19: débits fréquentielles pour la construction l'hydrogramme de crue

Phase de la montée :

Temps (h)	Qmax (10%)	Qmax (5%)	Qmax (2%)	Qmax (1%)	Qmax (0,1%)	Qmax (0,01%)
0	0	0	0	0	0	0
0,5	1,289	1,838	2,744	3,571	7,485	13,801
1	5,157	7,352	10,976	14,285	29,942	55,204
1,5	11,603	16,543	24,696	32,141	67,37	124,209
2	20,628	29,409	43,904	57,141	119,77	220,816
2,5	32,232	45,952	68,601	89,282	187,14	345,025
3	46,414	66,172	98,786	128,567	269,482	496,836
3,5	63,175	90,067	134,458	174,994	366,796	676,249
3,52	63,9	91,1	136	177	371	684

Phase de la décrue:

Temps (h)	Qmax (10%)	Qmax (5%)	Qmax (2%)	Qmax (1%)	Qmax (0,1%)	Qmax (0,01%)
0	63,9	91,1	136	177	371	684
0,5	55,246	78,762	117,582	153,029	320,756	591,368
1	47,411	67,592	100,906	131,327	275,268	507,502
1,5	40,354	57,532	85,887	111,78	234,297	431,965
2	34,035	48,523	72,438	94,276	197,607	364,322
2,5	28,412	40,507	60,471	78,702	164,963	304,131
3	23,446	33,426	49,901	64,945	136,128	250,974
3,5	19,095	27,223	40,64	52,892	110,865	204,398
4	15,318	21,839	32,603	42,431	88,939	163,974
4,5	12,076	17,216	25,701	33,45	70,113	129,265
5	9,326	13,296	19,85	25,834	54,151	99,836
5,5	7,03	10,022	14,962	19,473	40,816	75,251
6	5,145	7,335	10,95	14,252	29,872	55,075
6,5	3,631	5,177	7,729	10,059	21,084	38,872
7	2,448	3,49	5,21	6,781	14,214	26,206
7,5	1,554	2,216	3,309	4,306	9,027	16,642
8	0,91	1,297	1,937	2,521	5,285	9,745
8,5	0,474	0,676	1,009	1,313	2,754	5,077
9	0,206	0,293	0,438	0,57	1,196	2,205
9,5	0,064	0,092	0,137	0,179	0,375	0,691
10	0,009	0,013	0,02	0,026	0,055	0,102
10,56	0	0	0	0	0	0

La fug III-17 représente les hydraigrammes de crue pour les déférent périodes de retour (10000, 1000, 100, 50,20,10)

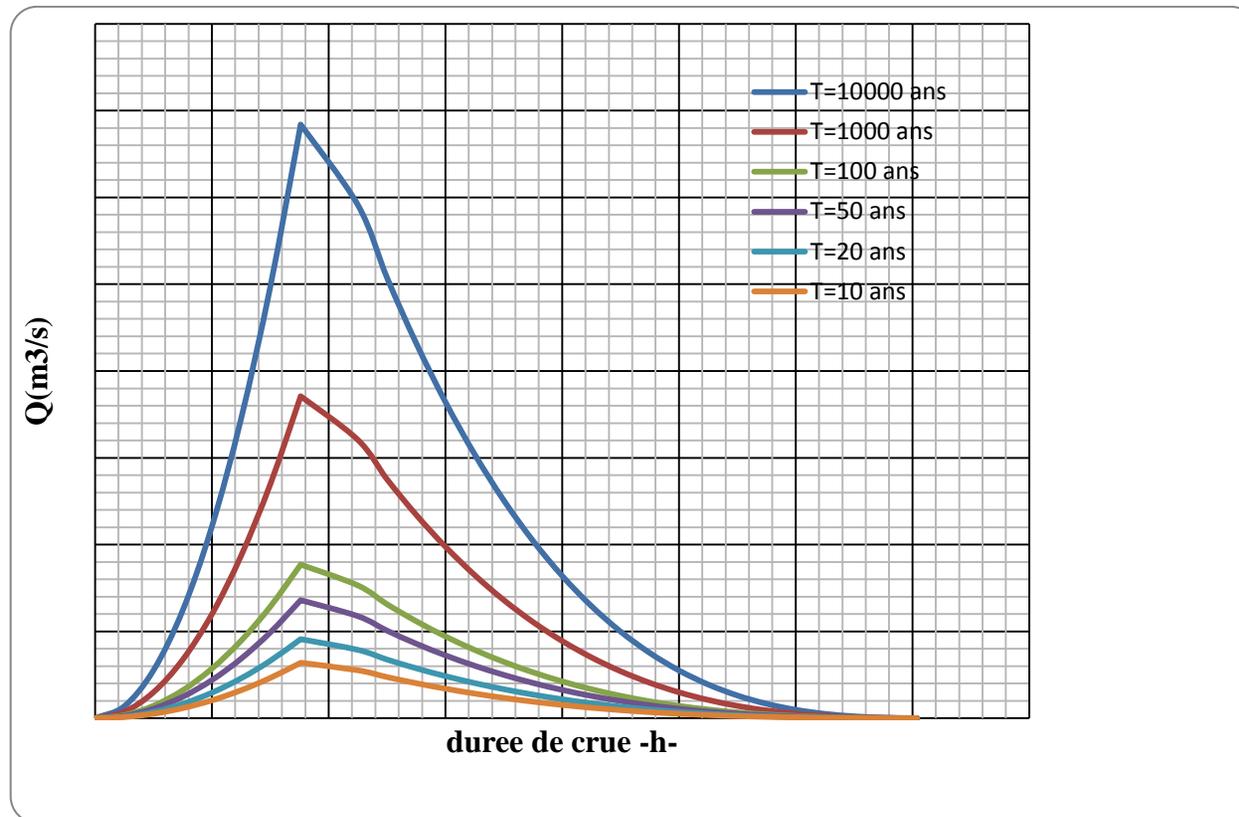


Fig III.20 : L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY)

III.5.2. Estimation de la crue de projet:

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre (100 et 1000 ans).

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être inondée en cas de rupture). Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000 ans.

L'estimation de la crue de projet résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en cours à l'aval. On se reporte alors, aux recommandations du comité national Australien des grands barrages.

Plusieurs comités et écoles ont donné des recommandations pour le choix de la crue de projet, on cite :

- ◆ Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB).
- ◆ Le C.T.G.R.E.F.

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau III.20 : Catégories des dommages résultant des crues.

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

Tableau III.21 : Crues de projet recommandé.

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés : - perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants : - pas de pertes de vies - dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : - pas de perte de vies - dommages légers	1/1000 à 1/100

Pour notre cas, et selon les recommandation de le comite national australien, on peut considérer que la crue de projet est acceptable pour une crue decamilléniale (dommage peut provoquer est dans la catégorie des dommages importants).

D'où $Q = 684 \text{ m}^3/\text{s}$

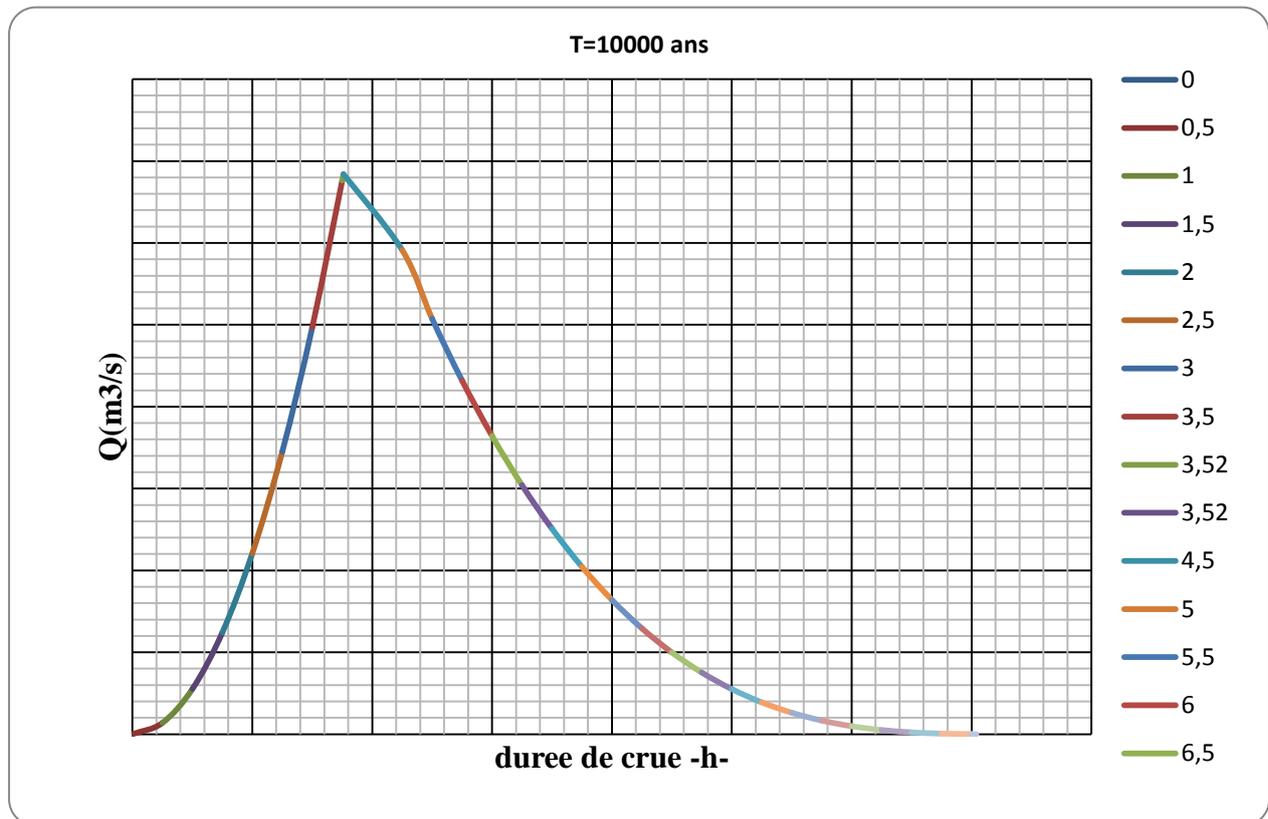


Fig III.21 : hydrogramme de la crue de projet (1000ans)

III.5.3 Choix de la crue de chantier :

La crue présente l'une des phases des régimes d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux d'eaux élevées, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de risque admis. En cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation ; sur le coût de l'ouvrage de dérivation, sur la durée d'exécution de l'aménagement et sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage. La fréquence du débit maximal attribuée à chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité. La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau tandis que l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue. Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues cinquanteennes ou même centennale, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans. Et d'une autre part lorsque le batardeau est inclus dans la digue on peut lui attribuer une petite surélévation car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre si le batardeau est indépendant de la digue il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est mis provisoirement. Donc vu toutes ces exigences je vais choisir la crue (20 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

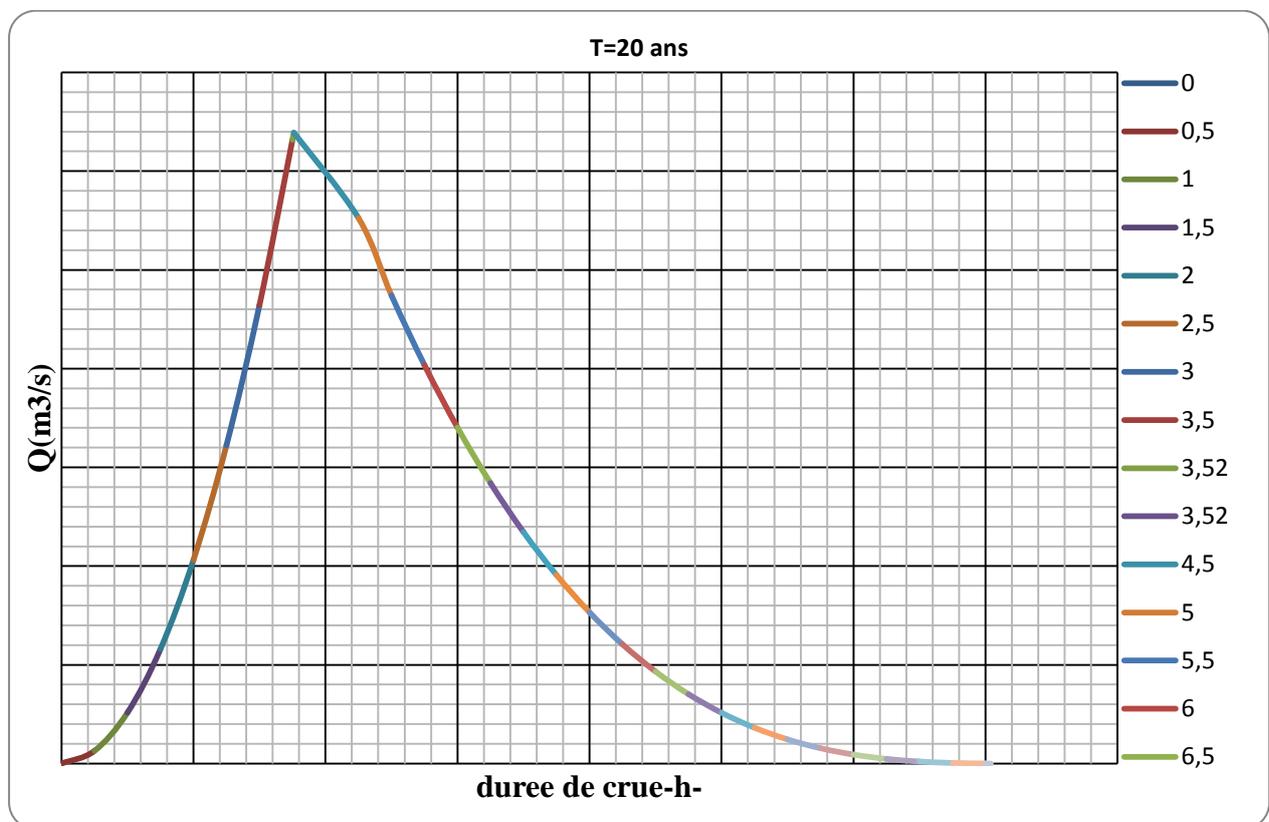


Fig III.22 : hydrogramme de la crue de chantier (20 ans)

III.5.4. Apport solide et Estimation de volume mort:

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation.

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie

L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval

L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide.

La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide

La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportes à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement

En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant

L'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

III.5.5 Formules empiriques :

a) Formule de TIXERONT:

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit. $T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15}$ (III.46)

Avec :

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

L₀ : la lame écoulée en (mm).

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

Soit :

$$T_s=698.323 \text{ (t/Km}^2\text{/an)}.$$

b) Formule de Fournier :

$$T_a = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_A} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \dots\dots\dots \text{ (III.47)}$$

Avec :

T_a : Taux d'abrasion en (t/Km²an)

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux

$$P_m = 43.99 \text{ mm};$$

P_A : Pluie moyenne annuelle = 394.85 mm;

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

H_{\max} : Altitude maximale = 2290m;

H_{\min} : Altitude minimale = 1185m;

S : Surface du bassin versant = 75.843 Km².

AN:

$$h=497.25\text{m}$$

$$\text{D'où } T_a=77.449 \text{ t/Km}^2\text{an}$$

III.5.6.Calcul du volume mort :

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

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

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

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{T_s.T.S}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{ (III.48)}$$

AN:

T : Durée de vie du barrage (50 ans);

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m³);

S : Surface du bassin versant 75.843Km^2

D'où : $V_m = 1.835 \text{m}^3/\text{s}$

2. Formule de TIXERONT :

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 - 1,10) \frac{Q_s T}{\delta s} \quad (\text{m}^3) \quad \dots\dots\dots (\text{III.49})$$

Q_s : Le débit solide (t/an)

δs : Poids spécifique de la vase humide ($\delta s = 1,2 \text{ t/m}^3$).

$$Q_s = T_s * S.$$

S : Superficie du bassin versant.

AN : $Q_s = 5873,9645 \text{ t/an}$

T : Délai de service ; T = 50 ans.

D'où :

$$V_m = 2.61 \text{Mm}^3$$

On prend le volume mort celle calcule par la formule la pus simple $V_m = 1.83 \text{ Mm}$

III.5.Régularisation :

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

Il existe deux types de régularisation sont utilisés:

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Pour notre étude, ces deux types seront étudiés.

Les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- *La répartition mensuelle de la demande en eau.
- * La répartition mensuelle de l'apport ($A_{80\%}$ Hm^3).
- *La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporations.
- *Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.5.1.Répartition des besoins :

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation obtenue auprès de l'ANRH est donnée au tableau III.22

Tableau III.22 : Répartition mensuelle des besoins

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	aout
$U_{80\%}$ (Hm^3)	0,81	0,57	0,35	0,35	0,31	0,38	0,63	0,97	1,3	1,28	1,5	1,3

Source : ANBT

III.5.2.Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ (Hm^3):

L'apport $A_{80\%}$ est déjà calculé (voir tableau.III.18) et nous avons la répartition mensuelle des précipitations donc avec la règle de trois nous pouvons calculer l'apport mensuel à (80%).

La répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ est donnée dans le tableau .III.23

Tableau III.23 : répartition mensuelle des apports

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	aout	total e
$W_{80\%}$ Hm^3	0,317	0,426	0,612	0,4	0,746	1,233	2,81	2,208	1,152	0,375	0,149	0,275	10.7

III.5.3.Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :

La cote minimale relevée est de 65.00m et la maximale de 110.00m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (III.50)$$

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

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

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

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

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Tableau III.24 : Courbes topographiques et volumétrique

Cotes m	S (Km ²)	S _{moy}	ΔH	V _{part} 10 ⁶ m ³	Vol _{cum} Vcum 10 ⁶ m ³
1185	0		1		0
1186	0,0022			0,0014	0,001
1188	0,011	0,0066	2	0,013	0,014
1190	0,0219	0,01645	2	0,033	0,047
1192	0,036	0,02895	2	0,058	0,105
1194	0,0542	0,0451	2	0,09	0,195
1196	0,0764	0,0653	2	0,131	0,326
1198	0,0997	0,08805	2	0,176	0,502
1200	0,1298	0,11475	2	0,229	0,731
1202	0,1605	0,14515	2	0,29	1,022
1204	0,1986	0,17955	2	0,359	1,381
1206	0,2408	0,2197	2	0,439	1,82
1208	0,2858	0,2633	2	0,527	2,347
1210	0,3316	0,3087	2	0,617	2,964
1212	0,3365	0,33405	2	0,668	3,632
1214	0,4501	0,3933	2	0,787	4,419
1216	0,5164	0,48325	2	0,967	5,385
1218	0,5865	0,55145	2	1,103	6,488
1220	0,6616	0,62405	2	1,248	7,7367
1222	0,738	0,6998	2	1,399	9,136
1224	0,817	0,7775	2	1,556	10,691
1226	0,8967	0,85685	2	1,714	12,405
1228	0,9832	0,93995	2	1,879	14,285

Remarque :

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H = \frac{2}{3} \cdot 0,350 \cdot 5 = 1,167 \text{ M m}^3.$$

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans la Figure III.15

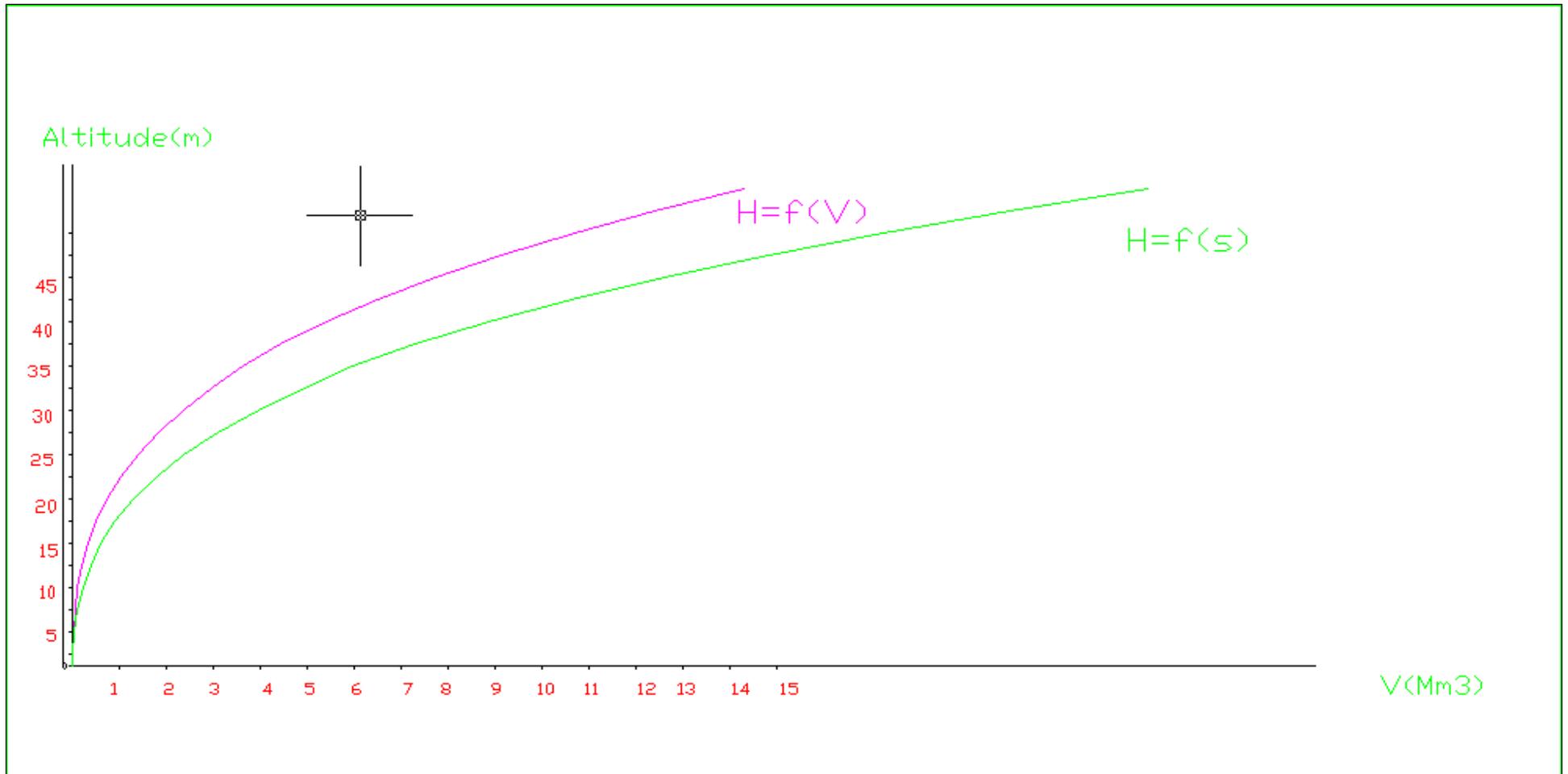


Fig III.23 : Courbes Capacité- -Hauteur

III.5.4. Calcul du volume utile :

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

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

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

➤ Procédé de calcul:

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

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

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

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

III.5.4.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes:

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

Du tableau (III.31) on a :

$$V_s = 5.289 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 4.066 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ *D'ou* : $V_u = V_d$ *Alors* :

$$V_u = 4.066 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \dots\dots\dots(III.51)$$

D'où : $V_{NNR}=5.896 \text{ Mm}^3$

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d'exploitation c'est-à-dire la cote au niveau normale de la retenue NNR

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

- **1^{ère} Consigne d'exploitation :**

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues et à restituer après. L'excédent d'eau est déversé par l'évacuateur de surface.

- On se fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

- **2^{ème} Consigne d'exploitation :**

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond. Remplir et ensuite restituer au consommateur.

Tableau III.25 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm³).

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	A-U (Mm ³)	1ère Consigne			2ème Consigne		
				V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)
Novembre	0,612	0,35	0,262		1,83			1,83	0,953
Décembre	0,4	0,35	0,05	2,092	2,092		0,877	0,877	
Janvier	0,746	0,31	0,436	2,142	2,142		1,139	1,139	
Fevrier	1,233	0,38	0,853	2,578	2,578		1,189	1,189	
Mars	2,81	0,63	2,45	3,431	0,431		1,625	1,625	
Avril	2,208	0,97	1,238	5,611	5,611		2,478	2,478	
Mai	1,152	1,3	-0,148	6,849	5,896	0,953	4,658	4,658	
Juin	0,375	1,28	-0,905	5,748	5,748		5,896	5,896	
Juillet	0,149	1,5	-1,351	4,843	4,843		5,748	5,748	
Août	0,275	1,3	-1,025	3,492	3,492		4,843	4,843	
Septembre	0,317	0,81	-0,493	2,467	2,467		3,492	3,492	
Octobre	0,426	0,57	-0,144	1,974	1,974		2,467	2,467	
				1,83	1,83		1,974	1,974	
							1,83	1,83	0,935

III.5.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes):

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ◆ Pertes par évaporation.
- ◆ Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation :

On a:
$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots(III.52).$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

V_{moy} : volume moyen $\left[V_{moy} = \frac{V_{rfj} + V_{rfj+1}}{2} \right]$.

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

B) Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots(III.53)$$

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

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

V_{moy} : volume moyen $\left[V_{moy} = \frac{V_{rfj} + V_{rfj+1}}{2} \right]$.

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

Tableau III.26 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

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

$\delta=0,75$

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

Tableau III.27 : Les volumes des pertes dans la retenue : 1^{ère} approximation

Mois	V _{moy} [Mm ³]	S _{moy} [km ²]	Es [mm]	V _{ep} [m ³]	V _{inf} [Mm ³]	Pertes [Mm ³]
Novembre	1,96	1,105	91	100,555	0,0147	0,0148
Décembre	2,117	1,192	55	65,56	0,0158775	0,0159
Janvier	2,36	1323	42	55566	0,0177	0,073
Février	3,0045	1,648	44	72,512	0,0225338	0,0226
Mars	4,521	2,489	56	139,384	0,0339075	0,034
Avril	5,7535	3,147	75	236,025	0,0431513	0,0433
Mai	5,864	3,205	104	333,32	0,04398	0,0443
Juin	5,2955	2,881	143	411,983	0,0397163	0,0401
Juillet	4,1675	2,291	197	451,327	0,0312563	0,0317
Août	2,9795	1,0656	237	252,5472	0,0223463	0,0225
Septembre	2,2205	1,248	208	259,584	0,0166538	0,0169
Octobre	1,9002	1,07	147	157,29	0,0142515	0,0144

Tableau III.28 : Les volumes des pertes dans la retenue : 2^{ème} approximation

Mois	V _{moy} [Mm ³]	S _{moy} [km ²]	Es [mm]	V _{ep} [m ³]	V _{inf} [Mm ³]	Pertes [Mm ³]
Novembre	1,953	1,103	91	100,373	0,0146475	0,147
Décembre	2,094	1,179	55	64,845	0,015705	0,0157
Janvier	2,292	1,287	42	54,054	0,01719	0,0172
Février	2,92	1,646	44	72,424	0,0219	0,0219
Mars	4,444	2,448	56	137,088	0,03333	0,033
Avril	5,7905	3,166	75	237,45	0,0434288	0,043
Mai	5,9685	3,262	104	339,248	0,0447638	0,045
Juin	5,4005	2,951	143	421,993	0,0405038	0,04
Juillet	4,2365	2,331	197	459,207	0,0317738	0,032
Août	3,021	1,677	237	397,449	0,0226575	0,023
Septembre	2,2425	1,26	208	262,08	0,0168188	0,017
Octobre	1,909	1,08	147	158,76	0,0143175	0,0144

Tableau III.29 : Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :1^{ère} approximation

Mois	A80%	U80%	Pertes	A-(U+P)	1 ^{ère} Consigne d'exploitation			2 ^{ème} Consigne d'exploitation		
					Vri	Vrf	S	Vri	Vrf	S
Novembre	0,612	0,35	0,0148	0,2472		1,83		1,83	1,83	0,6475
Décembre	0,4	0,35	0,0159	0,0341	2,077	2,077		1,4297	1,4297	
Janvier	0,746	0,31	0,073	0,363	2,111	2,111		1,4638	1,4638	
Fevrier	1,233	0,38	0,0226	0,897	2,474	2,474		1,8268	1,8268	
Mars	2,81	0,63	0,034	2,146	3,371	3,371		2,7238	2,7238	
Avril	2,208	0,97	0,0433	1,1947	5,517	5,517		4,8698	4,8698	
Mai	1,152	1,3	0,0443	-0,1913	6,712	6,064	0,6475	6,0645	6,0645	
Juin	0,375	1,28	0,0401	-0,9451	5,873	5,873		5,8732	5,8732	
Juillet	0,149	1,5	0,0317	-1,3827	4,928	4,928		4,9281	4,9281	
Août	0,275	1,3	0,0225	-1,0475	3,545	3,545		3,5454	3,5454	
Septembre	0,317	0,81	0,0165	-0,5095	2,497	2,497		2,4979	2,4979	
Octobre	0,426	0,57	0,0144	-0,1584	1,988	1,988		1,9884	1,9884	
					1,83	1,83		1,83	1,83	

Tableau III.30 : Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :2^{ème} approximation

Mois	A80%	U80%	Pertes	A-(U+P)	1ère Consigne d'exploitation			2ème Consigne d'exploitation		
					Vri	Vrf	S	Vri	Vrf	S
Novembre	0,612	0,35	0,0147	0,2473		1,83		1,83	1,83	0,6356
					2,077	2,077		1,442	1,442	
Décembre	0,4	0,35	0,0157	0,0343				1,475	1,475	
					2,111	2,111				
Janvier	0,746	0,31	0,0172	0,4188				1,8943	1,8943	
					2,53	2,53				
Fevrier	1,233	0,38	0,0219	0,8311				2,7254	2,7254	
					3,361	3,361				
Mars	2,81	0,63	0,033	2,147				4,872	4,872	
					5,508	5,508				
Avril	2,208	0,97	0,043	1,195				6,0674	6,0674	
					6,703	6,0674	0,6356			
Mai	1,152	1,3	0,045	-0,193				5,874	5,874	
					5,874	5,874				
Juin	0,375	1,28	0,04	-0,945				4,929	4,929	
					4,929	4,929				
Juillet	0,149	1,5	0,032	-1,383				3,546	3,546	
					3,546	3,546				
Août	0,275	1,3	0,023	-1,048				2,498	2,498	
					2,498	2,498				
Septembre	0,317	0,81	0,017	-0,51				1,988	1,988	
					1,988	1,988				
Octobre	0,426	0,57	0,0144	-0,1584				1,83	1,83	
					1,83	1,83				

C) Estimation de l'erreur :

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

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

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

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

D'après le tableau IV.33 on a :

$$V_s = 4.882 \text{ Mm}^3 \quad \text{Et} \quad V_d = 4.234 \text{ Mm}^3.$$

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

$$V'_u = V_d = 4.234 \text{ Mm}^3.$$

Donc en fait des itérations : la

Deuxième approximation: (Tableau N°III.36)

$$V_s = 4.882 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 4.234 \text{ Mm}^3.$$

$$V''_u = V_d = 4.234 \text{ Mm}^3.$$

Evaluation de l'erreur:

$$\text{On a : } \zeta = \frac{V'_u - V_u}{V'_u} \cdot 100$$

$$\zeta = 2,9 \quad \zeta < 5\%$$

En prend $V_u = 4.23 \text{ Mm}^3$

Le volume au niveau normal de la retenue est: $V_{\text{NNR}} = V_{M^+} + V_U$

$$V_{\text{NNR}} = 6.067 \text{ Mm}^3$$

III.5.4.3 La Régularisation Interannuelle :

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

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

Calcul du volume utile interannuel par la méthode Pléchkov-Svaizdé:

Pour une valeur de α (coefficient de régularisation)

$$Vu \text{ (inter)} = (\beta_s + \beta_{\text{plur}}) W_o = \beta_s W_o + \beta_{\text{plur}} W_o \quad \dots\dots\dots (III.57)$$

avec:

- β_s : composante saisonnière
- β_{plur} : composante interannuel
- W_o : l'apport moyen interannuel

On a trouvé le volume utile saisonnier en tenant compte des pertes) $Vu = \beta_s W_o = 4.23 \text{Mm}^3$, pour la composante interannuelle $\beta_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur}}(\text{max})$ tiré du tableau [Vu-inter-anal],

- La composante interannuelle β_{plur} est déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-Svaizdé, cette composante β_{plur} est fonction de : $(P\%, \alpha, C_v, C_s, r)$
- α : Coefficient de régularisation.
- $P\%$: Probabilité de garantie
- C_s : Coefficient d'asymétrie
- C_v : Coefficient de variation de la série des débits annuels.
- r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines. Ce Coefficient est donné par le tableau de Radkovitch tableau si après :

Module spécifique (l/s.km ²)	20	20-10	10-4	4-1	< 1
r	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5

Pour $M_0 = 3.144 \text{ l/s.km}^2$ d'après le Tableau $\rightarrow r = 0.4$

$P = 80\%$

$$\alpha=0,9$$

$$C_v = 0,59$$

$$C_s = 2C_v = 1,18$$

On utilise les graphiques de Miloslovski pour la détermination de β_{plur}

$$\beta_{\text{plur}} = 0.628$$

$$V_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur}} W_0 = 0.628 \cdot 0.4$$

$$W_0 = 0.4 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{plur}} = \mathbf{0.2512 \text{ Mm}^3}.$$

Remarque :

Les graphiques de Pléchkov ne sont valables que si : $C_s = 2C_v$ et $r = 0 - 0,5$

Le graphique de Pléchkov dans l'ANNEXE -02-

Donc : $V_{u_{\text{int}}} = V_s + V_{\text{int}} = 4.234 + 0.2512$

$$V_{u_{\text{int}}} = \mathbf{4.486 \text{ Mm}^3}.$$

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

$$V_{\text{NNR}} = \mathbf{6.286 \text{ Mm}^3}$$

III.6.Laminage des crues :

Introduction :

Pour dimensionner un évacuateur, on doit procéder à deux opérations : déterminer la crue dont on veut protéger l'ouvrage et évaluer l'effet de laminage provoqué par la réserve de cette crue, en effet, calculer un ouvrage évacuateur de telle manière qu'il puisse laisser passer le débit de pointe de la crue correspond à un surdimensionnement, notable la plupart du temps.

L'objectif du laminage est de réduire de manière significative la longueur de l'évacuateur de crue, ce qui, bien évidemment, se traduira par un abaissement de leur prix, généralement très élevé dans un projet de barrage.

III.6.1. description et principe de l'effet de laminage :

La surface de la retenue étant relativement importante, une crue fait monter le plan d'eau depuis le NNR, au maximum jusqu'au PHE, constituant ainsi un volume tampon. On dit alors que la retenue lamine la crue . le laminage sera d'autant plus important que la retenue sera étendue.

Autrement dit, pendant la crue de débit Q_c , si l'évacuateur permet l'écoulement d'un débit $Q_e < Q_c$, la différence $Q_c - Q_e$ sert à élever le niveau du plan d'eau, la baisse de ce plan s'effectuant après le passage de la crue. Ainsi un déversoir de capacité plus faible que le débit de pointe de la crue peut suffire à protéger le barrage de la surverse.

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad ;(IV.1)$$

Avec : Q : le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$Q-q = S \cdot dh/dt \quad ;(IV.2)$$

Avec : Dh/dt : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

IL existe plusieurs procédés de calcul comme Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, patapove, pas à pas et d'autres méthodes nous retenons la méthode qui est plus simple, maniable et donne des résultats précis :

1. Méthode de Kotcherine.

III.6.2.Méthode de KOTCHERINE :

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

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

III.6.2.1- Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%} \right) \quad ;(IV.3)$$

V_F : le volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_C : le volume de la crue correspondant au $Q\%$ en m^3 .

$Q\%$: le débit de la crue en m^3/s

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{\text{lam}} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \quad ;(\text{IV.4})$$

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

III.6.2.2. Estimation de la charge au dessus du déversoir :

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

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \quad ;(\text{IV.5})$$

Avec : m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge H , et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,49;

g : l'accélération de pesanteur = 9,81 m/s².

L : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 3 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

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

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

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \quad ;(\text{IV.6})$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule qui a dessus et L compris entre 10 et 40 mètres.

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g}$$

Avec : H_o : la charge globale.

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

P : la hauteur de pelle.

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

Le débit laminée est calculé pour différentes charges " H " et différentes largeurs de l'évacuateur de crues " b ", (tableau IV.2)

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

Données initiales	
g	9,81 m ² /s
α	1
$Q_{0,1\%}$	684 m ³ /s
$V_{crue\ 0,1\%}$	34.675 Mm ³
m	0,49

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q=f(h)$ et $q=f(v)$ comme montre la **Fig III.20** et **Fig III.21**

Tableau III.31 caractéristique de largeur de déversoir

Largeur de seuil $b(m)$	Hauteur d'eau $H(m)$	Débit laminé q (m ³ /s)	Cote PHE (m)
60	2.9	645	1220.53
65	2.75	648	1220.38
70	2.63	651	1220.26
75	2.52	654	1220.16
80	2.42	659	1220.05

Conclusion

Pour déterminer la largeur de seuil (b) il faut faire l'étude d'optimisation (le coût de l'ouvrage qui donne le choix le plus économique) .

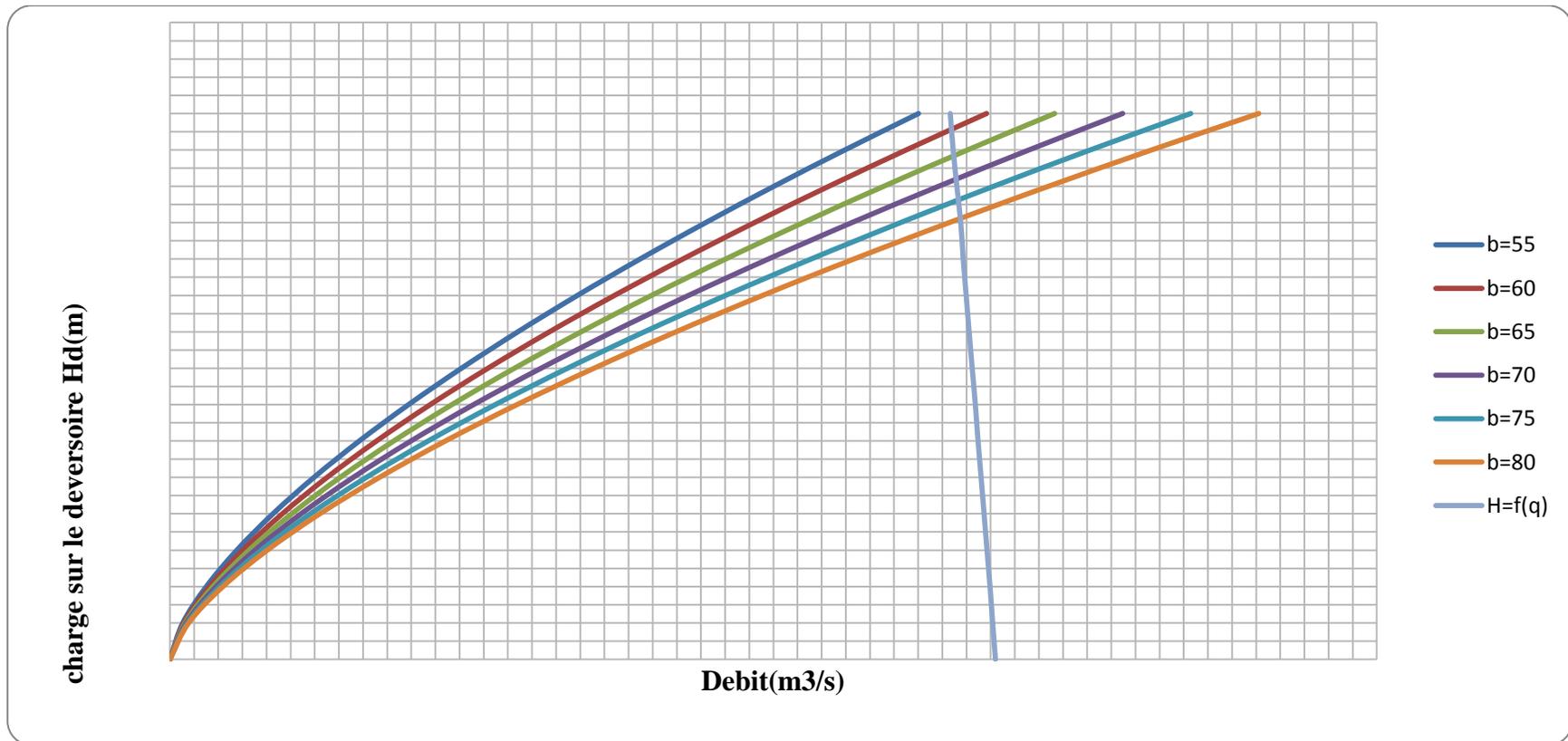


Fig III.24 : Courbes $H=f(Q,q)$

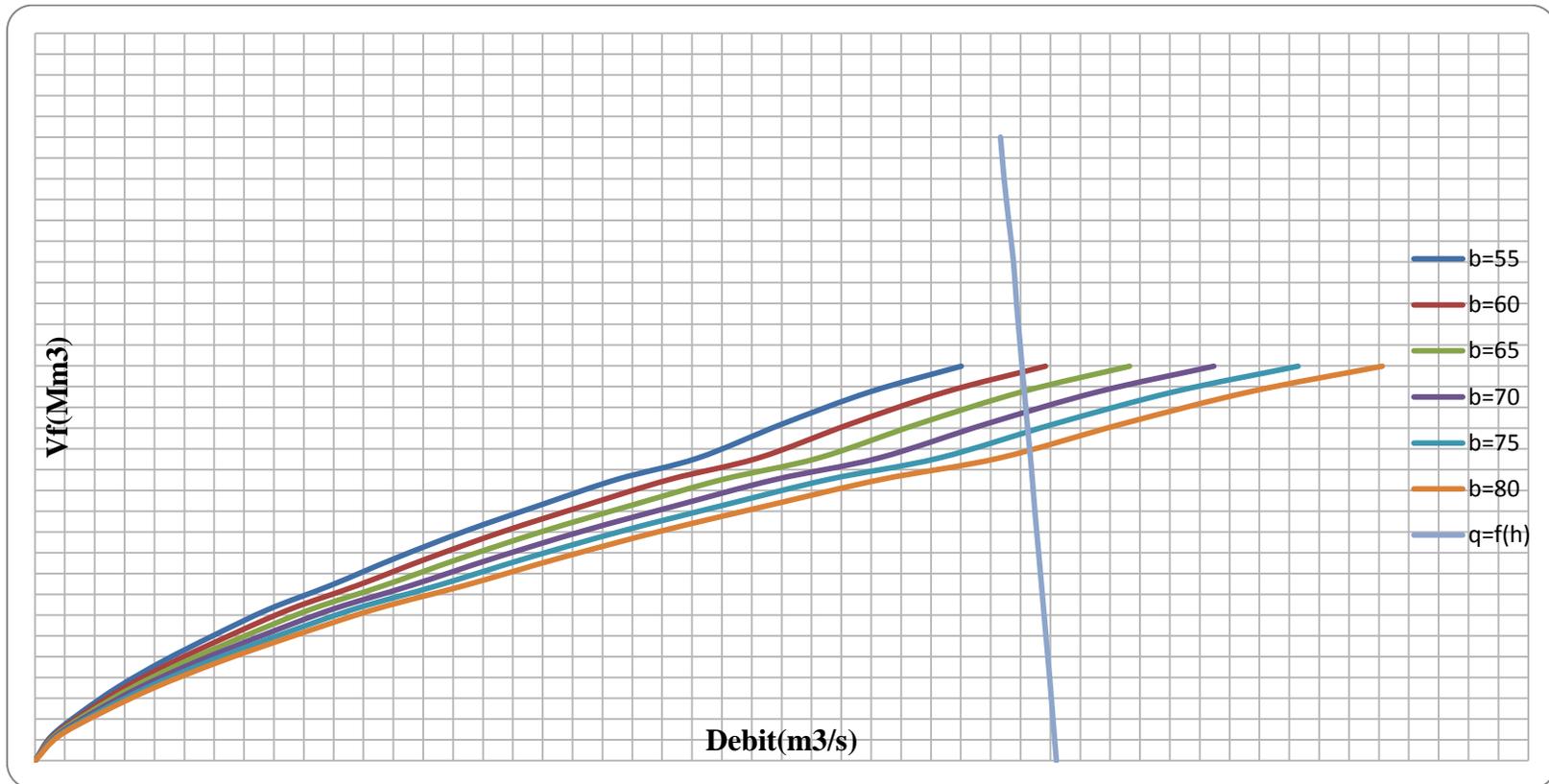


Fig III.25 : Courbes $V=f(Q,q)$

III.7. Etude d'optimisation :

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

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

III.7.1 Calcul du coût approximatif de la digue :

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

$$V_B = \Sigma V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i $\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right]$.

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

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

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

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.7.1.calcul de la revanche :

Plusieurs formulas sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a- Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(III.67)$$

Avec : $H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(III.68)$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F =1.2 km].

A.N :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{1.2} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{1.2} = 0.85 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0.85 = 3,20 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0.83 + \frac{3,16^2}{2 \cdot 9,81} = 1,15 \text{ m}$$

b- Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(III.69)$$

Avec : $H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(III.70)$

A.N :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{1.2} = 0,86 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,86 = 3,22 \text{ m/s}$$

Donc :
$$R = 0,75 \cdot 0,86 + \frac{3,22^2}{2 \cdot 9,81} = 1,17\text{m}$$

c- Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(\text{III.71})$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{1,2} = 1,32 \text{ m}$$

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1.00m à 2 m

Conclusion : On prend une valeur la plus proche au à la moyenne donc :1.25

III.7.2. largeur en crête :

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

On opte pour un hauteur de barrage moyen ($H_b=36.17\text{m}$) pour calculer la largeur à la crête

1- Formule de KNAPEN :

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(\text{III.72})$$

2- Formule de F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots(\text{III.70})$$

3-Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(\text{III.73})$$

4- Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(\text{III.74})$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

Pour une charge moyenne de 1m on a :

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

On admet une valeur de $t = 0,5\text{m}$ pour le tassement du barrage, le tableau IV.45 nous donne les résultats du calcul.

b [m]	q [m³/s]	h [m]	H_b [m]
60	645	2.9	35.18
65	648	2.75	35.03
70	651	2.63	34.91
75	654	2.52	34.81
80	659	2.42	34.71

Le tableau suivant nous donne les résultats du calcul.

Tableau III.32 : récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête

Formule	b_{cr} -m-
KNAPPEN	9.92
PREECE	7.62
SIMPLIFIEE	8.90
PRATIQUE	10.02
Moyenne	9.11

On opte pour une largeur de crête égale à:

$$b_{cr} = 9\text{m}$$

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre

III.7.3. Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :

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

Digue N°01 (b=60m) $H_b = 36.93\text{m}$						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m ²]	W _m [m ²]	Li [m]	Vi [m ³]
1	0,00	9,00	0,000	393.79	100	39379.42
2	10.93	69.12	787.58			
3	22.93	135.12	2472.02	1629.81	100	162980.72
				1780.57	100	178057.70
4	35.93	206.62	1089.12	579.46	100	57943.90
				34.87	26	906.75
5	7.7	51.63	69.75			
6	0,00	9,00	0,000			
Total						439268.50

Digue N°01 (b=65m) $H_b = 36.78\text{m}$						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m ²]	W _m [m ²]	Li [m]	Vi [m ³]
1	0,00	9,00	0,000	373.65	100	37356.18
2	10.86	68.73	747.30			
3	21.75	125.63	2311.31	1529.31	100	152931.09
				1622.49	100	168249.52
4	35.37	206.54	1053.67	560.85	100	56085.61
				34.02	25.6	870.91
5	7.56	50.58	68.04			
6	0,00	9,00	0,000			
Total						415502.33

Digue N°01 (b=70m) $H_b = 36.66m$						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m ²]	W _m [m ²]	Li [m]	Vi [m ³]
1	0,00	9,00	0,000	343.39	100	34339.55
2	10.23	65.26	686.79			
3	21.14	125.27	2231.96	1459.37	100	145937.61
				1622.67		
4	35.12	202.16	1013.38	539.18	100	53918.38
				32.49		
5	7.22	48.71	64.98	32.49	25.3	821.99
6	0,00	9,00	0,000			
Total						397284.98

Digue N°01 (b=75m) $H_b = 36.56m$						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m ²]	W _m [m ²]	Li [m]	Vi [m ³]
1	0,00	9,00	0,000	336.25	100	33625.42
2	10.1	64.55	672.50			
3	20.94	124.17	2202.20	1437.35	100	143735.79
				1597.94		
4	34.97	201.33	993.67	528.60	100	52860.62
				31.60		
5	7.06	47.83	63.54	31.60	25	794.25
6	0,00	9,00	0,000			
Total						390810.1

Digue N°01 (b=80m) $H_b = 36.46m$						
Coupe N°	Hi [m]	Bi [m]	Wi [m ²]	W _m [m ²]	Li [m]	Vi [m ³]
1	0,00	9,00	0,000	329.07	100	32907.13
2	9.95	63.725	658.14			
3	20.78	123.29	2176.23	1417.19	100	141719.01
				1578.85		
4	34.81	200.45	981.46	522.14	100	52214.39
				31.41		
5	6.98	47.39	62.82	31.41	24.7	775.22
6	0,00	9,00	0,000			
Total						385501.64

Remarque :

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

Le coût des différentes variantes de la digue est donné par le tableau suivant :

Tableau III.33 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes :

Digue	b [m]	h _{dév} [m]	V [m ³]	Coûts [Million de DA]
1	60	2.9	439268.50	175.70
2	65	2.75	415502.33	166.20
3	70	2.63	397284.98	158.91
4	75	2.52	390810.1	156.32
5	80	2.42	385501.64	154.20

III.7.4.Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :

Suite à l'étude des variantes, la variante la plus intéressante du point de vue économique est celle de la Tulipe combinée avec le tunnel de dérivation et comportant un bassin de dissipation d'énergie à l'aval

III.7.4.1. Coût de la tulipe :**Remarque :**

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 22000DA.

(Source : D.H.W khenchela)

Tableau III.34 : Résultats de calculs du coût de la tulipe pour les différentes largeurs déversantes :

Profil N°	b (m)	D1(m)	h _{dév} (m)	D2(m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (Million de DA)
1	60	19.10	2.9	6.31	128.41	4145.07	9.11.
2	65	20.70	2.75	6.33	162.10	5232.58	11.51.
3	70	22.29	2.63	6.34	199.70	6446.316	14.18
4	75	23.88	2.52	6.35	241.23	7786.90	17.13
5	80	25.47	2.42	6.37	286.37	9244.02	20.33

III.7.4.2. Coût du canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » est une hauteur de pelle égale à 5 m.

D'où la hauteur totale du mur : $H_{ca} = P + H + R$

Avec P : hauteur de pelle [m];

H : la lame déversant [m];

R : la revanche [m].

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égale à 50

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

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

Tableau III.35 : Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes :

N°	b [m]	h [m]	H _{ca} [m]	S [m ²]	V [m ³]	Coûts [Million de DA]
1	60	2.9	9.15	457.5	228.75	5.03
2	65	2.75	9.00	450	225	4.95
3	70	2.63	8.88	444	222	4.88
4	75	2.52	8.77	438.5	219.25	4.8
5	80	2.42	8.67	433.5	216.75	4.7

Tableau III.36 : Tableau récapitulatif des prix totaux :

Barrage N°	b (m)	Cote crête (m)	Coûts [Millions de DA]			
			Digue	La tilupe	Canal d'approche	Global
1	60	1221.93	175.70	3.19	5.03	183.92
2	65	1221.78	166.20	4.505	4.95	175,65
3	70	1221.66	158.91	6.05	4.88	169,84
4	75	1221.56	156.32	7.82	4.8	168,94
5	80	1221.46	154.20	9.81	4.7	168,71

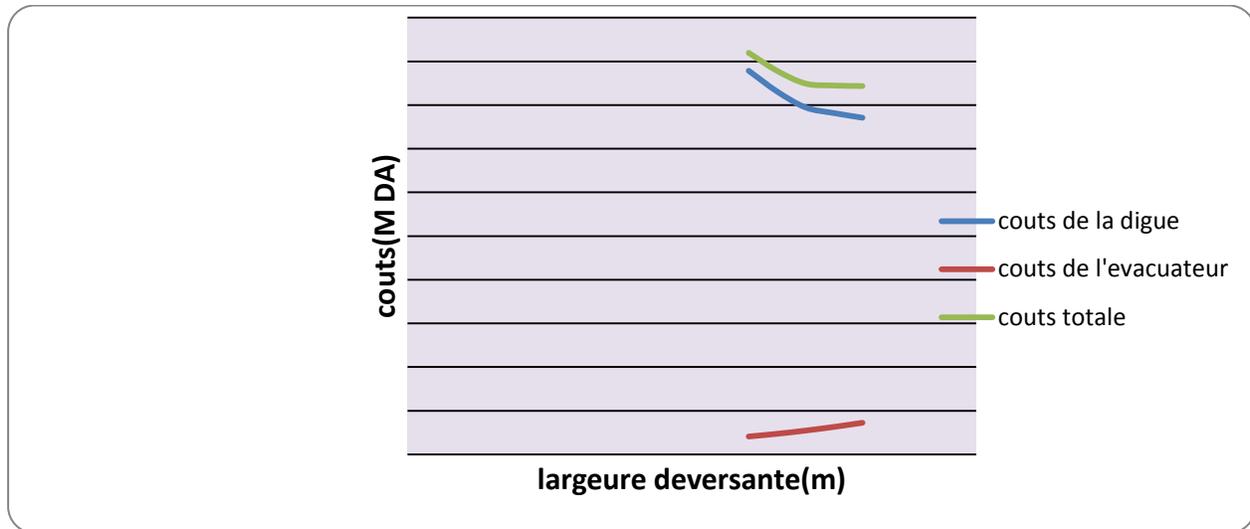


Fig. III.18. Courbe d'optimisation

Conclusion :

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, du déversoir et du canal d'approche (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure, notre choix a été basé sur le coût total moyen.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « $b=70\text{m}$ » et une cote en crête optimale de la digue égale à 1221.66m NGA.

On récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.37 : tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm^3	1.83
Volume utile saisonnier	Mm^3	4.23
Volume utile interannuel	Mm^3	4.486
Volume au NNR	Mm^3	6.286
Cote du fond	m NGA	1185
Cote NVM	m NGA	1206
Cote NNR	m NGA	1217.28
Cote en crête	m NGA	1221.66
Largeur en crête	m	9

CHAPITRE IV

Etude

Des variantes

De la digue

Introduction :

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction de caractéristiques variées, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs leurs caractéristiques sont comprises dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme terre couvre tous une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que les latérites, des schistes et grés tendres...etc.

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

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

IV.1. Le choix du site du barrage :

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

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

- La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau
- La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement
- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible

IV.2. Le choix du type de barrage :

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

➤ **La topographie du site:**

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

➤ **La morphologie de la vallée :**

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

➤ **Les conditions géologiques et géotechniques :**

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

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

-Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.

-Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place

➤ **Les matériaux de construction :**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ainsi, si que du type de barrage.

Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

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

IV.3. Les variantes à choisir :

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

❖ Barrage en terre homogène :

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

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

❖ Barrage zoné a noyau d'argile :

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

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

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

❖ Barrage en enrochement avec masque en béton :

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

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

Le masque en béton présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité.....etc.

IV.4. Définition de profil général du barrage :

IV.4.1. Hauteur de barrage :

IV.4.1.1. Calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

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

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

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre.

A.N :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{1.2} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{1.2} = 0.85$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0.85 = 3.2$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0.85 + \frac{3,2^2}{2 \cdot 9,81} = 1.159 \text{ m}$$

B) Formule de MALLET et PAQUANT :

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

Avec : $H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F}$

.....(IV.4)

A.N :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{1.2} = 0.86 \text{ m}$$

$$v = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,80 = 3,22 \text{ m/s}$$

Donc :
$$R = 0,75 \cdot 0,86 + \frac{3,22^2}{2 \cdot 9,81} = 1,17 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée :

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

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{1,2} = 1,579 \text{ m}$$

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1,00m à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur, et pour notre cas on opte une valeur moyenne de **1,25m.**

Donc :

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

$$H_b = 32,28 + 2,63 + 1,25 + 0,5 = \mathbf{36,66 \text{ m.}}$$

On admet une valeur de $t = 0,5$ mètre pour le tassement du barrage.

IV.4.2. Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPEN T :

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

2) Formule de E- F-PREECE :

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

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

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

4) Formule pratique :

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

Avec H_b : Hauteur du barrage [m];

Tableau IV.1 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

formule	b_{cr} -m-
KNAPPEN	9.99
EF PREECE	7.66
PRATIQUE	8.95
SIMPLIFIEE	10.09
MOYENNE	9.17

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{crt} = 9m$.

IV.4.3. La longueur en crête :

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :

L = 426m.

IV.4. 4. Fixation du choix définitif du type de barrage :

On dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène ou pseudo-zoné s'impose comme la plus économique. Le barrage pseudo-zoné est une variante du barrage homogène qui consiste à répartir les matériaux dans le corps du barrage en fonction de leur granularité ou de leur humidité, mais sans que des filtres de séparation ne soient nécessaires. Il ne s'agit donc pas de véritables zones délimitées avec précision.

Par exemple, on pourra réaliser un barrage homogène où les matériaux les plus fins sont placés à l'amont et les plus grossiers à l'aval ; ou bien où les matériaux les plus humides sont placés au centre. Les barrages pseudo-zonés sont drainés exactement comme les barrages homogènes, le drain ne constituant pas une séparation entre deux zones réputées différentes, contrairement à la plupart des barrages zonés.

Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et de suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné avec noyau ou massif amont assurant étanchéité et recharges stabilisatrices grossières. Ce type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en oeuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut en travers l'évolution des engins. Un autre inconvénient est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus.

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle. Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géo membrane et la paroi moulée.

Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

- facilité de la réalisation ;
- zones d'emprunts
- existences de carrière de matériaux de construction ;
- distance des zones d'emprunts ;
- conditions climatiques (températures, précipitations,...) ;
- sismologie ;
- volume des matériaux de construction
- dispositif d'étanchéité ;
- technologie de réalisation, coûts,....

IV.4. 5. Etude comparative :

Une étude de comparaison approximation des différents volumes de chacun des types de barrage choisis paraît nécessaire pour faire le choix du type de retenue en fonction du coût et la disponibilité des matériaux de construction.

IV.4.6. Pentes des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimal, comme montre le tableau ci-après :

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

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

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

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

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

IV.4.7. Les bermes

A) Talus amont :

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposées deux bermes de largeur 3m chacune à la cote 1205m NGA et à la cote 1194m NGA.

B) Talus aval :

Les bermes au talus aval sert a l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous aurons deux bermes de largeur 3m à la même cote successivement.

IV.5. Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus :

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

1- le talus aval : sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé au fur a mesure des travaux de terrassement.

On fait un enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3m).

Remarque :

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

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

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

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

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

La valeur de C est donnée par le tableau suivant IV.3.

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

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma=2,50$	$\gamma=2,65$	$\gamma=2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0,256m$, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,3m$.

IV.5.1.Etanchéité du barrage

A) Le Noyau :

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

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

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

***Dimensionnement du noyau:**

-Les fruits des talus du noyau :

Détermination des fruits des talus du noyau par la méthode suédoise :

Les fruits des talus sont déterminés en fonction du rapport suivant :

$$\frac{2.C_0}{\gamma_s.H_n} \dots\dots\dots (IV.12)$$

Ainsi en fonction de $\text{tg } \varphi$ telle que :

C_0 : Cohésion.

φ : Angle de frottement interne.

γ_s : Densité

H_n : hauteur du noyau

-La hauteur du noyau est donnée par la formule suivante

$$H_n = H_b - 1 \Rightarrow H_n = 35 \text{ m}$$

$$\frac{2.C_0}{\gamma_s.H_n} = 0,3 \text{ et } \text{tg } \varphi = 0,36$$

D'après l'abaque de calcul on opte pour des fruits de talus suivant :

- Talus amont est 0,75

- Talus aval est aussi 0,75

-La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_{n,s} = \frac{1}{6}.H_b \Rightarrow L_{n,s} = 6.11 \text{ m donc } L_{n,s} = 6 \text{ m}$$

-La largeur a la base du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_b = 2.m.H_n + L_{n,s} \Rightarrow L_b = 58.5 \text{ m}$$

-La largeur moyenne du noyau est donnée par la formule suivante :

$$\delta_m = \frac{L_{n,s} + L_b}{2} \Rightarrow \delta_m = 32.25 \text{ m}$$

-La cote en crête du noyau :

$$N_{CN} = C_{\text{fond}} + 35 = 1220 \text{ mNGA}$$

B) Les drains :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie avale du massif et au contact de celui-ci avec la

fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

B.1) Dimensionnement Du Drain Tapis :

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

-La longueur du drain tapis est de :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \quad b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (IV.13)$$

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 190$ m].

Donc :
$$L_d = \frac{190}{3} = 89\text{m}$$

B.2) Dimensionnement du drain vertical :

Le drain vertical placé au centre du barrage constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de **1,5m**.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant, pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

Le niveau du drain vertical est arasé au niveau normal des plus hautes eaux à raison d'arriver aux points les plus hautes de saturation de remblai.

$N_{dr} = N_{PHE} = 1219.91\text{m NGA}$

B.3) Dimensionnement du drain prisme:

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

avec : H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 36.66$ m)

On prend $H_p = 0,15 H_b$

On aura : $H_p = 5,5\text{m}$

Largeur en crête: $b_p = (1/3 \div 1/4) h_{dr} \dots\dots\dots (IV.15)$

On prend $b_p = 1/3 h_{dr}$

Ce qui donne: $b_p = 1,83\text{m}$

Fruits des talus :

$m_1 = (1 \div 1,75)$

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

Donc on prend : $m_2 = 2,5$

$m_1 = 1,25$

IV.6. Etude Technico-économique :

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

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

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots\dots\dots (IV.10)$$

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

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

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

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

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

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

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

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

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

Avec :

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

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

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

IV.6.1. Barrage Homogène en argile avec drain vertical :

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai.

Le degré d'hétérogénéité des matériaux de la zone d'emprunt ainsi que leur disponibilité en quantité insuffisante constituent un handicap majeur dans le choix de cette variante.

Pour un barrage homogène en limon argileux ou en limon sableux graveleux d'une hauteur de 36 mètres, les pentes des talus amont varié entre $[2,5 \div 3]$ et aval : $[2 \div 2,5]$

IV.6.1.1. Recharge (argile) :**Tableau IV. 4 :** volume de recharge (Argile).

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	262.125	100	26212.5
1	524.25			
2	2056.31	1290.28	100	129028
		1480.21	100	148121.5
3	906.12	481.05	100	48105
4	55.98	27.99	26	727.74
5	0.00			
Volume Total				352194.74

IV.6.1.2. Protection en rip-rap**Tableau IV. 5 :** volume des recharges.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	19.03	100	1903.77
1	38.07			
2	41.23	39.65	100	3965
		24.43	100	2443
3	7.62	4.06	100	406.57
4	0.5	0.25	26	6.534
5	0.00			
Volume Total				8725.42

IV.6.1.3. Filtre et drains:**Tableau IV. 6 :** volume des graviers.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	7	100	700
1	14	24.75	100	2475
2	35.51	27.47	100	2747
3	19.44	10.16	100	1016
4	0.88	0.44	26	11.44
5	0.00			
Volume Total				6949.44

Tableau IV.7 : volume des sables.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	5.42	100	542
1	10.84	21.65	100	2165
2	32.47	19.98	100	1998
3	7.49	3.98	100	398
4	0.48	0.24	26	6.24
5	0.00			
Volume Total				5109.24

IV.6.2. Barrage Zoné a noyau d'argile :

Le principal avantage de cette variante est que tous les matériaux nécessaires à sa confection sont disponibles à bon escient à proximité du site du barrage ; cela permet d'une part de réduire significativement les dépenses liées aux engins de transport pour l'acheminement des matériaux, et d'autre part, la proximité de la zone d'emprunt permet de gagner énormément en temps en écourtant le délai de réalisation, bref on dira que la variante est très économique et pratique. Cependant la réalisation délicate des zones de transition et du filtre constitue une difficulté majeure dans la conception de l'ouvrage.

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 36m, les pentes des talus amont varié entre $[2,5 \div 3]$ et aval $[2 \div 2,5]$.

IV.6.2.1. le Noyau :

Tableau IV. 8 : volume du Noyau.

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	74.16	100	7416
E1	148.33			
D2	542.09	345.21	100	34521
A3	120.5	331.29	100	33129
B4	7.75	64.12	100	6412
C5	0.00	3.875	26	100.75
Volume Total				81578.75

IV.6.2.2. Recharge :**Tableau IV.9 :** volume des recharges

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	190.03	100	19003
1	380.62			
2	1652.43	1016.525	100	101652.5
3	340.98	993.70	100	99370
4	21.92	181.45	100	18145
5	0.00	10.96	26	284.96
Volume Total				238455.46

IV.6.2.3. Protection en rip-rap :**Tableau IV.10 :** volume des recharges.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	19.03	100	1903.77
1	38.07			
2	41.23	39.65	100	3965
3	7.62	24.43	100	2443
4	0.5	4.06	100	406.57
5	0.00	0.25	26	6.534
Volume Total				8725.42

IV.6.2.4. Filtre et drains:**Tableau IV.11 :** volume des graviers.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	13.38	100	1338.5
1	26.77			
2	71.64	49.20	100	4920
3	25.57	48.60	100	4860
4	1.686	13.62	100	1362
5	0.00	0.8043	26	20.904
Volume Total				12501.40

Tableau IV.12 : volume des sables.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	7.38	100	738
1	15.669			
2	30.99	23.32	100	2332
3	5.05	18.02	100	1802
4	0.33	2.69	100	269
5	0.00	0.16	26	4.16
Volume Total				5145.16

IV.6.3. Barrage en enrochement avec masque en béton :

C'est un ouvrage intéressant et très stable car la résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids propre du massif, il supporte assez bien les tassements et ne soumet sa fondation qu'à des pressions modérées; cependant c'est un ouvrage dont la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécaniques des roches préexistantes ainsi que de leur mise en place pour le remblai.

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivant :

$$e = 0,3 + 0,001 \cdot H$$

H : hauteur de barrage égale 36m

A.N :

$$e = 0,30. + 0,001.36.66 = 0,3366.m$$

Pour la sécurité on prend l'épaisseur de béton est $e = 0,5m$

IV.6.3.1. Recharge (enrochement) :

Tableau IV.13 : volume des recharges.

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	354.4	100	35440
1	708.80	1367.4	100	136740
2	2026.94	1224.64	100	122464
3	422.34	422.454	100	42254.4
4	26.75	13.37	26	374.62
5	0.00			
Volume Total				337273.02

IV.6.3.2. masque en béton :**Tableau IV.14:** volume des recharges.

N°	S_i (m²)	S_{moy} (m²)	d_i (m)	Volume (m³)
0	0,00	9.65	100	965
1	19.31			
2	30.77	25.04	100	2504
3	6.239	18.50	100	1850
4	0.41	3.32	100	332
5	0.00	0.205	26	5.33
Volume Total				5656.33

IV.7. Estimation du coût des variantes :

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau IV.15 : les coûts des variantes étudiées.

variante	Matériaux	Quantité (m³)	Prix unit (DA)	Coût (10⁶ DA)	Totale (10⁶ DA)
homogène	Recharge (argil)	352194.74	400	131,47	158.56
	Enrochement	8725.42	1200	10,47	
	Gravies (Filtre et drains)	6944.44	600	6,36	
	Sables (Filtre et drains)	5109.24	600	3,60	
Zoné	Recharge	238455.46	400	122,11	157.21
	Noyau	81578.75	500	35,49	
	rip-rap	8725.42	1200	10,47	
	Gravies(Filtre et drains)	12501.40	600	11,41	
	Sables (Filtre et drains)	5145.16	600	3,37	
Avec masque	Recharge (enrochement)	337273.02	1200	404,49	467.87
	masque en béton	5656.33	12000	67,74	

IV.8. Comparaison financière des trois variantes :

A travers le Tableau récapitulatif IV.15, il apparaît clairement que nous ne pouvons-nous orienter que vers la 2^{ème} variante car elle est la plus économique possible et la plus facile à mettre en place techniquement, Mais avant tout rappelons que la 2^{ème} variante est celle du barrage du **Barrage Zoné à Noyau d'Argile** entièrement constitué en matériaux locaux

Conclusion :

En tenant compte de ces conditions, nous avons opté pour un barrage en terre hétérogène vu les avantages suivants:

- Utilisation du sol comme matériau local pour la construction du barrage.
- Possibilité d'utiliser n'importe quel sol.
- Possibilité de construire ces barrages pratiquement dans toutes les régions géographiques.
- Possibilité de construire le barrage avec n'importe quelle hauteur.
- Tous les procédés de construction sont mécanisés.

CHAPITRE V

Conception

Détailée

De la digue

INTRODUCTION :

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

Le terme terre couvre toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que les latérites, des schistes et grès tendres...etc.

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

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

V.1. DIMENSION DE LA DIGUE :

La variante la plus adéquate est une digue à noyau central d'argile et recharges en alluvion et colluvions.

V.1.1 Hauteur du barrage :

Elle est donnée par la relation :

$$H_{\text{bar}} = h_{\text{NNR}} + h_{\text{d}} + R + t$$

H_{NNR} : Hauteur au niveau normal de la retenue déterminée [m] ;

h_{d} : Hauteur d'eau correspond au volume forcé en [m] ;

R : Revanche du barrage en [m];

t : le tassement [m]

$$H_{\text{bar}} = 32.28 + 2.63 + 1.25 + 0,5 = 36.66 \text{ m}$$

V.1.2 Conception de la crête :

La crête du barrage en tant qu'un élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable.

V.1.2.1. Largeur en crête :

La largeur en crête du barrage doit être suffisante pour qu'il n'ait pas de circulation d'eau importante dans le barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine.

Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et éventuellement pour l'entretien ultérieur.

Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de barrage et suffisamment faible à travers la barrage lorsque le réservoir est plein.

La largeur en crête **b**,= **9 m** (calculer dans le chapitre précédent)

V.1.2.2. Longueur en crête :

La longueur en crête par rapport à l'axe définitif de la digue est **L = 426 m**

V.1.2.3 Cote en crête du barrage :

La cote en crête du barrage est :

$$H_b = NPHE + R + t \dots\dots\dots (V.1)$$

H_b : La cote en crête (m).

$NPHE$: La cote des plus hautes eaux en m NGA.

R : Revanche en (m).

t : le tassement ; On admet une valeur de $t = 0,5$ mètre pour le tassement du barrage. La hauteur de la digue sera

$$H_b = 34.91 + 1,25 + 0,5 = \mathbf{36.66 \text{ m.}}$$

Donc la cote en crête sera :

$$\mathbf{N_{cr} = 1221.66 \text{ m.}}$$

V.1.3. Les pentes du talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

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

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

Pour un barrage a noyaux centrale d'argile on a opté les fruits suivante : On prend $m_1=3$ et $m_2=2.5$

V.1.4. Les Bermes :

A-Talus amont :

Deux bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons deux bermes de largeur 3 m et de pente 1% ; une à la cote 1194 m NGA et l'autre à la cote 1205 m NGA .

B-Talus aval :

les bermes au talus aval sert a l'évacuation des eaux de ruissellement, il y a deux bermes au talus aval de largeur 3 m et de pente 1%, berme est disposée à la cote 1194 m NGA et l'autre à la cote 1205 m NGA.

V.1.5. Protection des talus :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a lieu donc en général de prévoir une protection pour les talus.

-le talus aval : sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soins de recouvrir le parement d'une couche de terre végétale de 30 cm. ou bien une couche d'enrochement d'épaisseur de 30cm pour plus de sécurité. Pour les barrages zonés la solution la plus appropriée fut la protection des parements par des enrochements.

-le talus amont : sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la méthode de « T. V.A. »

Le but principal du rip-rap mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues. L'expérience a, en général, montré que le rip-rap déversé était le type de protection de talus le plus efficace (CIGB, 1991).

A. Première méthode (T V A) :

Cette méthode consiste à déterminer l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales du bloc en fonction de la hauteur des vagues en prenant les valeurs directement du tableau qui suit.

Tableau. V- 2-Epaisseur de l'encrochement en fonction des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimal de la couche (m)	D ₅₀ minimal (m)
0.3	0.3	0.20
0.55	0.4	0.25
0.8	0.5	0.3
1.05	0.6	0.4
1.30	0.7	0.45
1.55	0.8	0.5

Commentaire:

Comme la hauteur des vagues de ce barrage fait **0.85 m**, l'épaisseur minimale est entre **0.50 -0.60m** avec un diamètre minimal de **0.3m**.

B.Deuxième méthode

Les ingénieurs de l'US Army utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'encrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

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

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	Dmin (m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,40	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,40
1,8 ÷ 2,4	0,70	0,45
2,4 ÷ 3,0	0,8	0,55

La hauteur des vague de ce barrage est de l'ordre de **0.85m**, donc, elle se situe dans l'intervalle de **0.6-1.2m**, c'est-à-dire l'épaisseur minimale est de **0.45m** avec un diamètre de **0.3m**.

❖ **Commentaire:**

Alors, on ne remarque pas un grand écart entre les deux premier méthodes, mais c'est préférable d'avoir la valeur moyenne entre ces deux méthode qui sera résumée dans le tableau suivant.

Tableau. V-4- Récapitulation des calculs.

La méthode	Epaisseur minimal de la couche (m)	D50 minimal (m)
Première méthode	0.55	0.3
Deuxième méthode	0.45	0.3
La valeur adoptée	0.50	0.3

V.2. Etanchéité de barrage :

Nous avons traité des l'infiltration dans le massif et nous avons montré que ces infiltrations poquaient, dans certaine conciliation ; créer des renards dangereux pour la stabilité des barrages. Nous avuons également mentionné très brièvement que malgré l'optimisation des débits de fuites, le problème hydrostatiques internes reste un problème majeur. L'étude donc des organes d'étanchéité semble très importante.

V.2.1. Choix du système d'étanchéité

Quand le projecteur a fait choix pour un site donné d'un ouvrage du type digue en terre, c'est en ayant constamment à l'esprit les problèmes qu'offre la technique moderne pour se prémunir contre infiltration à travers le massif sont nombreux et l'orsque nous examinons bien le problème nous s'apercevons qu'il existe toujours au moins une bonne solution qui assure l'étanchéité du massif. Nous en reparlerons plus loin. Examinons tout d'abord les différents types d'organes d'étanchéité

V.2. 2.Différente types d'organes d'étanchéité

Lorsque la terre n'est pas suffisamment imperméable pour constituer un remblai homogène étanche, il faut équiper le barrage d'un organe d'étanchéité spéciale.

Les techniques les plus couramment mises en ouvre sont les noyaux en matériaux argileux compactés, en béton bitumineux.il existe néanmoins d'autres techniques telles que : paroi moulée, chapes et les membranes souples.

Noyaux :

Le type de noyau recommandé est en argile compacté ou en béton

Bitumineux

■ Noyaux argileux compacté

Le noyau en matériau compacté, disposé verticalement au centre du barrage ou en position inclinée à l'amont de celui-ci, son épaisseur est de l'ordre de 1/6 de la hauteur de l'ouvrage.

Vers le sommet le noyau doit être monté au dessus des plus hautes eaux et pratiquement, compte tenu des remontées capillaires, jusqu'à la tête du barrage .il doit être protégé de la dessiccation à sa partie supérieure pour éviter toute fissure de retrait qui risquerait de révéler catastrophique. Cette protection peut être par une couche de sable ou de préférence, en traitent le sommet de barrage en chemin avec une chaussée en enrobé bitumineux. Latéralement. Nous disposons de part d'autre noyau de drain filtre, vers l'aval pour recueillir les eaux de percolation, vers l'amont pour absorber les eaux de ressuyage après vidange. Vers le bas, il faut assurer la continuité de l'étanchéité en raccordant celle-ci à la fondation imperméable ou au d'étanchéité des fondations.

■ Noyau bitumineux

L'étanchement des barrages en terre au moyen de noyau bitumineux a pris une très grande importance dans le monde entier et dans tout les zones climatiques ; cet élément au d'étanchéité (mieux que la plupart des autres) satisfait, en effet, aux exigences de sécurité les plus strictes grâce à sa déformation, sa bonne résistance à l'érosion et au vieillissement, et surtout grâce au mode de construction sans joint

Masque amont

Ils sont prévus en béton de ciment, en acier, en terre et en béton bitumineux

■ Masque en béton de ciment

La dalle doit posséder des joints de construction, du fait du retrait, que l'on munit de lames d'étanchéité. ces joints sont respectivement parallèle et perpendiculaires aux lignes

de plus grande pente du talus, ces dernières étant nécessaires pour diminuer l'importance des efforts de flexion.

■ Masque en acier

En raison de la grande déformabilité alliée et une étanchéité parfaite de l'acier celui-ci constitue un matériau techniquement à peu près parfait pour un masque amont. L'inconvénient en est généralement une question de coût.

■ Masque en terre

Au moyen de terre argileuse compactée, nous pouvons réaliser une étanchéité convenable, avec des épaisseurs qui sont des caractéristiques de perméabilité du matériau dont on dispose.

Pour notre ouvrage, on opte un noyau argileux compacté enraciné dans la fondation

V.2.3 - Dimensionnement du noyau :

L'étanchéité du barrage de la variante II est assurée par un noyau imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité. Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau. La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{\text{moy}}} \leq I_{\text{adm}} \dots \dots \dots (\text{V.2})$$

Avec:

I_{adm} : gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

b_{moy} : largeur moyenne du noyau.

ΔH : la charge d'eau.

Le tableau suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible.

Tableau V.6 : Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la II^{ème} classe alors, on prend $I_{adm}=1,5$

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} = \frac{H_1 - H_2}{b_{moy}} \dots\dots\dots(V.3)$$

Avec:

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

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont ($H_1=32.28$ m)

$$B_{moy} = H_1 / I_{adm} = 32.28 / 1.5 = 21.66 \text{ m}$$

Largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante

$$L_{n,s} = \frac{1}{6} \cdot H_b \Rightarrow L_{n,s} = 6.11 \text{ m}$$

D'où les pentes des talus du noyau :

$$b_{base} = b_{cr} + 2 \cdot m_n \cdot H_n$$

Avec:

m_n : Fruit du noyau

H_n : Hauteur du noyau

$$m = (b_{\text{moy}} - b_{\text{cr}}) / 2 \cdot H_n = 0.22$$

D'où : $m_1 = m_2 = 0.25$

La cote en crête du noyau :

$$N_{\text{CN}} = C_{\text{fond}} + 35 = 1220 \text{ mNGA}$$

La profondeur du noyau dans la parafouille est de: $H_p = H_f + H_a$

H_p : profondeur de la parafouille (en m).

H_f : profondeur de la fondation ($H_f = 4.5\text{m}$).

H_a : profondeur d'ancrage du noyau dans le substratum ($h_a = 0.5\text{m}$). $H_p = 5 \text{ m}$

V.3. Clé d'étanchéité :

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer une bonne liaison entre la fondation et le corps de la digue.

Elle doit être réalisée lorsque la fondation imperméable n'est pas atteinte après décapage, dont ce dernier est réalisé sur une épaisseur de l'ordre de 0,3m.

La hauteur de la clé d'étanchéité est de 3m et sa largeur en base est de 4,0m, indispensable pour la circulation des engins.

La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1,0$.

V.4. Drainage de la digue

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

V.4.1. But du drainage :

Quel que soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltration d'eau soit structurelles soit accidentelles. La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage. En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière aussi efficace que possible aux objectifs suivants :

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

V.4.2. Constitution et fonctionnement des filtres et drains

V.4.2.1. les filtre :

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

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

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

De nos jours, on remplace souvent ces filtres granulaires naturels ou concassés par des géotextiles issus de l'industrie du textile et se présentent en rouleaux de longueur variable offrant ainsi l'avantage d'être économique et une facilité de mise en œuvre par rapport aux filtres à base de plusieurs couches de matériaux calibrés.

V.4.2.2. les drains :

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir normalement une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée (drain vertical). Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et en conséquence soigneusement lavée si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

V.4.3. Règles générales de dimensionnement des drains et filtres :

Dans les passages ultérieurs, nous avons fait allusions à plusieurs reprises aux conditions de non entraînement des fines particules encore dénommées "conditions de filtres" ; la référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGUI.

Elles s'énoncent comme suit :

- Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique

- Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

➤ Condition de perméabilité $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$;

➤ Condition de non entraînement des fines $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$;

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$4 \cdot d_{85} > D_{15} > 5 \cdot d_{15}$$

Le plus souvent pour les petits barrages, on peut choisir un matériau drainant suffisamment perméable et satisfaisant directement à cette double condition, la mise en place d'un filtre est alors inutile. En outre pour s'assurer de la stabilité interne du matériau filtrant ou drainant on devra s'assurer de la condition d'uniformité à savoir :

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8$$

Ces règles étant établies, dimensionnons à présent ces différents composants du système de drainage à savoir les filtres et les drains.

V.4.3.1. Calcul des drains :

.Épaisseur du drain :

D'après le tableau V.7 :

Tableau V.7 : épaisseur minimal de drain (Gérard DEGOUTTE ,1997)

$H^2\sqrt{V}$	<30	30 à 100	100 à 300	300 à 700	700 à 1500
Épaisseur (m)	0,50	0,80	1,00	1,20	1,50

H : hauteur du barrage en (m).

V : volume de la retenue en (Hm^3).

Notre barrage a $H=36,28$ m, et $V=0,76 Hm^3$ donc $H^2\sqrt{V}=810,97$ (700÷1500)

$$e_{dr} = 1,5 \text{ m}$$

B-Dimensionnement du drain tapis :

Il s'agit de déterminer la longueur du drain tapis suivant la relation :

$$L_d = \frac{L_b}{3}$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres ;

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 190$ m].

Donc :

$$L_d = \frac{190}{3} = 63\text{m}$$

Dimensionnement du prisme aval :○ **Fruits des talus :**

$$m_1 = (1 \div 2) \quad \text{on prend} \quad m_1 = 2$$

$$m_2 = (1,5 \div 2, 5) \quad \text{on prend} \quad m_2 = 2,5$$

○ **la hauteur du drain :**

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_{bcr} \quad \text{Où : } H_{bcr} : \text{Hauteur du barrage ;}$$

AN:

$$h_{dr} = 0,15 \times 36,66 = 5,4\text{m}$$

Nous prenons une hauteur égale à **5.5m**

○ **la largeur en sommet :**

$$\text{Elle est donnée par : } b_{dr} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4} \right) h_{dr}$$

$$b_{dr} = \frac{1}{3} \times 5,5 \quad \quad \quad \mathbf{b_{dr} = 1,8 \text{ m}}$$

○ **largeur en base du drain :**

$$\text{Elle est exprimée par : } B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr}$$

$$B = 1,67 + (2 + 2,5) \cdot 5,5 = 25,67\text{m}$$

$$\mathbf{B = 25,67\text{m}}$$

V.4.3.2. Calcul des filtres :

A- Règles des filtres :

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

-Condition 1:

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

D'où

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$;

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$;

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

-Condition 2 :

Condition de (TERZAGI ,1922) (CIGB ,1994):

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

D_{15} : Diamètre de filtre ;

d_{15} : Diamètre du sol à protéger.

B- Détermination de la courbe granulométrique des Filtre

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad \dots\dots\dots (V.4)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \quad \dots\dots\dots (V.5)$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D_{15}, D_{50} : Diamètre de filtre.

d_{15}, d_{50} : Diamètre du sol à protéger.

Granularité de sol protégé : $d_{15} = 0,00050 \text{ mm}$;

$d_{50} = 0,0051 \text{ mm}$;

$d_{85} = 0,03 \text{ mm}$.

La première couche de filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain a les limites suivantes :

$$0,006 \text{ mm} < D_{15} < 0,020 \text{ mm} ;$$

$$0,065 \text{ mm} < D_{50} < 0.30 \text{ mm}.$$

La courbe granulométrique moyenne est : $D_{15} = 0,013 \text{ mm} ;$

$$D_{50} = 0.2 \text{ mm}.$$

La deuxième couche des filtres on la détermine de fonction de la courbe moyenne de la première couche : $0,01 \text{ mm} < D_{15} < 0.04 \text{ mm}$

$$0.156 \text{ mm} < D_{50} < 0.7 \text{ mm}.$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de deuxième couche du filtre a les dimensions suivantes $D_{15} = 0.25 \text{ mm}.$

$$D_{50} = 0.46 \text{ mm}$$

C-Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :

Filtre n°01 :

Condition 1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta}(1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

D'après la courbe granulométrique du sable :

$$D_5 = 0,0007\text{mm} ; D_{10}=0,001\text{mm} ; D_{15}=0,0015\text{mm};$$

$$D_{17}=0,0013\text{mm} ; D_{50}=0.02\text{mm}; D_{85}=0.07\text{mm} ; D_{60}=0.021\text{mm}.$$

$$\eta = D_{60}/D_{10} = 21 \text{ Coefficient d'hétérogénéité ;}$$

$$n_0 = 0,4 \text{ d'où } n = 0,30 ;$$

$$D_5/D_{17} = 0.53 > 0,25$$

La condition est vérifiée donc pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2: (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,0007}{0.07} = 0,01 < 4$$

La condition est vérifiée donc pas de zone de transition

Filtre n°02 :

Condition 1:

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta}(1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (V.6)$$

D'après la courbe granulométrique du sable :

$D_5 = 0,0004\text{mm}$; $D_{10}=0,0005\text{mm}$; $D_{15}=0,00052\text{mm}$;

$D_{17}=0,00056\text{mm}$; $D_{50}=0,006\text{mm}$; $D_{85}=0,05\text{mm}$; $D_{60}=0,01\text{mm}$.

$\eta=D_{60}/D_{10} = 20$ Coefficient d'hétérogénéité;

$n_0 = 0,4$ d'où $n=0,26$;

$D_5/D_{17}=0,71 > 0,28$

La condition est vérifiée de non-existence du phénomène de renard.

Condition 2 : (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 0,01 < 4 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion:

On prévoit:

Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =15 cm.

La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =15cm.

L'enrochement d'épaisseur = 30 cm.

D- Vérification du contact noyau - recharges :

Cela revient à vérifier la double condition

$$4d_{85} > D_{15} > 5d_{10}$$

d_{85} : Diamètre des particules du corps du noyau (argile) à 85%;

d_{15} : Diamètre des particules du corps du noyau (argile) à 15%;

D_{15} : Diamètre des particules de recharges (Alluvions) à 15%;

AN :

$$d_{85}=0.05\text{mm}, \quad D_{15}=0.00052\text{mm}, \quad d_{10}=0.0005\text{mm}$$
$$0.2 > 0.00052 > 0.0025$$

La condition de TERZAGUI n'est pas vérifiée, donc il y a un risque d'avoir une érosion interne du noyau, en prévoit alors une couche de filtre d'épaisseur 0.5 m de sable fin et autre de 0.5 m de gravie, qui assurera une transition d'infiltration sans déformation

V.4.4. Protection de la crête :

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, méthodiquement compactés, Pour un barrage zoné, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante du plafond du noyau par les matériaux de la couche de crête.

L'objectif est de circonscrire tous risque de dessiccation du sommet du noyau qui pourrait nuire à son étanchéité ultérieure.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toutes stagnation des eaux (Infiltration dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de **(3 à 4) %** qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

V.5. Etude des infiltrations :

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours des infiltrations d'eau du fait qu'on crée une charge hydraulique derrière la digue. Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné, et d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence d'un renard qui est un processus d'érosion régressive souterraine.

L'eau s'infiltrant sous une certaines conditions permet l'apparition des cheminements à travers des particules fines et des pressions de filtration.

Les méthodes hydrauliques sont largement utilisées pour déterminer la position de la ligne phréatique, les débits de fuites à travers le corps et la fondation du barrage, les valeurs moyennes de vitesse et de gradient d'infiltration.

Donc, il est très 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 du talus aval, ce tracé est effectué à partir de considérations théoriques simples, et parmi ces considérations-là, l'étude de **Kozeny**.

Hypothèse de calcul :

La digue est isotrope du point de vue hydraulique (coefficient de perméabilité est le même dans toutes les directions).

V.5.1. Ligne de saturation :

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

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

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

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

$$(x + y_0)^2 = x^2 + y^2 \Leftrightarrow x + y_0 = \sqrt{x^2 + y^2} \dots\dots\dots (\mathbf{V.7}).$$

$$\text{D'où : } y_0 = \sqrt{x^2 + y^2} - x \dots\dots\dots (\mathbf{V.8}).$$

Aux conditions limites : $x=d$ et $y=h$

$$\text{D'où : } y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d \dots\dots\dots (\mathbf{V.9}).$$

Avec : d : Largeur en base du noyau diminuée de $0,7b$.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

(Déterminé graphiquement).

h : La hauteur d'eau en amont.

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

D'où **b=EB= 24.13m**

L'emprise du noyau : **L_b = 58 m**

$d = L_b - 0,7*b$ d'où **d =41.11 m**

Donc : **y₀=11.29**

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

$$Y^2 = 2xy_0 + y_0^2 = 22.58x + 127.46 \quad \dots\dots\dots (V.10)$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau ci-après :

Tableau IV.08 : Coordonnées de la parabole de KOZENY

X	Y
0	11,28
5	15,50
10	18,79
15	21,59
20	24,06
25	26,30
30	28,37
35	30,29
40	32,10
41,11	32.5

V .5.2. Construction de la ligne de saturation :

La parabole de KOZENY coupe le plan d'eau amont en un point B situé à une distance horizontale du talus : $BB_1 = 0,3 b = 7.24$ m.

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de KOZENY, on raccorde celle-ci au point B_1 du plan d'eau amont par une courbe normale au talus amont du noyau en B_1 et tangente à la parabole.

En aval, cette même parabole coupe le talus aval du noyau au point C

- **Détermination de la position de C_1 :**

C_1 : point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval du noyau

L'origine étant au foyer O, ou :

$$\rho = Y_0 / (1 - \cos \alpha) \dots \dots \dots (V.11).$$

Avec :

ρ : rayon polaire

α : angle polaire avec l'axe de la parabole.

$$Y_0 / (1 - \cos \alpha) = 11.29 / (1 - \cos 53) = 28.35$$

Considérant : OC_1 avec C_1 : point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval.

$$a = OC_1$$

α : angle du talus avec l'horizontale, nous aurons alors, un système d'équation :

$$\rho = a + \Delta a = Y_0 / (1 - \cos \alpha) \dots \dots \dots (V.12).$$

D'où nous aurons :

$$a + \Delta a = Y_0 / (1 - \cos \alpha)$$

Selon CASAGRANDE l'angle est fonction du rapport : $\Delta a / a + \Delta a$

Ou sur l'abaque

$$* \alpha = 180^0 \longrightarrow \Delta a = 0$$

$$* \alpha < 30^0 \longrightarrow a = \sqrt{(h^2 + d^2)} - \sqrt{(d^2 - h^2 \cot^2 \alpha)}$$

On a : $\alpha = 64^0$ donc : D'après l'abaque $\Delta a / \Delta a + a = 0.33$

$$\begin{cases} \Delta a / \Delta a + a = 0.33 \\ Y_0 / (1 - \cos \alpha) = \Delta a + a = 28.35 \end{cases}$$

$$\Delta a = 0.33(a + \Delta a) \longrightarrow \Delta a = 9.35 \text{ m et } a = 18.98 \text{ m}$$

V.5.3. Calcul du débit de fuite par infiltration :

a)- digue :

Le débit de fuite est estimé à partir de la loi de DARCY traduite par l'expression suivante $q=KiA$ (V.13)

q : Débit de fuite en m^2/s ;

i : Gradient hydraulique adimensionnel ;

A : Longueur mouillée sur le parement aval du barrage en m ;

K : Coefficient de perméabilité (m/s).

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$ et : $A = y.I$

Donc : $q_n = K.y \frac{dy}{dx}$ (V.14)

Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où : $q_n = K.y_0 \text{ m}^3/s/ml$.

Le débit total à travers le barrage sera : $Q = q.L$

Tableau V.8 : Débit de fuite de la digue

Y_0 (m)	K (m/s)	q ($m^3/s/ml$)	L (m)	Q (m^3/s)
11.29	2.10^{-13}	$2.25 \cdot 10^{-12}$	426	$9.61 \cdot 10^{-10}$

b)- Fondation :

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy (V.24):

$$q_n = K.I.A$$

Avec : K : Coefficient de perméabilité. ($K=2.07 \cdot 10^{-11}$ m/s)

I : gradient hydraulique. $I=H_b/L_b$ (V.15)

(H_b = charge de la retenue, L_b = 190 m L'emprise de barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. $A=T.1$ ($T=10m$

Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q_n = K.I.T$

Tableau V.10 : Débit de fuite de la Fondation

H_b (m)	I	K (m/s)	q ($m^3/s/ml$)	Q (m^3/s)
32.5	0,168	$2.07.10^{-11}$	$1.13 . 10^{-9}$	$4.81.10^{-7}$

C) Barrage (digue+fondation).

Le débit total d'infiltration (en m^3/s) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Débit de fuite de Barrage

Digue(m^3/s)	fondation (m^3/s)	Barrage (m^3/s)
$9.61 10^{-10}$	$4.81.10^{-7}$	$4.82.10^{-7}$

V.5.4. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :**V.5.4.1. dispositif d'étanchéité :**

La résistance d'information du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta_n} < I_{adm} \dots\dots\dots \text{(V.16).}$$

Avec : ΔH : perte de charge dans le corps du noyau de la digue.

δ_n : épaisseur moyenne du noyau de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau

Tableau V.12 : Gradient hydraulique admissible.

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,6	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,7	0,8	0,9	1,0
Limon sableux	0,55	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Notre barrage appartient à la classe II, alors on prend $I_{adm}=1.6$

A.N: $\Delta H=32.5m$; $\delta_n=32.28m$; $I=32.28/32.28=1 < I_{adm}=1.6$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du noyau est assurée.

V.5.4.2.fondation du barrage :

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (V.17).$$

Avec :

I_{cr} : gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation. Il est donné par le tableau suivant:

Tableau V.13 : Détermination du gradient d'infiltration admissible.

Sols de fondation	Icr
Argile	1,2
Limon	0,65
Sable gros	0,45
Sable moyen	0,38
Sable fin	0,29

K_s : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d'après le tableau suivant :

Tableau V.14 : Détermination de coefficient de sécurité.

Classe du barrage	I	II	III	IV
Ks	1,25	1,20	1,15	1,10

If : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \dots\dots\dots (V.18)$$

Avec : Tc : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. (Tc=10m)

ΔH : charge d'eau (H=32.28m).

L : longueur à la base du barrage (L=506m).

Notre barrage appartient à la classe II ce qui donne (Ks=1.20).

La fondation argileuse marneuse, donc: $I_{cr} = 1.2$.

A.N : If= 0.06 < 1

Donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée

V.6. Calcul de stabilité :

V.6.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

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

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

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

1/-soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et / ou déterminer à priori.

2/- Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

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

- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

a-1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques 'médiocres).

a-2. Glissement en cascade.

a-3. Glissement, puit renard :

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

- l'instabilité mécanique en fondation.

V.6.2. Conséquences de l'instabilité des talus :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval et talus amont).
- Fonctionnement normal (Talus amont et talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en

détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être

supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau.

Tableau V.15 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	La classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séismes)	1.2-1.3	1.15-1.2	1.1-1.15	1.05-1.1
Spéciales(Avec séismes)	1.05-1.1			1.05

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

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,10 - 1,15$

- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$

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

V.6.3. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

Détermination des zones de cercles de glissement :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R1 et R2 avec :

$$R1 = K1Hb.$$

$$R2 = K2Hb.$$

Hb : Hauteur totale du barrage (Hb=69m).

(K1-K2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.

Pente du talus	1	2	3	4	5	6
$R_{\min} = H_b \cdot K_1$	0.75	0.75	1	1.5	2.2	3
$R_{\max} = H_b \cdot K_2$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

Pour notre cas :

Talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1	2.3	36.66	84.17
Aval	2.5	0.875	2.025	32.07	75.75

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles. On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection). Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

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

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

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

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

V.6.4. Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a)-Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

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

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3)$ (V.19)

h_1 , h_2 , h_3 : hauteurs des tranches.

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

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

γ_3 : densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

b)-Force de pression interstitielle :

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

$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl$ (V.20)

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\delta_w = 1 \text{ KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

c)-Forces de cohésion :

$F_c = c \cdot dl$ (V.21)

C : Cohésion du sol (Matériau).

d)-Forces dues au séisme :

$T = a \cdot G_n$(V.22)

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

V.6.5. Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices :**

a. Force de frottement :

$$F_1 = N_n \operatorname{tg} \varphi - U \operatorname{dl} \operatorname{tg} \varphi \dots \dots \dots (\text{V.15})$$

φ : Angle de frottement.

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

b. Force de cohésion :

$$F_c = c \operatorname{dl} \dots \dots \dots (\text{V.16})$$

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

R : rayon de la courbe de glissement.

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement. B_i

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

$$M_s = [(N_n - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \varphi + c \operatorname{dl}] R \dots \dots \dots (\text{V.17})$$

➤ **Les forces motrices :**

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

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

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots \dots \dots (\text{V.18})$$

On Remarque que : $\sin \alpha = \frac{\text{Numero de la section divisée}}{\text{nombre de tranche}}$

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

V.6.6. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

A - Fin de construction (talus amont et aval) :

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

$$\text{Sans séisme } K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots (\text{V.19})$$

$$\text{Avec séisme } K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg} \phi + \sum cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (\text{V.20})$$

B - Fonctionnement normale (talus aval) :

De même que pour la fin de construction, le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

$$\text{Sans séisme } K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \text{tg} \phi + \sum cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots (\text{V.21})$$

$$\text{Avec séisme } K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \text{tg} \phi + \sum cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (\text{V.22})$$

C - Vidange rapide (talus amont) :

La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan

d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

$$\text{Sans séisme } K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots (\text{V.23})$$

$$\text{Avec séisme } K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (\text{V.24})$$

V.6.6. Paramètres de calcul :

Les propriétés mécanique sont obtenues a partir de l'interprétations des essais de laboratoire sur les matériaux

Le tableau ci-dessous présente les déférents paramètres géotechniques retenue pour les calculs de stabilité

Tableau V.16 : Les caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	unités	Corps du barrage (recharge+noyau)	fondation
C	Kpa	10	10
φ	(°)	25	22
γ _h	N/m ³	19.5	19.5
γ _{sat}	N/m ³	20.5	20.5
γ'	N/m ³	19.5	19.5
a(Coefficient de séisme.)	0.12		

Les résultats du calcul manuel sont regroupés dans le tableau suivant et les schémas de calculs de stabilité sont représentés dans la planche N° 05φ

Tableau V.17 : coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Avec séisme 1,05÷1,1	Sans séisme 1,15 ÷ 1,2
Fin de construction	Talus amont		
	R= 91.07m	3.21	2.29
	R=86.07m	2.83	2.08
	R= 78.19m	2.56	1.95
	m62.49=R	3.83	2.68
	R= 53.87m	3.93	2.75
	Talus aval		
	R= 80.5m	3.87	2.58
	R= 73.47m	2.96	2.12
	R= 68.31m	3.93	2.22
	R= 58.14m	3.75	2.55
	R=52.94m	3.42	2.44
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R= 80.5m	3.69	2.47
	R= 73.47m	2.86	2.11
	R= 68.31m	2.90	2.21
	R= 58.14m	2.95	2.04
	R=52.94m	4.27	2.77
Vidange rapide	Talus amont		
	R= 91.07m	2.60	2.29
	R=86.07m	2.21	2.06
	R= 78.19m	3.06	2.00
	m62.49=R	3.49	2.88
	R= 53.87m	3.16	2.75

Conclusion :

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Chapitre VI

Organisation

de

chantier

Introduction :

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en oeuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter, avant d'aller sur chantier, et de commencer la réalisation des travaux, pour cela il faut toujours commencer par une étude théorique et ensuite la partie pratique. L'organisation de chantier consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en oeuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;

- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

VII.1. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'installation générale d'un chantier nécessite un terrain en dégageant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, a fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

On peut distinguer les installations suivantes :

VI.1.1.Installations destinées au personnel :

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VI.1.2. Installations destinées au stockage des matériaux

Agrégats

Les agrégats destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception ; il convient de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons. Pour le sable il est important de vérifier la teneur en éléments fins par un essai d'équivalent de sable.

Si les agrégats sont sales ou enrobés d'une couche d'argile ou autres, il serait préférable de les laver avec une eau douce avant leur utilisation. Le pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats est donné par le tableau suivant :

Tableau .VI.1. Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats

Matière indésirable	% maximum du poids du plus gros granulat
Argile, limon, vases	1%
Charbon, bois	1%
Matériaux tendres	8%
Autres substances -nuisibles-	1%

Les différents sables et les graviers seront stockés en tas mélange. Vu que leurs densités sont différentes un mélange risque de fausser la pesée. La méthode de stockage sera en étoile, la teneur en eau des agrégats doit être contrôlée avant utilisation vu que le degré hydrométrique de l'air est variable ainsi que les éventuelles précipitations ; il faudrait prévoir de légères pentes afin de drainer les eaux de la zone de stockage et cela afin de drainer les eaux de la zone de stockage et cela afin de doser convenablement la quantité d'eau nécessaire au gâchage.

Le Ciment et les aciers

Le ciment sera livré en vrac et stocké dans des silos. A sa réception il est nécessaire de procéder à un contrôle de température et à certaines analyses de laboratoire tel que la résistance, le temps de prise, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

L'eau de gâchage

L'eau destiné au gâchage du béton doit satisfaire aux normes en :

Tableau VI.2 : Tableau des normes

Métiers	Normes en (g/l)
Matières organiques	0,1
Matières en suspension	0,2
Sels dissout	1,5
Sulfates	1,0
Acide humique	0,05
Acide sulfhydrique	0,05
Chlorures	0,1

Ces éléments indésirables risquent de provoquer de fausses prises ou encore altérer le ciment ou attaquer les aciers.

Le Béton

Le béton est matériau artificiel dont on fait la plus grande consommation de nos jours en travaux publics et de bétonnage en général.

Le béton employé devra avoir une résistance à la compression à 28 jours de 180 bars , il se compose de sable , graviers de différentes granulométrie, d'un liant hydraulique (ciment ou autres) et d'eau , la précision est de plus en plus grande et exigée des travaux de génie civil, particulièrement en ce qui concerne les ouvrages d'arts qui exigent que le

béton utilisé soit de caractéristique parfaitement définies telles que la résistance à la compression fixée à l'avance, c'est-à-dire que sa fabrication ne peut être fait d'une manière empirique, on doit d'une part être sur des dosages exacts des différents constituants d'autre part, assuré une fabrication rationnelle et contrôlée.

Fabrication des granulats

Les granulats sont fabriqués dans les stations de concassage situées sur l'oued Makouda dont les ballastières d'exploitation sont connues ; ils seront acheminés jusqu'à l'aire de stockage par des camions benne

L'énergie électrique

L'alimentation en énergie électrique sera faite par un l'alimentation a partir d'un réseau de moyenne tension (SONELGAZ),. Suite au plan de charge de cet organisme, peut être une source pour l'avancement des travaux.

L'alimentation en eau potable

L'alimentation en eau potable sera assurée par un réservoir de stockage dont le volume sera réalimenté quotidiennement.

L'alimentation en carburant

L'alimentation sera assurée par des camions citernes, le stockage sera fait dans des réservoirs enterrés avec un accessoire de pompage.

VI.1.3.Installations destinées à la réparation des engins :

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.1.4. Installation destinée pour la préfabrication :

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VI-1.5. 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 dans l'acte de construction.

a) Le maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale qui est l'ANBT pour la quelle 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 parfois le gestionnaire.

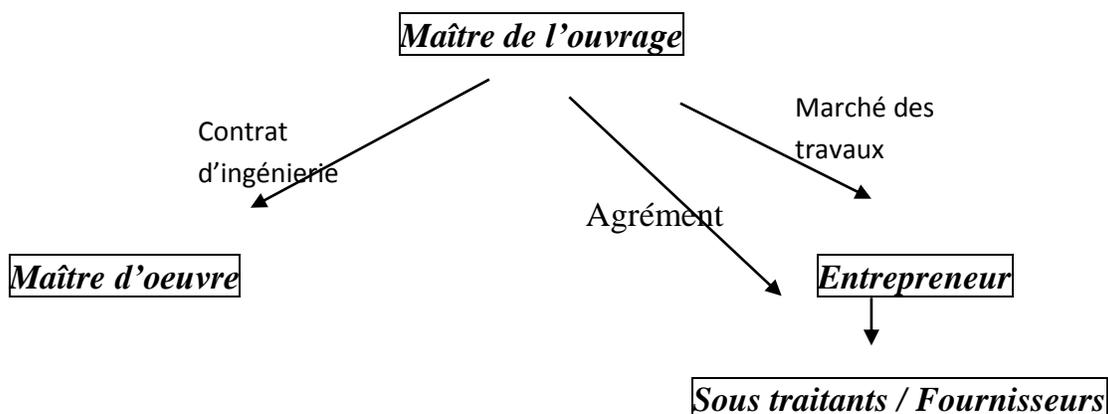
b) Le maître d'oeuvre :

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'oeuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

c) 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. Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier se résume par la Figure suivante :



VI.2. Ordre d'exécution des travaux :

VI.2.1. Terrassement au niveau des installations de chantier :

a)- Exécution des voies d'accès :

La desserte est composée de 2 routes principales et 4 pistes dérivées. Des ponds provisoires seront construits par des buses pour la traversée de l'oued des deux cotés de l'ouvrage (aval et amont). Ces buses seront posées et revêtues en béton.

b)- Détermination des engins nécessaires :

Pour les l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur au de la carrière d'alluvions dont le rendement est :

$$R = \frac{60.G.K_r.K_t}{T.K_f} \quad m^3/h$$

Où : G : capacité du godet.

K_r : coefficient de remplissage de godet.

K_t : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

K_f : coefficient de foisonnement.

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$R_c = \frac{60.G.K_t}{T} \quad m^3/h$$

Où : G : capacité de la benne du camion.

K_t : 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 :

$$R_b = \frac{60.G.K_t}{T} \quad m^3/h$$

Où : G : capacité de la lame.

K_t : 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. Comme 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.

VI.2. 2. Dérivation provisoire (tunnel de dérivation) :

Il est évident qu'il plus avantageux de donner à la galerie de vidange les dimensions voulues pour servir de la galerie de dérivation.

Le calcul doit se faire dans cette optique, 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 phase :

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 des alluvions graveleuses de l'oued 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. L'étude de cette option n'a pas été conduite plus avant du fait des délais de construction qu'elle suscite.

➤ Dérivation en deux phases :

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 droite 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 10m.

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 s 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.

N.B : les couches de remblayage doivent se succéder dans l'ordre suivant :

- Massif aval
- Ecran d'étanchéité
- Massif amont

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 réglage des terres.
- Un camion citerne :

Un camion citerne de 10m³ muni d'une pompe pour le remplissage et un arroseur pour l'humectation est nécessaire pour accomplir cette tâche.

Le volume d'eau nécessaire pour l'humectation d'un mètre cube de terre est déterminé d'après la formule suivante :

$$q = \frac{W_0 - W_n + W_p}{100} \cdot \frac{\gamma_n}{\gamma_0}$$

Où : W_0 : Humidité optimale demandée.

W_n : Humidité naturelle de sol.

W_p : Perte d'humidité au cours de transport.

γ_n : Densité humide de sol.

γ_0 : Densité d'eau utilisée pour l'humectage.

Le volume total d'humectage : $Q = q \cdot V_m$

Avec : V_m : volume total des massifs.

➤ Un compacteur (rouleau vibrant) :

Pour le compactage ces matériaux on a besoin d'un compacteur dont le rendement est :

$$R = \frac{V \cdot (B - c) \cdot h_c}{N} \cdot K \quad [m^3/h]$$

Où : V : Vitesse du compacteur en service.

B : Largeur du compacteur.

C : Epaisseur de la couche à scarifier.

h_c : Epaisseur de la couche à compacter.

K_t : coefficient d'utilisation du temps.

N : Nombre de passage du rouleau sur une bande.

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 butte dont la capacité du godet est de l'ordre 0,65 à 2m³. Un godet de 1m³ est adopté.

Le rendement de l'excavateur est :

$$R_p = g \cdot n \cdot K_r \cdot K_t \cdot \frac{1}{K_f} \quad [m^3/h]$$

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_r : coefficient de remplissage du godet.

K_t : coefficient d'utilisation du temps.

K_f : coefficient de foisonnement des terres.

VI.2. 3. 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 en 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 brute
- 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 de rouleaux 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 de 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 régalage.

2- Régalage des terres :

Le régalage 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 rétro hydraulique, 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 du la digue, seul le compactage est assuré au moyen d'un rouleau lisse sans vibration et ceci afin d'éviter la ségrégation des matériaux qui favorise l'augmentation des fines et par conséquent elle influe sur la fonction du filtre.

c- Enrochement de protection des paramètres :

Les matériaux pour l'enrochement de protection (rip-rap) des parements consisteront en fragments de roche dure, dense, saine et stable à l'aire libre et à l'eau. Ces matériaux proviennent d'une carrière se trouvant proche de l'axe de l'ouvrage, et dont la granulométrie sera conforme 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 ce tous les 3m.

N.B/ La même pelle mécanique sera utilisée pour le nivellement des talus.

VI.2.4. Exécution des travaux de bétonnage :

Les travaux de bétonnage représentent généralement un élément très important lors de l'exécution du barrage, car la plupart des ouvrages nécessitent des quantités énormes de ce matériau. Il est donc nécessaire de définir sa composition et ceci selon sa destination et selon sa 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 effectivement utilisées.

Nous nous bornerons au calcul de la composition du béton B40, dont la résistance moyenne est de 300 bars, et ceci à titre d'exemple.

a)- Composition du béton :

- Affaissement 7 cm.
- Résistance moyenne spécifiée 300 bars.

On suppose que les granulats sont assez secs mais présentent quant même une certaine humidité sur l'abaque on se place sur la zone comprise entre les zones sèches et humides et l'on trouve :

- | | |
|-----------------|---------------------------|
| - Eaux | 140 L |
| - Ciment classe | 325-340 kg/m ³ |
| - Sable | 0-5 mm |
| - Gravier | 5-25 mm |
| - Cailloux | 25-40 mm |

b)- Bétonnage de l'évacuateur de crue(tilupe) :

L'évacuateur de crue sera construit sur la roche calcaire de la rive gauche.

➤ 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 :

- 6- Equipe de coffrage.
- 7- Equipe de ferrailage.
- 8- Equipe de bétonnage.

VI.3. Planification :

VI.3.1. Définition :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

VI.3.2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau,
- Méthodes basées sur le graphique.

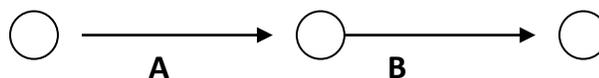
VI.3.2.1. méthodes basées sur le réseau :

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.

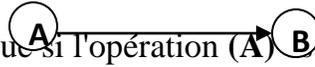


L'opération **A** précède l'opération **B**

✿ Réseau à noeuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée



2- Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (06) 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.

3- Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

4- Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

5- Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method) :

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (03) relations à savoir

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B).
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

6- 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 son répétitifs.

◆ Méthode à barres

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (Plan de travail)

VI.3. 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 :

1-collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

2- décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

3- relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VI.3.4. les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec : **TR** : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

1-Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (00).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

2- Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

3- les plannings :

Il existe trois types de plan de travail

🟢 **plan de travail au plus tôt :**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

● **plan de travail au plus tard : (PTPP)**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (Plus économique).

● **plan de travail intermédiaire :**

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VI.3.5. délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne éscience la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VI.3.6. Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : symboles des opérations

<i>Travaux</i>	<i>Opérations</i>	<i>Duré (mois)</i>
Travaux routiers	A	2
Installation de chantier	B	4
Pré batardeau	C	2
Tunnel de dérivation	D	4
Batardeau	E	5
Excavation du barrage	F	4
Recharges du barrage	G	12
Excavation de l'évacuateur de crue	H	3
Construction de l'évacuateur de crue	I	7
Bassin d'amortissement de E.C	J	3
Prise d'eau et conduite	K	6
Chambers des vannes	L	1
Équipements hydromécaniques	M	2
<i>Travaux de finition</i>	<i>N</i>	<i>4</i>

VI.3.7. Détermination des chemins critiques :

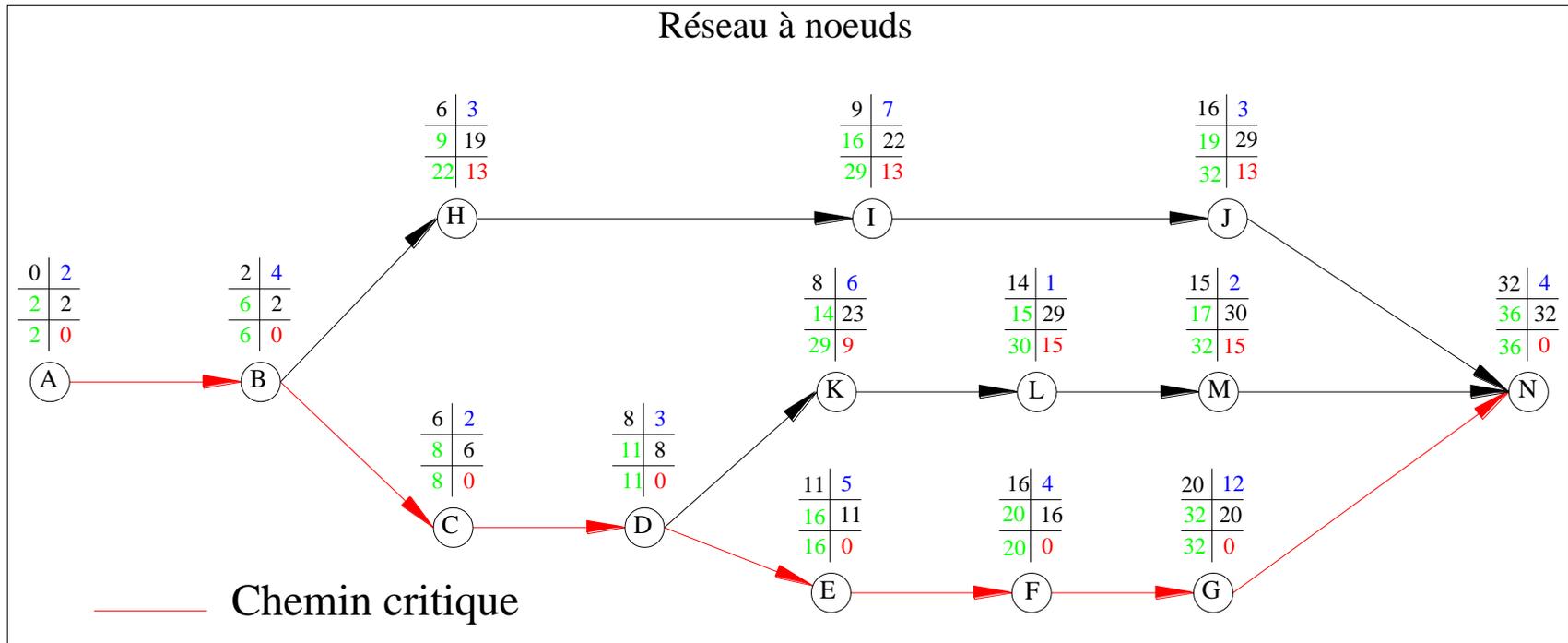
C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	2	0	2	0	2	0
B	4	2	6	2	6	0
C	2	6	8	6	8	0
D	3	8	11	8	11	0
E	5	11	16	11	16	0
F	4	16	20	16	20	0
G	12	20	32	20	32	0
H	3	6	9	19	22	13
I	7	9	16	22	29	13
J	3	16	19	29	32	13
K	1	8	9	23	24	15
L	6	9	15	24	30	15
M	2	15	17	30	32	15
N	4	32	36	32	36	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à $2+4+2+3+5+4+12+4=36$ mois.



	Désignation des travaux	Première année									Deuxième année									Troisième année						Commentaire												
		1 ^{er} Trimestre			2 ^{ème} Trimestre			3 ^{ème} Trimestre			4 ^{ème} Trimestre			5 ^{ème} Trimestre			6 ^{ème} Trimestre			7 ^{ème} Trimestre			8 ^{ème} Trimestre				9 ^{ème} Trimestre			10 ^{ème} Trimestre			11 ^{ème} Trimestre			12 ^{ème} Trimestre		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24		25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
A	Travaux routiers	[Red bar from column 1 to 3]																																				
B	Installations de chantier	[Red bar from column 3 to 9]																																				
C	Pré-Batardeau	[Red bar from column 7 to 9]																																				
D	Galerie de dérivation	[Red bar from column 9 to 12]																																				
E	Batardeau	[Red bar from column 12 to 16]																																				
F	Excavations du barrage	[Red bar from column 16 to 18]																																				
G	Recharge du barrage	[Red bar from column 22 to 32]																																				
H	Excavation de l'évacuateur de crues	[Red bar from column 7 to 9]																																				
I	Construction de l'évacuateur de crues	[Red bar from column 10 to 16]																																				
J	Bassin d'amortissement de l'évacuateur de crues	[Red bar from column 16 to 18]																																				
K	Prise d'eau et conduite	[Red bar from column 10 to 16]																																				
L	Chambre des vannes	[Red bar from column 16 to 18]																																				
M	Equipements Hydromécaniques	[Red bar from column 16 to 18]																																				
N	Travaux de finition	[Red bar from column 33 to 36]																																				

Diagramme de GANTT

VI.3.8. Le devis estimatif et quantitatif 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 le barrage, l'évacuateur de crues, le batardeau et la dérivation provisoire les résultats sont donnés sous forme de tableaux :

Tableau VI.5 : Le devis estimatif et quantitatif

Désignation	Unité	Prix unitaire	Quantité	Prix (MDA)
Décapage de la terre végétal	m ³	240	10000	2.4
Excavation en terrain meuble clef	m ³	300	322000	9.66
Argiles	m ³	500	81578.75	35.49
recharge	m ³	400	238455.46	122.11
Sable	m ³	600	12501.40	3.37
Gravier	m ³	600	5145.16	11.41
Rip—rap	m ³	1200	8725.42	10.47
	Sous Total constrictio		194.91	
Travaux préparatoires et installations (-10% du coût de sous construction)	% /°		19.49	
	Total construction		214.401 M DA	

Conclusion :

- A partir de ces devis on trouve que le coût total de notre ouvrage est estimé à :

214.401 Million de DA

-L'objet de ce chapitre la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour sa construction. Malgré les problèmes auxquels nous sommes heurtés (tels que manque de documents détaillés), nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent à l'organisation de chantier

CHAPITRE VII

protection

Et sécurité

Du travail

Introduction :

Les forces productives de la société sont d'autant plus réduites que le nombre d'accident de travail et de maladies professionnelles augmentent. En Algérie, une perte considérable en temps et en argent a été ressentie suivant les données de la sécurité sociale. Les causes les plus fréquentes sont dues aux objets en cours de manutention ainsi qu'aux emplacements de travail, les surfaces de circulation et les masses en mouvements.

L'esprit négatif des accidents et maladies professionnelles se répercute sur la production et sur le plan financier et humain qui n'est autre que le capital le plus précieux de ce pays.

Notre objectif essentiel est de réduire au maximum la fréquence et la gravité des accidents. Pour cela, il a été élaboré un certain nombre de consignes et de règlements que l'on appelle "*sécurité du travail*".

L'esprit de sécurité doit régner dans une enceinte de travail, ce qui permettra de façon efficace de réduire le taux d'accidents ; La direction et le service de sécurité au personnel en lui

VII.1. Causes des accidents de travail :

Les différents facteurs réagissant les causes d'accidents de travail se subdivisent en deux catégories : l'une se traduit par les facteurs humains, l'autre par les facteurs matériels.

VII.1.1. facteurs humains :

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue excessive
- Manque de concentration.
- L'agitation
- La nervosité.

- Inaptitude mentale ou physique.
- Taux d'erreur important.

VII.1.2.facteurs matériels :

Les causes d'accédants d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- ☞ Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- ☞ Du lieu de travail (éclairage, conditions climatiques).
- ☞ Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

VII.2.Causes des maladies professionnelles :

■ Les poussières

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus graves et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

Ces maladies se traduisent par un certain nombre de symptômes tels que :

- dyspnée : au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit à une insuffisance respiratoire plus importante.
- l'hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

■ Le bruit

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dus à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieurs à une seconde et aigus, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne.

Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audiométrique bilatéral par lésions cochléaires irréversibles, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

VII.3. Conditions dangereuses dans le chantier :

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VII.3.1. Méthode et moyens de prévention :

- Assurer une protection individuelle.
- Assurer un entretien continu.
- Prudence demandée.
- Eviter toute cadence supérieure à la normale.
- Assurer aux installations des protections.
- Utiliser des protections (gardes corps).
- Assurer un stockage rationnel

VII.4. Actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VII.4.1. Méthode et moyens de prévention :

- Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- La protection individuelle est obligatoire.
- Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- L'intervention à une meilleure utilisation.

- Veiller à une meilleure utilisation.

VII.5 : Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

- 1/ Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.
- 2/ Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.
- 3/ Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m³ d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

On a :

$$Q = A_m \cdot N$$

Q : Débit d'air frais en (m³/h).

A_m : L'alimentation Minimum (A_m = 30 m³ / h / personne)

N: Nombre de personne dans le lieu à aérer.

VII.5.1 : Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :

- **Etude de dimensionnement du réseau de ventilation :**

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

- ⊕ Etude détaillée des plans des ouvrage à aéré et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.
- ⊕ Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.
- ⊕ Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.

Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placés en fins des conduites présentent des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.

⊕ Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

1. La méthode dynamique :

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5) m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

2. Méthode d'équifriction :

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

VII.5.2 : Calcul du diamètre des canalisations :

On a la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = Q / V \text{ (m}^2\text{)}.$$

Q: Débit d'air (m³/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite.

On a encore :

$$Q = \frac{\pi.V.D^2}{4} (m^3/s) \quad \text{D'où : } D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V}} \text{ (m)}.$$

Conclusion :

Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; de simples petites meurtrissures aux mortelles.

Des milliers d'accident graves ont leurs origines dans de simples blessures qu'on aurait pu éviter par l'emploi de dispositifs de sûreté (casque, gants masques, lunette....).

Tous ces accidents ainsi que les détériorations du matériel qui les accompagnent fréquemment sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque exclusivement dus à la négligence et à l'inobservation des règles les plus élémentaires de sécurité.

Conclusion générale :

Lors de l'étude de l'avant-projet détaillé il nous a fallu réunir toutes les données relative à la région d'étude telle que : les données relatives à la précipitation, les levées topographiques, données hydrométriques...etc.

Recueillir ces données n'as pas états pas aisé, ce pendant on a pu bien mener à terme cette étude.

Les résultats obtenus de l'étude de l'avant-projet détaillé du barrage Tagharist ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- La géométrie du barrage a été choisie de façon à satisfaire les deux critères de stabilité et de dimensionnement économique. Ainsi, le barrage est prévu d'être constitué de remblai zoné à noyau argileux symétrique muni à l'aval d'un drain cheminée et d'un tapis drainant horizontal en forme de sandwich sous la recharge aval
- La protection de le recharge avale est assurée par une couche de gravier propre. Quant à la recharge amont, la protection est assurée par une succession de filtre en gravier sableux, d'une couche de transition et d'assise constituée de roche fine concassée, et de riprap.
- 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.
- La réalisation du barrage de Tagharist offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation..

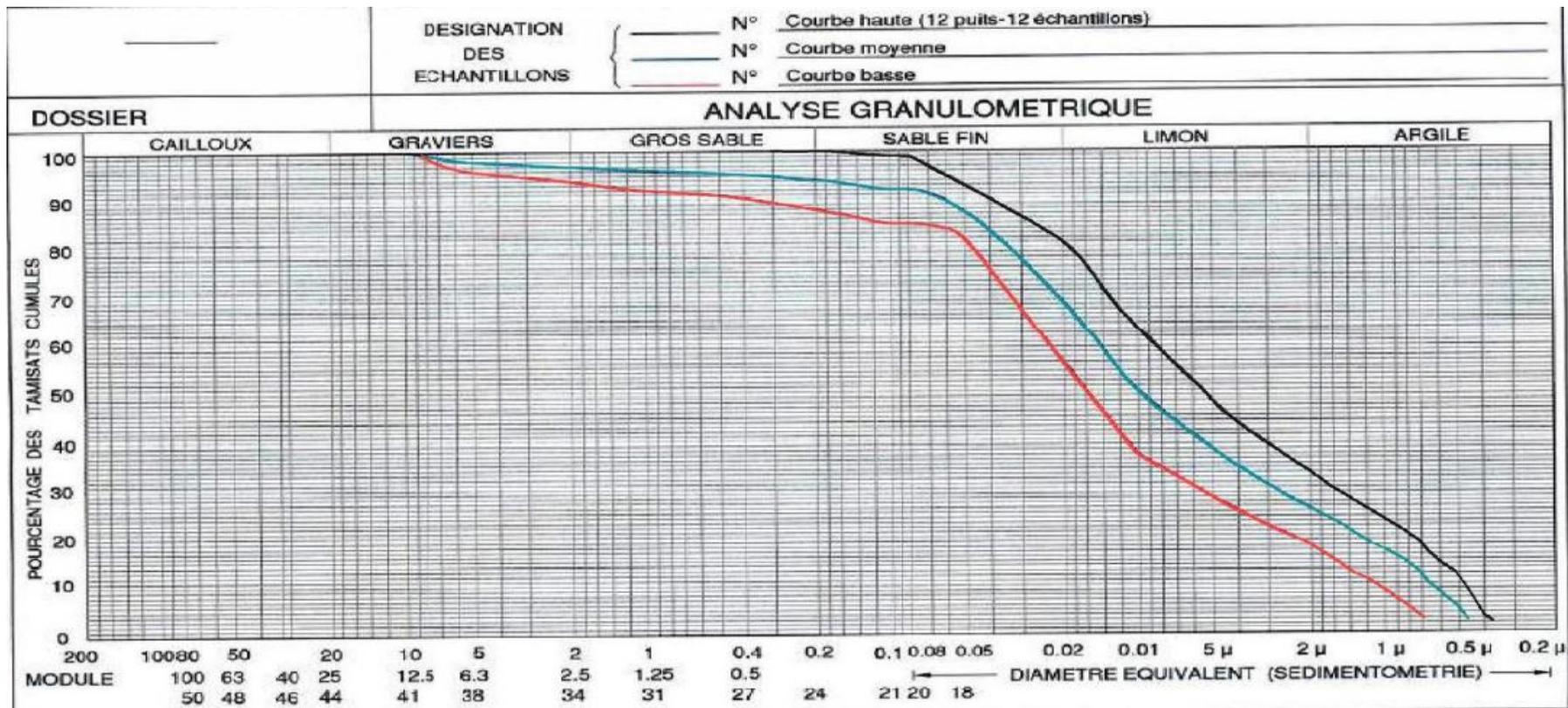
Le projet du barrage de Tagharist est considéré comme un investissement primordial pour le pays, puisqu'il permettrait d'assurer les ressources hydriques nécessaires pour la survie des communautés humaines et pour la protection des massifs montagneux des AURES.

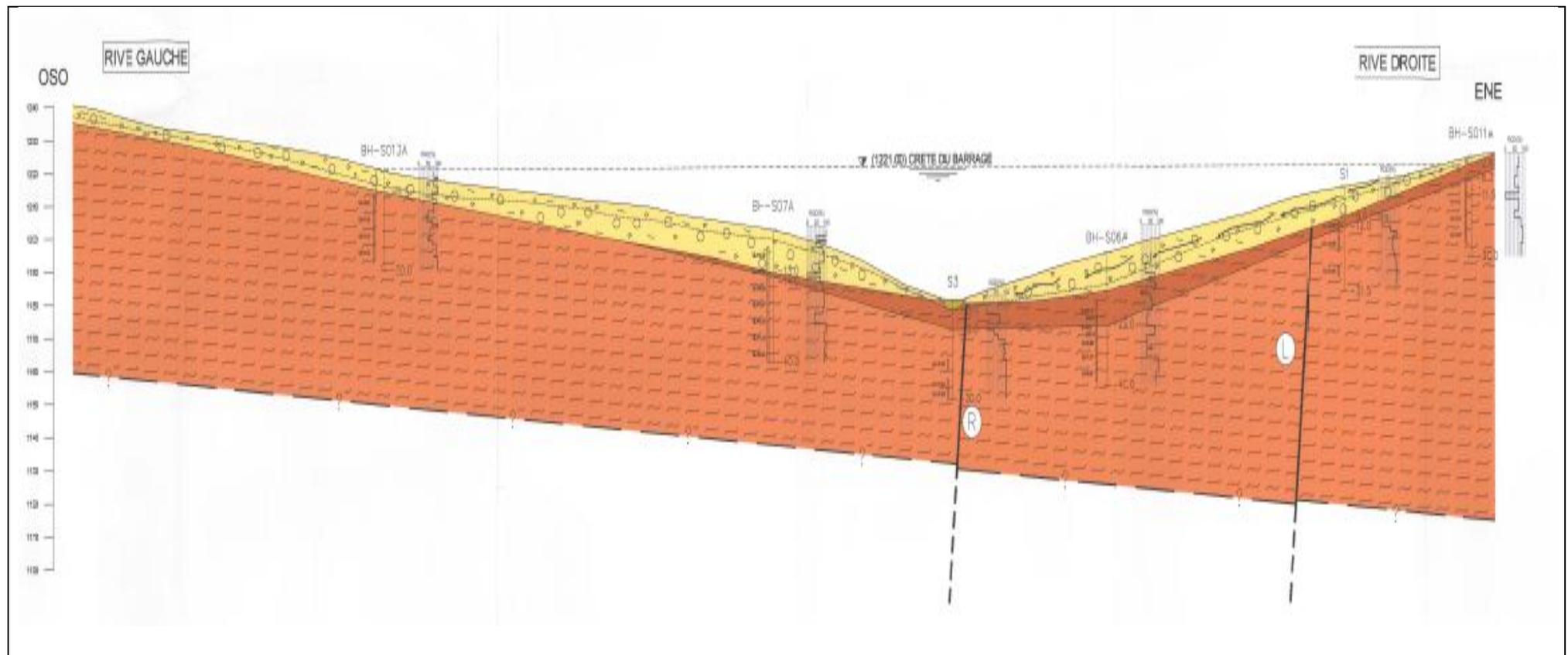
Références bibliographiques :

- *B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004
- *B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.
- *CIGB : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. 1994
- *CIGB. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. 1986
- *CIGB : Choix de la crue de projet. 1984
- *G.REMENIERAS « Hydrologie de l'ingénieur » édition Eyrolles1986.
- *GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France. 1977
- * N.KREMENETSKI, D.SCHTERENLIHT, V.ALYCHEV, L.YAKOVLEVA :
*Hydraulique. Editions.MIR.MOSCOU. 1985
- *P. GALABRU : Equipement général des chantiers et terrassement. Eyrolles. Paris. 1971.
- * R. ROLLEY : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1977.
- * Rapport d'étude de fusibilité (bureau d'étude de ROMELECTRO)
- *Mémoire de fin d'étude : promotion(2008) et promotion (2009)

ANNEXE/A

la courbes granulométrique de la zone d'emprunte





La coupe géologique de l'axe choisi

Profondeurs des argiles dans les différents puits d'investigation :

Zone 1A :

Puit NO.	Profondeur d'Argile (m)		Epaisseur (m)
	de	à	
PM2	0,7	5	4,3
PM4	0,5	5	4,5
PM6	0,4	5	4,6
PM8	0,8	5	4,2

Zone 2A :

Puit NO.	Profondeur d'Argile (m)		Epaisseur (m)
	de	à	
PM9	0,5	4,6	4,1
PM11	0,7	4,2	3,5

Zone 3A

Puit No.	Profondeur d'Argile (m)		Epaisseur (m)
	de	<i>h</i>	
PMI 5	0,2	2	1,8
PM16	0,8	2	1,2
PM18	0,6	3,2	2,6
PMI 9	C.6	3.2	2,6
PM20	0,6	3	2,4
PM21	0,6	1,6	1
PM23	0,8	5	4,2
PM24	0,6	S	4,4
	0,6	Moyenne	2,5

Zone 5A :

Puit No.	Profondeur d'Argile (m)		Epaisseur (m)
	de	à	
PM32	0,6	1,2	0,6
PM32bis	0,6	1,4	0,8
PM33	0,6	3.2	2,6
PM34	0,6	2,6	2
PM35	0,5	4,7	4,2
PM36	0,6	5	0,9
	0,6	Moyenne	1,9

Zone 7A :

Puits No.	Profondeur d'Argile (m)		Epaisseur (m)	Profondeur d'Alluvions (m)		Épaisseur (m)
	de	à		de	'a	
	PE3	0,3	1	0,7	1	3
PE4	0,2	0,8	0,6	0,8	1,1	0,3
PE5	0	0	0	0,5	2,4	1,9
PE6	0,5	1	0,5	1	5,4	4,4
PE7	0	0	0	0,3	3,7	3,4
PE8	0	0	0	0	2,7	2,7
	0	0	0	0	1,6	1,6
	0	0	0	0	1,2	1,2
PM55	0	0	0	0	2,3	2,3
	0	0	0	0	2,3	2,3
	0	0	0	0	1,6	1,6
PM62	0	0	0	0	1,5	1,5
PM66	0	0	0	0	1,4	1,4
PM67	0	0	0	0	1,6	1,6
PM68	0	0	0	0	1	1
PM70	0	0	0	0	0,9	0,9
PM71	0	0	0	0	1,8	1,8
PM72	0	0	0	0	2	2

Zone 12 A :

Puits No.	Profondeur de colluvions (m)		Epaisseur (m)
	de	à	
PM74	0,6	3,4	2,8
PM75	0,6	4,6	4
PM76	0,6	4,8	4,2
PM78	0,6	3,6	3
51	0	9	9
SO6A	0,2	11,5	11,3
511A	0,3	2	1,7

Zone 13 A :

Pult No.	Profondeur de colluvions (m)		Epaisseur (m)
	de	à	
PM79	0	3,2	3,2
PM80	0,3	3	2,7
PM81	0,3	3,3	3
P1-182	0	3,4	3,4
PM83	0,6	8,4	2,8
PM85	0,5	4,2	3,7
SO8A	0,2	15,5	15,3
S12A	0,6	9,6	9

Distribution des Sondages Effectués durant les Différentes Phases par rapport au Barrage :

Phase 1:	BH-S01A	Rive gauche	14 m à l'extérieur de l'empreinte	Tunnel de dérivation
	BH-S02A	Rive gauche	Sous l'empreinte	-
	BH-S03A	Rive droite	Sous l'empreinte	-
	BH-S05A	Rive droite	8 m à l'extérieur de l'empreinte	-
	BH-S06A	Rive droite	Sous l'empreinte	-
	BH-S07A	Rive gauche	Sous l'empreinte	-
	BH-S08A	Rive droite	50 m à l'extérieur de l'empreinte	
	BH-S09A	Rive gauche / Fond de l'oued	Sous l'empreinte	Batardeau amont
	BH-S10A	Rive gauche	41 m à l'extérieur de l'empreinte	-
	BH-S11A	Rive droite	Loin en amont	-
	BH-S12A	Rive droite	Loin en amont	-
	BH-S13A	Rive gauche	54 m à l'extérieur de l'empreinte	-

Phase	Sondage	Emplacement par rapport au site	Emplacement par rapport à l'empreinte	Emplacement par rapport à un ouvrage
Phase 2 :	BH-611	Rive gauche	15 m à l'extérieur de l'empreinte	Evacuateur / Tunnel de dérivation
	BH-612	Rive gauche	Sous l'empreinte	Tunnel de dérivation
	BH-613	Rive gauche	35 m à l'extérieur de l'empreinte	Tunnel de dérivation
	BH-614	Rive gauche	16 m à l'extérieur de l'empreinte	Sortie du tunnel de dérivation
	BH-623	Rive droite	Sous l'empreinte	-
	BH-624	Rive droite	Sous l'empreinte	-
	BH-626	Fond de l'oued	Sous l'empreinte	-
	BH-628	Rive gauche	Sous l'empreinte	-
	BH-629	Rive gauche	Sous l'empreinte	-
	BH-630	Rive droite	Sous l'empreinte	-
	BH-631	Fond de l'oued	Sous l'empreinte	-
	BH-632	Rive droite	Sous l'empreinte	-

ANNEXE/B

Série des apports mensuelle de la station de yabous

annee	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Févr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	tot
1970	97,4	24	0,71	0,05	2,8	0,05	0,03	2,23	1,64	0,13	0,06	0,04	97.4
1971	0,02	0,13	0,03	0,1	0,06	0,11	0,51	0,27	0,71	0,24	1,09	15,4	15.4
1972	77,34	95,64	9.98	0,31	0,31	1,48	2,3	7,21	13,3	7,63	0,33	0,54	77.34
1973	49,6	11,77	4,75	0,28	0,65	1,85	5,75	7,37	1,35	1,85	0,05	12,24	49.6
1974	0,24	2.14	0,05	2,95	1,23	0,28	1,23	3,75	0,65	7,14	3,75	0,02	7.14
1975	7,6	0,72	0,04	0,04	0,12	1,23	5,35	2,03	2,75	0,16	0,04	0,24	7.6
1976	0,82	0,04	2,03	0,12	1,6	3.56	2,57	2,95	4,95	13,74	12,24	1,48	13.74
1977	6,68	0,14	6,21	1,35	7,14	0,36	0,2	5,35	2,39	5,15	0,02	0,02	7.14
1978	0,02	0,02	0,28	0,04	0,03	0,04	0,04	0,04	0,02	0,01	0,01	12,01	12.01
1979	0,01	0,92	0,03	0,03	0,04	0,04	0,12	9,46	0,24	0,57	0,28	15,3	15.3
1980	83,63	0,71	0,04	0,04	0,04	0,26	9,23	0,9	0,34	0,26	0,04	0,54	83.63
1981	7,84	1,07	3,75	0,84	0,71	6,21	2,59	0,74	0,38	16,38	0,14	0	16.38
1982	0,18	5,3	72,2	0,56	0,23	0,26	0,26	0,29	0,06	2,09	0,03	1,97	72.2
1983	23	0,2	0,17	0,33	0,24	0,6	1,22	4,35	45	7,3	0,15	0,14	45
1984	0,01	2,73	0,02	0,02	0,17	5,95	10,38	0,4	0,14	0,03	0,19	0,05	10.38
1985	0,05	8,8	3,32	0,12	1,2	2,14	2,7	1,38	2,87	0,42	0,28	0,21	8,8
1986	47.73	1.580	.2580	.2100	.2580	.3060	7.650	6.475	.4800	.5820	.0608	.7300	47.73
1987	2.870	18.00	6.945	.7300	.6160	.6900	1.868	.7700	.2100	.3300	6.475	.6160	18
1988	.1220	.1660	.2340	.2580	.2580	.3300	.2100	.2100	2.156	2.120	.0106	.0000	2.156
1989	1.176	9.180	6.710	.1576	.1024	.9600	.8500	1.580	.5820	1.288	.7540	34.47	34.47
1990	30.90	.0136	.0160	.1200	1.760	1.064	1.064	1.940	2.870	.3330	.0964	.1840	30.9
1991	.0322	.0394	3.065	.4400	.3320	.3680	13.48	2.300	.4220	7.180	.0083	4.020	13.48
1992	.0180	1.530	.0772	.0490	.0772	.3380	4.020	.9140	5.300	.4120	.1336	3.380	5.3
1993	14.00	.0040	.1618	.4120	.1336	2.100	2.740	.6780	.1908	.1000	.0086	28.00	28
1994	.1082	.1520	.0212	.2480	.3440	.4620	.8340	.2880	.1200	.0250	.0200	.0440	0.834
1995	9.435	5.300	2.510	.0250	.4920	.6910	14.79	.1200	.0394	8.670	2.880	4.56	14.79
1996	0,55	11,45	0,05	1,9	13,22	3,06	10,95	1,9	0,92	0,12	0,08	0,06	13.22

Précipitation maximal journalière de la station de yabous

	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Annuel
1970	6	3,2	0	12	9	40	6,3	0,8	20,7	14,4	0	12	40
1971	25	5	34	13,9	26,6	9,6	12	34,2	9,1	8	3,6	21,1	34,2
1972	42,5	35,1	13	9,3	6	8	16	7,2	0	19	0	15,3	42,5
1973	11,7	6,2	3,7	60	4,2	8,6	16,9	22	11,6	15,6	16,7	1	60
1974	11,8	44,6	14,8	2,8	16,4	38,7	14,5	33	16	2,5	0,1	8,3	44,6
1975	25,8	4,7	48,9	5,7	16,3	9,9	30,7	9,2	13,8	30	9	14	48,9
1976	39,2	8,3	66,3	11,9	7	4	29,2	40,2	40,2	22,2	0	11,6	66,3
1977	0	²	114,5	1,7	2,5	17,3	5,8	4,8	6,7	11,7	0	20,2	114,5
1978	2,2	21,6	2	1,2	5,3	18,8	3	33	7	13,2	3	0	33
1979	2,2	21,6	2	1,2	5,3	18,8	3	33	7	13,2	3	0	33
1980	13	5,2	5,5	8,4	8,2	26,7	41,4	16,2	19,4	5,2	0	0	41,4
1981	12,9	0,8	17,1	22,7	1,9	9,7	17,4	11,6	14	33	0	9	33
1982	35,7	8,7	5,7	7,8	21,1	15	7,2	24,4	34	17,3	0,7	4,6	35,7
1983	17,2	30,5	78	7,2	1,4	9	8,8	4,3	9,4	9,3	0	24	30,5
1984	0,6	35	3,2	12,7	16,2	41,3	20,5	9,4	1,1	0,5	0	0	41,3
1985	0,8	56,8	27,2	33,5	11	10,2	21	15,5	43,3	4,4	1,7	0	56,8
1986	12	14,5	2,6	3,7	5,2	8,1	50,4	30	15,4	2,5	0	0	50,4
1987	19,8	13	23,6	6,5	4	16,5	16,5	2	16,5	8	9	9,8	23,6
1988	9,8	14,8	8	12	9,2	7	9	7,5	21	33,5	0	5,3	33,5
1989	3	5,7	12,2	14	3,1	9,5	13,6	8,8	18,6	12,2	8,2	54,8	54,8
1990	13,8	4,5	10	9	82,1	0	30,7	34	31,8	7,3	2,6	6,5	82,1
1991	4,2	5,2	15,4	14,2	1,7	5,5	37,4	22,5	15	3,3	8,4	10,5	37,4
1992	9,9	15,1	14,6	8	18,6	17,4	10,7	9,6	40,4	3,5	15,3	14,6	40,4
1993	24,5	6,7	34,2	31,8	5,3	10,5	25,5	3,4	6,3	2,7	0	2,8	34,2
1994	8,2	1,1	7,4	13,5	19,3	5,2	36	12,4	1	1,5	5,6	16,6	36

1995	13,8	13	4,5	6,5	29,6	1,5	19,4	7,7	2,8	8,5	14,6	4	29,6
1996	16,6	17,8	3	16,6	33,6	52,8	20,1	12,8	2,4	13,4	7,6	4,4	52,8
1997	7,2	0	1,5	5,7	6,8	2,4	5,2	8,2	6,4	1,6	0	27,8	27,8
1998	20,7	18,5	44	42,3	6,8	14,5	36,2	11,4	27,4	22,6	0,5	2,6	44
1999	9,5	11,6	14,3	16,8	22,4	9,6	2,4	2,2	12,8	5,2	0	0,2	22,4
2000	6,4	3,5	18,8	27,6	6,8	2	2,6	2	16,4	11,5	0	5	27,6
2001	8,6	4,6	3,6	4,4	6,6	0	2,6	4,2	15,2	0	2,6	9,4	15,2
2002	19,6	13,2	12,4	5,2	7,2	5,2	16,4	5	14,6	10,4	4,4	10,4	19,6
2003	8,6	8,2	21,5	7,9	18	30,6	12,6	22,1	14,5	17,2	2,8	0	30,6
2004	35,2	22,1	10,5	15,6	4,7	4,7	20,8	27,8	26,4	39,5	9,3	16,9	39,5
2005	10,4	2,4	29,5	25,6	6,3	11	7,2	23,3	3,2	8,9	9,7	1,1	29,5
2006	14,5	5,7	12,6	16,1	23,3	26,4	2,5	15,2	61,3	24	13,2	15,6	61,3
2007	15,7	13	17,6	28,7	2,2	11,3	27,4	12,1	8,6	2,1	0,6	29,6	29,6
2008	40,7	18,5	3,1	25,8	1,2	2,1	4,1	8,3	34,7	3,2	26,4	20	40,7
2009	33,6	9,5	3,1	11,6	28,2	5,1	15,5	15,8	8	1,1	4,6	11	33,6

Série des Pluies mensuelle de la station de yabous

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Annuel
1970	8	5,7	0	12	24	43	30,3	0,8	63	16,4	0	12	215,2
1971	84,7	9	54	26,9	53,9	46,9	94,9	147,6	56,9	23,5	5,4	22,5	626,2
1972	113	61,7	13	22,9	22,8	25,5	110,2	16,3	0	31	0	41,6	458
1973	19,7	13,3	3,8	178,5	8,3	17,5	47,3	52,2	12,8	28,8	19,3	1,5	403
1974	20,9	47,1	25,3	5,6	35,6	65,2	46,1	67,1	76,2	2,5	0,1	10,2	401,9
1975	60,9	8,9	80	11,3	45,6	47,8	84	52,3	68	65,6	30,8	16,5	571,7
1976	81,7	27,5	111	26,1	15,2	4,6	47,5	67,1	75,7	22,2	0	29,3	507,9
1977	0	1,9	142,4	1,7	6,5	22,3	17,6	7,5	20,2	11,7	0	42,5	274,3
1978	2,6	55,7	2,8	1,8	15,9	61,4	17,7	99,1	21,8	38,8	3	0	320,6
1979	73,5	16,5	12,7	14	14,1	47,4	84,2	48,7	70,4	5,2	0	0	386,7
1980	49,8	0,8	43,8	105	5,1	57,1	46,1	19,8	20,4	53,8	0	188,9	590,6
1981	83,9	15,3	5,7	18,3	49,6	40,3	24,5	103,2	88,2	26,3	0,7	7,5	463,5
1982	21,2	65,3	153,4	14,6	1,4	17,7	24,4	4,3	11,5	9,3	0	128,6	451,7
1983	0,6	66,8	3,2	22,9	38,5	75,3	46,8	16,2	1,1	0,5	0	0	271,9
1984	0,8	83,6	27,2	53,1	42	10,2	35	15,5	97,6	4,4	1,7	0	371,1
1985	35,2	27,9	2,6	12,2	10,4	13,7	132,9	49,1	26,2	3	0	0	313,2
1986	35,5	24,2	66,5	28,4	14,1	37,5	22,1	2	46,4	8,4	10,2	19,4	314,7
1987	18,7	15,8	27	25,4	16	18,5	16,1	18,2	46,3	81,3	0	209,1	492,4
1988	4	10,2	42,8	16,9	6,7	18,4	24,5	27,9	31,7	43,9	12,8	104,1	343,9
1989	35	7	12,2	23,9	167,6	0	70,2	69,4	106,9	11	2,6	23	528,8
1990	9,9	11,4	66,8	40	5,8	19,3	91,8	55,1	29,9	5,8	33,3	14,3	383,4
1991	16,2	45,5	32	17,2	64,9	23,1	56,7	33	84,7	5,9	23,3	14,6	417,1
1992	45,2	11,9	49,3	52,5	10,5	22,6	48	7,2	20,8	4,4	0	5,4	277,8
1993	15,2	1,8	10,1	31,4	45,9	8,8	48,1	24,6	1,8	1,5	8,6	38,1	235,9
1994	42,4	38,7	5,7	15,8	62,5	1,5	69,9	15	2,8	18,7	23,6	10,8	307,4

1995	42,6	38,3	9,8	19,4	71	154,1	75	48,7	5,5	24	16,7	5	510,1
1996	23,7	0	2,5	13,7	18,2	3,9	8,6	25,5	11,4	2,4	0	28,9	138,8
1997	47,4	56,3	77,7	61,6	6,8	36,8	48,5	17,5	47,7	24,4	0,5	2,6	427,8
1998	15,5	26,6	40,1	25,6	78,5	24,6	11,3	2,8	18,3	9,4	0	0,2	252,9
1999	16,4	6,5	80,3	95,9	12,2	4,4	10	2,5	46,6	23,5	0	5	303,3
2000	31,5	11,3	6,4	5,2	36,7	0	3,2	5,8	29,4	0	2,6	15,5	147,6
2001	69,6	30,8	18,7	13,4	14,1	22,7	34,1	14	31,6	21	12	41,1	323,1
2002	10,4	15,3	88,3	29,6	83,3	45,9	29,1	91,3	16,7	56,7	2,8	0	469,4
2003	86	47,1	22,4	29,7	16,2	8,5	42,8	42	138,3	51	13,1	37,4	534,5
2004	30,4	5,1	87,7	103,3	15,7	26	15,6	39,6	7,6	55,2	25,9	1,6	413,7
2005	35,3	12,7	36,9	48,1	67,9	40,3	4,6	45	117,9	47,6	37,4	16,1	509,8
2006	41,5	21,6	22,3	65	6,2	26,3	72,2	63,6	27,6	3,3	0,6	43,7	393,9
2007	96,6	27,2	8,6	46,3	2,8	3,9	12,4	10	89,8	5,6	77,8	62,5	443,5
2008	66,4	41,3	9,1	29	85,9	12,9	55,8	78,5	27,2	1,8	10	21,9	439,8
2009	65,3	9,9	3,6	12	42,9	24,7	19,9	23,8	32,3	30,5	34	9,1	308

Série des débits maximaux journaliers de la station de yabous

annee	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Févr	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	totale
1970	97,4	24	0,71	0,05	2,8	0,05	0,03	2,23	1,64	0,13	0,06	0,04	97.4
1971	0,02	0,13	0,03	0,1	0,06	0,11	0,51	0,27	0,71	0,24	1,09	15,4	15.4
1972	77,34	95,64	9.98	0,31	0,31	1,48	2,3	7,21	13,3	7,63	0,33	0,54	77.34
1973	49,6	11,77	4,75	0,28	0,65	1,85	5,75	7,37	1,35	1,85	0,05	12,24	49.6
1974	0,24	2.14	0,05	2,95	1,23	0,28	1,23	3,75	0,65	7,14	3,75	0,02	7.14
1975	7,6	0,72	0,04	0,04	0,12	1,23	5,35	2,03	2,75	0,16	0,04	0,24	7.6
1976	0,82	0,04	2,03	0,12	1,6	3.56	2,57	2,95	4,95	13,74	12,24	1,48	13.74
1977	6,68	0,14	6,21	1,35	7,14	0,36	0,2	5,35	2,39	5,15	0,02	0,02	7.14
1978	0,02	0,02	0,28	0,04	0,03	0,04	0,04	0,04	0,02	0,01	0,01	12,01	12.01
1979	0,01	0,92	0,03	0,03	0,04	0,04	0,12	9,46	0,24	0,57	0,28	15,3	15.3
1980	83,63	0,71	0,04	0,04	0,04	0,26	9,23	0,9	0,34	0,26	0,04	0,54	83.63
1981	7,84	1,07	3,75	0,84	0,71	6,21	2,59	0,74	0,38	16,38	0,14	0	16.38
1982	0,18	5,3	72,2	0,56	0,23	0,26	0,26	0,29	0,06	2,09	0,03	1,97	72.2
1983	23	0,2	0,17	0,33	0,24	0,6	1,22	4,35	45	7,3	0,15	0,14	45
1984	0,01	2,73	0,02	0,02	0,17	5,95	10,38	0,4	0,14	0,03	0,19	0,05	10,38
1985	0,05	8,8	3,32	0,12	1,2	2,14	2,7	1,38	2,87	0,42	0,28	0,21	8,8
1986	47.73	1.580	.2580	.2100	.2580	.3060	7.650	6.475	.4800	.5820	.0608	.7300	47.73
1987	2.870	18.00	6.945	.7300	.6160	.6900	1.868	.7700	.2100	.3300	6.475	.6160	18
1988	.1220	.1660	.2340	.2580	.2580	.3300	.2100	.2100	2.156	2.120	.0106	.0000	2.156
1989	1.176	9.180	6.710	.1576	.1024	.9600	.8500	1.580	.5820	1.288	.7540	34.47	34.47
1990	30.90	.0136	.0160	.1200	1.760	1.064	1.064	1.940	2.870	.3330	.0964	.1840	30.9
1991	.0322	.0394	3.065	.4400	.3320	.3680	13.48	2.300	.4220	7.180	.0083	4.020	13.48
1992	.0180	1.530	.0772	.0490	.0772	.3380	4.020	.9140	5.300	.4120	.1336	3.380	5.3
1993	14.00	.0040	.1618	.4120	.1336	2.100	2.740	.6780	.1908	.1000	.0086	28.00	28
1994	.1082	.1520	.0212	.2480	.3440	.4620	.8340	.2880	.1200	.0250	.0200	.0440	0.834
1995	9.435	5.300	2.510	.0250	.4920	.6910	14.79	.1200	.0394	8.670	2.880	4.56	14.79
1996	0,55	11,45	0,05	1,9	13,22	3,06	10,95	1,9	0,92	0,12	0,08	0,06	13.22

Régularisation interannuelle

n	n ^{0.5}	CV	cs	F80%	KP=CV.FP+1	z _p =(α-kp)n		
						0.7	0.8	0.9
1	1,00	0,590	1,180	-0,850	0,499	0,202	0,302	0,402
2	1,41	0,417	0,834	-0,850	0,645	0,109	0,309	0,509
3	1,73	0,341	0,681	-0,850	0,710	-0,031	0,269	0,569
4	2,00	0,295	0,590	-0,850	0,749	-0,197	0,203	0,603
5	2,24	0,264	0,528	-0,850	0,776	-0,379	0,121	0,621
6	2,45	0,241	0,482	-0,850	0,795	-0,572	0,028	0,628
7	2,65	0,223	0,446	-0,850	0,810	-0,773	-0,073	0,627
8	2,83	0,209	0,417	-0,850	0,823	-0,982	-0,182	0,618
9	3,00	0,197	0,393	-0,850	0,833	-1,196	-0,295	0,605
10	3,16	0,187	0,373	-0,850	0,841	-1,414	-0,414	0,586
11	3,32	0,178	0,356	-0,850	0,849	-1,637	-0,537	0,563
12	3,46	0,170	0,341	-0,850	0,855	-1,863	-0,663	0,537
13	3,61	0,164	0,327	-0,850	0,861	-2,092	-0,792	0,508
14	3,74	0,158	0,315	-0,850	0,866	-2,324	-0,924	0,476
15	3,87	0,152	0,305	-0,850	0,871	-2,558	-1,058	0,442
16	4,00	0,148	0,295	-0,850	0,875	-2,794	-1,194	0,406
17	4,12	0,143	0,286	-0,850	0,878	-3,032	-1,332	0,368
18	4,24	0,139	0,278	-0,850	0,882	-3,272	-1,472	0,328
19	4,36	0,135	0,271	-0,850	0,885	-3,514	-1,614	0,286
20	4,47	0,132	0,264	-0,850	0,888	-3,757	-1,757	0,243
21	4,58	0,129	0,257	-0,850	0,891	-4,002	-1,902	0,198
22	4,69	0,126	0,252	-0,850	0,893	-4,248	-2,048	0,152
23	4,80	0,123	0,246	-0,850	0,895	-4,495	-2,195	0,105
24	4,90	0,120	0,241	-0,850	0,898	-4,743	-2,343	0,057
25	5,00	0,118	0,236	-0,850	0,900	-4,993	-2,493	0,007
26	5,10	0,116	0,231	-0,850	0,902	-5,243	-2,643	-0,043
27	5,20	0,114	0,227	-0,850	0,903	-5,494	-2,794	-0,094
28	5,29	0,111	0,223	-0,850	0,905	-5,746	-2,946	-0,146
29	5,39	0,110	0,219	-0,850	0,907	-5,999	-3,099	-0,199
30	5,48	0,108	0,215	-0,850	0,908	-6,253	-3,253	-0,253
31	5,57	0,106	0,212	-0,850	0,910	-6,508	-3,408	-0,308
32	5,66	0,104	0,209	-0,850	0,911	-6,763	-3,563	-0,363
33	5,74	0,103	0,205	-0,850	0,913	-7,019	-3,719	-0,419
34	5,83	0,101	0,202	-0,850	0,914	-7,276	-3,876	-0,476
35	5,92	0,100	0,199	-0,850	0,915	-7,533	-4,033	-0,533
36	6,00	0,098	0,197	-0,850	0,916	-7,791	-4,191	-0,591
37	6,08	0,097	0,194	-0,850	0,918	-8,049	-4,349	-0,649

ANNEXE/C

Calcul de stabilité pour le cas de fin construction (talus amont R=91.5 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang ϕ	Pi	(N-Pi)*tgf	a*Gn*dn
-3	6,1	0	0	1,99	-0,250	0,96	0	23,67	-5,917	22,91	6,413	64,139	9,260	0	9,260	228,43
-2	9,15	0	0	4,34	-0,167	0,98	0	77,43	-12,90	76,353	9,354	93,544	30,848	0	30,848	747,292
-1	9,15	2,95	0	5,8	-0,083	0,99	52,63	103,48	-13,01	155,57	9,200	92,004	66,124	0	66,12	1506,633
0	9,15	6,64	0	6,29	0,000	1,0	118,47	112,22	0	230,70	9,15	91,5	100,589	0	100,58	2226,381
1	9,15	10,33	0	5,83	0,083	0,99	184,31	104,021	24,02	287,33	9,200	92,004	127,528	0	127,52	2782,546
2	9,15	13,97	0	4,47	0,167	0,98	249,26	79,75	54,83	324,41	9,354	93,544	146,378	0	146,378	3175,133
3	9,15	17,7	0	2,11	0,250	0,96	315,81	37,64	88,36	342,23	9,620	96,208	157,317	0	157,317	3411,029
4	9,15	20,16	0	0	0,333	0,94	359,70	0	119,90	339,13	10,015	100,159	158,140	0	158,140	3471,295
5	9,15	19,26	0	0	0,417	0,90	343,64	0	143,18	312,39	10,674	106,746	145,672	0	145,672	3316,326
6	9,15	16,95	0	0	0,500	0,86	302,43	0	151,21	261,91	11,457	114,570	122,131	0	122,131	2918,574
7	9,15	12,82	0	0	0,583	0,81	228,74	0	133,43	185,79	12,719	127,199	86,635	0	86,635	2207,440
8	4,57	6,16	0	0	0,667	0,74	54,95	0	36,63	40,96	7,269	72,697	19,100	0	19,100	530,336

Kss	3,21499578
Kas	2,2920013

Calcul de stabilité pour le cas de fin construction (talus amont R=86.07 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang ϕ	Pi	(N-Pi)*tgf	a*Gn*dn
-2	5,74	1,8	0	0,62	-0,18	0,98	19,58	6,94	-4,82	26,08	5,866	58,662	11,735	0	11,735	250,565
-1	8,61	5,2	0	2,06	-0,09	1,00	87,27	34,57	-11,08	121,34	8,654	86,544	54,440	0	54,440	1151,330
0	8,61	8,7	0	2,55	0,00	1,00	145,51	42,80	0,00	188,31	8,607	86,070	85,146	0	85,146	1779,328
1	8,61	12,1	0	2,26	0,09	1,00	203,75	37,93	21,97	240,68	8,654	86,544	109,880	0	109,880	2283,629
2	8,61	15,6	0	1,07	0,18	0,98	261,99	17,96	50,90	275,29	8,799	87,993	127,268	0	127,268	2645,204
3	8,61	18,0	0	0	0,27	0,96	302,61	0,00	82,53	291,14	9,050	90,499	135,760	0	135,760	2859,294
4	8,61	18,3	0	0	0,36	0,93	306,30	0,00	111,38	285,33	9,422	94,215	133,053	0	133,053	2894,183
5	8,61	17,7	0	0	0,45	0,89	296,40	0,00	134,73	264,01	9,939	99,385	123,110	0	123,110	2800,617
6	8,61	15,6	0	0	0,55	0,84	261,49	0,00	142,63	219,16	10,777	107,771	102,198	0	102,198	2470,760
7	8,61	11,9	0	0	0,64	0,77	200,06	0,00	127,31	154,32	11,965	119,651	71,963	0	71,963	1890,337
8	4,30	5,9	0	0	0,73	0,69	49,26	0,00	35,83	33,81	7,151	71,509	15,766	0	15,766	465,448

Kss	2,83369838
Kas	2,0818484

Calcul de stabilité pour le cas de fin construction (talus amont R=78.19 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	Pi	(N-Pi)*tg ϕ	a*Gn*dn
-1	5,21	2,88	0	0	-0,10	0,99	29,27	0	-2,927	29,128	5,241	52,414	13,582	0	13,582	266,385
0	7,82	6,78	0	0	0,00	1,00	103,37	0	0,000	103,375	7,819	78,190	48,205	0	48,205	940,671
1	7,82	9,93	0	0	0,10	0,99	151,40	0	15,140	150,644	7,862	78,621	70,247	0	70,247	1377,709
2	7,82	12,28	0	0	0,20	0,98	187,23	0	37,447	183,451	7,994	79,937	85,545	0	85,545	1703,752
3	7,82	13,82	0	0	0,30	0,95	210,71	0	63,214	201,009	8,221	82,214	93,732	0	93,732	1917,415
4	7,82	14,5	0	0	0,40	0,92	221,08	0	88,433	202,625	8,559	85,590	94,486	0	94,486	2011,760
5	7,82	14,22	0	0	0,50	0,87	216,81	0	108,407	187,766	9,029	90,286	87,557	0	87,557	1972,912
6	7,82	12,84	0	0	0,60	0,80	195,77	0	117,463	156,618	9,790	97,904	73,032	0	73,032	1781,448
7	7,82	10,11	0	0	0,70	0,71	154,15	0	107,903	110,083	10,870	108,697	51,333	0	51,333	1402,682
8	3,91	4,8	0	0	0,80	0,60	36,59	0	29,274	21,956	6,350	63,501	10,238	0	10,238	332,981

Kss	2,56099411
Kas	1,95399776

Calcul de stabilité pour le cas de fin construction (talus amont R=62.49 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang ϕ	Pi	(N-Pi)*tgf	a*Gn*dn
-4	4,17	1,28	0	0	-0,267	0,964	10,398	0	-2,773	10,022	4,560	45,603	4,673	0	4,673	65,734
-3	6,25	4,18	0	0	-0,200	0,980	50,936	0	-10,187	49,906	6,571	65,706	23,272	0	23,272	321,994
-2	6,25	6,7	0	0	-0,133	0,991	81,643	0	-10,886	80,914	6,389	63,886	37,731	0	37,731	516,116
-1	6,25	9,21	0	0	-0,067	0,998	112,229	0	-7,482	111,979	6,283	62,834	52,217	0	52,217	709,466
0	6,25	11,73	0	0	0,000	1,000	142,937	0	0,000	142,937	6,249	62,490	66,652	0	66,652	903,587
1	6,25	14,24	0	0	0,067	0,998	173,522	0	11,568	173,136	6,283	62,834	80,735	0	80,735	1096,938
2	6,25	16,76	0	0	0,133	0,991	204,230	0	27,231	202,406	6,389	63,886	94,384	0	94,384	1291,059
3	6,25	11,28	0	0	0,200	0,980	137,453	0	27,491	134,676	6,571	65,706	62,800	0	62,800	868,923
4	6,25	21,79	0	0	0,267	0,964	265,523	0	70,806	255,908	6,840	68,404	119,332	0	119,332	1678,531
5	6,25	21,48	0	0	0,333	0,943	261,746	0	87,249	246,776	7,216	72,157	115,074	0	115,074	1654,651
6	6,25	19,99	0	0	0,400	0,917	243,589	0	97,436	223,253	7,825	78,246	104,105	0	104,105	1539,873
7	6,25	17,27	0	0	0,467	0,884	210,444	0	98,207	186,124	8,687	86,871	86,791	0	86,791	1330,346
8	6,25	12,99	0	0	0,533	0,846	158,290	0	84,421	133,899	10,150	101,501	62,438	0	62,438	1000,648
9	3,12	5,64	0	0	0,600	0,800	34,363	0	20,618	27,491	6,882	68,823	12,819	0	12,819	217,231

Kss	3,83223236
Kas	2,68419878

Calcul de stabilité pour le cas de fin construction (talus amont R=53.87 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	Pi	(N-Pi)*tgf	a*Gn*dn
-3	2,69	2,16	0	0	-0,231	0,973	11,345	0	-2,618	11,039	2,832	28,321	5,147	0	5,147	63,945
-2	5,39	5,7	0	0	-0,154	0,988	59,877	0	-9,212	59,164	5,507	55,073	27,588	0	27,588	337,488
-1	5,39	8,86	0	0	-0,077	0,997	93,071	0	-7,159	92,795	5,417	54,167	43,271	0	43,271	524,587
0	5,39	11,52	0	0	0,000	1,000	121,014	0	0,000	121,014	5,387	53,870	56,430	0	56,430	682,081
1	5,39	13,47	0	0	0,077	0,997	141,498	0	10,884	141,078	5,417	54,167	65,786	0	65,786	797,537
2	5,39	15,21	0	0	0,154	0,988	159,776	0	24,581	157,874	5,507	55,073	73,618	0	73,618	900,560
3	5,39	16,07	0	0	0,231	0,973	168,810	0	38,956	164,253	5,664	56,642	76,593	0	76,593	951,479
4	5,39	16,73	0	0	0,308	0,951	175,743	0	54,075	167,217	5,897	58,968	77,974	0	77,974	990,557
5	5,39	16,14	0	0	0,385	0,923	169,545	0	65,210	156,503	6,220	62,204	72,979	0	72,979	955,624
6	5,39	15,1	0	0	0,462	0,887	158,620	0	73,209	140,715	6,659	66,587	65,617	0	65,617	894,047
7	5,39	13,33	0	0	0,538	0,843	140,027	0	75,399	117,994	7,249	72,489	55,021	0	55,021	789,248
8	5,39	1,69	0	0	0,615	0,788	17,753	0	10,925	13,993	8,051	80,507	6,525	0	6,525	100,062
9	3,59	4,24	0	0	0,692	0,722	29,693	0	20,557	21,427	6,110	61,099	9,991	0	9,991	167,362

Kss	3,93371742
Kas	2,75732801

Calcul de stabilité pour le cas de fin construction (talus aval R=80.50 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang ϕ	Pi	(N-Pi)*tgf	a*Gn*dn
-4	5,37	0	0	0,7	-0,308	0,951	0,00	7,33	-2,25	6,97	5,87	58,75	2,82	0	2,816	61,385
-3	8,05	0,81	0	3,39	-0,231	0,973	12,71	53,21	-15,21	64,15	8,46	84,64	26,69	0	26,689	552,463
-2	8,05	4,05	0	5,17	-0,154	0,988	63,57	81,16	-22,27	143,01	8,23	82,30	61,69	0	61,691	1212,787
-1	8,05	7,31	0	6,12	-0,077	0,997	114,75	96,07	-16,22	210,19	8,09	80,94	92,05	0	92,049	1766,566
0	8,05	10,51	0	6,5	0,000	1,000	164,98	102,03	0,00	267,01	8,05	80,50	118,16	0	118,156	2237,474
1	8,05	13,79	0	5,55	0,077	0,997	216,47	87,12	23,35	302,69	8,09	80,94	135,74	0	135,737	2543,960
2	8,05	17,03	0	4,07	0,154	0,988	267,33	63,89	50,96	327,27	8,23	82,30	148,68	0	148,679	2775,468
3	8,05	20,28	0	1,68	0,231	0,973	318,35	26,37	79,55	335,41	8,46	84,64	154,81	0	154,807	2888,591
4	8,05	21,85	0	0	0,308	0,951	342,99	0	105,54	326,35	8,81	88,12	152,18	0	152,180	2874,122
5	8,05	20,63	0	0	0,385	0,923	323,84	0	124,55	298,93	9,39	93,91	139,39	0	139,393	2713,645
6	8,05	18,07	0	0	0,462	0,887	283,65	0	130,92	251,64	10,08	100,80	117,34	0	117,339	2376,906
7	8,05	13,47	0	0	0,538	0,843	211,45	0	113,86	178,17	11,19	111,91	83,08	0	83,084	1771,827
8	4,03	6,7	0	0	0,615	0,788	52,59	0	32,36	41,45	6,40	63,96	19,33	0	19,329	440,655

Kss	3,87628454
Kas	2,58917377

Calcule de stabilité pour le cas de fin construction (talus aval R=73.47m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	Pi	(N-Pi)*tgf	a*Gn*dn
-3	4,898	3,05	0	0,25	-0,25	0,97	29,13	2,388	-7,880	30,518	5,150	51,501	14,087	0	14,087	245,656
-2	7,347	6,01	0	1,91	-0,17	0,99	86,10	27,364	-18,911	111,880	7,511	75,111	50,490	0	50,490	884,362
-1	7,347	8,98	0	2,78	-0,08	1,00	128,65	39,828	-14,040	167,895	7,387	73,875	75,819	0	75,819	1313,144
0	7,347	11,95	0	3,03	0,00	1,00	171,20	43,410	0,000	214,613	7,347	73,470	97,372	0	97,372	1672,695
2	7,347	14,92	0	2,5	0,17	0,99	213,75	35,817	41,595	246,080	7,387	73,875	112,549	0	112,549	1945,150
3	7,347	17,88	0	1,19	0,25	0,97	256,16	17,049	68,302	264,534	7,511	75,111	122,326	0	122,326	2129,393
4	7,347	19,95	0	0	0,33	0,94	285,82	0,000	95,272	269,471	7,725	77,251	125,656	0	125,656	2227,655
5	7,347	19,94	0	0	0,42	0,91	285,67	0,000	119,031	259,694	8,042	80,423	121,097	0	121,097	2226,538
6	7,347	18,94	0	0	0,50	0,87	271,35	0,000	135,673	234,993	8,484	84,836	109,579	0	109,579	2114,877
7	7,347	16,74	0	0	0,58	0,81	239,83	0,000	139,900	194,796	9,081	90,814	90,835	0	90,835	1869,220
8	3,6735	5,71	0	0	0,67	0,75	40,90	0,000	27,268	30,487	4,943	49,432	14,216	0	14,216	318,795

Kss	2,96774743
Kas	2,12971198

Calcul de stabilité pour le cas de fin construction (talus aval R=68.31 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang ϕ	Pi	(N-Pi)*tgf	a*Gn*dn
-1	4,554	2,29	0	0	0,091	0,996	20,336	0	-1,849	20,252	4,656	46,557	9,444	0	9,444	160,816
0	6,831	5,52	0	0	0,000	1,000	73,529	0	0,000	73,529	6,869	68,686	34,287	0	34,287	581,466
1	6,831	8,33	0	0	0,091	0,996	110,959	0	10,087	110,500	6,831	68,310	51,527	0	51,527	877,467
2	6,831	10,27	0	0	0,182	0,983	136,801	0	24,873	134,521	6,869	68,686	62,728	0	62,728	1081,822
3	6,831	11,52	0	0	0,273	0,962	153,452	0	41,850	147,634	6,984	69,836	68,843	0	68,843	1213,495
4	6,831	11,86	0	0	0,364	0,932	157,981	0	57,447	147,165	7,183	71,825	68,624	0	68,624	1249,310
5	6,831	11,57	0	0	0,455	0,891	154,118	0	70,053	137,276	7,477	74,775	64,013	0	64,013	1218,762
6	6,831	10,2	0	0	0,545	0,838	135,869	0	74,110	113,877	7,888	78,878	53,102	0	53,102	1074,449
7	6,831	7,55	0	0	0,636	0,771	100,569	0	63,999	77,578	8,444	84,436	36,175	0	36,175	795,303
8	3,4155	3,22	0	0	0,727	0,686	21,446	0	15,597	14,719	4,596	45,960	6,864	0	6,864	169,594

Kss	3,13940846
Kas	2,22631323

Calcul de stabilité pour le cas de fin construction (talus aval R=58.14 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang ϕ	Pi	(N-Pi)*tgf	a*Gn*dn
-4	3,876	1,85	0	0	-0,286	0,958	13,98	0,00	-4,00	13,40	4,24	42,43	6,25	0	6,248	84,685
-3	5,814	6,42	0	0	-0,214	0,977	72,79	0,00	-15,60	71,09	6,11	61,13	33,15	0	33,152	440,818
-2	5,814	8,69	0	1,58	-0,143	0,990	98,52	17,91	-16,63	115,24	5,94	59,44	52,63	0	52,633	705,171
-1	5,814	11,02	0	2,55	-0,071	0,997	124,94	28,91	-10,99	153,45	5,85	58,46	69,76	0	69,761	931,760
0	5,814	13,38	0	2,97	0,000	1,000	151,69	33,67	0,00	185,36	5,81	58,14	84,34	0	84,340	1122,644
1	5,814	15,7	0	2,73	0,071	0,997	178,00	30,95	14,92	208,41	5,85	58,46	95,26	0	95,262	1265,463
2	5,814	18,04	0	1,69	0,143	0,990	204,52	19,16	31,95	221,39	5,94	59,44	102,06	0	102,055	1354,725
3	5,814	20,38	0	0	0,214	0,977	231,05	0,00	49,51	225,69	6,11	61,13	105,24	0	105,240	1399,356
4	5,814	21,13	0	0	0,286	0,958	239,56	0,00	68,44	229,57	6,36	63,64	107,05	0	107,051	1450,854
5	5,814	20,53	0	0	0,357	0,934	232,75	0,00	83,13	217,40	6,71	67,13	101,38	0	101,377	1409,656
6	5,814	19,17	0	0	0,429	0,904	217,34	0,00	93,14	196,36	7,19	71,86	91,57	0	91,566	1316,274
7	5,814	16,7	0	0	0,500	0,866	189,33	0,00	94,67	163,97	7,82	78,24	76,46	0	76,459	1146,676
8	5,814	12,15	0	0	0,571	0,821	137,75	0,00	78,71	113,04	8,69	86,89	52,71	0	52,713	834,258
9	2,907	5,73	0	0	0,809	0,588	32,48	0,00	26,28	19,09	4,95	49,46	8,90	0	8,903	196,720

Kss	3,75586927
Kas	2,55683361

Calcul de stabilité pour le cas de fin construction (talus aval R=52.94 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang ϕ	Pi	(N-Pi)*tgf	a*Gn*dn
-3	3,53	4,42	0	0	-0,214	0,977	30,419	0	-6,518	29,713	3,711	37,110	13,855	0	13,855	170,652
-2	5,29	8,14	0	0	-0,143	0,990	84,032	0	-12,005	83,170	5,412	54,123	38,783	0	38,783	471,418
-1	5,29	11,2	0	0	-0,071	0,997	115,621	0	-8,259	115,326	5,323	53,232	53,777	0	53,777	648,634
0	5,29	13,7	0	0	0,000	1,000	141,429	0	0,000	141,429	5,294	52,940	65,950	0	65,950	793,418
1	5,29	15,68	0	0	0,071	0,997	161,869	0	11,562	161,456	5,323	53,232	75,288	0	75,288	908,087
2	5,29	17,14	0	0	0,143	0,990	176,941	0	25,277	175,127	5,412	54,123	81,663	0	81,663	992,641
3	5,29	17,99	0	0	0,214	0,977	185,716	0	39,796	181,402	5,566	55,664	84,589	0	84,589	1041,868
4	5,29	18,27	0	0	0,286	0,958	188,607	0	53,888	180,745	5,795	57,950	84,283	0	84,283	1058,084
5	5,29	18,05	0	0	0,357	0,934	186,336	0	66,548	174,047	6,113	61,130	81,159	0	81,159	1045,343
6	5,29	16,7	0	0	0,429	0,904	172,399	0	73,885	155,764	6,544	65,437	72,634	0	72,634	967,159
7	5,29	14,4	0	0	0,500	0,866	148,656	0	74,328	128,739	7,124	71,238	60,032	0	60,032	833,957
8	5,29	12,05	0	0	0,571	0,821	124,396	0	71,083	102,086	7,912	79,118	47,603	0	47,603	697,860
9	5,29	10,67	0	0	0,643	0,766	110,150	0	70,810	84,373	9,007	90,067	39,344	0	39,344	617,939
10	2,65	4,78	0	0	0,714	0,700	24,673	0	17,623	17,267	5,294	52,940	8,052	0	8,052	138,414

Kss	3,42508872
Kas	2,44041356

Calcul de stabilité pour le cas de fonctionnement normal (talus aval R=80.50 m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	$T=Gn*\sin \alpha$	$N=Gn*\cos \alpha$	dli	C*dli	N*tang ϕ	Pi	(N-Pi)*tgf	a*Gn*dn
-4	4,03	0	0,7	0	-0,308	0,951	5,776	0	-1,777	5,496	4,406	44,059	2,563	3,084	1,125	48,400
-3	8,05	0,81	3,39	0	-0,231	0,973	68,658	0	-15,844	66,805	8,464	84,643	31,152	28,694	17,772	575,330
-2	8,05	4,05	5,17	0	-0,154	0,988	148,893	0	-22,907	147,120	8,230	82,298	68,603	42,548	48,763	1247,662
-1	8,05	7,31	6,12	0	-0,077	0,997	215,744	0	-16,596	215,105	8,094	80,943	100,305	49,537	77,205	1807,849
0	8,05	10,51	6,5	0	0,000	1,000	272,247	0	0,000	272,247	8,050	80,500	126,951	52,325	102,551	2281,321
1	8,05	13,79	5,55	0	0,077	0,997	308,057	0	23,697	307,145	8,094	80,943	143,224	44,924	122,276	2581,398
2	8,05	17,03	4,07	0	0,154	0,988	334,494	0	51,461	330,511	8,230	82,298	154,120	33,495	138,501	2802,923
3	8,05	20,28	1,68	0	0,231	0,973	346,070	0	79,862	336,729	8,464	84,643	157,019	14,220	150,388	2899,924
4	8,05	21,85	0	0	0,308	0,951	342,990	0	105,536	326,351	8,812	88,118	152,180	0,000	152,180	2874,122
5	8,05	20,63	0	0	0,385	0,923	323,839	0	124,554	298,929	9,391	93,914	139,393	0,000	139,393	2713,645
6	8,05	18,07	0	0	0,462	0,887	283,654	0	130,917	251,635	10,080	100,797	117,339	0,000	117,339	2376,906
7	8,05	13,47	0	0	0,538	0,843	211,445	0	113,855	178,174	11,191	111,908	83,084	0,000	83,084	1771,827
8	5,37	6,7	0	0	0,615	0,788	70,116	0	43,148	55,267	8,528	85,277	25,771	0,000	25,771	587,540

Kss	3,69649456
Kas	2,47168583

Calcul de stabilité pour le cas de fonctionnement normal (talus aval R=73.47m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang ϕ	Pi	(N-Pi)*tgf	a*Gn*dn
-3	3,674	2,01	0,25	0	-0,250	0,968	16,281	0	-4,070	15,764	3,863	38,625	7,351	0,966	6,901	126,894
-2	7,347	3,65	1,91	0	-0,167	0,986	81,059	0	-13,510	79,926	7,511	75,111	37,270	14,346	30,580	631,777
-1	7,347	5,58	2,78	0	-0,083	0,997	121,813	0	-10,151	121,390	7,387	73,875	56,605	20,537	47,028	949,413
0	7,347	8,05	3,03	0	0,000	1,000	160,965	0	0,000	160,965	7,347	73,470	75,059	22,261	64,679	1254,565
1	7,347	10,15	2,5	0	0,083	0,997	183,069	0	15,256	182,432	7,511	75,111	85,069	18,778	76,313	1426,839
2	7,347	12,33	1,19	0	0,167	0,986	194,571	0	32,428	191,849	7,725	77,251	89,461	9,193	85,174	1516,483
3	7,347	14,37	0	0	0,250	0,968	205,874	0	51,468	199,337	8,042	80,423	92,952	0,000	92,952	1604,582
4	7,347	16,75	0	0	0,333	0,943	239,971	0	79,990	226,247	8,484	84,836	105,501	0,000	105,501	1870,337
5	7,347	18,15	0	0	0,417	0,909	260,029	0	108,345	236,382	9,081	90,814	110,227	0,000	110,227	2026,664
6	7,347	20,55	0	0	0,500	0,866	294,413	0	147,206	254,969	9,886	98,864	118,894	0,000	118,894	2294,652
7	7,347	19,6	0	0	0,583	0,812	280,802	0	163,801	228,077	10,980	109,799	106,354	0,000	106,354	2188,573
8	4,898	11,56	0	0	0,667	0,745	110,411	0	73,607	82,295	8,333	83,330	38,375	0,000	38,375	860,541

Kss	2,86245594
Kas	2,11432953

Calcul de stabilité pour le cas de fonctionnement normal (talus aval R=68.31m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	Pi	(N-Pi)*tgø	a*Gn*dn
-1	3,416	2,29	0	0	-0,100	0,995	15,252	0	-1,525	15,175	3,434	34,343	7,076	0,000	7,076	120,612
0	6,831	5,52	0	0	0,000	1,000	73,529	0	0,000	73,529	6,831	68,310	34,287	0,000	34,287	581,466
1	6,831	8,33	0	0	0,100	0,995	110,959	0	11,096	110,403	6,869	68,686	51,482	0,000	51,482	877,467
2	6,831	10,27	0	0	0,200	0,980	136,801	0	27,360	134,037	6,984	69,836	62,503	0,000	62,503	1081,822
3	6,831	11,52	0	0	0,300	0,954	153,452	0	46,035	146,383	7,183	71,825	68,260	0,000	68,260	1213,495
4	6,831	11,86	0	0	0,400	0,917	157,981	0	63,192	144,792	7,477	74,775	67,517	0,000	67,517	1249,310
5	6,831	11,57	0	0	0,500	0,866	154,118	0	77,059	133,470	7,888	78,878	62,238	0,000	62,238	1218,762
6	6,831	10,2	0	0	0,600	0,800	135,869	0	81,521	108,695	8,444	84,436	50,685	0,000	50,685	1074,449
7	6,831	7,55	0	0	0,700	0,714	100,569	0	70,399	71,821	9,192	91,920	33,491	0,000	33,491	795,303
8	4,554	3,22	0	0	0,800	0,600	28,595	0	22,876	17,157	6,806	68,058	8,000	0,000	8,000	226,126

Kss	2,90595338
Kas	2,21763419

Calcul de stabilité pour le cas de fonctionnement normal (talus aval R=58.14m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang ϕ	Pi	(N-Pi)*tg ϕ	a*Gn*dn
-4	2,907	2,01	0	0,69	-0,286	0,958	11,39	3,91	-4,37	14,67	3,18	31,82	6,61	2,20	5,58	92,70
-3	5,814	3,65	0	2,88	-0,214	0,977	41,38	32,65	-15,86	72,31	6,11	61,13	31,73	17,61	23,52	448,37
-2	5,814	5,58	0	5,19	-0,143	0,990	63,26	58,84	-17,44	120,85	5,94	59,44	52,73	30,85	38,34	739,50
-1	5,814	8,05	0	6,79	-0,071	0,997	91,27	76,98	-12,02	167,82	5,85	58,46	73,47	39,69	54,96	1018,96
0	5,814	10,15	0	7,73	0,000	1,000	115,07	87,64	0,00	202,71	5,81	58,14	89,07	44,94	68,11	1227,70
1	5,814	12,33	0	8,04	0,071	0,997	139,79	91,15	16,50	230,35	5,85	58,46	101,75	47,00	79,83	1398,67
2	5,814	14,37	0	7,73	0,143	0,990	162,92	87,64	35,79	247,98	5,94	59,44	110,23	45,95	88,81	1517,46
3	5,814	16,75	0	6,76	0,214	0,977	189,90	76,64	57,12	260,35	6,11	61,13	116,74	41,33	97,47	1614,27
4	5,814	18,15	0	5,19	0,286	0,958	205,77	58,84	75,60	253,58	6,36	63,64	114,74	33,03	99,33	1602,60
5	5,814	20,55	0	3,69	0,357	0,934	232,98	41,83	98,15	256,69	6,71	67,13	117,26	24,77	105,71	1664,40
6	5,814	19,6	2,61	0	0,429	0,904	253,17	0,00	108,50	228,74	7,19	71,86	106,66	18,76	97,92	1533,28
7	5,814	11,56	6,42	0	0,500	0,866	207,20	0,00	103,60	179,44	7,82	78,24	83,68	50,23	60,25	1254,91
8	5,814	10,09	5,09	0	0,571	0,821	174,76	0,00	99,86	143,42	8,69	86,89	66,88	44,23	46,25	1058,44
9	3,876	8,74	2,06	0	0,643	0,766	82,35	0,00	52,94	63,08	6,59	65,94	29,41	13,58	23,08	498,73

Kss	2,95959492
Kas	2,04049364

Calcul de stabilité pour le cas de fonctionnement normal (talus aval R=52.94m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang ϕ	Pi	(N-Pi)*tgf	a*Gn*dn
-3	2,65	2,01	0	0,69	-0,214	0,977	10,37	3,56	-2,99	13,61	2,90	28,98	6,13	2,00	5,20	78,18
-2	5,29	3,65	0	2,88	-0,143	0,990	37,68	29,73	-9,63	66,72	5,41	54,12	29,28	15,59	22,01	378,18
-1	5,29	5,58	0	5,19	-0,071	0,997	57,60	53,58	-7,94	110,90	5,32	53,23	48,38	27,63	35,50	623,73
0	5,29	8,05	0	6,79	0,000	1,000	83,10	70,10	0,00	153,20	5,29	52,94	67,07	35,95	50,31	859,44
1	5,29	10,15	0	7,73	0,071	0,997	104,78	79,80	13,18	184,11	5,32	53,23	80,89	41,15	61,71	1035,50
2	5,29	12,33	0	8,04	0,143	0,990	127,29	83,00	30,04	208,13	5,41	54,12	91,94	43,51	71,64	1179,70
3	5,29	14,37	0	7,73	0,214	0,977	148,35	79,80	48,89	222,85	5,57	55,66	99,06	43,03	79,00	1279,89
4	5,29	16,75	0	6,76	0,286	0,958	172,92	69,79	69,34	232,58	5,80	57,95	104,29	39,17	86,02	1361,55
5	5,29	18,15	0	5,19	0,357	0,934	187,37	53,58	86,05	225,06	6,11	61,13	101,83	31,73	87,03	1351,71
6	5,29	20,55	0	3,69	0,429	0,904	212,14	38,09	107,24	226,09	6,54	65,44	103,28	24,15	92,02	1403,83
7	5,29	0	0	0	0,500	0,866	0,00	0,00	0,00	0,00	7,12	71,24	0,00	0,00	0,00	0,00
8	5,29	0	0	0	0,571	0,821	0,00	0,00	0,00	0,00	7,91	79,12	0,00	0,00	0,00	0,00
9	5,29	0	0	0	0,643	0,766	0,00	0,00	0,00	0,00	8,60	85,99	0,00	0,00	0,00	0,00
10	3,53	0	0	0	0,714	0,700	0,00	0,00	0,00	0,00	6,66	66,60	0,00	0,00	0,00	0,00

Kss	4,27954041
Kas	2,7791382

Calcul de stabilité pour le cas de vidange rapide (talus amont R=91.5m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang ϕ	Pi	(N-Pi)*tg ϕ	a*Gn*dn
-3	6,100	0	0	1,99	-0,250	0,968	0,00	23,67	-5,92	22,92	6,41	64,14	9,26	0	9,260	228,435
-2	9,15	0	0	4,34	-0,167	0,986	0,00	77,44	-12,91	76,35	9,35	93,54	30,85	0	30,849	747,293
-1	9,15	2,95	0	5,8	-0,083	0,997	52,64	103,49	-13,01	155,58	9,20	92,00	66,12	0	66,125	1506,639
0	9,15	6,64	0	6,29	0,000	1,000	118,47	112,23	0,00	230,70	9,15	91,50	100,59	0	100,589	2226,381
1	9,15	10,33	0	5,83	0,083	0,997	184,31	104,02	24,03	287,33	9,20	92,00	127,53	0	127,529	2782,546
2	9,15	13,97	0	4,47	0,167	0,986	249,26	79,76	54,84	324,41	9,35	93,54	146,38	0	146,379	3175,133
3	9,15	17,7	0	2,11	0,250	0,968	315,81	37,65	88,36	342,24	9,62	96,21	157,32	0	157,317	3411,030
4	9,15	20,16	0	0	0,333	0,943	359,70	0,00	119,90	339,13	10,02	100,16	158,14	0	158,140	3471,295
5	9,15	19,26	0	0	0,417	0,909	343,65	0,00	143,19	312,40	10,67	106,75	145,67	0	145,672	3316,327
6	9,15	16,95	0	0	0,500	0,866	302,43	0,00	151,22	261,91	11,46	114,57	122,13	0	122,132	2918,574
7	9,15	12,82	0	0	0,583	0,812	228,74	0,00	133,43	185,79	12,72	127,20	86,64	0	86,636	2207,441
8	4,575	6,16	0	0	0,667	0,745	54,95	0,00	36,64	40,96	7,27	72,70	19,10	0	19,100	530,337

Kss	2,60527413
Kas	2,2920013

Calcul de stabilité pour le cas de vidange rapide (talus amont R=86.07m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	Pi	(N-Pi)*tgf	a*Gn*dn
-2	5,738	1,75	0	0,62	-0,182	0,983	19,581	6,937	-4,821	26,076	5,866	58,662	11,735	0	11,735	250,565
-1	8,607	5,2	0	2,06	-0,091	0,996	87,275	34,574	-11,077	121,345	8,654	86,544	54,440	0	54,440	1151,330
0	8,607	8,67	0	2,55	0,000	1,000	145,514	42,798	0,000	188,313	8,607	86,070	85,146	0	85,146	1779,328
1	8,607	12,14	0	2,26	0,091	0,996	203,754	37,931	21,971	240,684	8,654	86,544	109,880	0	109,880	2283,629
2	8,607	15,61	0	1,07	0,182	0,983	261,993	17,959	50,900	275,285	8,799	87,993	127,268	0	127,268	2645,204
3	8,607	18,03	0	0	0,273	0,962	302,609	0,000	82,530	291,138	9,050	90,499	135,760	0	135,760	2859,294
4	8,607	18,25	0	0	0,364	0,932	306,302	0,000	111,382	285,333	9,422	94,215	133,053	0	133,053	2894,183
5	8,607	17,66	0	0	0,455	0,891	296,399	0,000	134,727	264,010	9,939	99,385	123,110	0	123,110	2800,617
6	8,607	15,58	0	0	0,545	0,838	261,489	0,000	142,631	219,165	10,639	106,388	102,198	0	102,198	2470,760
7	8,607	11,92	0	0	0,636	0,771	200,061	0,000	127,312	154,325	11,582	115,819	71,963	0	71,963	1890,337
8	4,3035	5,87	0	0	0,727	0,686	49,260	0,000	35,825	33,810	6,431	64,315	15,766	0	15,766	465,448

Kss	2,21151333
Kas	2,06866168

Calcul de stabilité pour le cas de vidange rapide (talus amont R=78.19m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tangø	Pi	(N-Pi)*tgf	a*Gn*dn
-1	5,213	2,88	0	0	-0,100	0,995	29,274	0	-2,927	29,128	5,241	52,414	13,582	0	13,582	263,574
0	7,819	6,87	0	0	0,000	1,000	104,747	0	0,000	104,747	7,819	78,190	48,844	0	48,844	943,102
1	7,819	9,93	0	0	0,100	0,995	151,403	0	15,140	150,644	7,994	79,937	70,247	0	70,247	1363,174
2	7,819	12,28	0	0	0,200	0,980	187,234	0	37,447	183,451	8,221	82,214	85,545	0	85,545	1685,778
3	7,819	13,82	0	0	0,300	0,954	210,714	0	63,214	201,009	8,559	85,590	93,732	0	93,732	1897,187
4	7,819	14,5	0	0	0,400	0,917	221,082	0	88,433	202,625	9,029	90,286	94,486	0	94,486	1990,536
5	7,819	14,22	0	0	0,500	0,866	216,813	0	108,407	187,766	9,665	96,648	87,557	0	87,557	1952,098
6	7,819	12,84	0	0	0,600	0,800	195,772	0	117,463	156,618	10,522	105,215	73,032	0	73,032	1762,654
7	7,819	10,11	0	0	0,700	0,714	154,148	0	107,903	110,083	11,685	116,853	51,333	0	51,333	1387,884
8	3,9095	4,8	0	0	0,800	0,600	36,593	0	29,274	21,956	6,651	66,512	10,238	0	10,238	329,468

Kss	2,06331142
Kas	2,00881112

Calcul de stabilité pour le cas de vidange rapide (talus amont R=62.49m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang ϕ	Pi	(N-Pi)*tgf	a*Gn*dn
-4	4,166	1,28	0	0	-0,286	0,958	10,41	0	-2,974	9,975	4,560	45,603	4,651	0	4,651	65,802
-3	6,249	4,18	0	2,13	-0,214	0,977	50,99	25,955	-16,488	75,156	6,571	65,706	33,467	0	33,467	486,403
-2	6,249	6,7	0	3,68	-0,143	0,990	81,73	44,843	-18,081	125,272	6,389	63,886	55,651	0	55,651	800,123
-1	6,249	9,21	0	4,73	-0,071	0,997	112,34	57,638	-12,142	169,547	6,283	62,834	75,481	0	75,481	1074,556
0	6,249	11,73	0	5,08	0,000	1,000	143,08	61,903	0,000	204,986	6,249	62,490	91,731	0	91,731	1295,838
1	6,249	14,24	0	4,86	0,071	0,997	173,70	59,222	16,637	232,327	6,283	62,834	104,657	0	104,657	1472,440
2	6,249	16,76	0	4,11	0,143	0,990	204,44	50,083	36,360	251,911	6,389	63,886	114,381	0	114,381	1608,986
3	6,249	19,28	0	2,51	0,214	0,977	235,18	30,586	56,949	259,591	6,571	65,706	119,188	0	119,188	1680,054
4	6,249	21,48	0	0	0,286	0,958	262,01	0	74,861	251,092	6,840	68,404	117,086	0	117,086	1656,348
5	6,249	19,99	0	0	0,357	0,934	243,84	0	87,085	227,758	7,216	72,157	106,205	0	106,205	1541,452
6	6,249	17,27	0	0	0,429	0,904	210,66	0	90,283	190,333	7,724	77,242	88,754	0	88,754	1331,710
7	6,249	12,99	0	0	0,500	0,866	158,45	0	79,226	137,224	8,409	84,089	63,989	0	63,989	1001,674
8	6,249	5,64	0	0	0,571	0,821	68,80	0	39,313	56,458	9,339	93,390	26,327	0	26,327	434,907
9	3,1245	3,15	0	0	0,643	0,766	19,21	0	12,351	14,716	5,316	53,157	6,862	0	6,862	121,450

Kss	3,49503994
Kas	2,88192476

Calcul de stabilité pour le cas de vidange rapide (talus amont R=53.87m)

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn Digue	Gn fond	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	N*tang ϕ	Pi	(N-Pi)*tg ϕ	a*Gn*dn
-3	2,694	2,16	0	0	-0,231	0,973	11,35	0	-2,618	11,039	2,832	28,321	5,147	0	5,147	63,945
-2	5,387	5,7	0	0	-0,154	0,988	59,88	0	-9,212	59,164	5,507	55,073	27,588	0	27,588	337,488
-1	5,387	8,86	0	0	-0,077	0,997	93,07	0	-7,159	92,795	5,417	54,167	43,271	0	43,271	524,587
0	5,387	11,52	0	0	0,000	1,000	121,01	0	0,000	121,014	5,387	53,870	56,430	0	56,430	682,081
1	5,387	13,47	0	0	0,077	0,997	141,50	0	10,884	141,078	5,417	54,167	65,786	0	65,786	797,537
2	5,387	15,21	0	0	0,154	0,988	159,78	0	24,581	157,874	5,507	55,073	73,618	0	73,618	900,560
3	5,387	16,07	0	0	0,231	0,973	168,81	0	38,956	164,253	5,664	56,642	76,593	0	76,593	951,479
4	5,387	16,73	0	0	0,308	0,951	175,74	0	54,075	167,217	5,897	58,968	77,974	0	77,974	990,557
5	5,387	16,14	0	0	0,385	0,923	169,55	0	65,210	156,503	6,220	62,204	72,979	0	72,979	955,624
6	5,387	15,1	0	0	0,462	0,887	158,62	0	73,209	140,715	6,659	66,587	65,617	0	65,617	894,047
7	5,387	13,33	0	0	0,538	0,843	140,03	0	75,399	117,994	7,249	72,489	55,021	0	55,021	789,248
8	5,387	1,69	0	0	0,615	0,788	17,75	0	10,925	13,993	8,051	80,507	6,525	0	6,525	100,062
9	3,5913	4,22	0	0	0,692	0,722	29,55	0	20,460	21,326	6,110	61,099	9,944	0	9,944	166,573

Kss	3,16322472
Kas	2,75784305