REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

THEME :

ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE à OUED MECHIKEL W.BBA (ETUDE DE STABILITE ET ODC)

Présenté par :

ABD ESSELAM Mohamed.

ATTALAH Ferial.

Proposé et Dirigé par :

Mme. MIR Mouna. (Promotrice).

Melle. MEKLOUCHE Hiba Abir. (Co-Promotrice).

Promotion Septembre 2020

REMERCIEMENT :

Nous tenons d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

En second lieu, nous tenons à remercier notre promotrice Mme. MIR et la co-promotrice Melle. MEKLOUCHE, pour ses précieux conseils.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à tous les professeurs qui nous ont enseigné et qui par leurs compétences nous ont soutenu dans la poursuite de nos études.

A nos familles et nos amis qui par leurs prières et leurs encouragements, on a pu surmonter tous les obstacles.

Enfin, on remercie tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail

Dédicace:

C'est avec un très grand honneur que je dédie mon travail :

A ma très cher mère qui m'avait guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, qui avait été à mes côtés et m'avait soutenir durant toute ma vie, et sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce qui je suis, merci maman.

A mes frère et sœurs : Farouk, Ratiba et Rawnak.

A mes amis: Fella, Malika, Hanane, habiba, Houria, Djazia, Chahra, Bassma et Razika.

A toute ma famille.

A mon ami et frère mohamed qui m'avait supporté durant ces 5 ans d'études universitaires.

A tous mes collègues de Promotion 2019-2020.

A tous les gens et agents dans le barrage de GHERIB spécialement pour : ammi m'hamed, rachid et monsieur le directeur du barrage.

A monsieur l'ingénieur MOUSSAOUI Azzeddine pour Ses précieux conseils et son aide durant toute la période du travail, nous voudrions également lui témoigner notre gratitude pour sa patience et son soutien afin de mener notre formation à bon port.

En fin, je remercie notre promotrice Mme. MIR et la co-promotrice Melle. MEKKLOUCHE.

« FERIAL »

Dédicace:

C'est avec un très grand honneur que je dédie mon travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui avait été à mes côtés et m'avait soutenir durant toute ma vie, et mon père qui avait sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce qui je suis, merci mes parents.

A mes très chers frères et sœurs qui ont m'encourager, ils sont la seul raison qui ma ramener ici aujourd'hui : Ahmed, Abdelkader, Fatima zahra, kheira, Fatiha, Rabia, Linda.

A toutes mes familles : Hassini et Abdesselam.

A Bouayad H, qui m'avait supporté et aider durant tous les moments difficiles.

A tous mes amis : Kamel, noureddine, Mouadh, Houcine, Chahra, bessma et razika.

A tous les gens et agents dans le barrage de GHERIB spécialement pour : ammi m'hamed, rachid et monsieur le directeur du barrage.

A monsieur l'ingénieur MOUSSAOUI Azzeddine pour Ses précieux conseils et son aide durant toute la période du travail, nous voudrions également lui témoigner notre gratitude pour sa patience et son soutien afin de mener notre formation à bon port, je ne vais jamais oublier ce que vous avez fait pour nous.

A ma sœur et amie FERIAL qui m'avait supporté durant ces 5 ans d'études universitaires.

A tous mes collègues de promotion du 2019-2020, spécialement pour Salah fridjet et Ibrahim ghazali.

En fin, je remercie notre promotrice Mme. MIR et la co-promotrice Melle. MEKKLOUCHE.

« MOHAMED »

الملخص:

إن المناخ الشبه جاف لولاية برج بوعريريج بالتحديد في بلدية خليل، و قلة التساقط خاصة خلال فصل الصيف مع الاستغلال العشوائي للمياه سبب الكثير من الخسائر في مجال الفلاحة، مما اضطرنا للتفكير في بناء سد ذو سعة صغيرة لتغطية حاجيات الفلاحين، فبعد تحليل المعطيات المقدمة من طرف الوكالة الوطنية للموارد المائية توصلنا الى أن المنحدرات التي تتدفق عبرها مياه واد مشيكل تشكل حوضا مناسبا لبناء سد ترابي و هو ما أثبتته لاحقا الدراسات الجيولوجية، الهيدرولوجية و الجيوتقنية. و على هذا الأساس تم إنجاز هذه المذكرة التي تحتوي الدراسة الكاملة لمدى قابلية الموقع المختار لاستقبال هذا المشروع بحيث تم التركيز على مدى مقاومة السد لمختلف آليات الانهيار مع الأخذ بعين الاعتبار الجانبين الاقتصادي و الأمني.

Résumé:

Le climat semi-aride de l'Etat de BORDJ BOU ARRERIDJ dans la commune de KHELIL exactement, et le manque de précipitations, notamment pendant la saison estivale, avec l'exploitation aléatoire de l'eau, ont causé de gros pertes dans le domaine de l'agriculture, ce qui nous a obligé à penser de construire une retenue collinaire pour assurer les besoins de agriculteurs. Après avoir analysé les données fournies par l'Agence National des Ressources Hydrauliques ANRH, on a constaté que les pentes à travers lesquelles coulent les eaux d'Oued Mechikel, forment un bassin approprié pour la construction d'un barrage en terre, ce qui a été prouvé plus tard par des études géologiques, hydrologiques et géotechniques. Sur cette base, on a fait ce mémoire qui contient une étude complète de la viabilité du site choisi pour accueillir ce projet. En se concentrant sur l'ampleur de la résistance du barrage aux différents mécanismes de rupture, en tenant compte des aspects technico-économiques et sécuritaires.

Abstract:

The sub-arid climate of the state of BORDJ BOU ARRERIDJ, in the common of KHELIL exactly, and the lack of rainfall, especially during the summer season, with the random exploitation of water, have caused great losses in the field of agriculture, which forced us to think about building a dam with a small capacity to cover the needs of the farmers. After analyzing the data provided by the National Agency for Hydraulic Resources, we found that the slopes through which the waters of Oued Mechikel flow, forms a suitable basin for the construction of an earth dam, which has been proven later by geological, hydrological and geotechnical studies. On this basis, we made this report which contains a complete study of the viability of the site chosen to host this project. By focusing on how much the dam would resist against failure mechanisms, taking in consideration the economic and security aspects.

SOMMAIRE

LISTE DE FIGURES
LISTE DES TABLES
INTRODUCTION GENERALE 2
ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE
Introduction 5
1. Historique des barrages 5
2. Les types des barrages 6
2.1 Barrage en Béton 6
2.1.1 Barrage poids 6
2.1.2 Le barrage-voûte 6
2.1.3 Le barrage à contreforts 7
2.2 Barrage en terre 7
2.2.1 Les barrages en terre homogènes 7
2.2.2 Les barrages en terre à noyau étanche 7
2.2.3 Les barrages en terre à masque amont 8
3. Les principaux composants d'un barrage en terre 8
4. Utilisation des barrages 10
5. Pathologies des barrages 10
5.1 Les causes de ruptures 11
5.1.1 Problèmes techniques 11
5.1.2 Causes naturelles 11
5.1.3 Causes humaines 11
5.2 Types de ruptures 11
5.2.1 Rupture d'ensemble 11
5.2.1.1 Rupture d'ensemble à partir du parement aval 12
5.2.1.2 Rupture d'ensemble à partir du parement amont 12
5.2.2 Rupture par surverse 13
5.2.3 Rupture par érosion interne (renard hydraulique) 13
5.2.4 Rupture par érosion externes et affouillement 14
5.2.5 Liquéfaction de la digue ou des terrains de fondation 15
5.3 Les accidents les plus graves 16
6. Choix de site d'un barrage 18
6.1 Etude topographique 18
6.2 Choix de l'axe du barrage 19
6.3 Quelques études géologiques, géotechniques et hydrauliques 20
6.3.1 Etudes géologiques et géotechniques d'APS (Avant-Projet Sommaire) 20
6.3.2 Etudes géologiques et géotechniques d'APD (Avant-Projet Détaillée) 22
6.3.3 Etude hydraulique 23
7. Critères de Choix de type de barrage 23
8. Réalisation des barrages 24
9. Durée de vie des barrages 25
Conclusion 26

CHAPITRE I. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE ET ETUDE TOPOGRAPHIQUE

I.1 Généralités 28
I.2 Situation Géométrique 28
I.3 Situation de l'aire d'étude 28
I.4 Documentation Topographique 33
I.5 Caractéristique morphologique de la zone d'étude 33
I.6 Conclusion 34

CHAPITRE II. ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Introduction 36
II.1 Géologie 36
II.1.1 Généralité 36
II.1.2 Géologie régionale 36
II.1.3 Aperçu tectonique 41
II.1.4 Sismicité de la région d'étude 41
II.1.5 Lithologie du site 43
II.1.5.1 Analyse lithologique du site et son assiette 43
II.1.5.2 Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue 43
II.1.6 Hydrogéologie du site 45
II.1.6.1 Hydrogéologie sommaire de la région 45
II.1.6.2 Hydrogéologie du site 45
II.1.6.3 Hydrogéologie de la zone d'emprise de la digue 46
II.1.7 Fondation de la digue et des ouvrages annexes 46
II.1.7.1 Corps de la digue 46
II.1.7.2 Evacuateur de crue 46
II.1.8 Stabilité des versants de la cuvette 47
II.1.9 Les Matériaux de construction de la retenue collinaire 47
II.1.9.1 Matériaux d'étanchéité 47
II.1.9.2 Matériaux Filtres, drains et transitions 47
II.1.9.3 Matériaux pour Rip-rap 47
II.1.10 Conclusion 48
II.2 Géotechnique 49
II.2.1 Généralité 49
II.2.2 Prospection géomécanique du Terrain 51
II.2.3 Prospection géotechnique de laboratoire 51
II.2.3.1 Les Essais de reconnaissance 51
II.2.3.2 Resultats des données géotechniques du terrain et de laboratoire 53
II.2.4 Caracterisriques géotechniques proposées pour le calcul de la stabilité 58
II.2.4.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue 58
II.2.4.2 Materiaux de construction de la digue 60
CONCLUSION 60

CHAPITRE III. ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction 62
III.1 Bassin versant 62
III.1.1 Caractéristique géographiques du bassin versant 62
III.1.2 Caractéristiques géométriques du bassin versant 62
III.1.2.1 Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius 64
III.1.3 Végétation 65
III.1.4 Relief du bassin versant 65
III.1.4.1 Répartition et courbe hypsométrique 65
III.1.4.2 Altitude moyenne du Bassin Versant 66
III.1.4.3 Les indices de pente 67
III.1.5 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant 68
III.1.5.1 Le réseau d'écoulement 68
III.1.5.2 Densité de drainage Dd 70
III.1.5.3 La fréquence des thalwegs d'ordre 1 70
III.1.5.4 Temps de concentration du bassin versant tc 70
III.1.5.5 Vitesse de ruissèlement 71
III.1.5.6 Profil en long du cours d'eau principal 71
III.1.5.7 Pente moyenne du cours d'eau principal Ic 72
III.2 Données climatologiques 73
III.2.1 Température 73
III.2.2 Evaporation 73
III.2.3 Vitesse du vent 73
III.2.4 Pluviométrie 73
III.2.4.1 Stations et données disponibles 73
III.2.4.2 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin 74
III.2.4.3 Précipitations maximales journalières 75
III.2.4.3.1 Homogénéité de la série 75
III.3 Ajustement des pluies journalières maximales 76
III.3.1 Choix de la loi d'ajustement 76
III.3.1.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL 77
III.3.1.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi log-normale 78
III.3.2 Pluies de courte durée 80
III.4 APPORTS LIQUIDES 84
III.4.1 Apports moyens annuels 84
III.4.1.1 Formules empiriques 84
III.4.1.2 Méthode d'analogie 85
III.4.2 Caractéristiques de l'écoulement 86
III.4.2.1 Lame d'eau écoulée 86
III.4.2.2 Coefficient de l'écoulement 86
III.4.2.3 Module spécifique 86
III.4.3 Coefficient de variation 86
III.4.4 Apports fréquentiels 87
III.5 Les crues 89
III.5.1 La méthode d'analogie 89
III.5.2 Les formules empiriques 91

III.6 Hydrogramme de crue 92
III.6.1 Détermination des Hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovski 92
III.7 Choix de la crue 95
III.8 les apports solides 96
III.8.1 Les apports solides en suspension 96
III.8.2 Transport solide par charriage 97
III.8.3 Le volume mort de la retenue 97
III.9 Régularisation des débits 97
III.9.1 Courbes caractéristiques «Hauteurs – Capacités - Surfaces» 97
III.9.2 Répartition mensuel de l'apport 80% 99
III.9.3 Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation 99
III.9.4 Evaluation des pertes 99
III.9.4.1 Pertes par évaporation 99
III.9.4.2 Pertes par infiltration 99
III.9.5 Calcul du volume utile 99
III.9.5.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes 99
III.9.5.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) 100
III.9.6 Laminage des crues 102
III.9.6.1 Description du phénomène 102
III.9.6.2 Principe de calcul 102
III.9.6.2.1 La méthode de Muskingum : 102
III.9.6.2.2 La méthode de X0 ou EIER : 107
Conclusion 109

CHAPITRE IV. DIMENSIONNEMENT ET ETUDE DE STABILITE DE LA DIGUE.

Introduction 111
IV.1 Dimensionnement de la digue 111
Introduction 111
IV.1.1 La Revanche 111
IV.1.2 Largeur en crête 112
IV.1.3 Fruits de talus 113
IV.1.4 Calcul des coûts 114
IV.1.4.1 Etude primaire 114
IV.1.4.1.1 Volume de la digue 114
IV.1.4.1.2 Choix de type de la digue 118
IV.1.4.1.2.1 barrage en terre homogène 118
IV.1.4.1.2.2 barrage en terre zoné 122
IV.1.4.1.2.3 Barrage en enrochement a masque en béton 125
IV.1.4.1.3 Résultats final 126

IV.1.4.2 Etude finale 127

IV.1.4.2.1 Calcul de Tassement 127
IV.1.4.2.2 Ligne de saturation 127
IV.1.4.2.3 Calcul des nouvelles dimensions 131
IV.2 Etude de Stabilité de la digue 135
Introduction 135
IV.2.1 Causes d'instabilité 135
IV.2.2 Stabilité de talus de cuvette 135
IV.2.3 Stabilité de talus de la digue 135
IV.2.3.1 Valeurs admissibles de Facteur de sécurité 137
IV.2.3.2 Méthodes d'équilibre limite 138
IV.2.3.3 Etude numérique de stabilité 141
IV.2.3.3 Etude de Cas 143
IV.3 Auscultation des Barrages 153
Introduction 153
IV.3.1 Définition de l'Auscultation 153
IV.3.2 Objectifs de l'auscultation 153
IV.3.3 Eléments à mesurer lors de l'Auscultation 153
IV.3.4 Types d'Auscultation 157
IV.3.5 Auscultation dans le cas d'Etude 158
Conclusion 159

CHAPITRE V. OUVRAGES ANNEXES

Introduction 161
V.1 L'évacuateur des crues 161
V.1.1 Définition 161
V.1.2 Types d'évacuateurs 161
V.1.2.1. Principaux avantages et inconvénients de chaque catégorie 162
V.1.2.2 Quelques exemplaires et commentaires sur des différents types d'évacuateurs 162
V.1.3 Critères de choix de type d'évacuateur 164
V.1.3.1 Choix du tracé de l'axe 164
V.1.4 Les composantes principales de l'évacuateur 164
V.1.5 Choix de la variante 165
V.1.5.1 Caractéristiques de la variante 165
V.1.5.2 Caractéristiques des composantes de l'évacuateur 165
V.2 L'ouvrage de prise d'eau 166
V.2.1 Définition 166
V.2.2 Types des prises d'eau 166
V.2.3 Choix de la variante 167
V.2.3.1 Caractéristiques techniques de chaque partie de l'ouvrage 167
V.3 L'ouvrage de vidange de fond 168
V.3.1 Définition 168
V.3.2 Rôle d'ouvrages de vidange 169

V.3.3 Problèmes d'exploitation des vidanges de fond 169
V.3.3.1 L'alluvionnement - le charriage 169
V.3.3.2 Les vibrations 169
V.3.3.3 L'érosion du lit aval 169
V.3.4 Les éléments constitutifs de l'ouvrage vidange de fond 170
V.4 L'ouvrage de la dérivation provisoire 170
V.4.1 Définition 170
V.4.2 Méthode de construction 170
V.4.3 Choix de la variante 170
V.5 Protection contre l'envasement de la retenue collinaire 171
Conclusion 171

CHAPITRE VI. Organisation De Chantier Et Sécurité De Travail.

Introduction 173
VI.1 Généralités 173
VI.1.1 Définition d'un chantier 173
VI.1.2 Définition de l'organisation de chantier 173
VI.1.3 Objectif de l'organisation des chantiers 173
VI.1.4 Participants à l'acte de construire 173
VI.1.5 Principaux étapes pour réaliser un projet 175
VI.2 Organisation de chantier de cas d'étude 176
VI.2.1 Pièces contractuelles du marché 176
VI.2.2 les installations nécessaires dans le chantier 176
VI.2.3 Moyens nécessaire pour les travaux 176
VI.2.4 Planning des travaux 177
VI.2.4.1 Définition 177
VI.2.4.2 Données nécessaires pour faire le planning 178
VI.2.4.3 Modes de planification 178
VI.2.4.4 planification de chantier 180
VI.3 La sécurité de travail dans le chantier 183
VI.3.1 Introduction 183
VI.3.2 Les équipements adaptés 183
Conclusion 184

CONCLUSION GENERALE 186
LISTE DES REFERENCES
ANNEXES

LISTE DES FIGURES

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE :

Figure 1: Coupe type d'un barrage en poids

Figure 2 : Barrage poids de Grand Dixence.

Figure 3: Coupe type d'un barrage-voûte

Figure 4: Barrage voûte de Moiry, des Forces Motrices de la Gougra.

Figure 5: Coupe type d'un barrage À Contreforts

Figure 6: Barrage à contreforts de Lucendro, Aare-Tessin

Figure 7: Barrage en terre homogène

Figure 8: Barrage a noyau étanche

Figure 9: Barrage a masque amont

Figure 10 : coupe schématique d'un barrage en terre de type zonée

Figure 11 : Rupture d'ensemble à partir du parement aval.

Figure 12 : Rupture d'ensemble à partir du parement amont.

Figure 13 : Rupture par surverse.

Figure 14: Rupture par érosion interne.

Figure 15: Rupture par affouillement.

Figure 16: Rupture par liquéfaction suite au tremblement de terre de Kushiro-Oki, 1983, magnitude 7.8.

Figure 17: Vue sur le barrage de Teton (USA) avant et après rupture.

Figure 18 : Le barrage de Fergoug en 1907 avant la rupture et en déversement.

Figure 19: Le barrage de Fergoug après la catastrophe de 1928, Et après la reconstruction en 1986.

Figure 20 : Schéma d'un bassin versant.

Figure 21 : Caisses de carottes.

Figure 22 : Granulométrie des matériaux constituée dans les barrages.

Figure 23 : Etanchéité d'un barrage en terre.

CHAPITRE I :

Figure I.1 : carte de la localisation de la commune de KHELIL dans la wilaya de Bordj Arreridj.
Figure I.2 : Géolocalisation sur la carte administrative d'Algérie.
Figure I.3 : Localisation de la retenue collinaire.
Figure I.4 : Localisation de la retenue collinaire (Extrait de la carte d'état majeure N°92 échelle 1/50000).

CHAPITRE II :

Figure II.1 : Extrait de la carte géologique de l'Algérie BOUSSELAM à échelle 1/50000.
Figure II.2 : Coupes interprétatives (la carte géologique N° 92 de BOUSSELAM).
Figure II.3*:* Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99(Version 2003).
Figure II.4 : Coupe géologique sur l'axe de la digue (Bureau d'étude).
Figure II.5 : plan de prospection.

CHAPITRE III :

Figure III.1: Bassin versant en courbe de niveau
Figue III.2 : Rectangle équivalent de la retenue collinaire sur oued MECHIKEL.
Figure III.3 : Répartition des surfaces en fonction des altitudes.
Figure III.04: Classification de Schum.
Figure III.5: profil en long du cours d'eau principal.
Figure III.6 : Répartition mensuelle des précipitations.
Figure III.7:Représentation graphique de la loi de GUMBEL.
Figure III.8: Représentation graphique de la loi Log-normale.
Figure III.9 : Représentation graphiques des résultats des pluies de courte durée.
Figure III.10: Représentation graphiques des résultats intensité-Durée-fréquence.
Figure III.11: Série des apports liquides de la station de MAGRAOUA.
Figure III.12: Représentation graphique de la loi normale.
Figure III.13: Répartition mensuelle des apports de 80% au site de la retenue.

Figure III.14 : Série chronologique des crues observées au niveau de la station deMEGRAOUA.

Figure III.15: Représentation graphique de la loilognormale.

Figure III.16: Hydrogrammes des crues probables de la retenue collinaire Oued MECHIKEL.

Figure III.17: Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 100 ans.

Figure III.18: courbes de (Capacité-Hauteur) et (Surface-hauteur)

Figure III.19 : Courbe capacité-hauteur.

Figure III.20 : Courbe hauteur-surface.

Figure III.21 : Courbe surface-volume.

Figure III.22 : Représentation graphique de O=f (2S/T+O)

Figure III.23 : Hydrogramme de crue d'entrée et de sortie pour B=4m.

Figure III.24 : Hydrogramme de crue de l'entrée et de sortie de différentes largeurs.

Figure III.25 : L'abaque de coefficient de laminage.

CHAPITRE IV :

Figure IV.1 : Coupes longitudinale et transversale de 1er cas.

Figure IV.2 : Coupes longitudinale et transversale de 2ème cas.

Figure IV.3 : Coupes longitudinale et transversale de 3ème cas

Figure IV.4 : Coupes longitudinale et transversale de 4ème cas

Figure IV.5 : Coupes longitudinale et transversale de 5ème cas.

Figure IV.6 : surface de couche de protection.

Figure IV.7 : Disposition de système de drainage dans le barrage homogène.

Figure IV.8 : disposition de système de drainage d'un barrage zoné.

Figure IV.9 : Masque en plaques de béton (Barrage GHERIB à AIN EDEFLA).

Figure IV.10 : Ligne de saturation pour barrage homogène sans drain sur sol impermeable

Figure IV.11 : Ligne de saturation d'un barrage à drain horizontale.

Figure IV.12 : Dimensions de 1er modèle.

Figure IV.13 : Dimensions de 2ème modèle.

Figure IV.14 : Différents types de rupture circulaire.

Figure IV.15 : La masse du talus découpé en tranches.

Figure IV.16 : Calcul du facteur de sécurité d'une tranche.

Figure IV.17: Fenêtre de Logiciel de Geostudio 2020.

Figure IV.18 : Fin de Construction, Talus AMONT.
Figure IV.19 : Fin de construction, Talus AVAL.
Figure IV.20 :NNR,talus AMONT
Figure IV.21:NNR, Talus AVAL
Figure IV.22:PHE, Talus AMONT
Figure IV.23:PHE,talus AVAL
Figure IV.24 : Echelle limnimétrique.
Figure IV.25 : Pluviomètre
Figure IV.26 : Fissuromètre.
Figure IV.27 : Station de jaugeage et sonde ultrason.
Figure IV.28 : Mesure de ligne piézométrique.
Figure IV.29 : Cellule de pression interstitielle.

CHAPITRE V :

Figure V.1 :coupe schématisant l'évacuateur de type «vannées de fond ».
Figure V.2 : évacuateur a surface libre.
Figure V.3 : évacuateur de forme de labyrinthe.
Figure V.4 : évacuateur de forme de tulipe.
Figure V.5: Vidange de fond du barrage de Laparan (France).

CHAPITRE VI :

Figure VI.1 : Pelle hydraulique.
Figure VI.2 : Compacteur
Figure VI.3 : Foreuse, sondeuse.
Figure VI.4 : Chargeuse.
Figure VI.5: Planning à barres.
Figure V1.6 : Programmation de chemin critique – Réseaux PERT.

LISTE DES TABLEAUX

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE :

Tableau 1 : Les accidents les plus graves de rupture des barrages.

CHAPITRE I :

Tableau I.1 : situation géométrique de la retenue.

CHAPITRE II :

Tableau II.1 : Coefficients d'accélération.

Tableau II.2 : Essais physiques d'identification et de classification

Tableau II.3 : Essais mécaniques et chimiques

Tableau II.4 : Résultat des essais sur Alluvions

Tableau II.5 : Résultat des essais sur les argiles

Tableau II.6: Résultat des essais.

Tableau II.7: Résultat des essais Proctor normal

Tableau II.8 : Résultats des essais.

Tableau II.9 : Propriétés de calcul.

Tableau II.10 : Paramètres de calcul.

Tableau II.11 : Propriétés de calcul**.**

Tableau II.12 : Paramètres de calcul

CHAPITRE III :

Tableau III.1 : Les paramètres géométrique du bassin versant.

Tableau III.2 : Les dimensions des différentes tranches dans le rectangle équivalent

Tableau III.3 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.

Tableau III.4 : Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau.

Tableau III.5 : Longueurs correspondantes de chaque cours d'eau d'ordre i.

Tableau III.6 : Résultats de calcul par les différentes formules.

Tableau III.7 : Les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.

Tableau III.8 : Les données concernant les températures relèvent toujours de la station de Bordj Bou Arreridj (1980/1988).
Tableau III.9: Evaporation station Bordj Bou Arreridj 1880/1986.
Tableau III.10 : Vitesse moyenne du vent station Bordj Bou Arreridj 1880/1986.
Tableau III.11: Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude.
Tableau III.12: Station pluviométrique de BIR KASDALI.
Tableau III.13 : Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles.
Tableau III.14 : Caractéristique de la série pluviométrique (36 ans).
Tableau III.15 : Les résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL.
Tableau III.16 : Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon.
Tableau III.17 : Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON.
Tableau III.18 : Comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon.
Tableau III.19 : Les pluies maximales journalières pour les différentes périodes de retour.
Tableau III.20: résultat de calcul les pluies de courte durée pour différentes périodes de retour.
Tableau III.21: Tableau Récapitulativedes résultats.
Tableau III.22 : Caractéristiques des deux bassins analogues.
Tableau III.23: récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement.
Tableau III.24: Récapitulatif des résultats du calcul du coefficient de variation.
Tableau III.25: Résultats de l'ajustement rapportés à la loi normale.
Tableau III.26: Comparaison des caractéristiques de la loi log normale et de l'échantillon.
Tableau III.27 : La répartition mensuelle de l'apport annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations.
Tableau III.28 : Série chronologique des crues observées à la station de MEGRAOUA.
Tableau III.29 : Résultats de l'ajustement par la loi lognormale.
Tableau III.30: Les résultats des crues fréquentiels déterminés par les formules empiriques.
Tableau III.31 : Les débits des crues et décrues de crues pour différentes périodes de retour
Tableau III.32 : Crues de projet recommandé.
Tableau III.33 : Récapitulatif du volume annuel moyen.
Tableau III.34 : courbes topographiques et volumétriques.
Tableau III.35 : Répartition mensuel de l'apport.
Tableau III.36: La répartition des besoins.

Tableau III.37: Répartition mensuelle de l'évaporation au site du barrage.

Tableau III.38: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en Hm^3.

Tableau III.39: Régularisation saisonnière en tenir compte des pertes en Hm^3.

Tableau III.40 : L'hydrogramme de l'entrée.

Tableau III.41 : Pour B=4m et Hd= 0--1.6m

Tableau III.42 : Détermination de l'hydrogramme de sortie

Tableau III.43 : le volume forcé pour différentes largeur de B.

Tableau III.44 : Résultats des itérations pour h=1.6 :

Tableau III.45 : Résultats pour différentes charges déversantes.

CHAPITRE IV :

Tableau IV.1 : Résultats de calcul de la revanche.

Tableau IV.2 : Récapitulation des résultats de calcul de la crête.

Tableau IV.3 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Tableau IV.4 : Résultats de calcul de volume de 1^{ER} cas.

Tableau IV.5 : Résultats de calcul de volume de $2^{ème}$ cas.

Tableau IV.6 : Résultats de calcul de volume de $3^{ème}$ cas.

Tableau IV.7 : Résultats de calcul de volume de $4^{ème}$ cas.

Tableau IV.8 : Résultats de calcul de volume de $5^{ème}$ cas.

Tableau IV.9 : LesRésultats finals.

Tableau IV.10 : Caractéristiques dimensionnels de choix adapté:

Tableau IV.11 : les valeurs de C.

Tableau IV.12 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau IV.13 : Caractéristiques dimensionnels de choix adapté

Tableau IV.14: Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage

Tableau IV.15 : Caractéristiques dimensionnels de la digue sélectionné

Tableaux IV.16 :les différents coûts des variantes.

Tableau IV.17: Coordonnées de ligne de saturation dans le cas de NNR sans drains.

Tableau IV.18 : Coordonnées de ligne de saturation dans le cas de PHE sans drains.

Tableau IV.19 : Coordonnées de ligne de saturation dans le cas de NNR avec drains.

Tableau IV.20 : Coordonnées de ligne de saturation dans le cas de PHEavec drains.

Tableau IV.21 :Résultats de calcul pour le 1er modèle.

Tableau IV.22 :Résultats de calcul de 1ere partie.

Tableau IV.23 :Résultats de calcul de 2ème partie.

Tableau IV.24 : Comparaison entre les deux modèles.

Tableau IV.25 : Valeurs admissibles des coefficients de sécurité.

Tableau IV.26 : Résultats récapitulés des Facteurs de sécurité sans drainage.

Tableau IV.27 : Résultats récapitulés des Facteurs de sécurité avec drainage.

Tableau IV.28 : Résultats récapitulés des Facteurs de sécurité dans l'état sismique.

Tableau IV.29 : Instrumentation et contrôles pour les barrages en remblai.

Tableau IV.30 :instruments de mesures des charges et des conditions extérieures.

CHAPITRE V :

Tableau V.1 : Sélection des types d'évacuateurs de crue.

CHAPITRE VI :

Tableau VI.1: Liste des opérations à exécuter et ses Temps de réalisation.

Tableau VI.2 : Planning de construction de la retenue collinaire d'oued MECHIKEL.

Liste des planches :

Planche N° : 01

COUPE GEOLOGIQUE SELON L'AXE DE LA DIGUE

Planche N° : 02

COUPES TRANSVERSALES DES VARIANTES DE LA DIGUE

Planche N° : 03

PLAN TOPOGRAPHIQUE

Planche N° : 04

PLAN D'AMENAGEMENT DE LA RETENUE COLLINAIRE SUR L'OUED MECHIKEL

(COMMUNE DE KHLIL W BBA)

Introduction Générale

Introduction général :

Pour vivre et subsister, l'être humain a été et demeurera toujours un utilisateur de l'eau. En effet, cette matière constitue à la fois une ressource pour l'économie, un élément de la vie et un milieu vivant qui fait partie du patrimoine terrestre.

قال الله تعالى: "و جعلنا من الماء كل شيء حي" صدق الله العظيم.

[***الأنبياء سورة*** - الآية 30] .

L'eau est un élément naturel omniprésent sur la terre. Il existe sous forme de 3 types qu'on peut les considérer comme étant des sources d'eau dans la terre :

- L'eau de surface: sur terre, dans les cours d'eau, les lacs ou les terres humides.
- Les eaux souterraines: omniprésentes dans le sous-sol dans les interstices des particules de roches et de sol, ou dans les crevasses.
- L'eau atmosphérique: présente dans l'atmosphère soit en tant que solide (neige, glace), liquide (pluie) ou gaz (brouillard, brume).

Il est donc nécessaire d'une part d'exploiter ces ressources et de les préserver, ou plutôt de les stocker afin qu'on les retrouver chaque fois que nous en avons besoin. Et d'autre part, une protection contre les inondations doive également être fournie. Pour atteindre ce but, l'homme a créé ce qu'on appelle « Les Barrages ».

Les barrages sont d'une importance capitale dans la dérivation des eaux et la régularisation des débits. Ce sont des ouvrages hydro-géotechnique en cas d'une de rupture peuvent causer des dégâts matériels importantes et parfois même des pertes de vie humaines.

L'édification de cet ouvrage complexe et délicat nécessite, à priori, une analyse minutieuse de plusieurs paramètres intérieurs et extérieurs à l'ouvrage afin de garantir sa sécurité vis-à-vis à la rupture. Son étude a nécessité les phases de : la reconnaissance générale du site, l'analyse des données hydrologiques et hydrauliques, les études géotechniques et les choix des différents matériaux. Le calcul de la stabilité de la digue et surtout sa surveillance tout le long de sa vie sont des taches d'une extrême délicatesse et demandent des moyens colossaux pour prévoir des catastrophes.

Ainsi, d'une manière générale, ce travail proposé comportera :

- Une phase d'étude bibliographique sur les barrages d'une manière générale et la construction des barrages en terre d'une manière spécifique.
- Une étude préliminaire sur la zone d'étude et les données de base du projet à savoir: l'environnement et la topologie, la géologie, et les études géotechnique et hydraulique de site de projet.
- Une phase de dimensionnement et analyse de stabilité de la digue (méthode de bishop).
- Une phase descriptive des ouvrages annexes.
- Et sans oublier l'Organisation Des Chantiers et la sécurité du travail.

Au final, la conclusion générale portera sur une vision exhaustive du travail proposé.

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Introduction:

Un barrage est une barrière qui emprisonne ou retient l'eau d'un cours d'eau, y compris les ruisseaux souterrains. Admis comme un ouvrage d'art, il est fabriqué en béton et pierres, généralement construit dans une gorge du cours d'eau. Les animaux tels que les castors fabriquent des barrages en bois. Des évènements géologiques peuvent créer des barrages naturels. [17]

- ***Définition géotechnique :*** Les barrages sont par définition, des ouvrages hydrauliques qui barrent sur toute la largeur une section d'une vallée et créent ainsi une cuvette artificielle géologiquement étanche. De manières générales et dans la plupart des cas, la hauteur du barrage dépasse le niveau d'eau atteint par les cours d'eau en période de forte crue. [2]
- ***Définition d'une retenue collinaire :*** Les retenues collinaires sont des ouvrages de moyenne et petite stockage de l'eau (quelques dizaines de milliers de m^3), inondant des surfaces de taille modérée (quelques hectares). elles sont remplies par les eaux de surface, les eaux de ruissellement. Elles peuvent être assimilées à des micro-barrages. L'ouvrage, constitué d'une digue en terre compactée, permet de retenir l'eau dans un thalweg et de stocker une part des écoulements d'eaux. Avec un déversoir latéral Ces eaux sont utilisées ensuite dans les domaines de l'irrigation, la protection incendie, les loisirs, la pisciculture et l'eau potable. Ces petits barrages permettent d'accroître les ressources en eau disponibles au cours de l'année. [13][14]

1. Historique des barrages :

➢ **En Egypte : des réalisations pharaoniques :**

Aux environs de 2900 av JC, le Pharaon MENES, aurait dérivé le Nil à Koseish, pour construire sa capitale Memphis qui été submergé par les crues du Nil.

Pareillement le barrage de SADD EL KAFARA, construit sur l'oued Garawi, en environ 2 650-2 645 av JC ; de 12 m de hauteur et de 108 m de longueur consistait en 2 murs de maçonnerie de moellons de 24 m d'épaisseur à la base, enserrant un noyau de terre de 36m d'épaisseur, fut très rapidement ruiné par submersion. [12]

➢ **Les barrages en Algérie :**

L'Algérie connaissait les barrages à l'époque coloniale française, Parmi les barrages qui ont été existé avant 1900:

- le barrage du KEF sur l'oued Tafna.
- le barrage de SAINT-LUCIEN sur l'oued Tlélat.
- le barrage du SIG sur la basse Mekerra et a son amont le barrage de CHEURFAS.
- le barrage de SAINT-AIME sur l'oued Djidiouia.
- le barrage de MEURAD et le barrage de HAMIZ sur Oued Djabroun. [3]

2. Les types des barrages:

Il existe deux types qui se distinguent par rapport aux matériaux utilisés :

-Les barrages en béton.

-Les barrages en remblais (remblais: Masse de terre que l'on déplace pour surélever un terrain ou boucher un trou) qui servent plus à la dérivation d'un cours d'eau. [4]

2.1 Barrage en Béton :

L'avantage du béton est notamment d'autoriser l'édification d'ouvrages plus résistants, dans le cas où on a d'une grande quantité d'eau à stocker. [5]

2.1.1 Barrage poids :

Il a, en principe, dans une coupe verticale, une forme triangulaire. Son poids suffit seul à contenir la poussée de l'eau. [6]

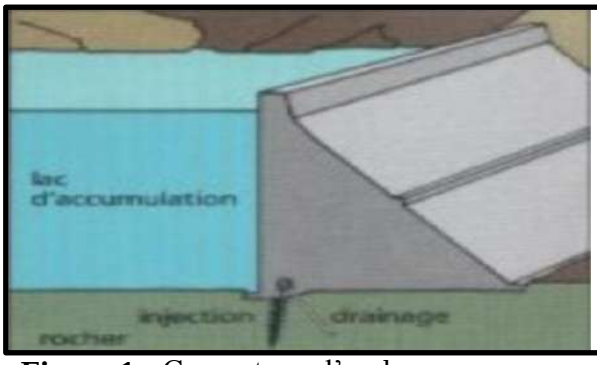


Figure 1 : Coupe type d'un barrage en poids.



Figure 2: Barrage poids de Grand Dixence.

2.1.2 Le barrage-voûte :

C'est un ouvrage particulièrement élégant; en raison de la forme arquée du barrage, horizontalement et verticalement, la poussée de l'eau est reportée sur les flancs de la vallée.[6]

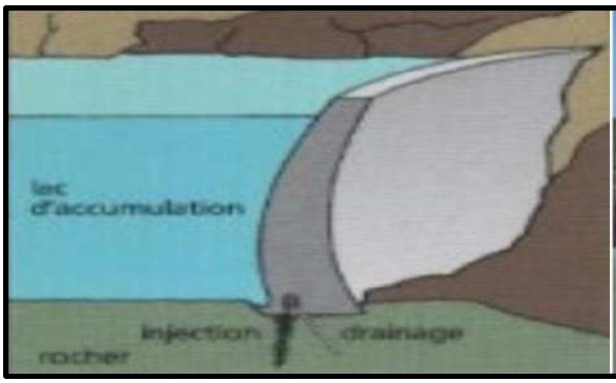


Figure 3: Coupe type d'un barrage-voûte.



Figure 4: Barrage voûte de Moiry, des Forces Motrices de la Gougra.

2.1.3 Le barrage à contreforts :

C'est un grand mur en béton qui s'appuie sur des contreforts en laissant des évidements, économisant ainsi du béton. [6]

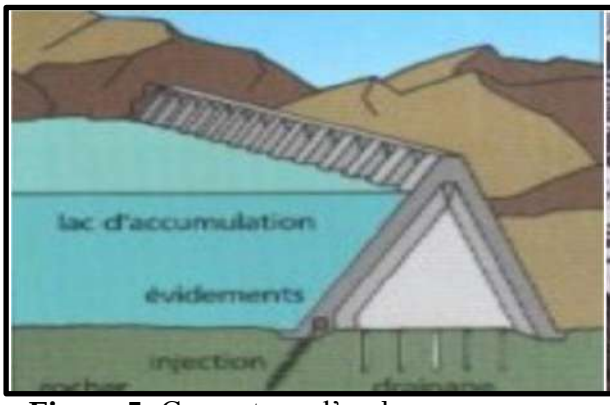


Figure 5: Coupe type d'un barrage À Contreforts.



Figure 6: Barrage à contreforts de Lucendro, Aare-Tessin.

2.2 Barrage en terre :

On appelle barrages en remblais tous les barrages construis avec des matériaux terreux. [7]

2.2.1 Les barrages en terre homogènes :

Ils sont totalement constitués de matériaux fins compactés, Ce matériau doit présenter des caractéristiques permettent de garantir une imperméabilité et une stabilité du remblai. [2][7]

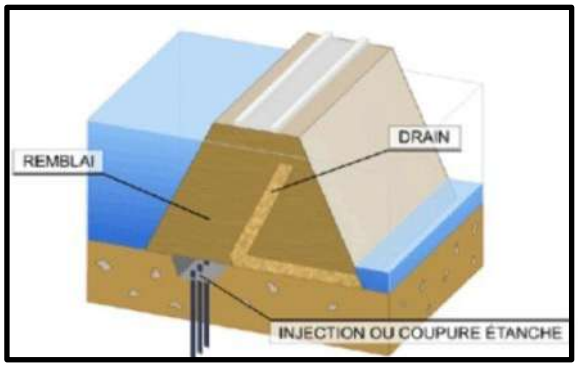


Figure 7: Barrage en terre homogène.

2.2.2 Les barrages en terre à noyau étanche :

La stabilité du massif sera assurée par des zones perméables appelées recharges on opte le plus souvent pour un ouvrage à zones avec un noyau en argile assurant l'étanchéité. [7].

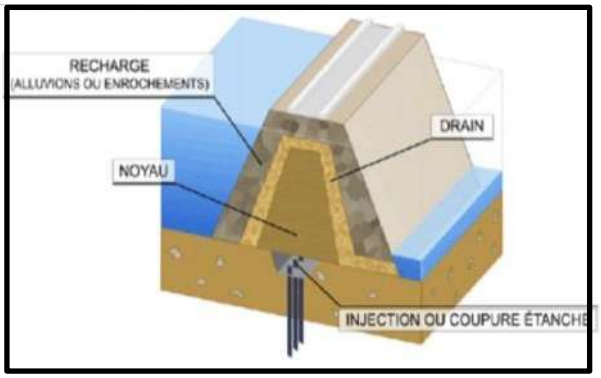


Figure 8: Barrage a noyau étanche.

2.2.3 Les barrages en terre à masque amont :

Le corps du barrage est construit avec un Matériau quelconque pour qu'il soit peu déformable et pouvant assurer la stabilité au glissement de l'ensemble de l'ouvrage. Le masque en amont qui assure l'étanchéité peut être en béton, en produits bitumineux ou en géo membrane. [7].

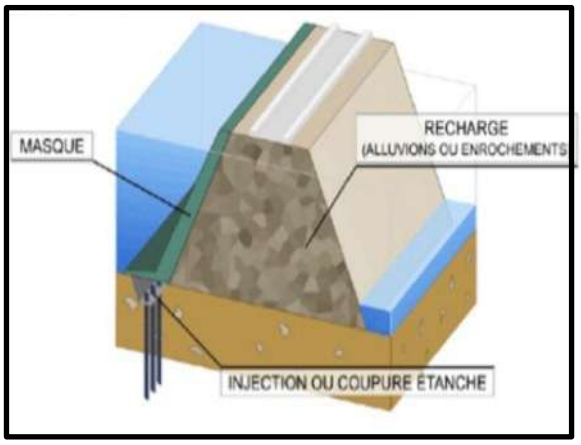


Figure 9 : Barrage a masque amont.

3. Les principaux composants d'un barrage en terre:

La figure suivante donne la coupe schématique d'un exemple des barrages en remblai (dans ce cas on a un barrage de type zoné). Sont aussi mentionnés les principaux termes utilisés pour caractériser les composantes d'un barrage en terre. On notera surtout :

- ***Crête:*** Elle facilite la circulation sur le barrage une fois terminée. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.
- ***Berme(Risberme)*:** Elle permet la réalisation et la réparation des revêtements de talus, contribue à la stabilité des digues, réduit la vitesse des eaux de ruissèlement sur les surfaces des talus avals.
- ***Ecran d'injection:*** C'est généralement un coulis de ciment ou de résine injecté dans la base du barrage (sous le pied de masque dans les barrages enrochement, sous le pied amont pour un barrage homogène et sous le noyau pour les barrages zonés). Son objet et de diminuer les fuites à travers le sol de fondation en colmatant les pores et les fissures.
- ***Systèmes de Drainage:*** Ce sont des organes de barrage réalisés en matériaux pulvérulent et drainants. Ils servent à contrôler et à orienter les infiltrations dans le corps du barrage. Ils peuvent être horizontaux, verticaux ou de pied.
- ***Couche de transition:*** elle permet la séparation entre la recharge et le noyau, elle protège ce dernier contre l'érosion et toutes actions préjudiciable d'eau.
- ***Filtres:*** Ce sont des dispositifs incorporés avec les drains. Ils sont réalisés en matériaux drainant et permettent d'éviter le colmatage des drains et l'érosion interne du massif.

- ***Matériau d'étanchéité et de protection amont :*** Cela diffère d'un type à l'autre:
    - *Pour un barrage zoné:* il garantit son étanchéité par le noyau (un matériau fin imperméable (argiles), ou une membrane central). Avec un parement de protection amont (Rip-Rap).
    - *Pour un barrage enrochement:* il garantit l'étanchéité avec le masque qui est généralement en géomembrane ou sous forme d'une couche bitumineuse.
    - *Pour un barrage homogène:* le bon compactage de corps de digue joue le rôle principal pour garantir l'étanchéité, le Rip-Rap va protéger le parement amont.
- ***Recharge:*** Elle est réalisée en matériau grossier et placée de part et d'autres du noyau. elle est indispensable pour la fonction de stabilité du barrage.
- ***Revanche 'R':*** C'est la différence de côte entre les Plus Hautes Eaux (PHE) correspondant à la crue de projet et la crête, elle constitue une marge sécuritaire pour éviter la submersion du remblai par les vagues.
- ***Tapis étanche:*** Quand le fond du réservoir n'est pas très étanche, il est recommandé de le tapisser par un matériau imperméable permettant la diminution des fuites. [15]
- ***NNR:*** Niveau Normal de la Retenue.
- ***PHE:*** Niveau des Plus Hautes Eaux (pendant les crues).
- ***Mur Parafouille*** **:** C'est un rideau de protection souterrain devant un barrage, il est construit par des palplanches ou parfois est réalisé en créant une fondation suffisamment profonde en béton ou avec des enrochements, il a pour but de réduire le flux entrant d'eau en évitant le phénomène de renard et l'affouillement.
- ***Galerie de vidange rapide*****:** c'est une galerie vannée bloqué par un mur « Batardeau », elle est situé sous l'un des pieds de barrage, permet le vidange rapide de la retenue en cas d'urgence (crue exceptionnelles, tassement, fort séisme, fissuration, glissement inadmissible dans la digue, pollution dans la rivière …)
- ***Protection aval*** **:** elle est souvent construite par des Rip-Rap a pour but de protéger le talus aval contre l'érosion externe due aux vents et pluie.

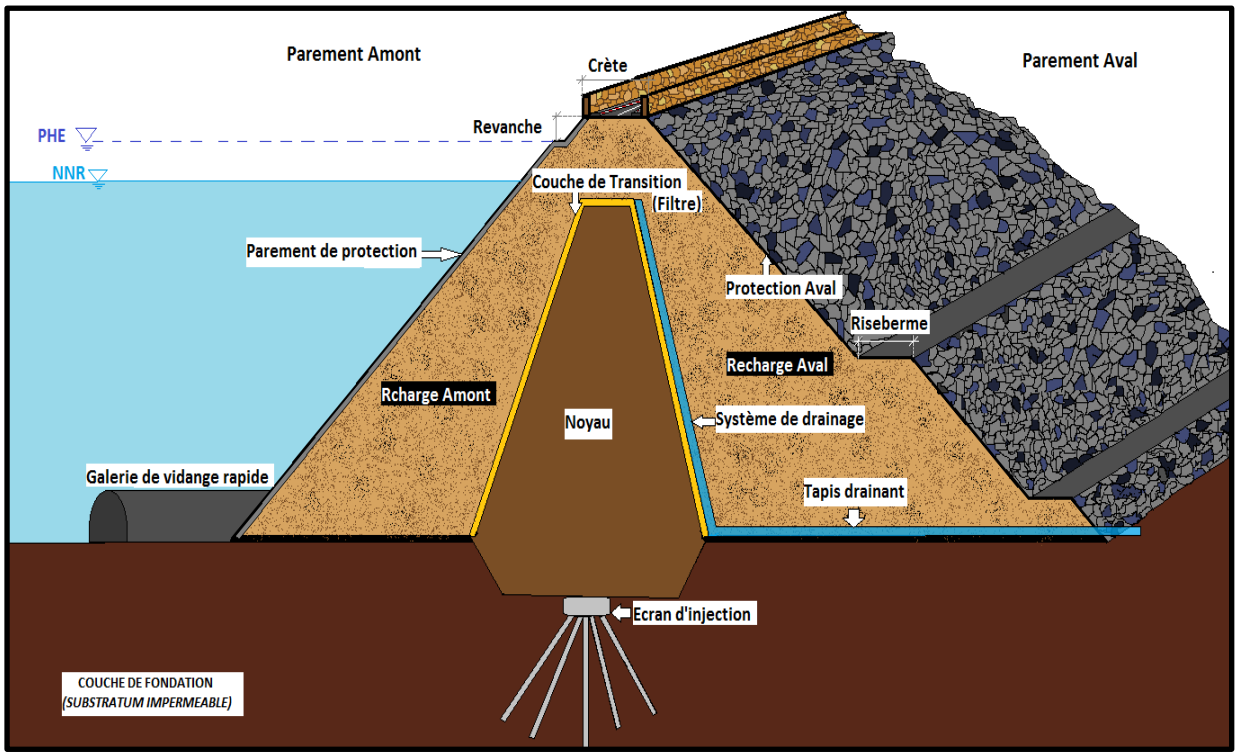


Figure 10 : coupe schématique d'un barrage en terre de type zonée.

4. Utilisation des barrages :

- Produire de l'électricité à partir d'une énergie renouvelable, celle de l'eau.
- Créer des réserves d'eau pour l'alimentation en eau potable des villes.
- Irriguer des zones agricoles ayant de gros besoins en eau lors des périodes sèches.
- Alimenter en eau les canaux et maintenir un débit minimum suffisant lors des étiages.
- Réduire l'effet des crues en retardant l'eau. [7]

5. Pathologies des barrages :

La performance d'un système de génie civil est amenée à évoluer durant son exploitation le long de sa vie, Trois principales causes peuvent provoquer les chutes de performances :

- Le vieillissement de l'infrastructure ;
- Les causes humaines s'exerçant par erreur ;
- Les causes extérieures prévues ou imprévues ; [8].

5.1 Les causes de ruptures :

5.1.1 Problèmes techniques :

Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage vont avoir une influence sur l'apparition de ces problèmes. [9].

5.1.2 Causes naturelles :

Elles peuvent également être à l'origine de rupture de barrage. Comme les crues d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs.

Les glissements de terrains, soit de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrages en remblai, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture. L'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de la retenue. Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs innégligeables. (déformations, tassements, fissures, etc.)[9].

5.1.3 Causes humaines :

Les causes humaines peuvent enfin être à l'origine d'accidents : études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, sabotage, attentat, guerre... [9].

5.2 Types de ruptures:

Cinq types de ruptures peuvent affecter les barrages en terre, qu'ils soient naturels ou artificiels. Si ces mécanismes sont a priori faciles à individualiser, une rupture réelle est en principe le résultat d'une conjonction de divers d'entre eux. [10]

5.2.1 Rupture d'ensemble :

La rupture totale est plutôt rare pour les digues artificielles. Elle peut se produire dans le cas de barrages naturels. Cette rupture peut être initiée soit à partir du parement aval. Soit depuis le parement amont. [10]

5.2.1.1 Rupture d'ensemble à partir du parement aval :

Les cas de rupture d'ensemble à partir du parement aval sont liés à la charge hydraulique à l'intérieure de la digue. Ils sont favorisés par les facteurs suivants:

- Lorsque le profil de la digue est étroit et que ses parements sont raides.
- Lorsque l'hétérogénéité du barrage favorise une piézométrie élevée.
- Lorsque les caractéristiques des matériaux constituant la digue sont mauvaises (faible compacité, présence de niveaux argileux sous-consolidés…). [10].

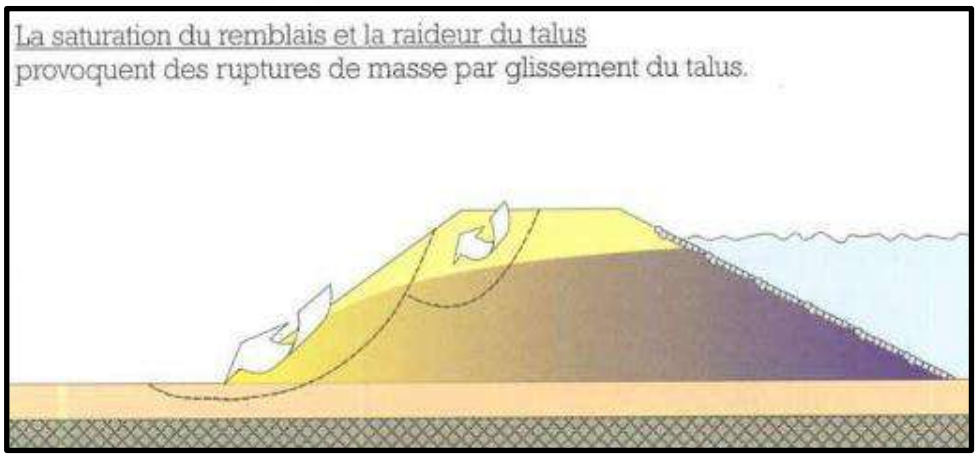


Figure 11: Rupture d'ensemble à partir du parement aval.

5.2.1.2 Rupture d'ensemble à partir du parement amont :

Le cas de rupture d'ensemble à partir du parement amont est en général lié à une décrue rapide. Lorsque le niveau de l'eau à l'arrière du barrage est élevé, celui-ci est saturé en eau, d'importantes sous pressions peuvent se développer lors de la baisse rapide du plan d'eau.

Le parement n'est alors plus stabilisé par la pression de l'eau et les terrains saturés se mettent à glisser. [10].

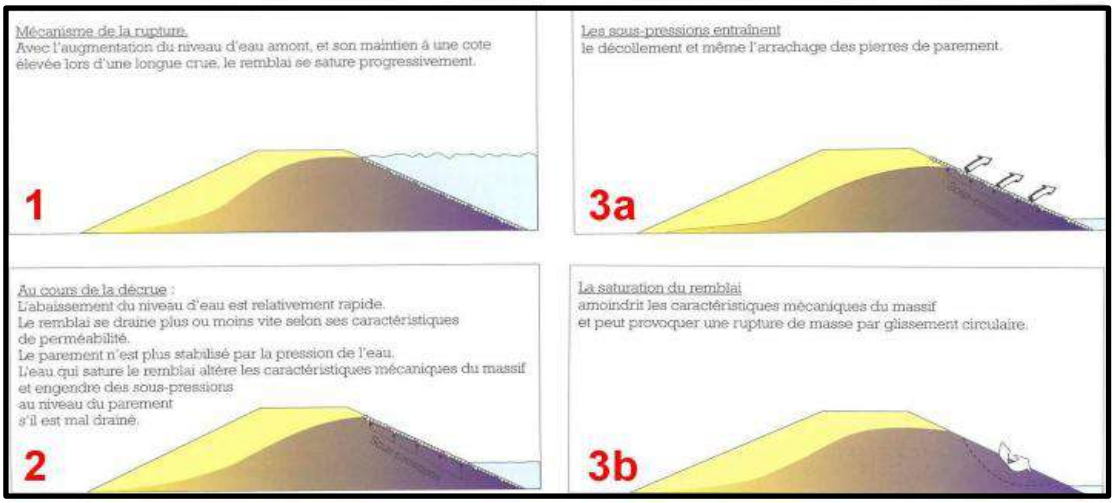


Figure 12 : Rupture d'ensemble à partir du parement amont.

5.2.2 Rupture par surverse :

On parle de surverse lorsque l'eau déborde par-dessus le barrage. Elle est due à une situation de crue ou à une côte marine importante qui se traduit par le passage d'un flot continu par-dessus l'ouvrage. La séquence de rupture débute par l'érosion du pied du parement aval de la digue sous l'effet du courant, puis à partir de ce point de l'érosion régressive de la totalité du parement, en principe sous la forme de glissements de matériaux saturés dont le volume est croissant. La création d'une brèche provoque ensuite rapidement l'accélération du courant et la création d'une importante fosse à partir de laquelle le barrage est érodé. [10].

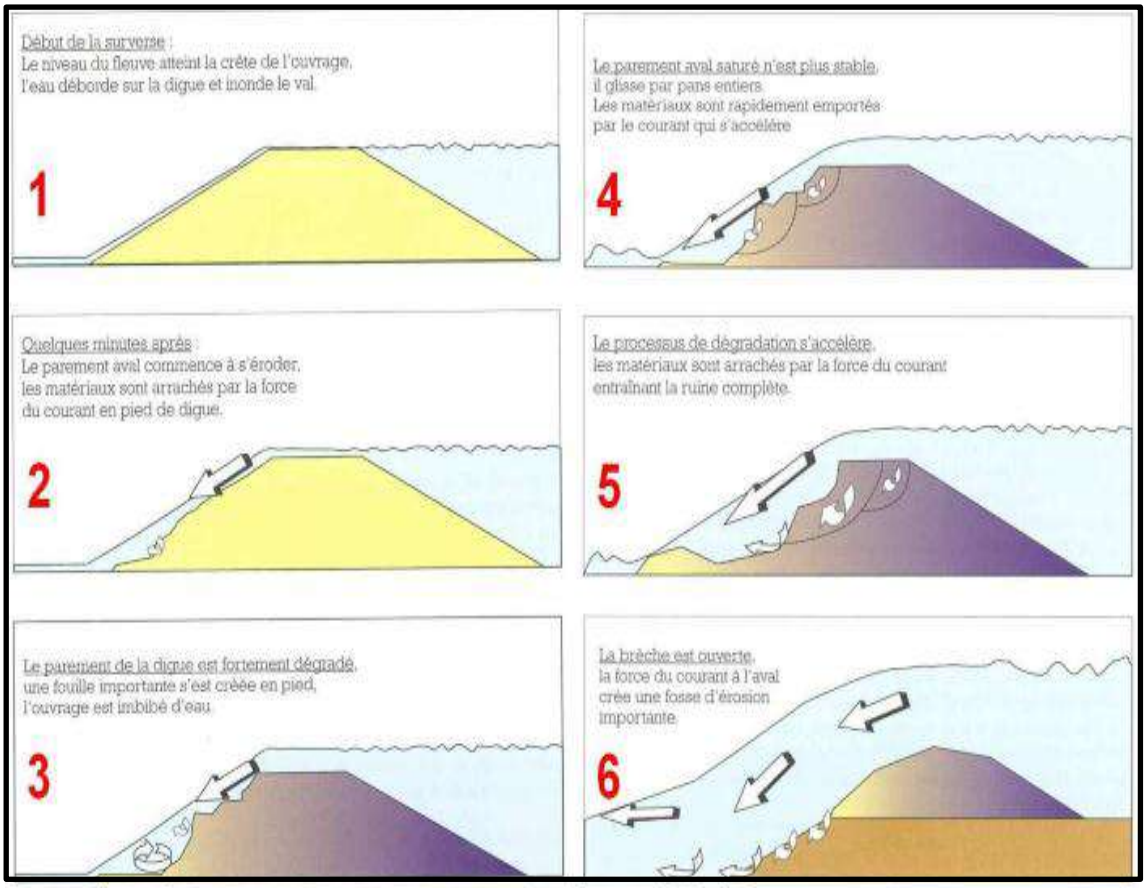


Figure 13 : Rupture par surverse.

5.2.3 Rupture par érosion interne (renard hydraulique) :

L'hétérogénéité du barrage peut être la cause de cheminements préférentiels de l'eau à l'intérieur de celui-ci. Dans certains cas, le gradient hydraulique provoqué peut conduire à l'érosion interne de la digue. Cette érosion crée des conduits le long desquels le gradient hydraulique et la vitesse de l'eau augmentent rapidement. De véritables galeries peuvent être créées, lorsqu'elles s'effondrent. Plusieurs facteurs peuvent favoriser la rupture par érosion interne, comme l'hétérogénéité et la présence d'excavations préexistantes dans la digue [10].

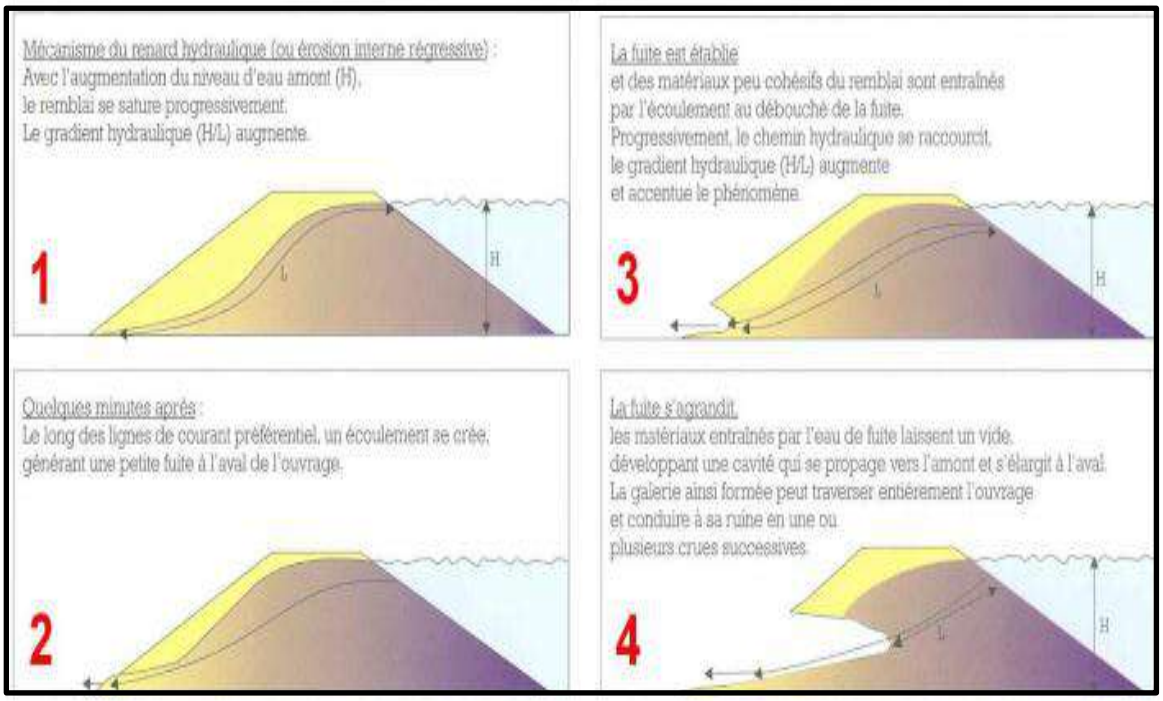


Figure 14 : Rupture par érosion interne.

5.2.4 Rupture par érosion externes et affouillement :

Le parement amont des barrages peut subir les effets des courants qui va résulter des glissements et provoquent localement des concavités, en favorisant les tourbillons et les érosions, qui va déstabiliser le barrage. Parmi les facteurs qui favorise l'affouillement:

- La vitesse moyenne de l'eau.
- La présence d'éléments susceptibles de créer des tourbillons locaux.
- Les caractéristiques mécaniques du parement amont du barrage. [10].

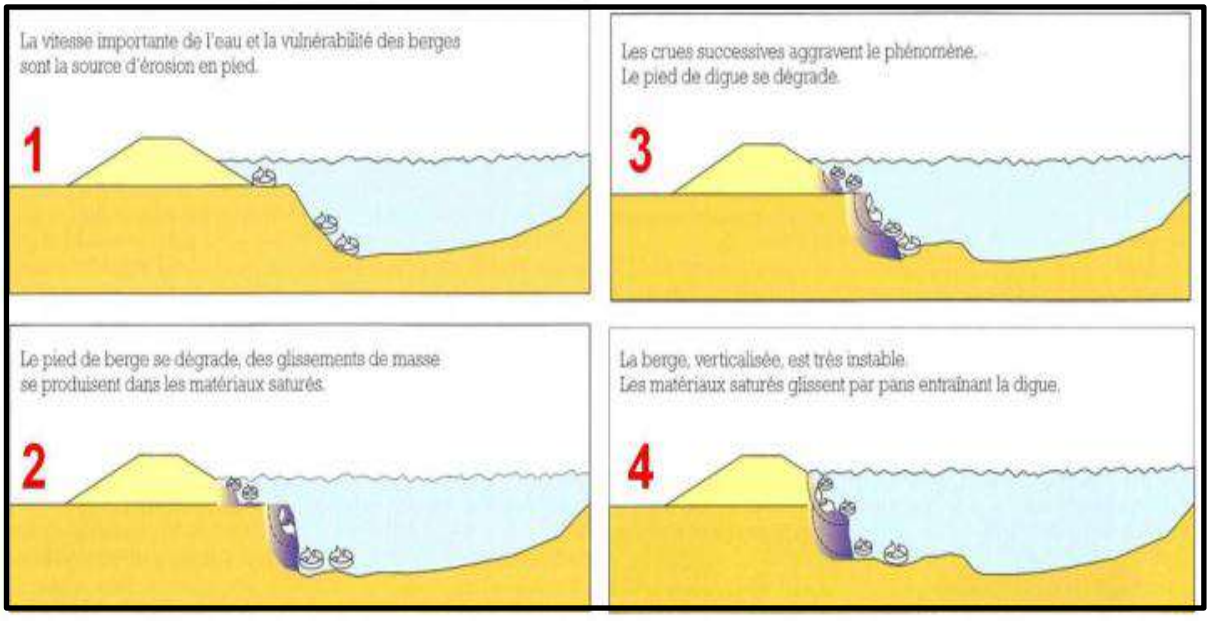


Figure 15: Rupture par affouillement.

5.2.5 Liquéfaction de la digue ou des terrains de fondation :

Les barrages contenant une portion importante de matériaux à faible granulométrie sont susceptibles de rupture par liquéfaction. Lors de ce phénomène, la conjonction de la saturation du sol en eau et d'une contrainte cisaillante (par exemple lors d'un séisme) peut provoquer une perte de cohésion du sol qui se comporte alors comme un liquide. [10].

Les facteurs favorisant ce type de rupture sont principalement liés à la nature du barrage:

- La nature du sol (présence de particules à faible granulométrie) ;
- L'état de saturation du sol ainsi que sa résistance aux pressions interstitielles.

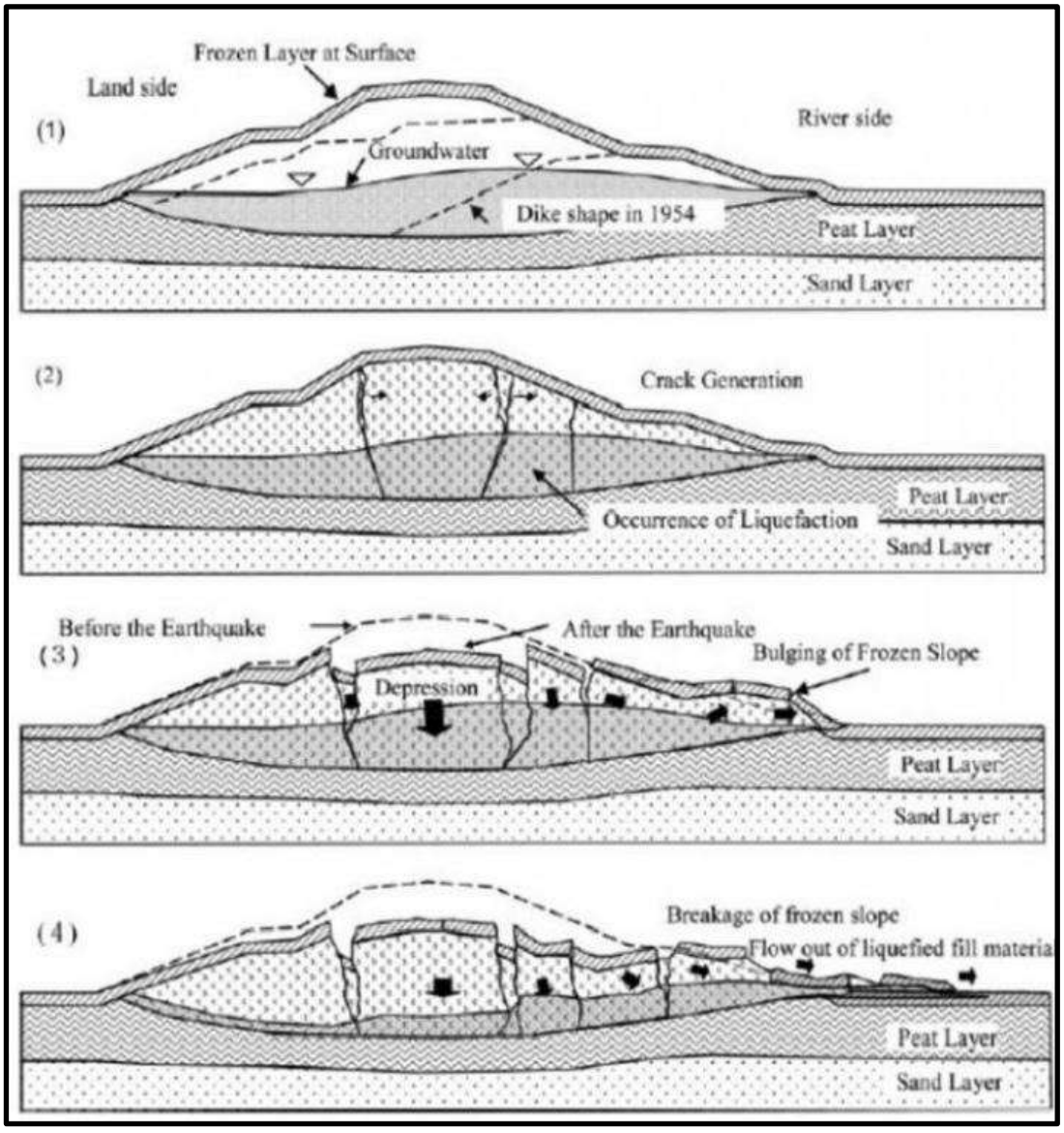


Figure 16: Rupture par liquéfaction suite au tremblement de terre de Kushiro-Oki, 1983, magnitude 7.8.

5.3 Les accidents les plus graves :

Entre 1959 et 1987, 30 accidents de rupture de barrages ont été recensés dans le monde, faisant 18000 victimes. Seuls les accidents ayant causé plus de 100 morts sont répertoriés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 1 : Les accidents les plus graves de rupture des barrages. [9]

Barrage	Pays	Date de rupture	Hauteur du barrage (m)	Volume de la retenue (hm3)	Nombre de victimes
Barrage en remblai, rupture durant la construction					
Panshet	Inde	1961	49	214	1000
Sempor	Indonésie	1967	60	56	200
Barrage en remblai, rupture lors de la première mise en eau					
Dale Dyke	Grande-Bretagne	1864	29	3,2	230
Barrage en remblai, rupture en service					
Iruhaike	Japon	1868	28	18	1200
Mill River	États-Unis	1874	13	*Inconnu*	140
South Fork	États-Unis	1889	21	18	2200
Walnut Grove	États-Unis	1890	33	11	129
Hyogiri	Corée du Sud	1961	15	0,2	139
Nanak Sagar	Inde	1967	16	210	100
Machu	Inde	1979	26	101	2000
Gotvan	Iran	1980	22	*Inconnu*	200
Kantale	Sri Lanka	1986	27	135	127
Barrage poids, rupture lors de la première mise en eau					
Puentes	Espagne	1802	69	13	600
Saint Francis	États-Unis	1928	62	47	450
Barrage poids, rupture en service					
Fergoug I	Algérie	1881	33	30	200
Tigra	Inde	1917	25	124	1000
Malpasset	France	1959	60	49	423
Khadakwasla	Inde	1961	33	137	1000
Barrage à contreforts et voûtes multiples					
Gleno	Italie	1923	35	5	600
Vega de Terra	Espagne	1959	33	7,3	140

❖ **Autres cas de rupture :**

- **Barrage Teton aux états unis (cas de l'érosion régressive) :**

Plusieurs accidents provoqués par l'érosion, parmi les exemples les plus connus Sont à la rupture du barrage Téton. Le barrage de Teton est été situé sur la rivière de Teton, trois milles de nord-est de Newdale, Idaho (U.S.A). Il a été conçu pour fournir la commande d'inondation, la production d'électricité, et l'irrigation pour plus de 40.000 hectares de champs. [8]



Figure 17: Vue sur le barrage de Teton (USA) avant et après rupture.

- **Barrage de fergoug Algérie (cas de la submersion) :**

La rupture du barrage Fergoug, montre que les premiers barrages ont connu des problèmes de conception du fait que les techniques de réalisations des barrages n'étaient pas alors maîtrisées. [8]

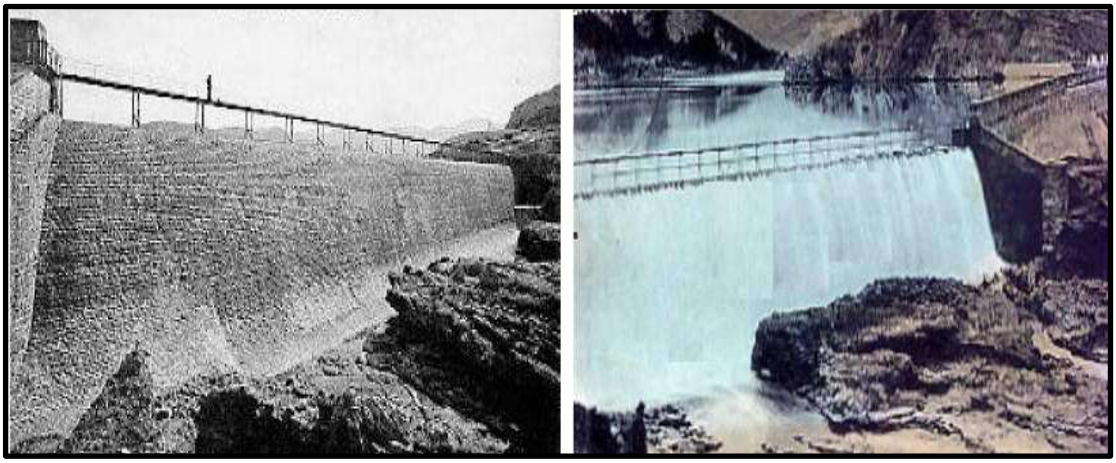


Figure 18 : Le barrage de Fergoug en 1907 avant la rupture et en déversement.

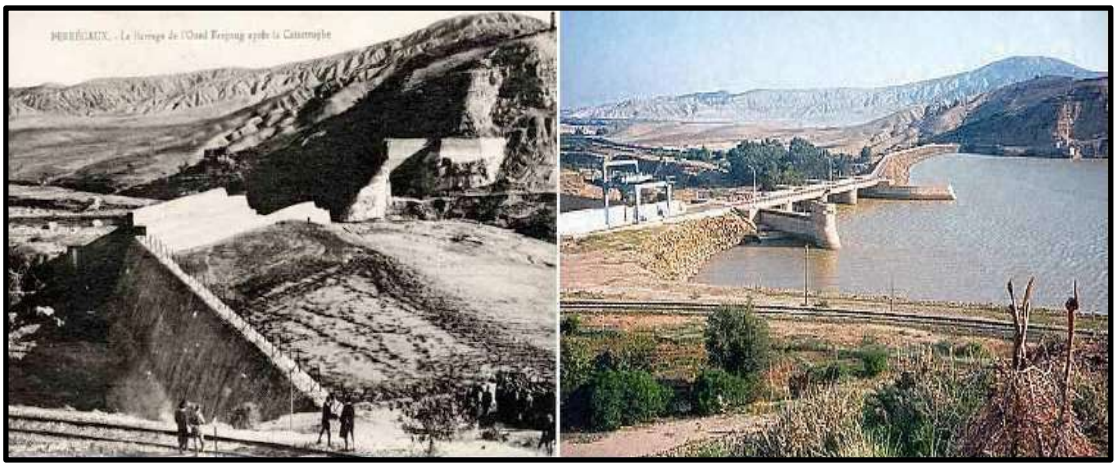


Figure 19: Le barrage de Fergoug après la catastrophe de 1928;
Et après la reconstruction en 1986.

6. Choix de site d'un barrage :

L'identification d'un site de barrage s'effectue à partir d'un travail de bureau en premier lieu, et en second lieu in situ.

Le travail de bureau sur une carte topographique appelée généralement carte d'état-major les cartes topographiques sont répandues au 1/25000^{e} et au 1/50000$^{e.}$ [11]

Il dépond aussi de ses données hydrologiques, géologiques et géotechniques. D'où on doit choisir un site qui vérifie les conditions suivantes :

- La Présence d'une source d'eau permanente et apte de fournir un débit annuelle qui marche en parallèle avec la consommation.
- Il doit être sous forme d'une cuvette pour garder et stocker de l'eau.
- Les sols de fondation de la digue et de cuvette doivent offrir l'étanchéité et l'imperméabilité.
- Les deux appuis sont nécessaires pour ancrer la digue.

6.1 Etude topographique :

Les données topographiques qu'on besoin concerne: le bassin versant, la zone d'emprunt et les deux côtés « amont et aval » du barrage. La notion principale d'un bassin versant indique que toutes les eaux (pluie, neige,..) s'écoulent vers l'exutoire du bassin versant.

Pour le bassin versant on utilise des photographies aériennes et des cartes topographiques à grande échelle, ces cartes doivent comprendre des courbes de niveau assez précis pour bien définir les éléments du bassin: couverture végétale, réseau hydrographique, les pentes,…etc.

L'étude topographique de la vallée de la rivière peut atteindre à l'aval du barrage quelques kilomètres, pour étudier les conditions d'écoulements de crue et son influence sur les villes près du barrage donc il faut déterminer la forme et la section de la vallée et le cours d'eau.

L'étude du site du barrage et des zones d'emprunt concerne à l'emplacement du barrage et les ouvrages annexes, estimer le volume du barrage et définir la zone d'emprunt pour exploiter les matériaux de constructions. [16]

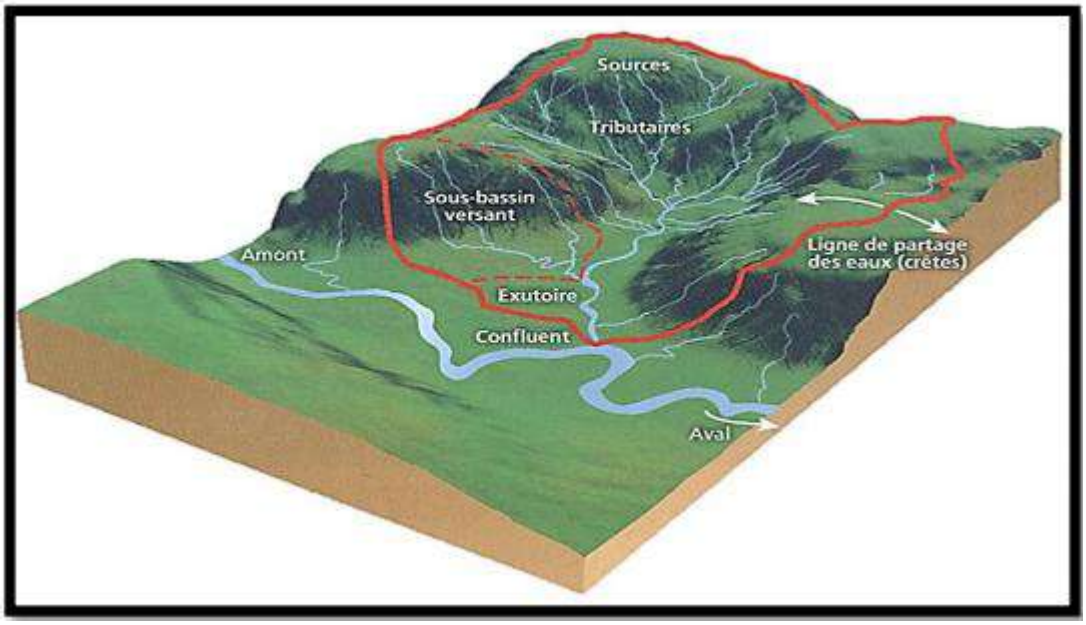


Figure 20 : Schéma d'un bassin versant. [16]

6.2 Choix de l'axe du barrage:

L'axe ou le site du barrage n'est pas choisi au hasard mais doit respecter plusieurs conditions à savoir: sociologiques, hydrologiques, topographiques, géologiques et hydrogéologiques, géotechniques et économiques. La projection de l'axe doit répondre à ces conditions:

- L'axe doit être 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 pour des raisons économiques. [11]

6.3 Quelques études géologiques, géotechniques et hydrauliques :

Les études géologiques, géotechniques et hydrauliques sont composées par trois étapes :

- ***1ére étape :***

  -Investigations et étude sur les documents existants (études sur des projets antérieurs, cartes géologiques, sismicité de la région d'étude…etc.)

  - Visite approfondie du site pour étudier la structure géologique régionale.

  - Enlever d'affleurement sur le site et la cuvette.

  - Enlever les matériaux de recouvrement pour obtenir une carte des zones d'emprunt.

  - Repérer des zones de carrière pour les agrégats.

  - Définir la nature des matériaux transportés par le cours d'eau.

- ***2ème étape :***

  - Reconnaissance superficielle (tranchées à la pelle hydraulique 15 m, puits, décapage,…etc).

  - Prospections géophysiques.

  - Sondage et prélèvement des échantillons.

  - Les essais géotechniques simples au laboratoire (identification et classification des sols).

  - Préparer un rapport contient les travaux de reconnaissances.

- ***3ème étape :***

  - Sondage complémentaire.

  - Identification minéralogique en laboratoire.

  - Les essais géotechniques sur les roches.

  Avérer en fin le type d'ouvrage, sa section, son emplacement. [16]

6.3.1 Etudes géologiques et géotechniques d'APS (Avant-Projet Sommaire) :

Ces études sont réalisent pour étudier la faisabilité et pour décider le maitre d'ouvrage l'engagement du projet. Reconnaissances de terrain :

- Tranche à la pelle hydraulique tous les 15 à 20 m pour définir la nature des matériaux disponible et le niveau de la nappe.

- Faire une description lithologique des terrains pénétrés en fonction de la profondeur et dessiner les coups géologiques.



Figure 21 : Caisses de carottes. [21]

Quelques essais en laboratoire :

- Essais d'identification (poids volumique, teneur en eau, limite d'atterberg, bleu de méthylène, analyse granulométrique, sédimentométrie….etc.)
- Etude minéralogique.
- Essai de compactage : essai Proctor Normal.
- Essais mécaniques et hydrauliques : résistance à la compression simple, essai triaxial, L'odomètre, perméabilité, essai los Angeles, essai micro deval.

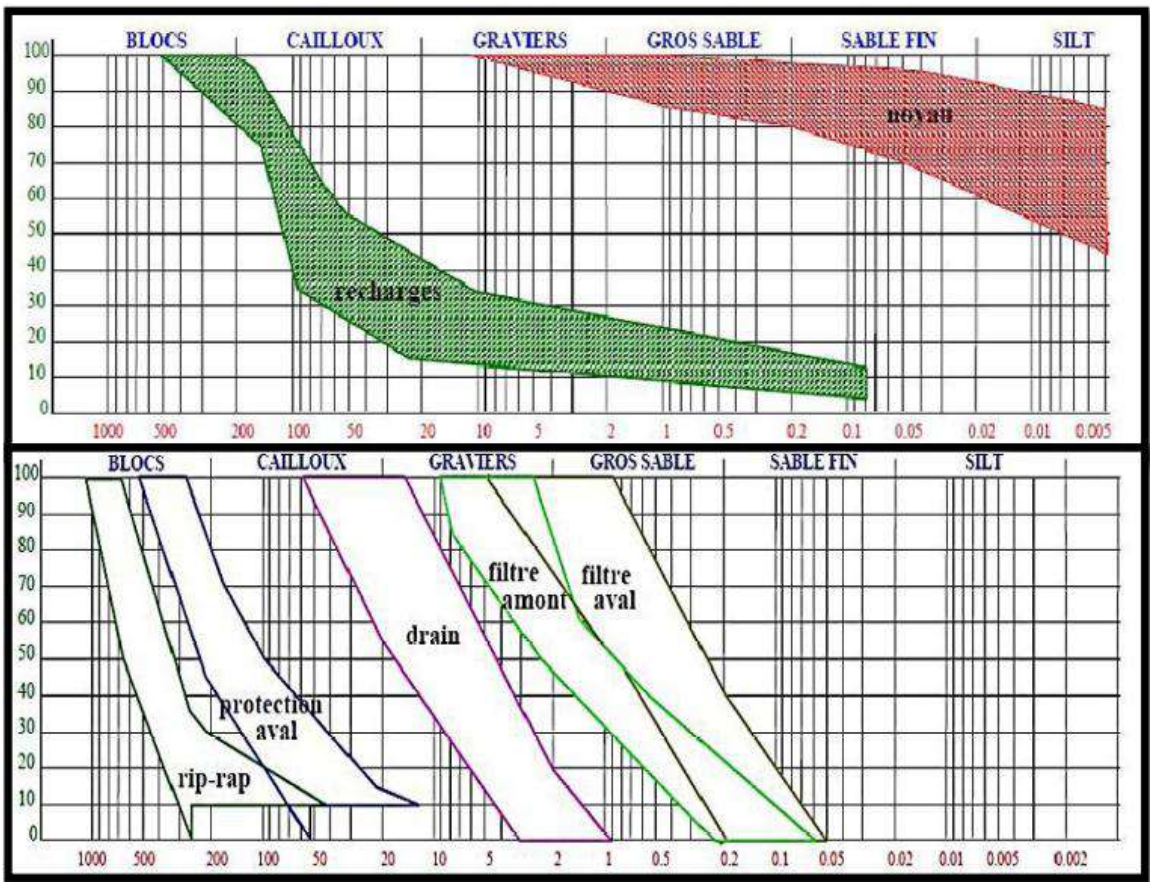


Figure 22 : Granulométrie des matériaux constituée dans les barrages. [16]

Quelques essais in situ :

- Le pénétromètre statique ou dynamique.
- Le pressiomètre : obtenir une relation entre contrainte-déformation.
- Le scissomètre : mesurer la cohésion du sol.
- RQD : Rock Quality Designation.
- Prospection géophysique: déterminer la succession et la profondeur des couches.
- Prélèvements des échantillons en fonction des changements de nature de terrain notamment sous la nappe phréatique.
- Mesurer le pendage et la direction des discontinuités.
- Le géologue peut estimer le risque d'envasement à cause des apports solides dépendent d'érosion des pentes et du couverte végétale de bassin versant.
- Etudier la fondation (substratum rocheux) :
    - Fondations rocheuses : Sur les fondations rocheuses on peut construire tous types de barrages, exceptionnellement les roches très fissurées c'est-à-dire très médiocres.
    - Fondations graveleuses ou sablo-silteuses : On rencontre ce type de fondation dans les rivières à grand débit, ce type est pour les barrages en remblai (terre, enrochement) et en béton avec une hauteur très petite, mais il doit contrôler les fuites sous les fondations (risque de renard et de tassement).
    - Fondations argileuses : Dans ce type de fondation on choisit automatiquement les barrages en remblai, mais la pente des parements doit être compatible avec les caractéristiques des matériaux in situ. [16]

6.3.2 Etudes géologiques et géotechniques d'APD (Avant-Projet Détaillée) :

- Estimer le volume des matériaux disponibles dans la zone d'emprunt.
- Des essais géotechniques in situ et en laboratoire sur l'échantillon de la fondation.
- Des essais chimiques sur l'échantillon de la fondation et des matériaux d'emprunts.
- Choix définitif le type du barrage et les ouvrages annexes et ses matériaux de construction.
- Calculer le tassement et la stabilité de l'ouvrage dans des différents cas de sollicitation (statiques et dynamiques)
- Suivre les travaux de construction du barrage et contrôler l'ouvrager en service. [16]

6.3.3 Etude hydraulique :

L'objectif principal d'un barrage est de stocker un volume d'eau pour différentes utilisations, donc il doit définir le volume de ce réserve qui constitue de :

- Le volume mort : situé au-dessous du barrage et remplit par des apports solides, ce volume peut réduire de volume total du barrage.
- Le volume utile : représente le volume exploitable situé au-dessus le volume mort.
- Tranche supérieure : représente la tranche d'évaporation et d'infiltration.
- Etude la perméabilité et l'infiltration à travers les fondations.
- Etude des crues afin d'estimer le niveau de PHE.
- Etude hydraulique des ouvrages annexes (évacuateur des crues, ouvrage de vidange et prise d'eau…). [16]

7. Critères de Choix de type de barrage :

Les premières conditions qu'on doit tenir compte dans le choix de type d'un barrage sont toujours: *la stabilité, la résistance, la sécurité et l'économie*. Ses derniers dépondent de matériau préexistant, ou autrement dit la zone d'emprunt la plus proche au site des travaux :

- Si nous avons de sols fins de bon qualité et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), il est mieux de choisir le barrage en terre homogène ou pseudo-zoné, parce que c'est le choix le 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.
- Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et de suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné avec noyau ou massif amont assurant étanchéité et recharges stabilisatrices grossières. Ce type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut contrarier 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 donc le barrage sera de type enrochement a masque. [20]

8. Réalisation des barrages :

Après toutes les études Avant-Projet (topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques) et après le choix du site et du type de barrage on passe directement à la réalisation des travaux de construction :

- La première chose qu'on doit faire c'est l'organisation de chantier où on trouve les personnels compétents (le responsable, les techniciens, les ingénieurs, la main œuvre).
- Il faut aussi apporter les matériels et les engins nécessaires. (pelle hydraulique, compacteur et niveleuse, sondeuse, chargeuse …etc)
- Protéger l'amont du chantier par un batardeau et une galerie de déviation contre le risque de crue pendant les travaux de construction, la meilleure saison pour exécuter ces travaux est entre le mois de mai et le mois d'octobre, autrement dit dans la période de sèche où le rendement des engins est maximal et le risque de la crue est faible. [16]

A partir des études préliminaires on peut déterminer les terrains superficiels de la fondation et leur profondeur, on prend tous ces détails dans l'ouverture des fouilles, ces dernières doivent être nettoyées et asséchées de toutes les eaux et de tous les débris de roche altéré, enlever les roche mauvaises jusqu'à le substratum, puis construire un rideau d'injection pour réduire les infiltrations, si nous avons une fondation en terre meuble on doit assurer l'homogénéité au niveau du contact entre le remblai et la fondation, ensuite stopper le maximum d'infiltration des eaux sous les fondations.

Dans les barrages en remblai on utilise la zone d'emprunt pour extraire la quantité et la qualité suffisante des matériaux de construction, le mode d'extraction de ces matériaux dépend d'hétérogénéité de la zone et la disposition des couches.

Le nombre et l'épaisseur des couches, et le nombre de fois de passe de compacteur est déterminer expérimentalement selon la granulométrie et l'humidité des matériaux d'emprunts, après le compactage il doit Contrôler chaque fois la qualité de la couche compactée si on est atteint au poids volumique désiré ou non. Ici on peut dire que l'essai de Proctor normal est une simulation de tous ce qu'on fait sur le compactage du remblai.

Généralement on met les matériaux imperméables au cœur du barrage (noyau) pour assurer l'étanchéité, les matériaux moins imperméables disposées sur un filtre aux cotés des parements (30 à 50 cm d'épaisseur) pour protéger le barrage contre les batillages. [16]



Figure 23 : Etanchéité d'un barrage en terre. [23]

9. Durée de vie des barrages :

La durée de vie d'un barrage est déterminée après le calcul de volume d'envasement donc le rapport entre la capacité du barrage et le volume mort va donner une estimation approximative de cette durée.

Le volume d'envasement dépend de plusieurs paramètres comme : la vitesse d'écoulement, la taille et la nature du bassin versant, précipitations, la pente et l'altitude du relief,…etc. [16].

Généralement, pour les retenues collinaires, la durée de vie est comprise entre 10 ans et 50 ans au maximum.

Conclusion :

A travers cette étude, on peut dire que tout ce qui touche à la construction, quel que soit son type, se fait par étapes.

La disposition de ces étapes peut différer d'un ouvrage à l'autre, mais elles sont toujours attachées à une séquence spécifique.

Au sujet de notre projet, nous examinerons une étude géotechnique détaillée sur la construction d'un barrage en terre, passant par les étapes suivantes :

1. Une présentation d'aire de site et étude topographique.
2. Etude géologique et géotechnique.
3. Etude hydrologique.
4. Dimensionnement et étude de stabilité de la digue.
5. Analyse générale des ouvrages annexes.
6. Organisation de chantier et sécurité de travail.

CHAPITRE I :

PRESENTAION DE LA ZONE D'ETUDE ET ETUDE TOPOGRAPHIQUE

- Géométrie
- Localisation
- Topographie

I.1 Généralités :

La topographie constitue le support essentiel du travail de la géologie qui doit toujours situer plus ou moins précisément les observations qu'il réalise tant en planimétrie qu'en altimétrie.

Elle a pour objet la description et la représentation locale des formes de la surface de la terre. Lors de la construction d'un barrage, les données topographiques concernent le bassin versant, la vallée de la rivière à l'amont et l'aval du barrage, la retenue et la zone d'emprunt des matériaux de la construction.

I.2 Situation Géométrique :

Tableau I.1 : situation géométrique de la retenue.

Altitude moyenne	975.53 m.NGA
Localisation sur BBA	27 Km au Nord-Est.
Coordonnées géographiques	36° 10′ 32″ Nord 5° 01′ 45″

I.3 Situation de l'aire d'étude :

La zone d'étude est située au Nord de la Commune de **KHELIL** à 3 kilomètre environ à vol d'oiseau et est située à 30 Km à vol d'oiseau au Nord Est du chef-lieu de la wilaya **BORDJ BOU ARRERIDJ.**

Il est délimité par les coordonnées LAMBERT, VOIROL suivant :

X = 710800 m Y = 325300 m Z=950m

L'accès sur site est facile puisqu'il est assuré par une piste carrossable passant par le versant gauche de la retenue collinaire et menant à des mechtas situées plus en amont.

Les figures ci-dessous présentent la situation géographique de la région et le site de la retenue collinaire MECHIKEL :

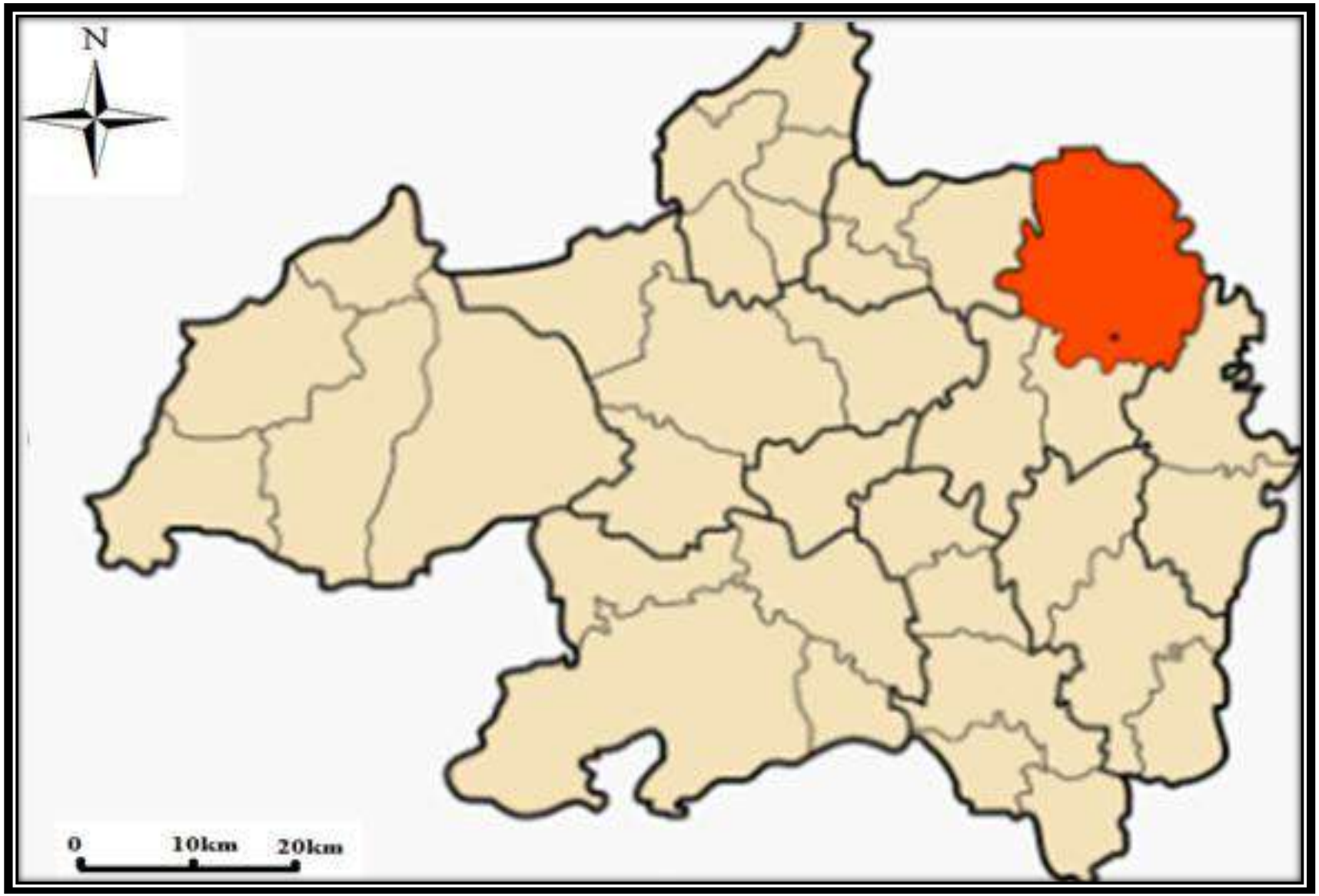


Figure I.1 : carte de la localisation de la commune de KHELIL dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj. [29]



Figure I.2 : Géolocalisation sur la carte administrative d'Algérie.

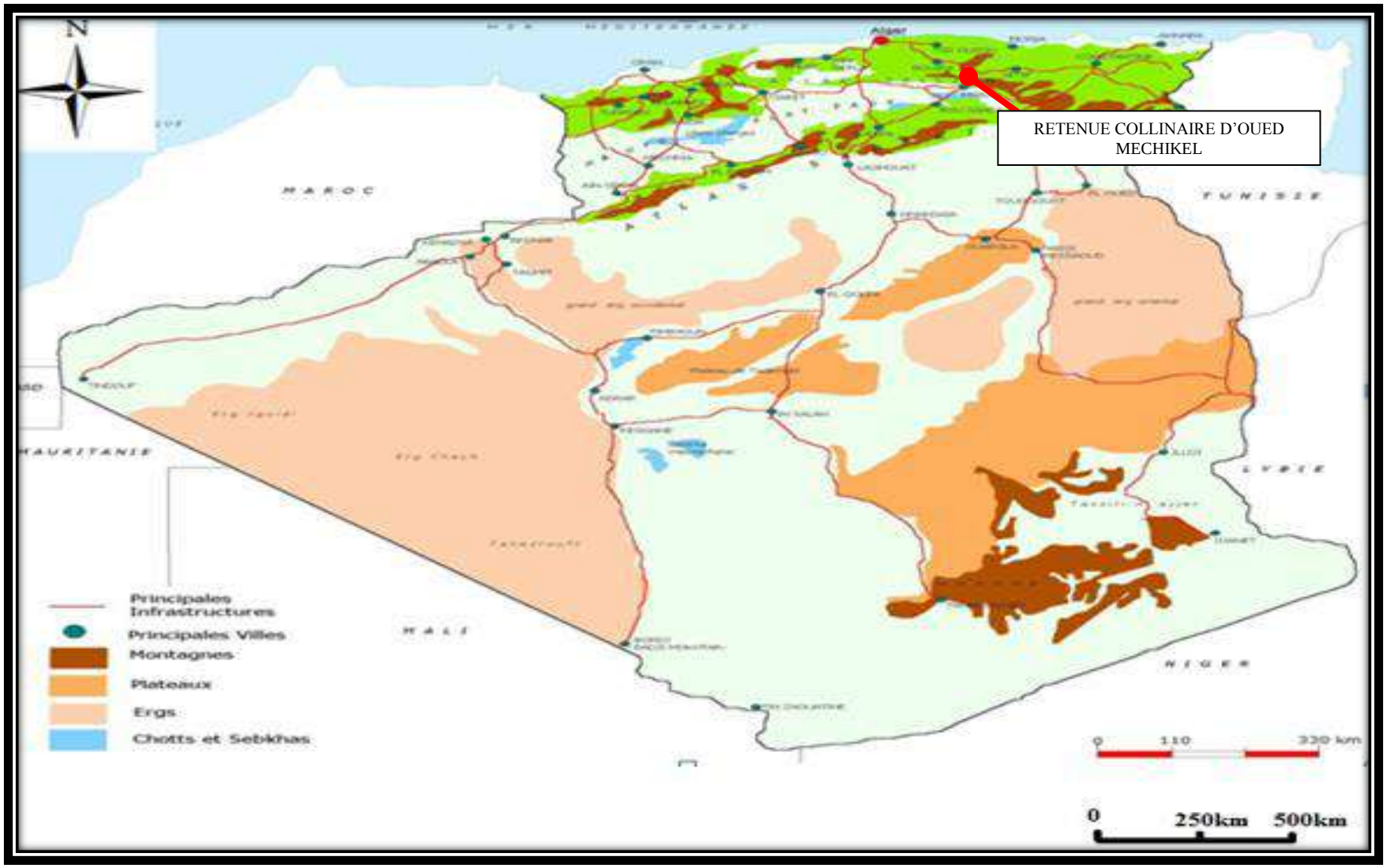


Figure I.3 : Localisation de la retenue collinaire.

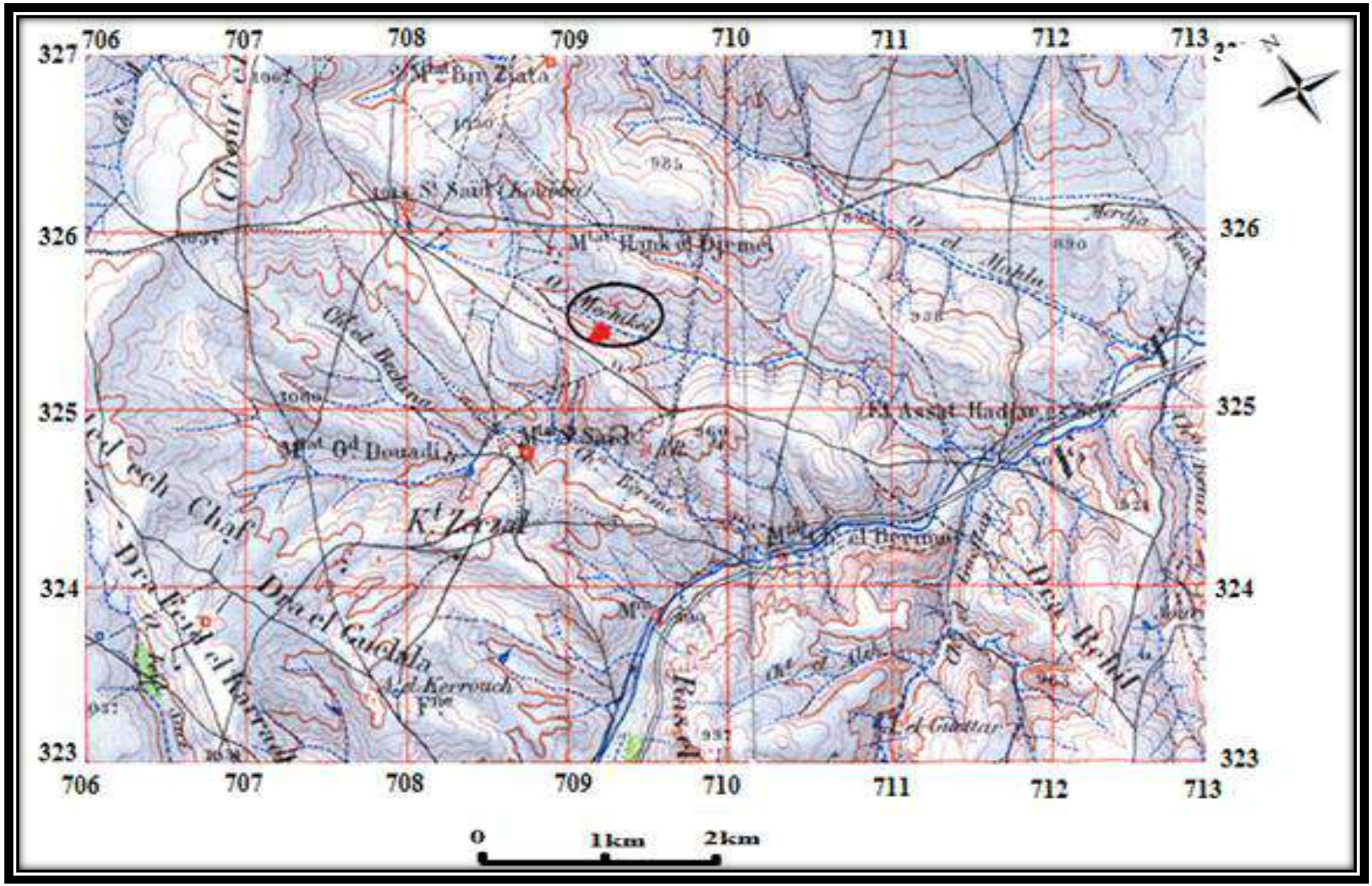


Figure I.4 : Localisation de la retenue collinaire (Extrait de la carte d'état majeure N°92 échelle 1/50000).

I.4 Documentation Topographique :

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

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

- Carte d'état majeur **LE BOU SALLAM** N° 92 échelle **1/50.000**.
- Plan topographique du site et de la cuvette a été réalisée à l'échelle **1/500ème.**
- Plan topographique du site pour l'implantation des ouvrages à l'échelle **1/1000ème.**
- La surface inondée et le volume d'eau stockée en fonction des niveaux des eaux dans la cuvette sont calculées d'après le fond topographique à l'échelle **1/500ème .**
- Sur la base du fond topographique à l'échelle **1/1000ème,** on a établi les profils en longs et en travers de la digue, de l'évacuateur de crue, de la prise d'eau et vidange de fond.

I.5 Caractéristique morphologique de la zone d'étude :

La zone de la retenue collinaire sur **Oued MECHIKEL** présente un relief très accidenté, néanmoins l'emplacement du site est caractérisé par une petite cuvette, la pente du relief est sensiblement forte, la gorge choisie pour l'emplacement de l'axe du barrage est très fermée.

Pour le besoin de l'étude nous avons établi un levé topographique du site à l'échelle 1/1000ème et de la cuvette à l'échelle 1/500ème.

L'étude topographique de la retenue et du site du barrage débouche sur l'établissement du Plan à partir desquels il est possible de :

- Déterminer la capacité de la retenue et sa surface en fonction de la côte du Plan d'eau et de l'emplacement du barrage.
- D'évaluer le volume et l'importance des différents ouvrages et de proposer leur emplacement.
- De repérer les ballastières et les zones exploitables de matériaux rocheux.
- D'implanter les aménagements annexes – voies d'accès.
- De fournir un rapport pour le travail géologique.
- De fournir un support de base pour l'étude technique approfondie.
- Les terrassements des ouvrages projetés ont été calculés sur la base de ces documents

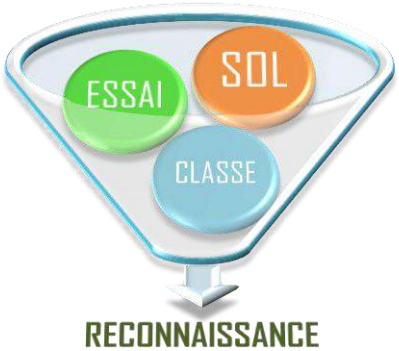
I.6 Conclusion :

Au regard de l'étude topographique caractérisée par des conditions favorable pour le choix du l'emplacement de l'axe de la digue, on a trouvé que le meilleur emplacement du l'axe est celui fixé par les deux points de repérés par les coordonnées UTM suivantes :

A_I	X=710390.31 m	Y=325182.22m	Z=904m;
A_{II}	X=710330.69 m	Y=325322.58 m	Z=904m.

CHAPITRE II :

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE



Introduction :

Comme on a mentionné précédemment, l'étude de chaque projet passe par des étapes, et l'étape d'études géologiques et géotechniques est en premier lieu à cause de sa grande importance car elle nous donne une idée globale de l'adéquation du site choisi, du comportement de son sol avant, pendant et après les travaux de construction, et es qu'il va répond à toutes les exigences requis par le maitre d'ouvrage.

Les études géologiques et géotechniques d'un site de barrage ont pour but de répondre aux toutes questions concernant les caractéristiques des matériaux nécessaires à la construction du barrage, la stabilité mécanique et l'étanchéité des appuis, la fondation d'ouvrage, la cuvette de la retenue et ses versants.

II.1 Géologie :

II.1.1 Généralité :

Elle est basée essentiellement sur les données recueillies à savoir:

- Sur terrain telles que les observations faites sur site après plusieurs visites de reconnaissances et les résultats de la campagne de prospection de terrain
- La recherche, la collection et l'exploitation de la documentation existante sur la zone d'étude (cartes géologiques, topographiques, documents….).

La région d'étude est caractérisée par la fertilité de son sol où tout projet à caractère agricole (irrigation, élevage…..) pourra donner satisfaction sur le plan rendement si les conditions hydriques sont favorablement réunies.

II.1.2 Géologie régionale :

La zone d'étude se trouve dans le paysage des hautes plaines Sétifienne, caractérisée par son jalonnement avec de grandes étendues sans reliefs, de teinte généralement rougeâtres et dépourvu d'arbres. Elle est représentée par les formations géologiques (du faciès le plus récent au faciès le plus ancien) :

❖ **Quaternaire**

- **Alluvions récentes et actuelles** : formées de sédiments détritiques à granularité très étendue [des particules les plus fines aux particules plus grossières]. On les rencontre au fonds des thalwegs des oueds.

- **Terres arables, formation de pente, alluvions anciennes et quaternaire indéterminé** :

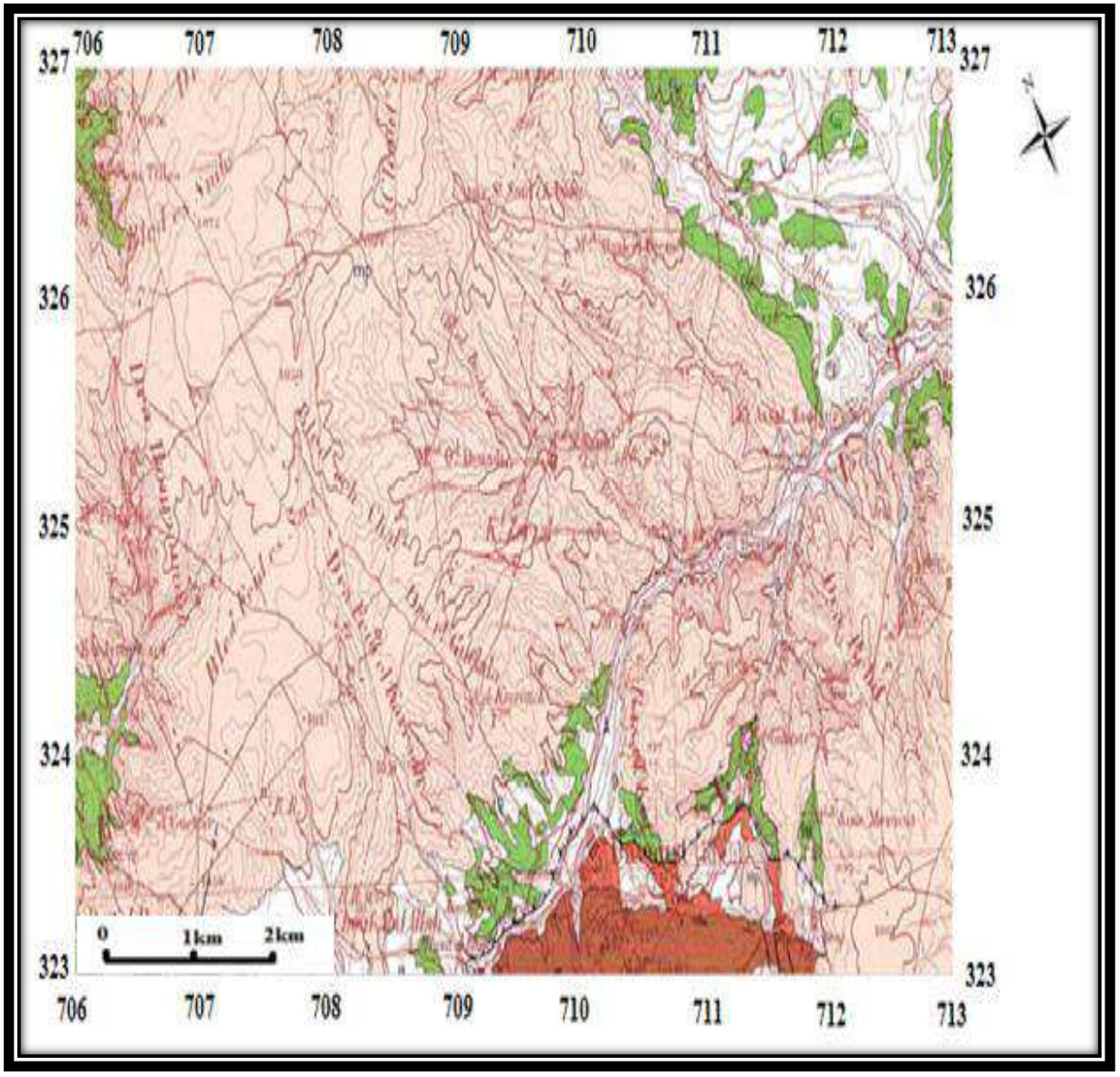
Ce sont des formations assez uniformement recouvertes des sols bruns, constituées généralement d'argiles et limons renfermant des debris caillouteux de forme anguleuse .

❖ **Mio-pliocène:** est très répandu dans la région d'étude et y est caractérisé par une sédimentation continentale [Fulvio-lacustre] offrant une coloration rougeâtre assez prononcée; il est constitué de particules généralement fines argiles, limons et calcaires lacustres. Il constitue toute l'aire du site de la retenue collinaire et son bassin versant.

❖ **Nappe de type Draa el Arba** : il est représenté par des marnes jaunes ou grises a bancs lenticulaires de micrites noires et a boules jaunes, d'âge campanien, très abondant dans la région d'étude.

❖ **Nappe de Djemila et unité inferieure à matériel éocène** : représentées par les facies ci-après :

- **Eocène moyen** : ce sont des marnes noires à boules et lentilles jaunes, affleurent très peu dans la région.
- **Yprésien-Lutétien inferieur** : constitué de calcaires massifs bitumineux blancs à cassure noire et silex noirs, facies a Globigérine et a débris. Ils sont très abondants au niveau de la zone de Davoust [KHELIL].
- **Le Quaternaire** : constitue souvent de formations récentes généralement détritiques et qui se présente au niveau des fonds de vallées par des alluvions récentes et actuelles : argiles , limons , sables , graviers , cailloux et blocs provenant de la dégradation physique et chimique des roches mères affleurant en surface et des colluvions et éboulis de pente sur les versant à pente
- **Maestrichtien** caractérisé par des marnes noires.
- **Campanien supérieur et Maestrichtien** Ce sont des calcaires, barres de marno-calcaires bien règles a Incérâmes et débris.
- **Campanien supérieur et Maestrichtien inferieur** Facies marneux sombres a boules jaunes abondantes.
- **Santonines a Campanien** : Ce sont des alternances de marnes grises et des calcaires a débris d'Ostréidés.



Légende :

A — Alluvions actuelles et récentes

Q — Terres arables, formations de pente, alluvions anciennes et quaternaire indéterminé.

mp — Moi-Pliocène continental : argiles et conglomérats, calcaire lacustres.

- **Nappe de type Draa el Arba :**

e^{4-5} — Eocène (Yprésien-Lutétien inferieur) : faciès à Globigérines.

C_{DA} — Campanien : marnes jaunes ou grises à bancs lenticulaires de micrites noires ; Ou grises et à boules jaunes abondantes.

- **Nappe de Djemila et unité inferieure à matériel éocène :**

e^{6-7} — Eocène moyen : marnes noires à boules et lentilles jaunes.

e^{4-5} — Yprésien-lutétien inferieur : calcaires massifs bitumineux blancs à Cassure noires et silex noires : Faciès à globigérines et à débris.

Figure II.1 : Extrait de la carte géologique de l'Algérie BOUSSELAM à échelle 1/50000.

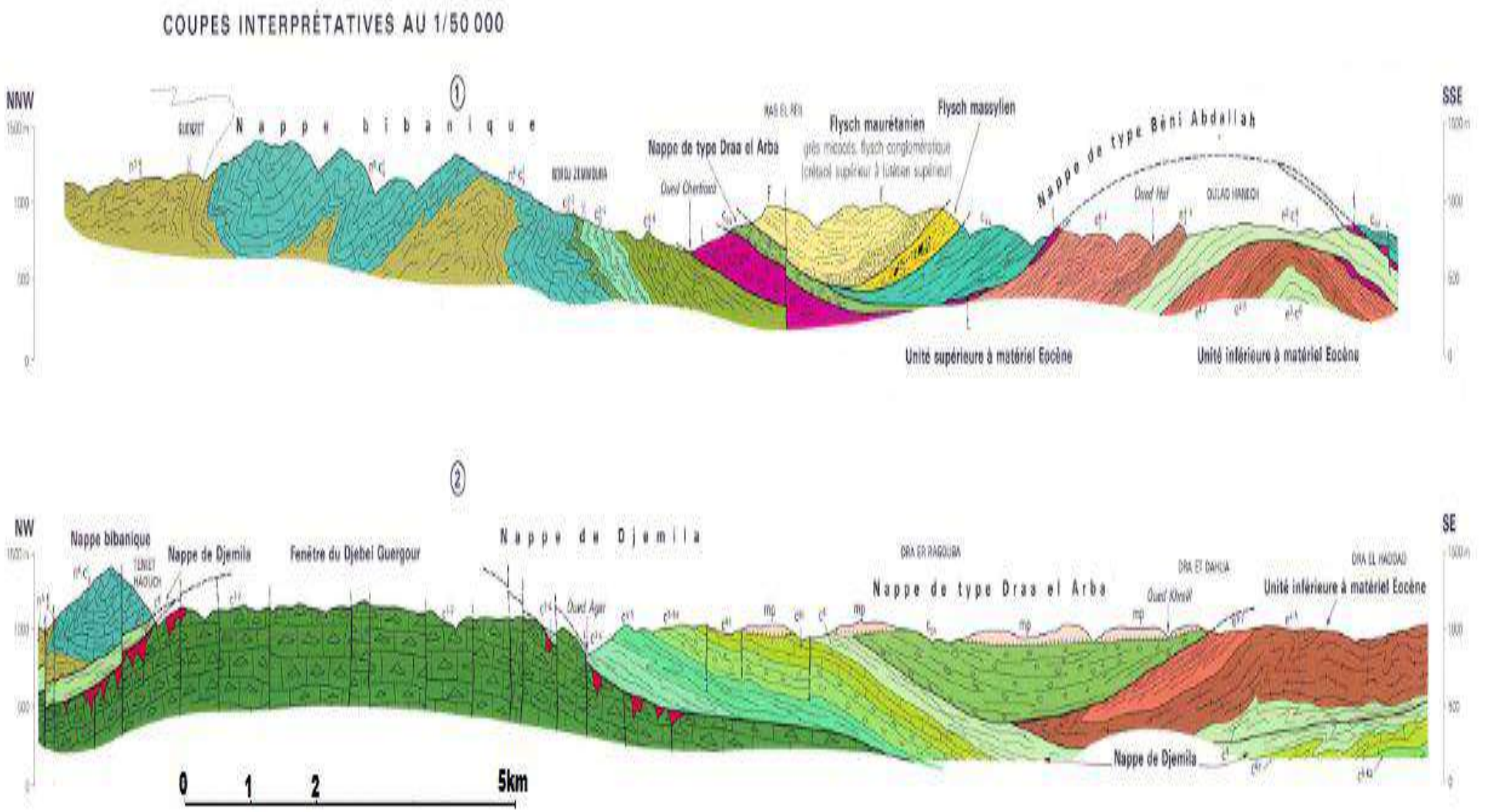


Figure II.2 : Coupes interprétatives (la carte géologique N ° 92 de BOUSSELAM)

Légende

MIO-PLIOCÈNE

mp — **Mio-Pliocène continental** : argiles e conglomérats, calcaires lacustres.

FLYSCHS KABYLES

Nappe du flysch maurétanien (lame C2 d'A. Caire Unité V p.p. de J. Glaçon).

F — **Sénonien et Eocène** conglomératiques et **"Oligocène"** gréso-micacé.

Nappe du flysch massylien (lame C1 d'A. Caire, Unité V p.p. de J. Glaçon).

f cg — **Albo-Aptien** schisto-quartziteux, phtanites cénomano-turoniens ; **Sénonien** marneux, microbréchique et conglomératique.

FORMATIONS TELLIENNES

Nappe de type Béni Abdallah (Unité B1 d'A. Caire, groupe G de M. Leikine et Unité II de J. Glaçon).

C_{BA} — **Sénonien** : marnes écailleuses grises ou noires à intercalations de calcaires marneux à patine vert-jade.

Nappe de type Draa el Arba (Unité B2 d'A. Caire, Unités du groupe C de M. Leikine, Unité II de J. Glaçon).

e^{4-5}_{DA} — **Eocène (Yprésien-Lutétien inférieur)** : faciès à Globigérines.

C_{pA} — **Campanien** : marnes jaunes ou grises à bancs lenticulaires de micrites noires ou grises et à boules jaunes abondantes.

Nappe bibanique

C^{5-6}_{B} — **Campanien supérieur et Maestrichtien inférieur** : marnes écailleuses grises ou noires à boules jaunes.

C^{3-4}_{B} — **Coniacien supérieur et Santonien** : alternances de marnes et de micrites à Rosalines.

C^{2-3}_{B} — **Turonien-Coniacien** : marnes et micrites (à Rosalines et Calcisphères) avec repère à silex à la base.

$n^6 c^1_B$ — **Albien supérieur à Cénomanien** : alternances de calcaires marneux noirs et de marnes grises formant corniche.

n^{5-6}_{B} — **Crétacé inférieur** : pélites grises à intercalations marno-calcaires à la base (Aptien ?), gréseuses au sommet et devenant plus marneuses sous la corniche $n^6 c^1_B$ (Albien).

Unité supérieure à matériel éocène.

e^{6-7}_{S} — **Eocène moyen et supérieur** : marnes noires à boules et lentilles jaunes.

e^{4-5}_{S} — **Yprésien-Lutétien inférieur** : calcaires massifs bitumineux blancs à cassure noire et silex noirs : faciès à Globigérines.

$e^3 . c^6_S$ — **Maestrichtien à Paléocène** : marnes noires indifférenciées, parfois à boules jaunes.

Nappe de Djemila et Unité inférieure à matériel éocène

e^{6-7} — **Eocène moyen (et supérieur ?)** : marnes noires à boules et lentilles jaunes.

e^{4-5} — **Yprésien-Lutétien inférieur** : calcaires massifs bitumineux blancs à cassure noire et silex noirs : faciès à Globigérines et à débris.

$e^3 . c^6$ — **Maestrichtien à Paléocène** : marnes noires avec quelques alternances sous la barre e^{4-5} représentant le Paléocène supérieur.

c^6 — **Maestrichtien** : marnes noires.

c^{6c} — **Campanien supérieur et Maestrichtien** calcaires : barre de marno-calcaires bien réglés à Inocérames et débris divers.

II.1.3 Aperçu tectonique:

L'unité tellienne supérieure à matériel éocène est tronquée basalement. Son style en plis couchés et serrés est net dans le coin sud-ouest de la région.

La nappe de Djemila est elle aussi tronquée basalement car aucun terme anti-coniacien n'est visible La plate-forme néritique possède une série carbonatée rigide sub-tabulaire mais intensément fracturée.

II.1.4 Sismicité de la région d'étude :

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescription réglementaires contenus dans le règlement **R.P.A**.99 (Règles Parasismiques Algérien) en considérant deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'il présente pour la vie économique et sociale de la communauté.

Le coefficient d'accélération de zone noté « A » est donné par R.P.A 99 en fonction de groupe d'usage de l'ouvrage et est déterminé par la méthode de SHAH et AL en 1975, cette méthode probabiliste est basée sur des cartes d'iso-accélération déduites de la sismicité historique de l'Algérie.

L'application de cette dernière se base sur l'accélération dite de « DOMMAGE » A Déterminée avec des hypothèses pour les groupes d'usages (1, 2, 3 respectivement et la période de retour 500, 100, 50 année respectivement).

Le site de la retenue collinaire **Oued MECHIKEL** commune de KHELIL wilaya de **BORDJ BOU ARRERRIDJ** est situé dans la zone « II » (zone caractérisée par une assez forte intensité sismique d'après **R.P.A**, correspondant à une intensité égale à VII selon l'échelle de MERCALI).

La dite retenue collinaire constitue un ouvrage de faible importance pour la communauté ce qui le place dans le groupe d'usage 3 selon le R.P.A en considèrant une durée de vie limité de 20 à 30 ans .

Tous ces paramètres avec une période de retour R.P. = 50 ans, le coefficient de dommage de notre ouvrage est de : **10 % = 0.10**

Tableau II.1 : Coefficients d'accélération.

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	0,07	**0,10**	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

ANRH

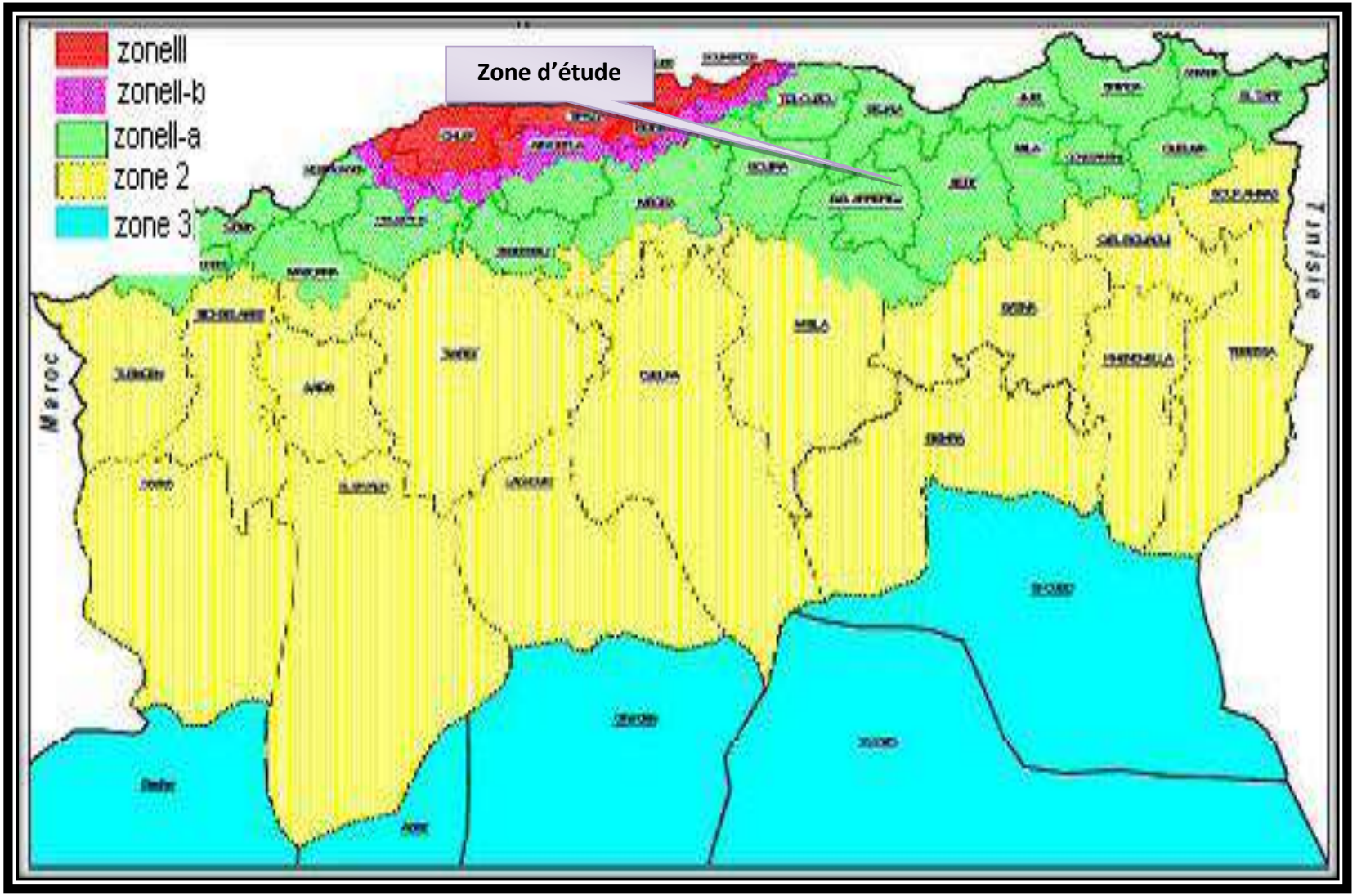


Figure II.3*:* Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99 (Version 2003).

II.1.5 Lithologie du site :

II.1.5.1 Analyse lithologique du site et son assiette:

Elle est essentiellement basée sur les observations faites lors de la campagne de prospection géologique de terrain (levé géologique du site et son assiette et la description lithologique des faciès rencontrés lors de la campagne de reconnaissance de terrain, l'exécution des puits et tranchées en différents endroits de la cuvette).

Le fond de la vallée (thalweg) de la retenue est caractérisé par une sédimentation alluviale : alluvions récentes et actuelles, formées par l'abondance de matériaux pulvérulents tels que les blocs, galets, cailloux et graviers et sables, peu argileux (basses terrasses) et des argiles limoneuses (hautes terrasses).

Ces dépôts alluvionnaires de terrasses proviennent de la décomposition physico-chimique des roches mères (calcaires lacustres, argiles et conglomérats), de forme arrondie et de nature calcareuse.

Les versants du site et son assiette sont parfois recouverts de minces couches argileuses, à débris caillouteux de forme anguleuse et de nature calcareuse (colluvions) .

Le terrain de fond du site et sa cuvette est caractérisé par la dominance des argiles rougeâtres très abondantes s'alternant avec des lentilles croutes de calcaires blancs lacustres.

II.1.5.2 Analyse lithologique de la zone d'emprise de la digue:

Elle est principalement basée sur les résultats de la campagne de reconnaissance géologique de terrain marquée par l'exécution de nombreuses fouilles à fin de déterminer la structure géologique du sol et du sous-sol de fondation dans cette zone.

La réalisation des puits et tranchées au niveau de l'axe préconisé de la digue, montre la présence des faciès suivants :

- ✓ Sur la rive droite on trouve le substratum constitué par la dominance des argiles rougeâtres limoneuses très abondantes s'alternant parfois avec des lentilles ou croûtes calcaires lacustres. Ce sont des formations géologiques qui dataient de Mio-pliocène continental. Il est parfois masqué sur les flancs à pente assez douce de la retenue par une pellicule argileuse colluvionnaire à rares débris caillouteux, de très faible épaisseur (de l'ordre de 0,50 mètres).
- ✓ Le fond de la vallée est faiblement comblé de dépôts détritiques alluvionnaires issus de l'altération des faciès en place puis charriés par les cours d'eau. Elle est représentée au fond de la vallée par des terrasses alluviales rencontrées au fond du thalweg (lit mineur) et se caractérisent par des dépôts d'éléments grossiers formés de blocs , galets , cailloux, graviers, sables , limons ; de forme arrondie et de nature calcareuse .

Ces matériaux alluvionnaires quaternaires masquent le substratum à dominance argileuse sous une puissance de quatre mètres.

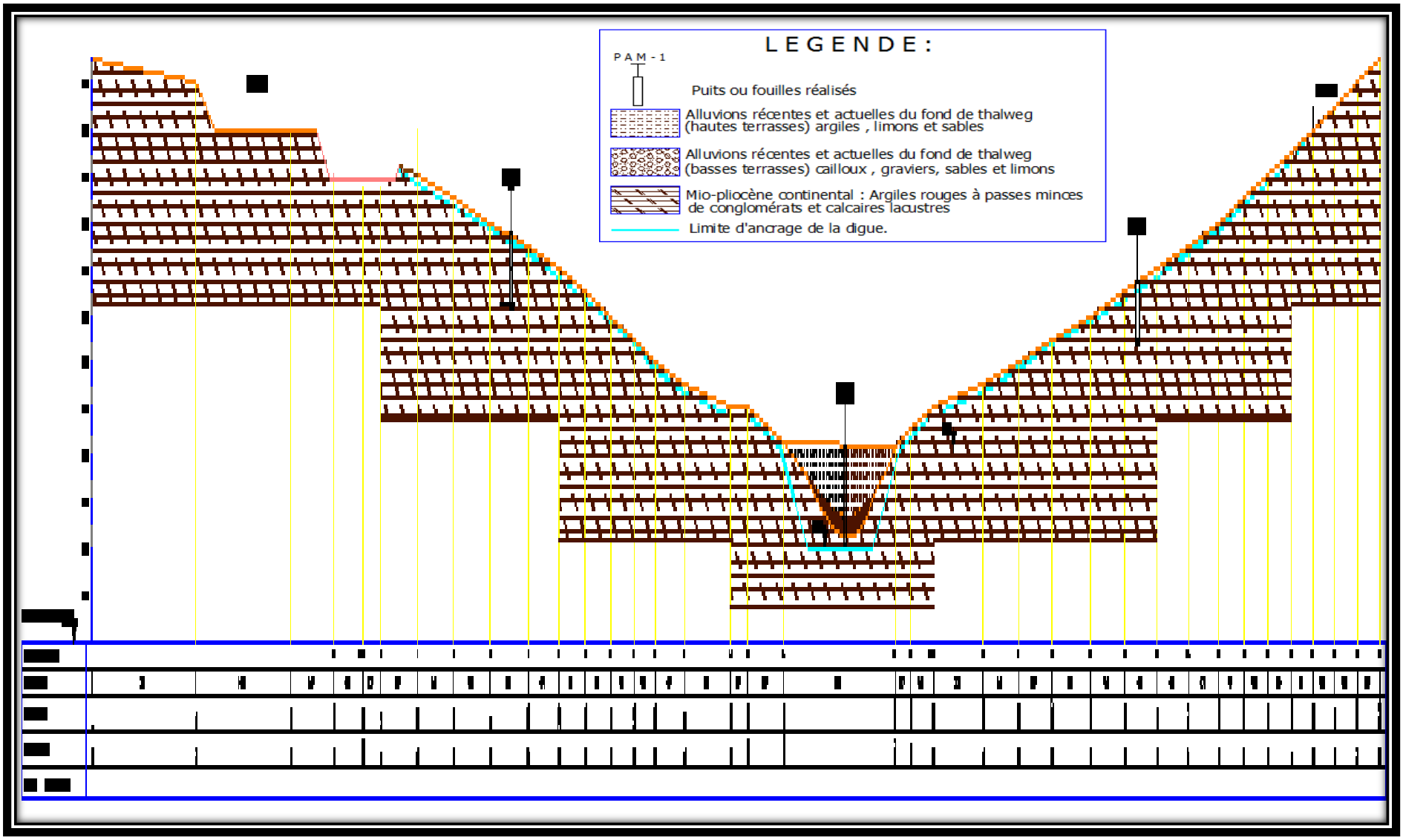


Figure II.4 : Coupe géologique sur l'axe de la digue (Bureau d'étude).

II.1.6 Hydrogéologie du site :

II.1.6.1 Hydrogéologie sommaire de la région:

La région d'étude où se situe le site de notre retenue collinaire est représentée en sa totale superficie par des formations Mio-pliocènes d'origine continentale formées d'argiles, limons et calcaires lacustres de teinte rougeâtre.

L'abondance et la présence de ces formations argileuses du Mio-pliocène ainsi que les marnes telliennes de la nappe de Djemila, constituent un bon tapis d'étanchéité envers les infiltrations verticales de l'eau, car ce sont donc des formations imperméables.

L'affleurement des faciès perméables [des calcaires et des conglomérats] par leur fissuration, constitue des zones favorables aux infiltrations et par conséquent la récupération des eaux de ruissellement au niveau de l'assiette du barrage collinaire reste moyenne . Cette hypothèse est confirmée par la présence de sources mais de faible importance dans cette région.

Le substratum est masqué au fond de la vallée par des dépôts ou sédiments détritiques alluvionnaires, des galets de forme arrondie et parfois des colluvions sur les versants des dépressions, sous une très faible puissance.

II.1.6.2 Hydrogéologie du site:

- **Perméabilité :**

  - Les argiles rouges du Mio-pliocène constituant le substratum de l'assiette de la présente retenue collinaire, sont pratiquement imperméables.

  Les alluvions récentes et actuelles constituées de blocs, de galets, graviers, roulés de calcaires, grès et sables ainsi que les limons à un niveau plus élevé, sont perméables.

  - Les argiles à rares débris caillouteux (colluvions) situées parfois sur les flancs de la cuvette sous une faible puissance, sont faiblement perméables.

- **Etanchéité :**

  L'étanchéité de l'assiette du barrage est garantie par les argiles rouges du substratum.

II.1.6.3 Hydrogéologie de la zone d'emprise de la digue :

a- Perméabilité :

- Les argiles colluvionnaires affleurant sur les flancs de la vallée du barrage collinaire sur **Oued Mechikel** en mince puissance, sont faiblement perméables à imperméables. Leur perméabilité est de l'ordre de (10^{-5} à 10^{-6} cm/s).
- Les argiles limoneuses rouges Mio-pliocènes constituant le substratum de fondation de la digue sont pratiquement imperméables (10^{-7} cm/s).
- Les sédiments détritiques composés de galets, blocs, graviers, sable et limons, de nature calcareuse de forme bien arrondie comblant en faible épaisseur le fond de la vallée (Terrasses), sont perméables (10^{-1} à 10^{-3} m/s).

b- Etanchéité :

Elle est garantie par le substratum à dominance argileuse imperméable qui joue le rôle de tapis étanche, néanmoins la présence en faible puissance de formations géologiques perméables en cet endroit de la digue telles que les dépôts alluvionnaires au fond de la vallée, nous oblige à ancrer la digue dans le bed rok sain imperméable après avoir décapé son toit altéré.

II.1.7 Fondation de la digue et des ouvrages annexes :

II.1.7.1 Corps de la digue:

D'après les faciès ou formation rencontrés au droit de la zone d'emprise de la digue de la présente retenue collinaire, on peut dire que :

- Suite à la forte perméabilité des sédiments alluvionnaires pulvérulents et leur faible puissance, la digue de la retenue collinaire doit être ancrée au fond de la vallée jusqu'au substratum sain et imperméable après décapage de la couverture alluvionnaire perméable et le toit généralement altéré du bed-rock.
- Sur les deux rives, la digue doit être ancrée jusqu'au fond imperméable après excavation de son toit altéré et de la mince couche colluvionnaire.

II.1.7.2 Evacuateur de crue :

Implanté sur la rive gauche, le déversoir doit être fondé dans le substratum après avoir décape la zone altérée.

II.1.8 Stabilité des versants de la cuvette:

Au cours de la campagne de reconnaissance géologique du terrain : Levé de l'assiette de la retenue collinaire et l'exécution des puits en différentes zones de la cuvette, on ne signale aucune trace ou amorce de glissement de terrain. Donc généralement les versants de l'assiette de la retenue sont stables.

II.1.9 Les Matériaux de construction de la retenue collinaire :

II.1.9.1 Matériaux d'étanchéité :

Ils seront exploités en quantité et qualité des argiles limoneuses qui se trouvent sur le flanc gauche de la retenue collinaire en amont immédiat de l'axe de la digue.

II.1.9.2 Matériaux Filtres, drains et transitions :

Ils seront exploités à partir des sables et graviers alluvionnaires situés au fond de la cuvette de la présente retenue collinaire.

II.1.9.3 Matériaux pour Rip-rap :

Ils sont nécessaires pour la protection du talus amont de la digue (enrochement), ils seront exploités des carrières calcaires situées dans la région de **Khelil.**

Ces matériaux sont des calcaires bitumineux d'âge Ypresien-Lutétien inférieur. Ces calcaires seront exploités en blocs de 200 à 300 mm de diamètre pour la protection du parement amont de la digue vis-à-vis les mouvements des vagues et graviers et sables pour la production du béton hydraulique.

II.1.10 Conclusion:

L'exploitation des résultats des campagnes géologiques et hydrogéologiques, nous permettent de dire :

- La structure géologique du substratum à dominance argileuse et son comportement hydrogéologique ne s'oppose guère à la réalisation d'une digue en terre et d'opter pour un ancrage au fond du thalweg jusqu'aux bed-rock sain après décapage de la couverture alluvionnaire et le toit altéré du premier.
- L'étanchéité du site et son assiette est donc assurée par les argiles rouges du Mio-pliocène continental formant le substratum.
- Les matériaux de construction d'une digue en terre homogène sont largement disponibles dans la cuvette de la présente retenue collinaire.
- On affirme donc que toutes les conditions géologiques et hydrogéologiques sont favorablement réunies pour la réalisation d'une digue en terre homogène sur le site de la retenue collinaire en question.

II.2 Géotechnique :

II.2.1 Généralité:

Dans cette partie, nous nous intéresserons à l'étude et aux calculs des talus des remblais de la digue et pour cela, une campagne géotechnique doit être menée sur l'emprise ainsi qu'au lieu d'emprunt et sur les matériaux devant servir à sa mise en œuvre (fondation, talus, digue).

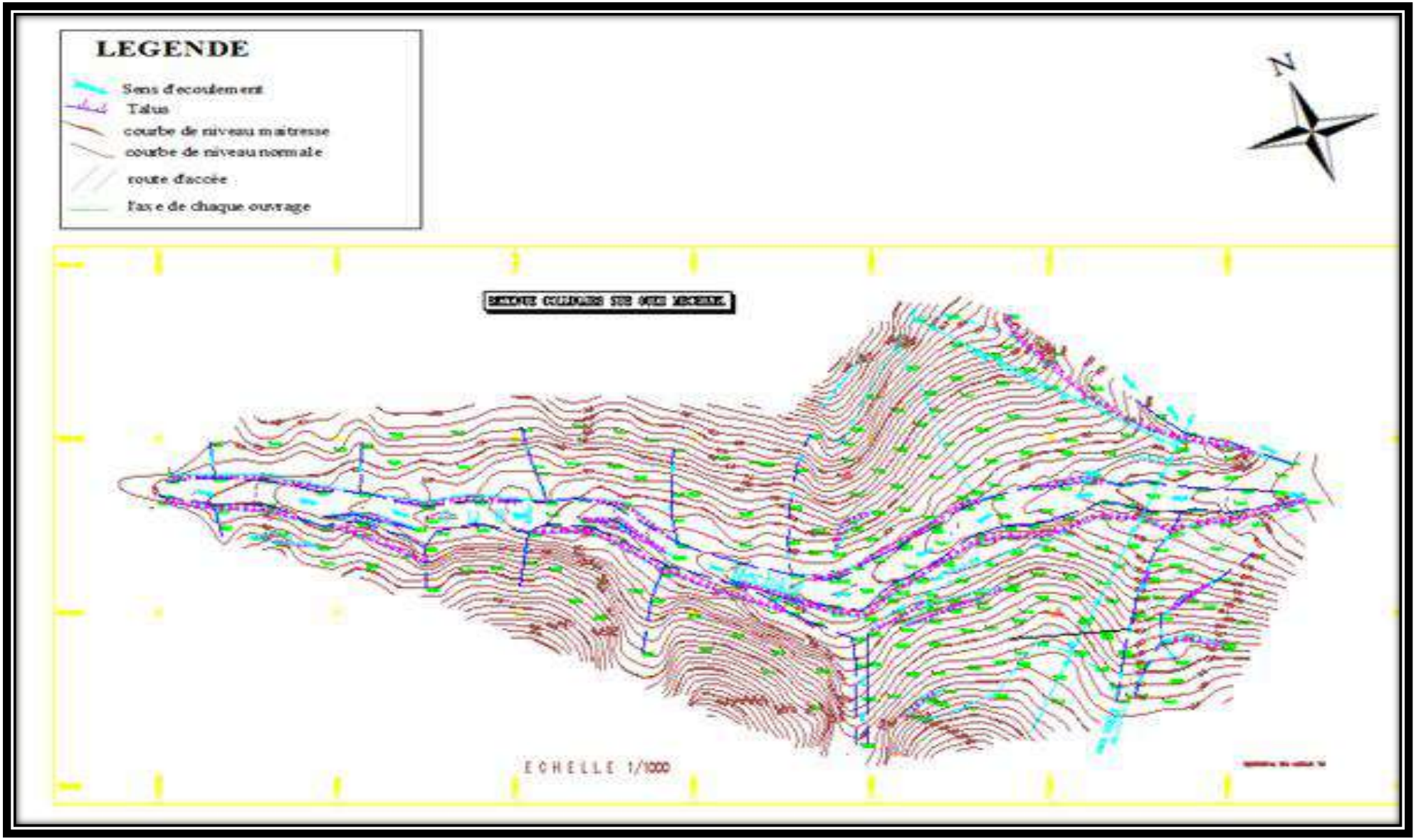


Figure II.05 : Plan de prospection.

II.2.2 Prospection géomécanique du Terrain:

Huit (08) fouilles d'une profondeur moyenne de 3,50 mètres linéaires ont été exécutés en différentes endroits de la retenue collinaire (cinq (05) puits au niveau de la zone d'emprunt et trois (03) puits au niveau de la zone d'emprise de la digue, suivi de prélèvements d'échantillons de sol et du sous-sol prélevés à différentes profondeurs afin de connaître et déterminer respectivement la structure géo-mécanique des terrains d'assise et de fondation de la digue et ses ouvrages annexes ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction du barrage collinaire .

II.2.3 Prospection géotechnique de laboratoire:

Identifier un sol, c'est déterminer un ensemble de propriétés physiques, mécaniques ou chimiques qui permettent de le caractériser. Ces propriétés sont déterminées par des essais simples, appelés « essais de reconnaissance ». Ces essais servent de base aux divers systèmes de classification des sols. Leurs résultats permettent aussi d'estimer au moyen de corrélations des ordres de grandeur des propriétés mécaniques des sols et d'établir un pré-dimensionnement grossier des ouvrages au stade des premières études.

II.2.3.1 Les Essais de reconnaissance :

A- L'essai d'analyse granulométrique : Norme XP P49-041

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série des tamis, emboîtées les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieur des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis.

B- La sédimentomètrie : Norme NF P94-057

Le principe de la sédimentométrie se base sur la loi de Stockes du mouvement d'une particule sphérique dans un liquide visqueux, la méthode d'essai consiste à étudier la décantation des particules fines du sol de dimension inférieur à 80 micron « environ 80 grammes de sol dans 2 litres d'eau ». Les particules les plus grosses descendent plus vite dans le liquide.

C- Teneur en eau naturelle : Norme NF P94-050

C'est la masse d'eau par rapport à la masse sèche d'un échantillon en pourcentage. Il indique l'humidité de terrain.

D- Masse volumique : Norme NF EN ISO 17828

C'est une grandeur physique qui caractérise la masse d'un échantillon par unité de son volume. Elle est déterminée à l'aide d'un pycnomètre.

E- Essai Proctor : Norme NF P94-093

L'échantillon de sol est compacté par couches successives dans un moule Proctor cylindrique normalisé, en adoptant diverses valeurs de teneur en eau. Le compactage est effectué à l'aide d'une dame normalisée soit sur une machine automatique soit manuellement. Le but de cet essai est de déterminer la teneur en eau optimales qui permet d'obtenir une masse volumique sèche maximal.

F- Essai a l'Oedomètre : Norme XP P94-090-1

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une trousse cylindrique rigide « odomètre ». Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas est maintenue saturée pendant l'essai. La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations d'hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

G- Essai Cisaillement rectiligne à la boite: Norme NF P 94-071-2

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boite de cisaillement constituée de deux demi-boites indépendantes. Le plan de séparation constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette.

H- Essai de carbonate (CaCo3) : Norme NF P94-048

On utilise la propriété du carbonate de calcium à se décomposer sous l'action d'un acide « acide chlorhydrique, HCI, dans le cas présent » en H_2O et CO_2. Le volume de CO_2 dégagé est mesuré dans un tube gradué étanche, par la variation de niveau d'une colonne d'eau.

La réaction est la suivante :

$$CaCO_3 + 2HC1 \Rightarrow CO_2 + H_2O + CaCl_2$$

Une molécule-gramme de $CaCO_3$ (100 g) donne 22,4 l de CO_2 à pression normale et 0°C. Dans les mêmes conditions, 1 litre de gaz carbonique est engendré par 45 g de $CaCO_3$ « règle de 3 ». On en déduit que 100 ml de CO_2 sont fournis par 0,45 g de $CaCO_3$, ce qui permet de calculer toutes teneurs en $CaCO_3$ par rapport au volume de gaz, pour autant que l'appareil ait été étalonné en fonction de la température et de la pression ambiante.

I- Essai de limites d'Atterberg : Norme NF P94-051

La consistance d'un sol varie en fonction de la teneur en eau. Selon la teneur en argile et sable, le sol absorbera plus ou moins vite l'eau ajouté. Le sol passera successivement de l'état solide à l'état plastique puis liquide.

II.2.3.2 Resultats des données géotechniques du terrain et de laboratoire:

Les différents essais de laboratoire ont été effectués aussi bien sur les prélèvements des puits que sur les échantillons paraffinés des sondages.

- **Nombre d'essais :**

  Le nombre réalisé des essais physiques et mécaniques-chimiques est résumé dans les tableaux II.2 et II.3 respectivement.

Tableau II.2 : Essais physiques d'identification et de classification

Essais physiques	**Nombre d'essai**
Teneur en eau naturelle (**Wn**)	04 essais
Densité sèche (γ_d)	04 essais
Limite de liquidité (**WL**)	04 essais
Limite de placticité (**WP**)	04 essais
Indice de placticité (**IP**)	04 essais
Analyse granulométrique	04 essais
Sedimentométrie	04 essais

Bureau d'étude

Tableau II.3 : Essais mécaniques et chimiques

Essais mécaniques	**les paramètres**	**nombre d'essais**
Compression à l'œdomètre	compressibilité (**Pc**)	02 esaais
	coefficient de tassement (**Ct**)	02 esaais
	coefficient de gonflement (**Cg**)	02 esaais
Cisaillement rectiligne à la boite type U.U	cohésion (**Cu**)	01 esaais
	angle de frottement (φ_u)	01 esaais
Proctor normal	teneur en eau optimale (**W opt**)	04 essais
	Densité sèche maximale ($\gamma_{d\ max}$)	04 essais
	Densité sèche maximale à 95 % ($\gamma_{d\ max}$)	04 essais
Analyse chimique du sol	Teneur en carbonate ($CaCO_3$)	04 essais
	Teneur insolubles	04 essais
	Teneur en gypses ($CaSO_4$, $2H_2O$)	04 essais

Bureau d'étude

➢ **Resultats des données géotechniques de terrain d'assise et de fondation de la digue:**

- **Alluvions récentes et actuelles du fond de la vallée (terrasses alluviales):**

Ce sont des particules à granulométrie étalée: constituées de galets ,cailloux , graviers ,sables avec peu de particules fines argilo-limoneuses .Ces matériaux appelés basse terrasse proviennent de la désagrégation physique et l'altération chimique des roches mères. Elles affleurent au niveau le plus bas du lit mineur (Thalweg) de **l'Oued Mechikel** sous une faible épaisseur. Ces formations alluvionnaires se caractérisent par les propriétés regroupées dans le tableau II.4.

Tableau II.4 : Résultat des essais sur Alluvions

Les paramètres	Les valeurs
Cohésion effective (**C'**)	0,00 KPa
Angle de frottement effectif (φ ')	34° - 38°
Capacité portante (**Rdt**)	500 KPa
Perméabilité (**K**)	10^{-1} à 10^{-3} m/s

Bureau d'étude

Ces valeurs montrent que le matériau est constitué généralement d'un sol pulvérulent et perméable et forment donc un milieu à grand risque de pertes d'eau par infiltrations au-dessous du corps de la digue. A cet effet, le décapage de cette couche est indispensable et par conséquent l'ancrage jusqu'au substratum argileux sain et imperméable, est nécessaire afin d'éviter le phénomène de Renard et donc assurer l'étanchéité et la stabilité de l'ouvrage.

- **Argiles rouges et calcaires lacustres du moi-pliocène continental :**
  - **argiles rougeatres :**

Composées de particules fines argilo-limoneuses contenant parfois des débris caillouteux. Ces formations sont caractérisées par les paramètres ci-après (tableau II.5 et II.6) et sont très dominantes par rapport aux autres faciès de même âge.

Tableau II.5 : Résultat des essais sur les argiles

Paramètres	Les valeurs
Teneur en eau naturelle (Wn)	12,60 - 15,85 %
Densité sèche (γ_d)	1,66 - 1,99 t/m^3
Densité humide (γ_h)	1,91 – 2,24 t/m^3
Limite de liquidité (W_L)	37,81- 42,37 %
Limite de plasticité (W_P)	19,86 - 23,39 %
indice de plasticité (I_P)	15,94 – 20,94 %

Bureau d'étude

Tableau II.6: Résultat des essais.

Essais mécaniques	Paramètres	Valeurs
Compression à l'odomètre	compressibilité (**Pc**)	1,15 – 1,16 bars
	coefficient de tassement (**Ct**)	0,117 – 0,202
	coefficient de gonflement (**Cg**)	0,017 – 0,024
	perméabilité **K**	10^{-5} à 10^{-6} cm/s
Cisaillement rectiligne à la boite type U.U	Cohésion non drainé (**Cu**)	0,72 bars
	angle de frottement (**φu)**	24 °
	Cohésion effective (**C'**)	05 - 20 KPa
	Angle de frottement effectif (**φ'**)	20 °- 30 °
	Coefficient de poisson (μ)	0.40
	Coefficient de Young	0.47
	Capacité portante (**Rdt**)	0,5-1,0 MPa
	Poids spécifique des grains (**γ s**)	2,0 t/m^3
croutes calcaires lacustres	Poids spécifique des grains (**γ s)**	2,1- 2,4 t/m^3
	Capacité portante (**Rdt**)	1, 5 MPa
	Perméabilité (**K**)	10^{-4} à 10^{-5} cm/s
	Résistance à la compression simple (**Rc**)	05 – 15 MPa
	Cohésion effective (**C'**)	25 – 35 KPa
Analyse chimique sommaire du sol	Teneur en carbonate (**$CaCO_3$**)	45,45 % - 54,54 %
	Teneur insolubles	41,00 % - 50,00 %

Bureau d'étude

- Selon la norme afnor de dénomination et classification des sols, la teneur en carbonate (51,13 %) indique qu'on a un sol marneux, selon la teneur en eau et l'indice de plasticité (IP=18,63 %), le sol est peu plastique, et la valeur de densité sèche (γ_d =1,80 t/m^3) indique qu'il est dense. Donc ce sont des matériaux fins argilo-limoneux, moyennement plastiques et appartenant selon la classification Américaine U.S.C.S (L.C.P.C) à la classe CL (Ap).
- Concernant l'essai de cisaillement rectiligne à la boite on sait bien que cet équipement est dédié seulement au sol fin d'Où le diamètre de ses grains est moins ou égale à 1mm, et dans les conditions drainée (CD), donc il est impossible de faire un essai de cisaillement de type UU à la boite. Malgré cela, le bureau d'étude a fait ce type d'essai à la boite au lieu d'utiliser l'appareil de triaxial qui serve mieux au conditions non consolidé non drainé, cette erreur peut être due au manque d'équipement d'essais au laboratoire ou bien au manque d'ingénieurs formés et expérimentés dans l'utilisation du triaxial.

➢ **Resultats des données géotechniques de Materiaux de construction de la digue :**

- **Materiaux d'étanchéité :**

Ce sont les mêmes formations ou matériaux qui constituent le terrain d'assise et de fondation et présentent donc les caractéristiques géotechniques identiques à celles évoquées dans le titre de « terrain d'assise et de fondation de la digue ».

Leurs essais de compactage selon Proctor normal ont données les résultats ci-après regroupées dans le tableau II.7 :

Tableau II.7: Résultat des essais Proctor normal.

Paramètres	Valeurs
Teneur en eau optimale (W_{opt})	12,90 - 16,00 %
Densité sèche maximale ($\gamma_{d\ max}$)	1,73 - 1,80 t/m^3
Densité sèche maximale ($\gamma_{d\ max.95\%}$)	1,64 – 1,71 t/m^3

Bureau d'étude

- **Materiaux pour filtre, transition et drainage :**

Ce type de matériaux destinés à la protection du corps de la digue doivent être exploités des carrières calcaires existantes au environ de la retenue et doivent avoir un fuseau granulométrique obéissant aux critères de TERZAGUI ci-après en partant du fuseau granulométrique des matériaux de base (argiles).

$$\frac{Df15}{Da85}<5 \qquad 12 < \frac{Df15}{Da15}<40 \qquad 12< \frac{Df50}{Da50}<58$$

- **Materiaux d'enrochement (Rip-Rap) :**

Ces matériaux nécessaires à la protection du talus amont de la digue contre les mouvements des vagues d'eau de la retenue collinaire seront exploités des roches calcaires qui se trouvent aux alentours du site de la retenue collinaire. Ces matériaux sont de bonne qualité géotechnique et chimique qui sont comme le montre le tableau II.8.

Tableau II.8 : Résultats des essais.

Paramètres	Valeurs
Poids spécifique des grains (**γ s)**	2,3 t/m^3
Micro-Deval à l'eau (**M.D.E)**	<40%
Los Angeles (**L.A**)	35 %
Résistance à la compression simple (**Rc**)	150 MPa

Bureau d'étude

Les bancs métriques de calcaires doivent être mis en place sous forme des gros blocs de 200 à 300 mm de diamètre afin de bien résister aux mouvements des vagues.

II.2.4 Caracterisriques géotechniques proposées pour le calcul de la stabilité de la digue:

II.2.4.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue :

- **Alluvions récentes et actuelles du fond de la vallée :**

Tableau II.9 : Propriétés de calcul.

Paramètres	Valeurs
Cohésion effective (**C'**)	0,00 Kpa
Angle de frottement effectif (**φ'**)	33°
Capacité portante (**Rdt**)	500 Kpa
Perméabilité (**K**)	10^{-3} m/s

Bureau d'étude

- **Argiles rougeatres du moi-pliocène (substratum) :**

Tableau II.10 : Paramètres de calcul.

Paramètres	Valeurs
Teneur en eau naturelle (**Wn**)	14,66 %
Densité sèche **(γ d)**	1,80 t/m^3
Densité humide **(γ h)**	2,06 t/m^3
Limite de liquidité (**Wl**)	39,80 %
Limite de plasticité (WP)	21,17 %
Indice de plasticité **(IP)**	18,63 %
Compressibilité (**Pc**)	1,155 bar
Coefficient de tassement **(Ct)**	0.16
Coefficient de gonflement **(Cg)**	0.0205
Perméabilité (**K**)	10^{-6} cm/s
Cohésion (**Cu**)	0,72 bar
Angle de frottement (**φ u**)	24 °
Cohésion effective (C')	16 Kpa
Angle de frottement effectif **(φ ')**	20 °
Coefficient de poisson (μ)	0.42
Coefficient de Young	0.47
Capacité portante (**Rdt**)	1.0 Mpa
Poids spécifique des grains **(γ s)**	2,0 t/m^3
Teneur en carbonate (**$CaCo_3$**)	51,13 %
FB Teneur en Insolubles	44,72 %
Teneur en gypses	Traces

Bureau d'étude

- **Croutes calcaires lacustres :**

Tableau II.11 : Propriétés de calcul**.**

Paramètres	Valeurs
Poids spécifique des grains **(γ s)**	2,2 t/m^3
Capacité portante (**Rdt**)	1.5 MPa
Perméabilité (**K**)	10^{-4} cm/s
Résistance à la compression simple (Rc**)**	15 MPa
Cohésion effective (c')	30 KPa

Bureau d'étude

II.2.4.2 Materiaux de construction de la digue :

Outre les propriétés des argiles rougeâtres du Mio- pliocène du substratum.

Tableau II.12 : Paramètres de calcul

Paramètres	Valeurs
Teneur en eau optimale (W_{opt})	14.75 %
Densité sèche maximale (γ_{dmax})	1.7575 t/m3
Densité sèche acceptable ($\gamma_{dmax.95\%}$)	1.6575 t/m3

Bureau d'étude

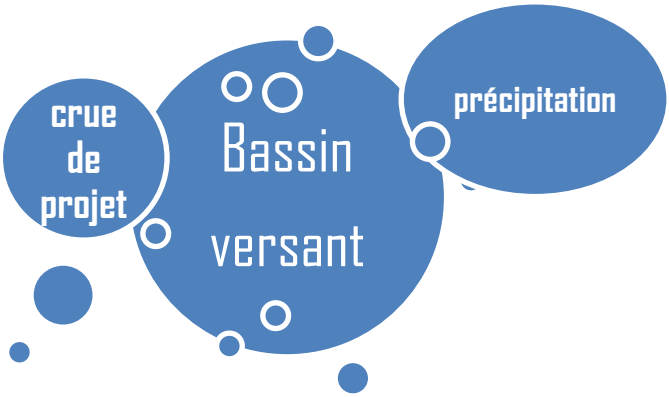
CONCLUSION:

Après l'analyses de toutes les données géotechniques de terrain et de laboratoire des différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site de la retenue collinaire (assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes) ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction du barrage collinaire), on peut établir les conclusions suivantes :

- L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire est garantie par la présence des argiles rouges du Mio-pliocène.
- La présence de la couche alluvionnaire perméable (sables, graviers, cailloux…de basse et haute terrasses) au fond de la vallée ainsi que la répartition aléatoire du toit altéré du substratum argileux conglomératiques, nous obligent à asseoir la fondation de la digue jusqu'au faciès sain imperméable.
- Les parements amont et aval de la digue seront fondés au fond de la vallée partout dans les argiles rouges et les croutes calcaires lacustres (le bed rok sain), après bien décapage de la couche colluvionnaire et le toit altéré substratum.
- Les matériaux argileux destinés à l'étanchéité et la recharge de la digue seront exploités quantitativement et qualitativement de la rive gauche en amont immédiat du site .
- Les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'enrochement) seront fournis par les calcaires affleurant dans la zone de **Khelil** [calcaires des carrières] sous forme de blocs de 200 mm à 300 mm de diamètre.
- On peut dire que les conditions géologique et géotechniques sont favorablement associées pour la réalisation d'un barrage collinaire en terre au niveau du site de la retenue collinaire sur **Oued Mechikel** commune de **Khelil** Wilaya de **Bordj Bou Arreridj.**

CHAPITRE III :

ETUDE HYDROLOGIQUE



Introduction:

L'étude hydrologique à une grande importance, car le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrotechniques sont liées aux paramètres hydrologiques. Cette étude est définie comme l'étude du cycle de l'eau et l'estimation de ses différents flux.

Le but dans ce chapitre est de mettre en évidence les paramètres hydrologiques d'Oued MECHIKEL tels que les débits des crues, les apports du bassin versant « apports liquides et solides » qui constituent la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement.

III.1 Bassin versant :

III.1.1 Caractéristique géographiques du bassin versant :

Au cours de cette étude hydrologique, nous avons utilisé une carte topographique LE BOU SALLAM N° 92 échelle : 1/50.000 ; Il est délimité par les coordonnées LAMBERT, VOIROL suivant : X = 710.80 Km. Y = 325,30 Km.

Le bassin versant de la retenue collinaire d'Oued MECHIKEL fait fonction de collecteur de crues. Il recueille les eaux de pluies et les transforme en écoulement à l'exutoire. Cette transformation est fonction, d'une part, des conditions climatologiques régnant sur le bassin versant et des caractéristiques physiques du déversoir.

La construction de la retenue collinaire de MECHIKEL est prévue sur l'Oued du même nom. Le site a pour coordonnées :

X =710.477Km. Y =325.29Km. Z = 892 m N.G.A.

III.1.2 Caractéristiques géométriques du bassin versant :

Le bassin versant d'Oued MECHIKEL est délimité à partir de la même carte topographique. Cette carte a servi comme base à la détermination des différents paramètres morphologiques ainsi qu'à l'élaboration de la courbe hypsométrique du bassin.

A l'aide du logiciel du SIG (MapInfo) on a mesuré les paramètres suivants :

Tableau III.1 : Les paramètres géométrique du bassin versant.

La surface du bassin versant	A = 3.642 Km²
Périmètre du bassin versant	P = 9.5 Km
Longueur du thalweg principal	L = 3 Km
Altitude maximale	H_{max} = 1060 m
Altitude minimale	H_{min} = 890 m
L'altitude moyenne du bassin	H_{moy} = 975 m

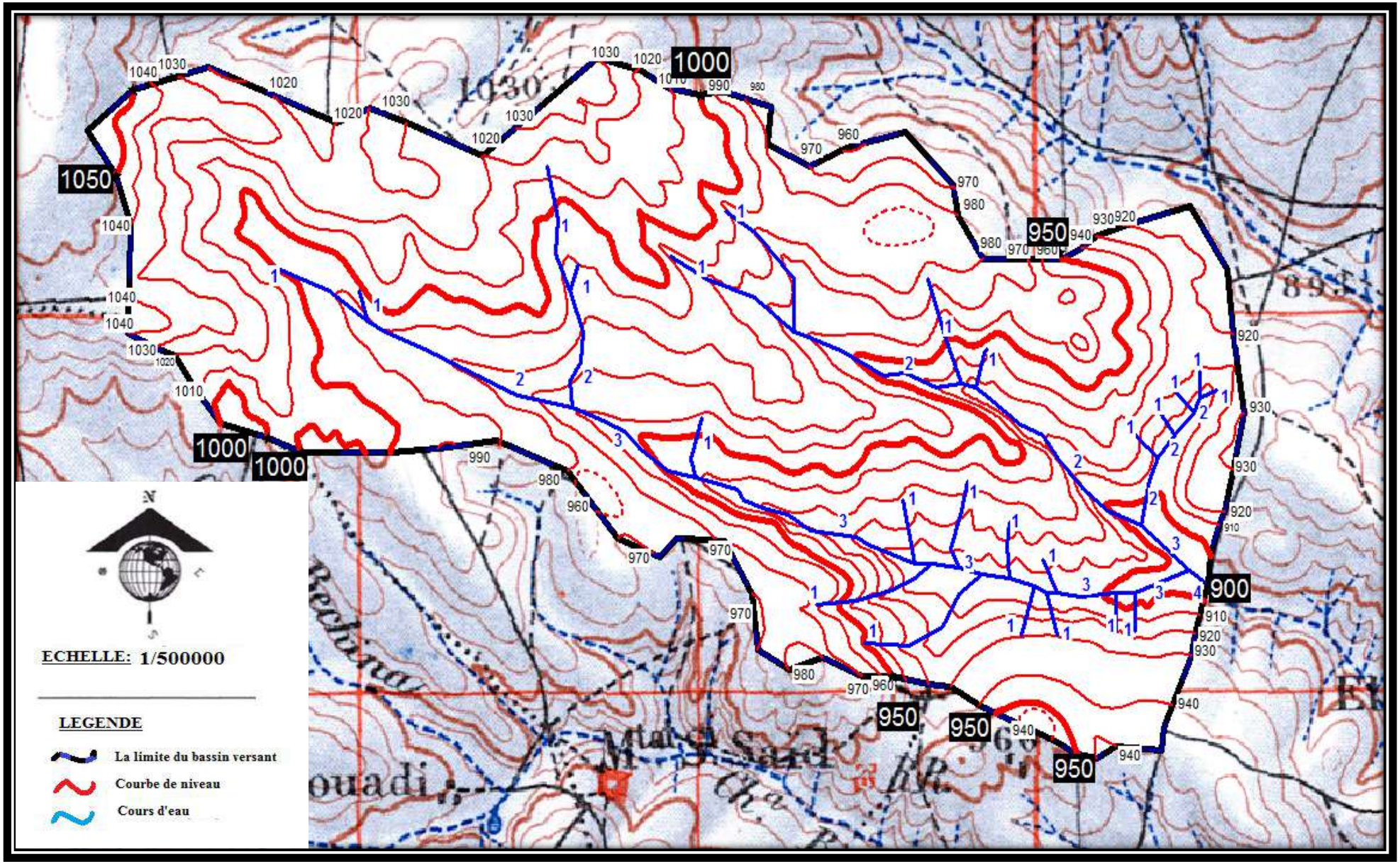


Figure III.1: Bassin versant en courbe de niveau.

III.1.2.1 Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius :

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

$$L = \frac{Kc\sqrt{A}}{1.128}\left[1+\sqrt{1-\left(\frac{1.128}{Kc}\right)^2}\right] \quad \text{et} \quad l = \frac{Kc\sqrt{A}}{1.128}\left[1-\sqrt{1-\left(\frac{1.128}{Kc}\right)^2}\right] \qquad \text{(III.1)}$$

Kc : indice de compacité. Tel que : $Kc = 0.28\frac{P}{\sqrt{A}}$ (III.2)

P : périmètre du B.V (Km).

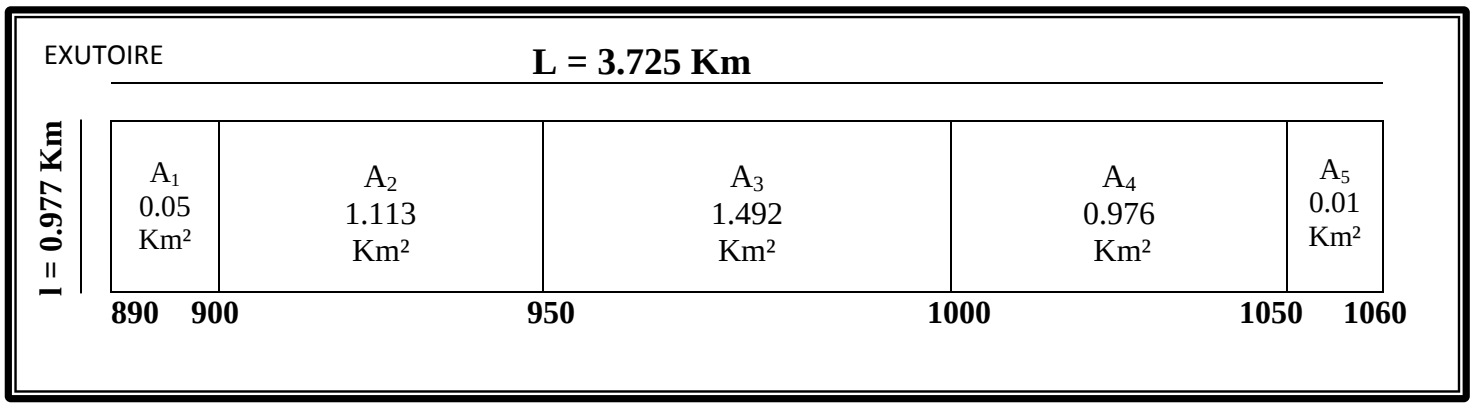
A : surface du B.V (km²).

AN : Kc= 1.39 ; L= 3.725 km ; et l=0.977 km

Pour apparaitre les surfaces élémentaires situées entre les courbes de niveaux maitresses du bassin versant dans le rectangle, on fixe la largeur totale du rectangle et on calcule la longueur de chaque rectangle élémentaire. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Les dimensions des différentes tranches dans le rectangle équivalent :

Cote	A (km²)	P (km)	l (m)	L (m)
C<900	0,05	1.355	0,977	0.051
900<C<950	1.113	8.607	0,977	1.139
950<C<1000	1.492	13.12	0,977	1.527
1000<C<1050	0.976	7.587	0,977	0.998
C>1050	0,011	0.573	0,977	0.011



Figue III.2 : Rectangle équivalent de la retenue collinaire sur oued MECHIKEL.

D'après l'indice de compacité et le dimensionnement du rectangle équivalent, nous pouvons conclure que notre bassin est relativement allongé.

III.1.3 Végétation :

Le bassin versant présent un couvert végétal très clairsemé. Le climat est semi-aride, à cet effet couvert végétal est faible. Cette situation a engendré un taux d'abrasion considérable d'où une durée de vie de la retenue collinaire inévitablement plus courte.

III.1.4 Relief du bassin versant :

III.1.4.1 Répartition et courbe hypsométrique :

Tableau III.3 : Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.

Altitude m	S partielles km²	S partielles %	S cumulées %	Si km²	Si*Hi m^3
890	0,05	1.37	100	0,05	44750000
900	0,1462	4.01	98.63	0,1462	132311000
910	0,192	5.27	94.61	0,192	175680000
920	0,2644	7.26	89.34	0,2644	244570000
930	0,2649	7.27	82.08	0,2649	247681500
940	0,2472	6.79	74.81	0,2472	233604000
950	0,2055	5.64	68.03	0,2055	196252500
960	0,3094	8.49	62.38	0,3094	298571000
970	0,3508	9.63	53.89	0,3508	342030000
980	0,3437	9.43	44.26	0,3437	338544500
990	0,283	7.77	34.83	0,283	281585000
1000	0,2877	7.89	27.06	0,2877	289138500
1010	0,256	7.03	19.16	0,256	259840000
1020	0,2565	7.04	12.13	0,2565	262912500
1030	0,1457	3.99	5.09	0,1457	150799500
1040	0,0282	0.77	1.09	0,0282	29469000
1050	0,0116	0.32	0.32	0,0116	12238000
1060					
$\sum Si$ (km²)	3,642			$\sum Si * Hi$	3539977000

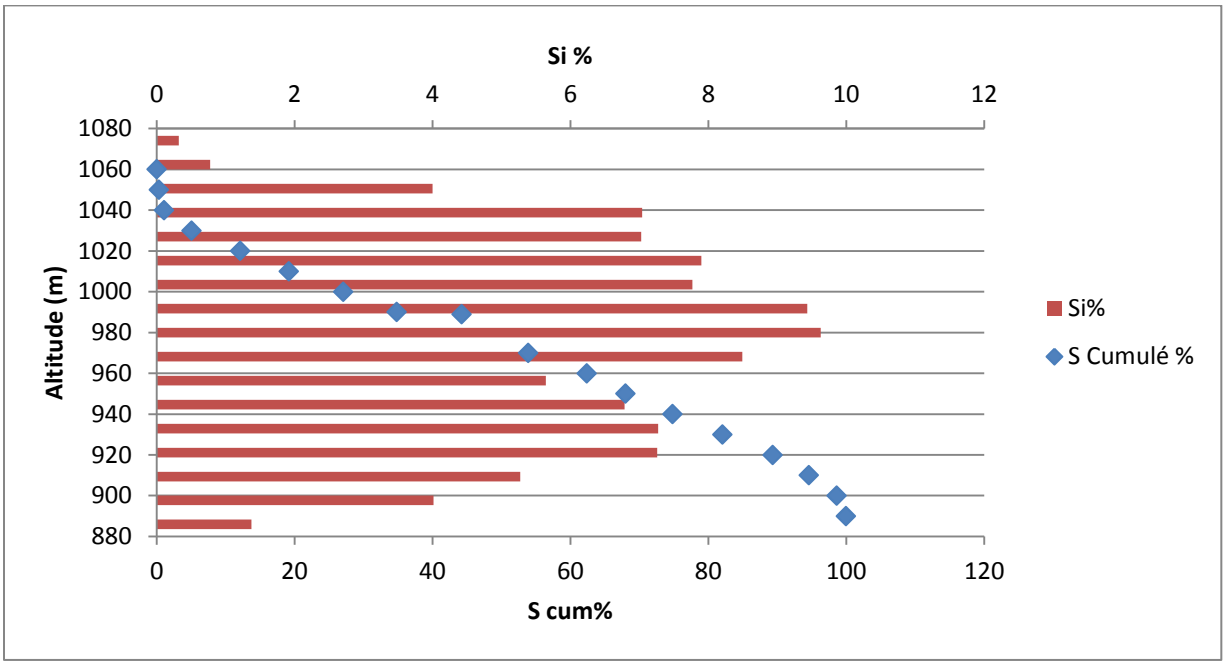


Figure III.3 : Répartition des surfaces en fonction des altitudes.

D'après la courbe, nous pouvons tirer H5% et H95% :

H5% = 1030 m NGA. H95% = 910 m NGA.

III.1.4.2 Altitude moyenne du Bassin Versant :

Hmoy est déterminée par deux méthodes :

❖ **Méthode graphique**

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondant à la surface 50%. C'est donc l'altitude médiane.

H50% = 974 m.

❖ **Méthode analytique :**

Il se présente comme suit : $$Hmoy = \sum\left(\frac{Si \times Hi}{S}\right) \quad \text{(III.3)}$$

Avec: Si : Surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²);
Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n en (m);
S : Superficie du bassin versant (Km²).

Dans ce cas, on trouve que l'altitude moyenne est :

Hmoy=971.77 m.

III.1.4.3 Les indices de pente :

L'objet de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin et de permettre des comparaisons et des classifications.

- **Indice de pente globale Ig :** Cet indice est très utilisé, il sert de base à une des classifications O.R.S.T.O.M pour les bassins versants d'ordre 25 km².

Il est définit comme suit :

$$Ig = \frac{D}{L} = \frac{H5\% - H95\%}{L} \qquad \text{(III.4)}$$

Avec : D : Dénivelée entre H5% et H95% (m)

L : longueur du rectangle équivalent (km)

H5% et H95% sont respectivement les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$

Donc **Ig = 3.225 %**

Selon le tableau de classification du relief : 0.02<Ig<0.05 donc notre relief est **assez fort**.

- **Indice de pente de Roche Ip :** Cet indice est étroitement corrélé avec l'indice de pente globale, il est calculé par la relation suivante :

$$\mathbf{Ig = 0.8Ip^2}$$

Alors **Ip = 0.2006 = 20.06 %**

- **Pente moyenne du bassin versant Im :** Elle est obtenue par la formule suivante :

$$Im = \frac{\Delta H\left(0{,}5l_1 + l_2 + \ldots\ldots + 0{,}5l_n\right)}{S} \qquad \text{(III.5)}$$

Avec : H : Dénivelée (10m);

Li : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2,3….n;

S : Surface du bassin versant qui est égale à 3.7 Km^2.

Tableau III.4 : Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau.

Courbe de niveau (m)	Longueur (km)
900	1.283
910	3.589
920	4.651
930	4.802
940	5.038
950	4.962
960	5.079
970	6.065
989	4.581
990	3.335
1000	4.718
1010	4.195
1020	3.782
1030	3.294
1040	0.797
1050	0.277

Donc on a trouvé que **:** **Im=16.383%**

- **Densité spécifique :** Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes : Ds=Ig $\sqrt{S}$ (III.6)

Avec : Ig : Pente globale [m / Km];

S : Surface totale du bassin versant [Km²].

AN : Ds = 3.225 * $\sqrt{3.642}$; donc **Ds = 6.145 m.**

Donc selon la deuxième classification d'O.R.S.T.O.M le relief de notre bassin versant est très faible (Ds=6.145<10).

III.1.5 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :

III.1.5.1 Le réseau d'écoulement :

Le réseau hydrographique est constitué de l'ensemble des chenaux qui drainent les eaux de surface vers l'exutoire du bassin versant. Pour procéder les calculs, il faut classer les cours d'eau en utilisant celle de Schum.

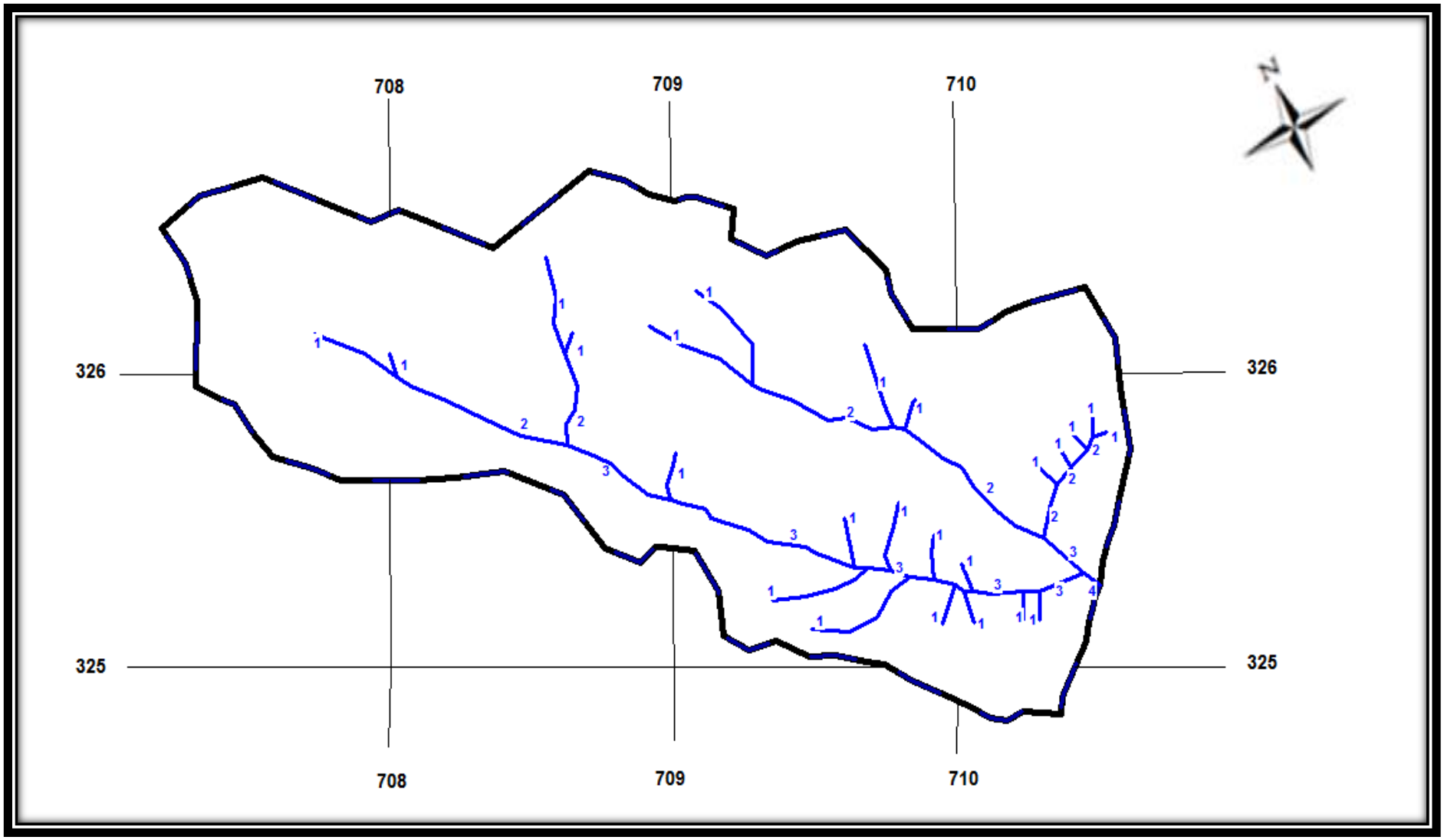


Figure III.04: Classification de Schum.

III.1.5.2 Densité de drainage Dd :

Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissèlement de la surface. Elle est déterminée par la relation suivante :

$$Dd = \frac{\sum Li}{S} \qquad \text{(III.7)}$$

Avec : ∑Li : La somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km)
S : Surface du bassin versant (km²)

Tableau III.5 : Longueurs correspondantes de chaque cours d'eau d'ordre i.

l'ordre des cours d'eau i	la somme des longueurs (km)
1	4.491
2	2.585
3	2.1239
4	0,0702
la somme de toutes les longueurs	9.2701

Alors: **Dd = 2.545 km^{-1}**

III.1.5.3 La fréquence des thalwegs d'ordre 1:

C'est le rapport du nombre total de thalwegs d'ordre 1 à la surface du bassin versant :

$$F1 = \frac{N1}{S} \qquad \text{(III.8)}$$

Avec : N1 : Le nombre total de thalwegs d'ordre 1 ;
S : La surface totale du bassin versant ;

AN : $F1 = \frac{24}{3.642} = 6.589$ **F1=6.589 km^{-2}**

III.1.5.4 Temps de concentration du bassin versant tc :

Le temps de concentration est un paramètre essentiel dans la formation de la crue pluviale et son débit. Il est définit comme la durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre le point le plus éloigné du bassin et l'exutoire de ce dernier.il existe plusieurs formules de calcul du Tc, les plus utilisés sont :

- **formule de Giandotti :** $$tc = \frac{4\sqrt{S}+1.5Lcp}{0.8\sqrt{Hmoy-Hmin}} \qquad \text{(III.9)}$$

Avec : S : Surface du bassin versant, Km^2.
L_{CP} : Longueur du thalweg principal, Km.
Hmoy : Altitude moyenne, m NGA.
Hmin : Altitude à l'exutoire, m NGA.

- **formule de turraza :** $$tc = 0.108\frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{I}}Lcp \qquad \text{(III.10)}$$

Avec : I : Pente moyenne du cours d'eau, en m/m.

➢ **formule de kripich :** $$tc = 0.945 \frac{Lcp^{1.155}}{D^{0.385}}$$ (III.11)

Avec : D : Différence d'altitude entre les extrémités du talweg en m.

Tableau III.6 : Résultats de calcul par les différentes formules.

Formule	tc (h)
Formule de Giandotti	1.66
Formule de Turraza	2.60
Formule de Kripich	0.55

Nous examinons la formule GIANDOTTI (sud Italie 1937) parce qu'elle est d'emploi fréquent en Algérie. Donc : **Tc= 1.66h**

III.1.5.5 Vitesse de ruissèlement :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Vr = \frac{Lp}{tc} = 1.79 \text{ km/h}$$

Lpc : Longueur du cours d'eau principale en km.
Tc : Temps de concentration en h.

III.1.5.6 Profil en long du cours d'eau principal :

Ce profil est tracé à partir de la courbe topographique en tenant compte l'altitude et la longueur du cours d'eau.

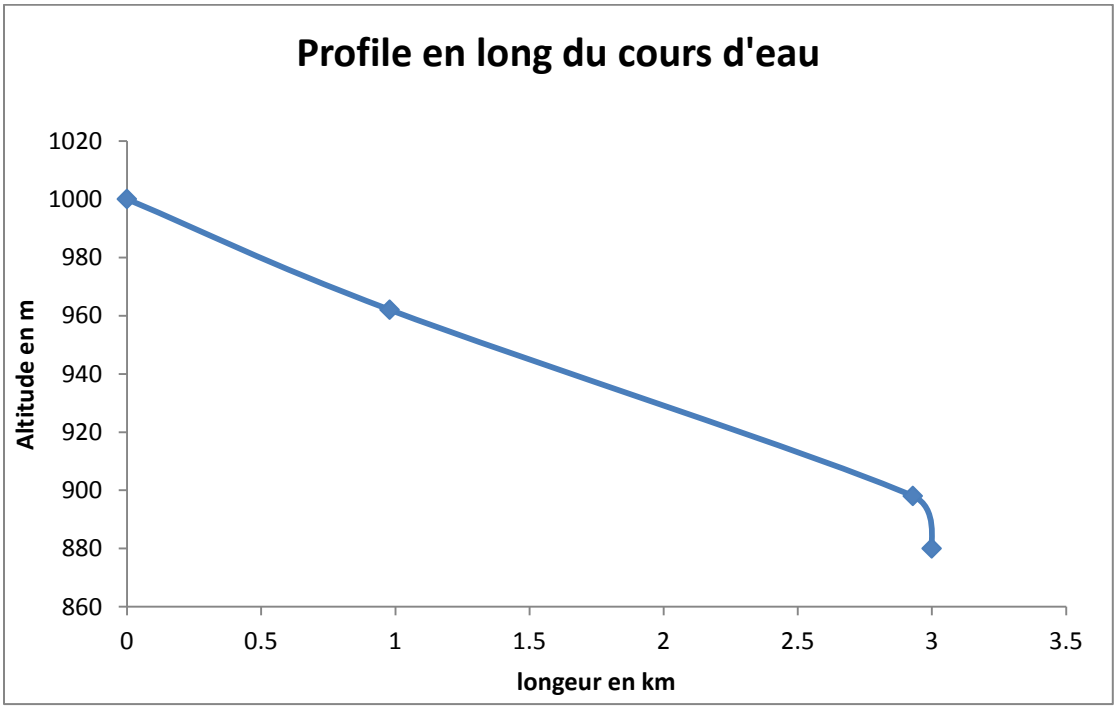


Figure III.5: profil en long du cours d'eau principal.

III.1.5.7 Pente moyenne du cours d'eau principal I_c :

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

$$Ic = \frac{\Delta H}{\Delta L} \qquad \text{(III.12)}$$

ΔH : Dénivelée entre 2 points suffisamment distants (m)

ΔL : Distance entre 2 points (km)

AN : I_c = (1000-890)/3 donc : **Ic=3.67%**

Tableau III.7 : Les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.

Caractéristiques		Unité	Symbole	Valeur
Surface		km²	S	3.642
Périmètre		km	P	9.5
Longueur		km	L	3.725
Largeur		km	l	0.977
Altitude	Maximale	m	H_{max}	1060
	Minimale	m	H_{min}	890
	Moyenne	m	H_{moy}	971.77
	Médiane	m	$H_{50\%}$	972
	5%	m	$H_{5\%}$	1030
	95%	m	$H_{95\%}$	910
Indice de	Compacité	/	K_c	1.39
	Pente globale	m/km	I_g	3.225
	Pente de roche	%	I_p	20.06
Pente moyenne du bassin versant		%	I_m	16.383
Longueur du cours d'eau principal		km	L_{cp}	3
Densité de drainage		km/km²	D_d	2.545
Temps de concentration		h	t_c	1.66
Densité spécifique		m	D_s	6.145
Fréquence de thalwegs d'ordre 1		km^{-2}	F_1	6.589
Pente moyenne de cours d'eau principale		%	I_c	3.67

III.2 Données climatologiques :

L'objectif de l'étude climatologique est de céder les données et les conditions climatiques au niveau du bassin versant, tel que : Les précipitations avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température, le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration, ces facteurs ont un rôle dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Et par conséquence ils sont nécessaires pour la conception du barrage et des ouvrages annexes.

III.2.1 Température :

Tableau III.8 : Les données concernant les températures relèvent toujours de la station de Bordj Bou Arreridj (1980/1988).

Station	MoisTc°	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
Station B.B.A	T_{max}	27.4	21.1	14.9	9.6	10.8	11.9	14	18.9	22.7	29.8	33.4	32.1	20.5
	T_{min}	14.8	9.5	5.3	1.8	0.6	1.7	2.8	5.6	9.1	15.7	19.1	18.5	8.7
	T_{moy}	21.1	15.3	10.1	5.7	5.7	6.8	8.4	12.2	15.9	22.7	26.3	25.3	14.6

III.2.2 Evaporation :

Tableau III.9: Evaporation station Bordj Bou Arreridj 1880/1986.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Som
E (mm)	320	199	123	85.2	98.5	109	145	193	262	399	553	481	2976

III.2.3 Vitesse du vent :

Tableau III.10 : Vitesse moyenne du vent station Bordj Bou Arreridj 1880/1986.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	moy
V (m/s)	3.3	3.1	3.5	3.4	3.4	3.7	3.5	3.7	3.8	3.7	3.7	3.3	3.54

III.2.4 Pluviométrie :

Le bassin versant étudié ne possède pas de stations pluviométriques directement sur le bassin mais aux alentours. Donc on prend les précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station la plus proche de la zone d'étude.

III.2.4.1 Stations et données disponibles :

Les données obtenues de l'ANRH (agence régionale des ressources hydriques) sont :

- Les précipitations sous forme de totaux mensuels et annuels, pluies journalières maximales d'une période d'enregistrement de 36 ans.
- Les données hydrométriques sous forme des débits et apports mensuels et annuels ainsi que les débits journaliers maximaux d'une période d'enregistrement de 19 ans.

Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III.11: Données disponibles des stations situées à proximité de la zone d'étude.

Station	Code de la station	Altitude	Années de fonctionnement
TIXTER	150614	960	1973-2011
BIR KASDALI	150707	980	1975/2011

Source : A.N.R.H

La station de BIR KASDALI est la plus proche du site avec une période d'observation de 1975-2010 soit 36 ans.

Tableau III.12: Station pluviométrique de BIR KASDALI.

Station	Code	Source	Coordonnée			Année de service	N (ans)
			X	Y	Z		
BIR KASDALI	150707	A.N.R.H	709.5	318.4	980	1975-2011	36

Source : A.N.R.H

III.2.4.2 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin :

Tableau III.13 : Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles.

ANRH

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Pm(mm)	35,2	26,58	39,26	45,35	42,59	35,3	36,09	48,66	43,35	16,73	8,78	14,84
pluie %	8,95	6,76	10	11,55	10,84	9	9,19	12,39	11,04	4,26	2,24	3,78

Pa = 392.73mm par an.

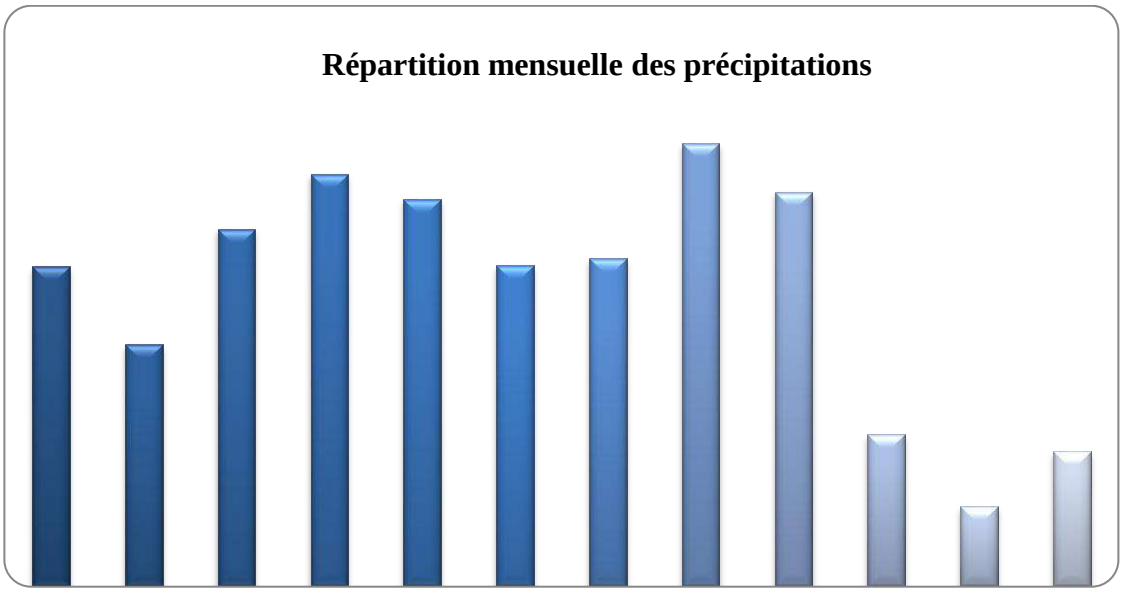


Figure III.6 : Répartition mensuelle des précipitations.

III.2.4.3 Précipitations maximales journalières :

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique 150707 a été choisie comme étant la plus représentative des maximas journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude.

III.2.4.3.1 Homogénéité de la série :

Il existe plusieurs tests pour vérifier l'homogénéité des séries de données, les plus utilisé sont :

- **Test de la médiane ou test de MOOD :**

Soit un échantillon $x_1, x_2, \ldots\ldots x_n$; Pour avoir la médiane on suit cette procédure :

- Classification des valeurs de la station de référence par ordre croissant.
- Calculer la médiane tel que : 50%<M<50% on a trouvé M=32.7 mm
- Ajouter pour les valeurs de la série :

  (+) pour les valeurs x_i>M et (-) pour les valeurs x_i<M

- Calculer les quantités Ns et Ts tel que :

Ns : le nombre total de la série de + ou de – donc Ns=17

Ts : taille de la plus grande série de + ou de – au-dessus de la médiane ; alors Ts=6

- Vérifier les deux conditions d'homogénéité :

  Ns> 0.5 x (N+1-$u_{1-\alpha/2}\sqrt{N+1}$) ; Avec: $u_{1-\alpha/2}$: représente la valeur de la variable centrée réduit de la loi normale correspondant à 1-α/2 (nous avons $u_{1-\alpha/2}=u_{1-0.96/2}=u_{0.025}$=1.96)

  AN: 0.5 (36+1-1.96$\sqrt{36+1}$) = 12.54 ; 17>12.54 ; → la 1ère condition est vérifiée.

  Ts<3.3 (logN+1) ; AN : 3.3 (log36+1) = 8.44 ; → La 2ème condition est vérifiée.

  Donc selon le test de la médiane la série est **homogène.**

- **Test de WILCOXON ou test des rangs :**

Le test de WILCOXON consiste à :

- Deviser la série d'observations en deux échantillons X(x1, x2, x3,…xn) et Y (y1, y2, y3,…yn) de taille M et N tel que N<M
- Classer la série (XUY) par ordre croissant en attribuant à chaque valeur son rang
- La condition pour que la série soit homogène est : $W_{min}<W_x<W_{max}$

$$\boldsymbol{Wmin = \frac{(N+M+1)N-1}{2} - u_{1-\frac{\alpha}{2}}\sqrt{\frac{NM(N+M+1)}{12}}} \qquad \text{(III.13)}$$

Et $$\boldsymbol{Wmax = (N+M+1)N - Wmin} \qquad \text{(III.14)}$$

On a :

N	14
M	22
W_{min}	198.1
W_{max}	319.9
W_x	226

198.1<226<319.9 alors la série est **homogène.**

L'application des deux tests à la série pluviométrique montre qu'elle est **homogène**.

III.3 Ajustement des pluies journalières maximales :

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

Pour cela, il serait nécessaire de passer par les étapes suivantes :

- ✓ Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- ✓ Calculer la fréquence expérimentale.
- ✓ Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données.
- ✓ Ajuster graphiquement la loi choisie.
- ✓ Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Le tableau des pluies maximales journalières prise de la station 150707 est dans l'annexe 2.

Tableau III.14 : Caractéristique de la série pluviométrique (36 ans).

Caractéristiques	Formule	Valeurs
La somme des Pmaxj en (mm)	$\sum_{i=1}^{n} Xi$	1377.5
la moyenne des Pmaxj en (mm)	$X=\frac{\sum_{i=1}^{n=35} \overline{Xi}}{n}$	38.2638
L'écart type « бx »; Pour n > 30 ans	$\sigma x=\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n=35}(Xi-\overline{Xi})^2}{n-1}}$	17.002
Coefficient de variation « Cv »	$Cv=\frac{\sigma}{Xc}$	0.4443

III.3.1 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.
- La taille de l'échantillon.
- Certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- o la loi de GUMBEL.
- o la loi de log-normale.

III.3.1.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel «HYFRAN». Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X)= e^{-e^{-y}} \qquad \text{(III.15)}$$

Tel que : $y=\frac{X - X_0}{\alpha}$; et on peut écrire : y=-ln (-ln (F(X)).

Avec : (1 / α) : La pente de la droite de GUMBEL.
Y : Variable réduite de GUMBEL.
x : Précipitation maximale journalière (mm).
x0 : Paramètre de position (mode).

Avant de procéder à l'ajustement, il va falloir 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.

$$F(X) = \frac{m-0,5}{n} \qquad \text{(III.16)}$$

Avec: m : Rang de précipitation.
n : Nombre d'observations (36).

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

$$y = - \ln (-\ln (F(x))) \qquad \text{(III.17)}$$

- calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »
- représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL.

- **Calcul des paramètres d'ajustement de la loi de GUMBEL :**

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x= (1/\alpha)\, y + x_0 \qquad \text{(III.18)}$$

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

- **Quantiles :**

q = F(X) (probabilité au non-dépassement)
T = 1/ (1-q)

Tableau III.15 : Les résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL.

Période de retour	Probabilité de fréquence	Xt (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
2000	0.9995	131	18	96.1 – 167
1000	0.999	122	16.4	90.1 – 154
200	0.995	101	12.7	75.9 – 126
100	0.99	91.6	11.1	69.8 – 113
50	0.98	82.3	9.55	63.6 – 101
20	0.95	70	7.47	55.3 - 84.6
10	0.9	60.4	5.92	48.8 - 72.0
5	0.8	50.5	4.38	41.9 - 59.1

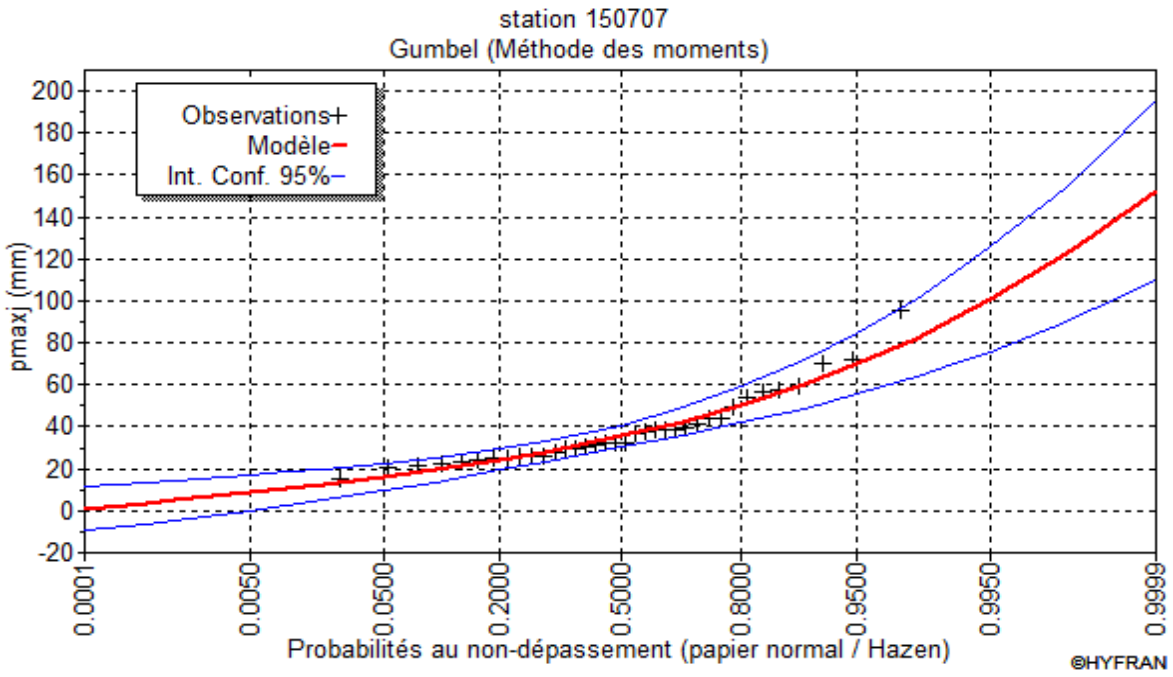


Figure III.7: Représentation graphique de la loi de GUMBEL.

Tableau III.16 : Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	15
Maximum	95.5
Moyenne	38.3
Ecart-type	17
Médiane	32.7
Coefficient de variation (Cv)	0.444
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.49
Coefficient d'aplatissement (Ck)	4.79

III.3.1.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi log-normale :

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de GUMBEL, seul la représentation graphique change où elle est faite sur papier GUMBEL.

La loi log-normale à une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_{u}^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \qquad \text{(III.19)}$$

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

L'équation de la droite de Galton est la suivante : Log x (p %)= $\overline{Logx}$ +Log u (p %).

$$LogX = \frac{\sum_{i=1}^{433} \overline{LogXi}}{N} \qquad \text{(III.20)}$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log-Normal sont résumés dans le tableau III.17

Quantiles :
q = F(X) (probabilité au non dépassement).
T = 1/ (1-q) Log normale (Maximum de vraisemblance).

Tableau III.17 : Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON.

Période de retour	Probabilité de fréquence	Xt (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	156	29.8	98.1 - 215
2000	0.9995	132	22.6	87.6 - 176
1000	0.999	122	19.8	82.9 - 160
200	0.995	99	13.9	71.8 - 126
100	0.99	89.6	11.6	66.7 - 112
50	0.98	80.3	9.55	61.6 - 99.0
20	0.95	68.2	7.04	54.4 - 82.0
10	0.9	58.9	5.35	48.4 - 69.4
5	0.8	49.4	3.85	41.8 - 56.9

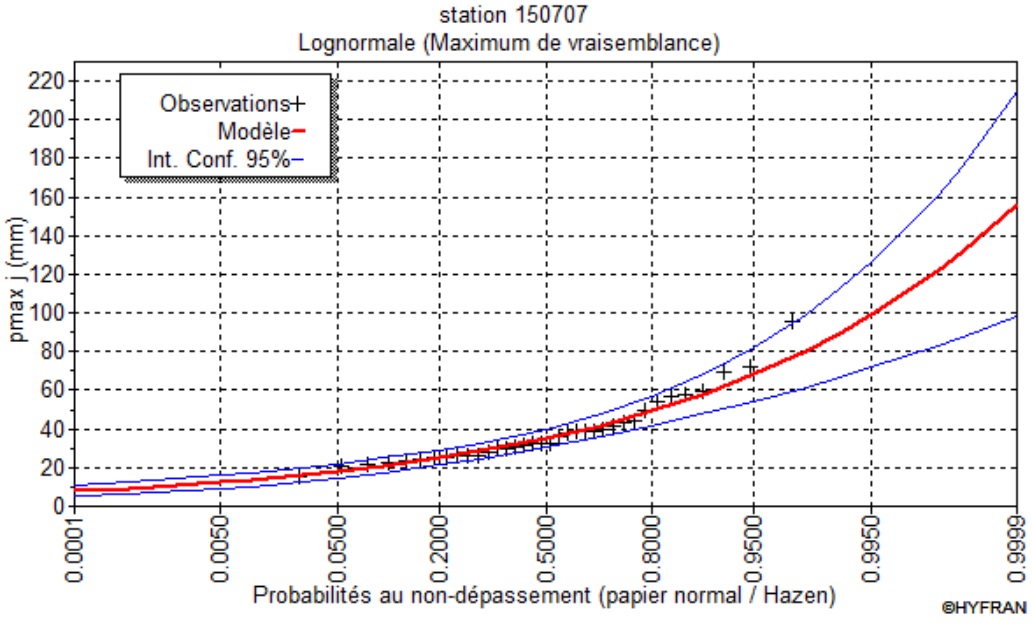


Figure III.08: Représentation graphique de la loi Log-normale.

- **Adéquation : (Test de Khi carré)**

Les résultats statistiques du test sont :

$X^2=6.22$; p-value=0.2852

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%.

Tableau III.18 : Comparaison des caractéristiques de la loi log-normale et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la population	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	15.0
Maximum	Aucun	95.5
Moyenne	38.2	38.3
Ecart-type	15.9	17
Médiane	35.2	32.7
Coefficient de variation (Cv)	0.417	0.444
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.32	1.49
Coefficient d'aplatissement (Ck)	6.28	4.79

A la fin de compte on peut choisir la loi de log-normale pour que la pluie maximale journalière la suive, car selon le schéma de la loi de log-normale, tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proche de la droite de HENRY. En ajoutant le teste de l'adéquation « Khi carre » établi par « HYFRAN » a montré aussi que la loi de log-normale est significative.

III.3.2 Pluies de courte durée :

Les pluies de courtes durées pour les différentes périodes de retour sont déterminées par la formule de Body :

$$P_{cr}=P_{max}\times\left(\frac{T}{24}\right)^{b} \qquad \text{(III.21)}$$

P_{cr} : Pluie de courte durée de même fréquence que P max j (mm).

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

T: Temps en heures.

b : Exposant climatique (donnée) b = 0,30

I_0: L'intensité de pluies (mm/h) $I_0=\frac{Pcr}{T}$ (III.22)

Tableau III.19 : Les pluies maximales journalières pour les différentes périodes de retour.

Période de retour	Probabilité de fréquence	Pmax j (mm)	Fréquence (%)
5	0.8	49.4	20
10	0.9	58.9	10
20	0.95	68.1	5
50	0.99	80.3	2
100	0.999	89.6	1
1000	0.9999	122	0.1
10000	0.9999	156	0.01

Tableau III.20: résultat de calcul les pluies de courte durée pour différentes périodes de retour.

Periode	5		10		20		50		100		1 000		10000	
Fréquence%	20		10		5		2		1		0,10		0.01	
$P_{maxj,p\%}$	49.40		58.9		68.10		80.3		89.6		122		156	
T	P_{cr}	I_0	P_{cr}	I_0	P_{cr}	I_0	P_{cr}	I_0	P_{cr}	I_0	P_{cr}	I_0	P_{cr}	I_0
0.5	15.46	30.93	18.44	36.88	21.32	42.63	25.13	50.27	28.05	56.10	38.19	76.38	48.84	97.67
1	19.04	19.04	22.70	22.70	26.24	26.24	30.95	30.95	34.53	34.53	47.02	47.02	60.13	60.13
1.5	21.50	14.33	25.63	17.09	29.64	19.76	34.95	23.30	39.0	26.0	53.10	35.40	67.90	45.27
1.66	**22.16**	**13.35**	**26.43**	**15.92**	**30.55**	**18.40**	**36.03**	**21.70**	**40.20**	**24.22**	**54.74**	**32.97**	**70.00**	**42.17**
2	23.44	11.72	27.94	13.97	32.31	16.15	38.10	19.05	42.51	21.25	57.89	28.94	74.02	37.01
3	26.47	8.82	31.56	10.52	36.49	12.16	43.03	14.34	48.01	16.00	65.37	21.79	83.60	27.87
4	28.86	7.21	34.40	8.602	39.78	9.945	46.91	11.72	52.34	13.08	71.27	17.81	91.13	22.78
5	30.85	6.17	36.79	7.358	42.53	8.507	50.15	10.03	55.96	11.19	76.20	15.24	97.44	19.49
6	32.59	5.43	38.86	6.476	44.93	7.488	52.97	8.829	59.11	9.852	80.49	13.41	102.92	17.15
7	34.13	4.87	40.69	5.814	47.05	6.722	55.48	7.926	61.91	8.844	84.3	12.04	107.79	15.40
8	35.53	4.44	42.36	5.295	48.98	6.122	57.75	7.219	64.44	8.055	87.75	10.96	112.20	14.02
9	36.80	4.09	43.88	4.876	50.74	5.637	59.83	6.647	66.76	7.417	90.90	10.10	116.23	12.91
10	37.99	3.79	45.29	4.529	52.37	5.237	61.75	6.175	68.90	6.890	93.82	9.382	119.97	12.00
11	39.09	3.55	46.60	4.237	53.89	4.899	63.54	5.776	70.90	6.445	96.54	8.776	123.45	11.22
12	40.12	3.34	47.84	3.986	55.31	4.609	65.22	5.435	72.77	6.064	99.09	8.257	126.71	10.56
13	41.10	3.16	49.00	3.769	56.65	4.358	66.81	5.139	74.54	5.734	101.5	7.807	129.79	9.98
14	42.02	3.00	50.10	3.579	57.93	4.138	68.31	4.879	76.22	5.444	103.7	7.413	132.71	9.48
15	42.90	2.86	51.15	3.410	59.14	3.942	69.74	4.649	77.81	5.187	105.9	7.063	135.48	9.03
16	43.74	2.73	52.15	3.259	60.30	3.768	71.10	4.443	79.33	4.958	108.0	6.751	138.13	8.63
17	44.54	2.62	53.11	3.124	61.40	3.612	72.40	4.259	80.79	4.752	110.0	6.471	140.67	8.27
18	45.31	2.51	54.03	3.001	62.47	3.470	73.66	4.092	82.19	4.566	111.9	6.217	143.10	7.95
19	46.05	2.42	54.91	2.890	63.49	3.341	74.86	3.940	83.53	4.396	113.7	5.986	145.44	7.65
20	46.77	2.33	55.76	2.788	64.47	3.223	76.02	3.801	84.83	4.241	115.5	5.775	147.70	7.38
21	47.46	2.26	56.58	2.694	65.42	3.115	77.14	3.673	86.08	4.099	117.2	5.581	149.87	7.14
22	48.12	2.18	57.38	2.608	66.34	3.015	78.23	3.556	87.29	3.967	118.8	5.402	151.98	6.91
23	48.77	2.12	58.15	2.528	67.23	2.923	79.28	3.447	88.46	3.846	120.4	5.237	154.02	6.70
24	49.4	2.058	58.9	2.454	68.1	2.837	80.3	3.345	89.6	3.733	122	5.083	156.00	6.50

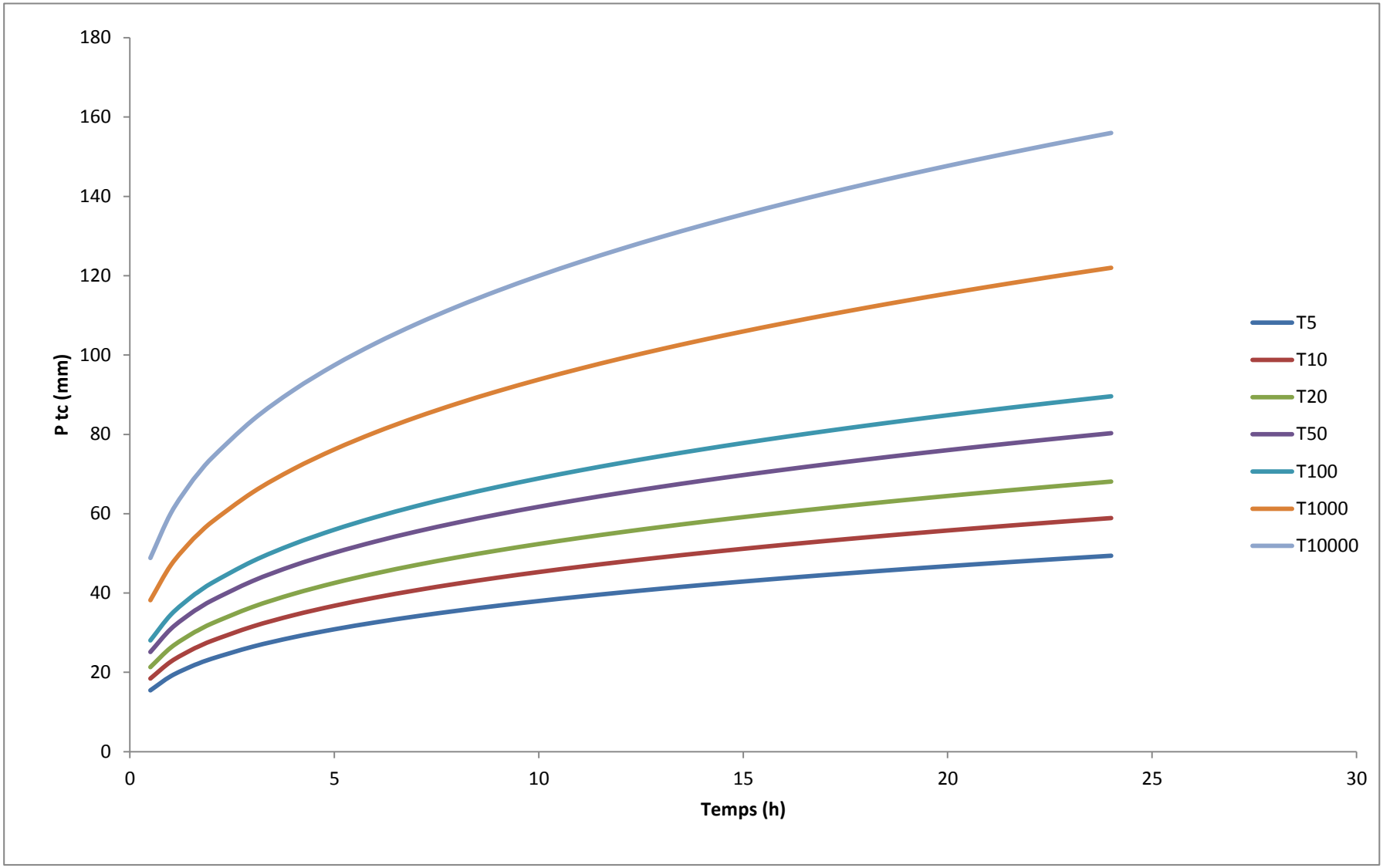


Figure III.9 : Représentation graphiques des résultats des pluies de courte durée.

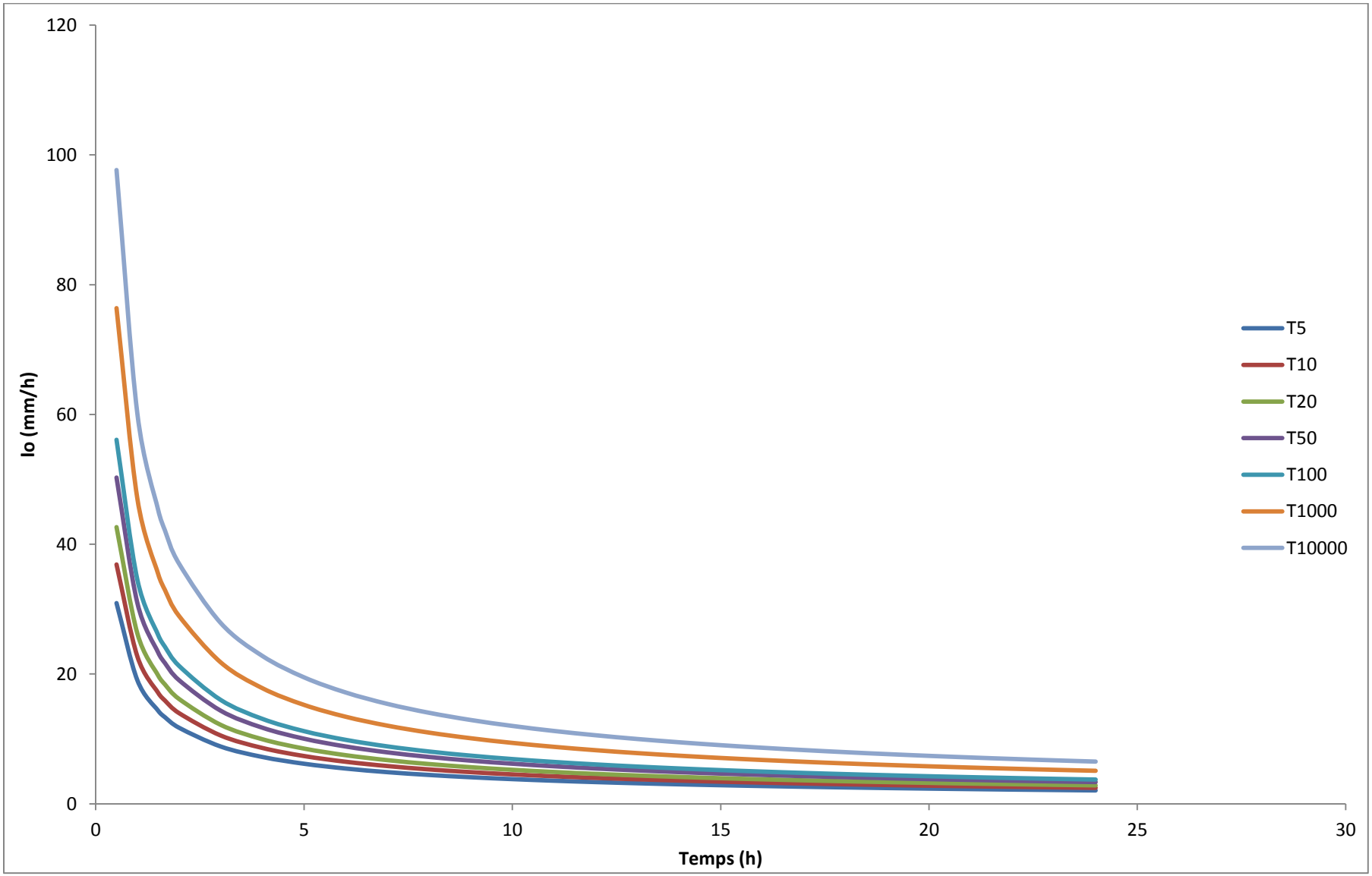


Figure III.10: Représentation graphiques des résultats intensité-Durée-fréquence.

III.4 APPORTS LIQUIDES :

III.4.1 Apports moyens annuels :

En raison de l'absence des stations hydrométriques sur l'Oued MECHKEL, l'estimation de l'apport moyen annuel est faite moyennant les formules empiriques et l'analogie:

III.4.1.1 Formules empiriques :

a- Formule de SAMIE : $\mathbf{Le} = P^2\left(293 - 2{,}2\sqrt{S}\right)$ (III.23)

Avec : $\mathbf{A = Le * S * 1O^{-3}}$ (III.24)

Le: Lame d'eau écoulée (mm)

P: pluie moyenne annuelle qui égale à 0.3927 m.

A: Apport moyen annuel, Hm^3

S : surface du bassin versant Km^2

b- Formule de MALLET et GAUTHIER :

$$Le = 0.6P\,(1-10^{-0.36p^2}).10^3 \quad \text{(III.25)}$$

c- Formule de SOGREAH : $Le = 720\left(\frac{P-150}{1000}\right)^{1,85}$ (III.26)

d- Formule ANRH : $Le = P*(1-10^{-KP^2})10^3$ (III.27)

Où:

$$\mathbf{K = a - 0,\ 01\ Iog\ S = 0.19} \quad \text{(III.28)}$$

Avec : a = 0,20 et P: pluie en (m).

e- Formule de COUTAGNE : $Le = a.\,P^2$ (III.29)

Cette formule est valable pour 1/8a < P < 1/2a avec $a = \frac{0.001}{0.8+0.14T}$ donc a=3.38 x 10^{-4}

369.82<392.7<1479.28 alors cette formule est valable pour P

T : température moyenne annuelle égale à 15.4°

P : précipitations moyennes annuelles

f- Formule de TURC : $Le = P - \frac{P}{\sqrt{0.9+(\frac{P}{L})^2}}$ (III.30)

P : pluie moyenne annuelle en mm

L : variable thermique $L=300+25T+0.05T^3$ alors L=867.61.

Tableau III.21: Tableau Récapitulative des résultats.

Formules	Samie	MA & GAU	Sogreah	ANRH	Coutagne	Turc
Lame d'eau écoulée Le (mm)	44.54	28.27	52.45	19.48	52.13	19.1
Apport moy,an (hm^3/an)	0.162	0.1029	0.19	0.071	0.189	0.069

Après analyse des résultats des différentes formules nous considérons que la valeur de la lame d'eau ruisselée est de **36.00 mm** engendrant un apport liquide moyen de **0,131 Hm^3 / an.**

III.4.1.2 Méthode d'analogie :

A cause de l'absence d'une station hydrométrique dans le bassin versant d'Oued MECHIKEL on s'est intéressé à déterminer un bassin versant analogue dont les données d'observations seront disponibles. On utilisant la carte du réseau hydroclimatologique et la surveillance de la qualité d'eau nous avons trouvé que la station hydrométrique la plus proche d'Oued MECHIKEL est celle de MAGRAOUA.

Tableau III.22 : Caractéristiques des deux bassins analogues.

Caractéristiques	Bassin versant d'oued MECHIKEL	Bassin versant de la station de MAGRAOUA
Nom de l'oued	MECHIKEL	LE BOU SELLAM
Coordonnées : x Y	710.8 km 325.3 km	5°01'00'' 36°24'11''
Altitudes : Max Min	1060 890	1600 900
Superficie (km²)	3.642	797.3
Périmètre (km²)	9.5	194.3

La série des apports de la station de MEGRAOUA dans l'annexe N° 2.3.

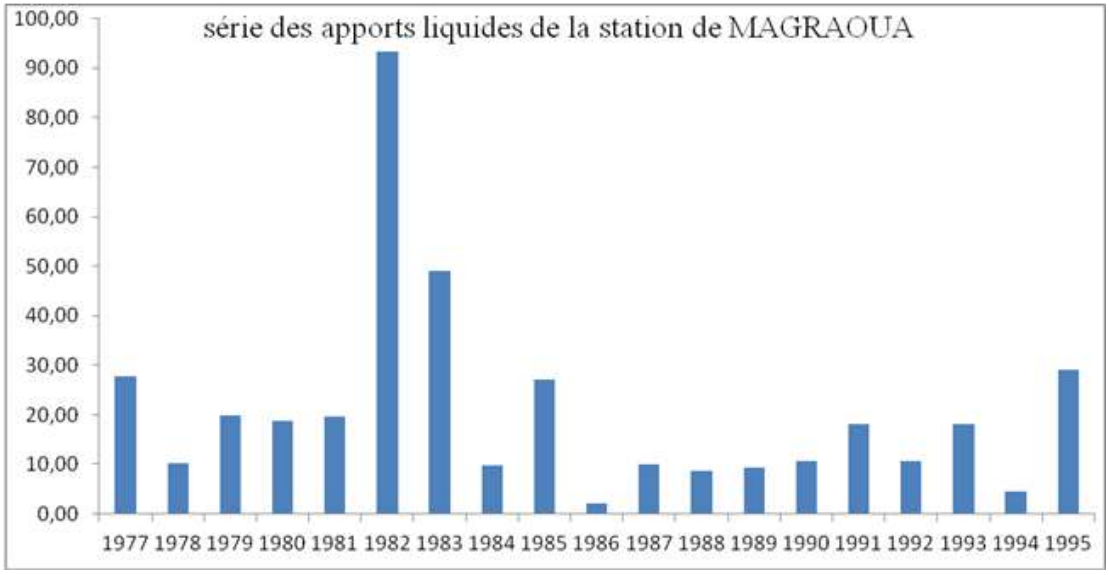


Figure III.11: Série des apports liquides de la station de MAGRAOUA.

A partir de la série des apports on a trouvé que A_{max}=93.28 hm^3, Amin=2.08 hm^3 et Amoy=20.9 hm^3.

On calcule l'apport moyen annuel sur la retenue d'Oued MECHIKEL à partir l'apport moyen annuel observé au site de la station de MAGRAOUA, en supposant que le coefficient d'écoulement (Ce) est invariant dans les deux sites vue la similitude de leurs caractéristiques et l'homogénéité de la série des apports annuel de la station de MAGRAOUA.

L'invariance du coefficient d'écoulement implique la relation suivante :

$$A_B = Ac\frac{S_B}{S_C} \qquad \text{(III.31)}$$

A_B : Apport moyen annuel dans le site de la retenue
S_B : Surface du bassin versant d'oued MECHIKEL (364.2 hm²)
A_C : Apport moyen annuel dans le bassin versant de MAGRAOUA (20.9 hm^3)
S_C : Surface du bassin versant d'oued BOUSSELAM (79730 hm²)

$$\text{AN: } \boldsymbol{A_B} = 20.9\frac{364.2}{79730} = \mathbf{0.095hm^3.}$$

- **Conclusion:**

A la fin de compte on peut dire qu'on a trouvé que la valeur de l'apport moyen annuel dans la retenue collinaire par les formules empiriques est différente par rapport à la valeur obtenue par l'analogie. Donc pour la suite des calculs on admet celle obtenue par analogie avec la station de MAGRAOUA.

III.4.2 Caractéristiques de l'écoulement :

III.4.2.1 Lame d'eau écoulée :

$$Le = \frac{A_{moy}}{S_{B.V}} \quad \text{(III.32)}$$

A_{moy} : Apport moyen du bassin versant.
$S_{B.V}$: Surface du bassin versant.

III.4.2.2 Coefficient de l'écoulement :

$$Ce = \frac{Le}{Pmoy} \quad \text{(III.33)}$$

Le : Lame d'eau écoulée en mm
P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en mm
Ce : Coefficient d'écoulement.

III.4.2.3 Module spécifique :

$$M_0 = \frac{Q_0}{S_{B.V}} \quad \text{(III.34)}$$

Et
$$Q_0 = \frac{A_{moy}}{T} \quad \text{(III.35)}$$

A_{moy}: Apport moyen du bassin versant
T : Temps d'une année en « s »
S_{BV} : Surface du bassin versant

Tableau III.23: récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement.

Caractéristique	Lame d'eau écoulée (mm)	Coefficient de l'écoulement	Module spécifique (l/s/km²)
Valeur	26.6	0.067	0.827

III.4.3 Coefficient de variation :

La variabilité de l'apport moyen annuel au niveau du bassin versant d'oued MECHIKEL s'évolue en calculant le coefficient de variation. Pour le faire, nous allons utiliser les formules empiriques et la méthode analogique.

Où :

q : Débit spécifique en (module de l'écoulement relative) (l/s/km²) ;
S : Surface du bassin versant (km²) ;
M_0 : module spécifique de l'écoulement (l/s/km²) ;
Ks: coefficient de réduction qui tient compte de la pérennité de l'oued (Ks = 1 pour les oueds temporaires et Ks = 0,25 pour les oueds pérennes). Dans notre cas Ks = 1 ;
C_v : Coefficient de variation des apports sur oued MECHIKEL ;
C_{va} : Coefficient de variation des apports de la station de MAGRAOUA (0.99) ;
q_a : Débit spécifique en (l/s/km²) à la station de MAGRAOUA (0.83) ;
q : Débit spécifique en (l/s/km²) (0.83).

Tableau III.24: Récapitulatif des résultats du calcul du coefficient de variation.

Formule	Par Formules empiriques		Par Analogie
	Kritsky-Menkel	Padoun	
Loi	$Cv = \frac{0.84}{S^{0.06}.q^{0.27}}$	$Cv = \frac{0.93}{M_0{}^{0.23}} Ks$	$Cv = Cva.(\frac{q_a}{q})$
Résultat	0.818	0.97	0.99

On remarque que la valeur obtenue par les formules de Padoun est proche de la valeur obtenue par l'analogie, donc le coefficient de variation obtenu par analogie est le mieux car il est tiré à partir des observations réelles au niveau de la station hydrométrique MAGRAOUA.

III.4.4 Apports fréquentiels :

Le calcul des apports fréquentiel est important pour le dimensionnement de notre retenue collinaire, il se fait par l'ajustement de la série des apports obtenus de la station MAGRAOUA. Où la distribution des apports fréquentiels sera régie par la loi **normale.**

Tableau III.25: Résultats de l'ajustement rapportés à la loi normale.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Xt	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	97.7	13.6	70.9 - 124
2000	0.9995	88.8	12.3	64.8 - 113
1000	0.999	84.7	11.6	61.9 - 108
200	0.995	74.1	10.1	54.4 - 93.8
100	0.99	68.9	9.3	50.7 - 87.2
50	0.98	63.3	8.51	46.6 - 80.0
20	0.95	54.9	7.38	40.4 - 69.3
10	0.9	47.4	6.47	34.7 - 60.0
5	0.8	38.3	5.55	27.4 - 49.2

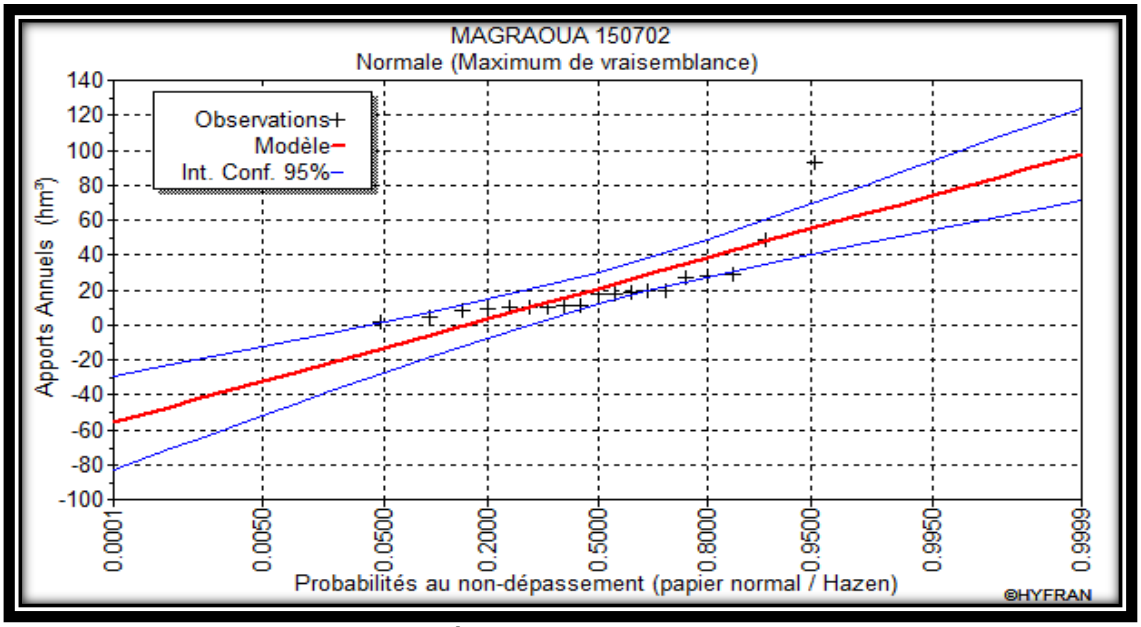


Figure III.12: Représentation graphique de la loi normale.

Tableau III.26: Comparaison des caractéristiques de la loi log normale et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	2.08
Maximum	93.3
Moyenne	20.9
Ecart-type	20.7
Médiane	18.1
Coefficient de variation (C_v)	0.989
Coefficient d'asymétrie (C_s)	2.7
Coefficient d'aplatissement (C_k)	8.22

- **Adéquation :**

Test du khi carré: Résultat de la statistique: $X^2=18.58$

p-value: p=0.0003

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

Ha : L'échantillon ne provient pas d'une loi normale.

Conclusion : nous devons REJETER H0 au niveau de 1%.

Par analogie on trouve : $A_{80\%.site}=Pmaxj,p_{80\%}.\frac{S_{bv.site}}{Sbv}$ (III.36)

$$\mathbf{A_{80\%}=0.180\ hm^3}$$

- **Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80%**

Tableau III.27 : La répartition mensuelle de l'apport annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations.

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
A(%)	8.01	3.9	4.41	12.54	14.03	11.35	17.63	13.58	7.13	2.93	1.55	2.95	100
$A_{80\%}$ (Hm^3)	0.014	0.007	0.008	0.023	0.025	0.02	0.032	0.024	0.013	0.005	0.003	0.005	0.180

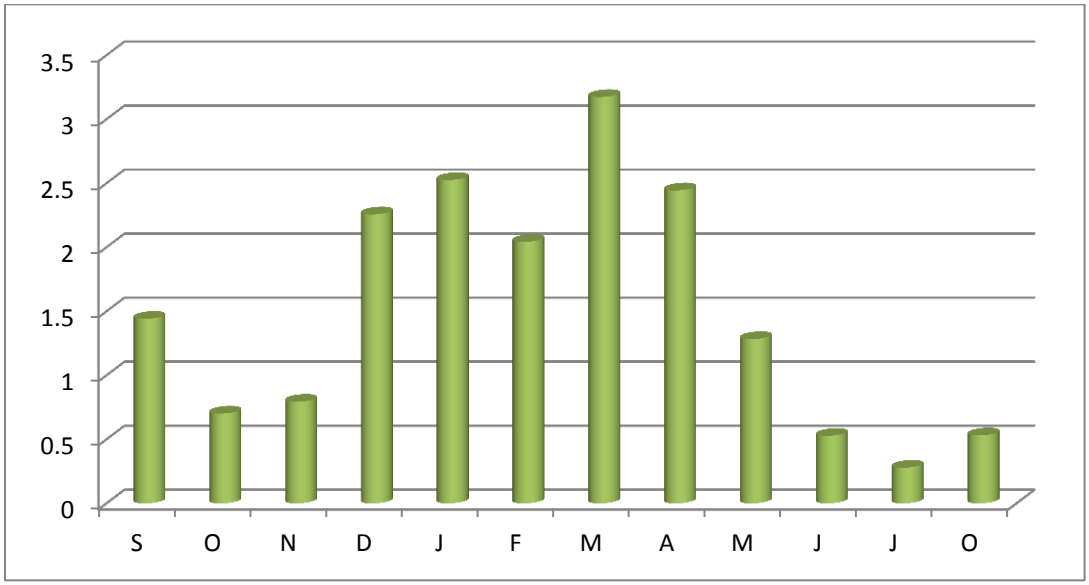


Figure III.13: Répartition mensuelle des apports de 80% au site de la retenue.

III.5 Les crues :

À cause de l'absence d'une station hydrométrique observant le bassin versant d'oued MECHIKEL, il n'y a pas un enregistrement d'un événement exceptionnel dans le passé de ce dernier, pour cela pour faire une estimation aussi correcte aux débits fréquentielles, on utilise deux méthodes connues :

- Méthode d'analogie.
- Les formules empiriques.

III.5.1 La méthode d'analogie :

Nous avons mentionné précédemment qu'il y a une analogie entre le bassin versant d'Oued MECHIKEL et celui de BOU SELLAM. Donc on a une série de 19 valeurs de débits maximales instantanées observées pendant la période 1977-1995.

Tableau III.28 : Série chronologique des crues observées à la station de MEGRAOUA.

Année	Q_{max}
1977	40.2
1978	37.8
1979	67.9
1980	185.4
1981	67.9
1982	202.2
1983	80.05
1984	50.1
1985	87
1986	30.6
1987	37
1988	91
1989	45.25
1990	31.47
1991	14.72
1992	62.5
1993	17.96
1994	40.3
1995	126.2

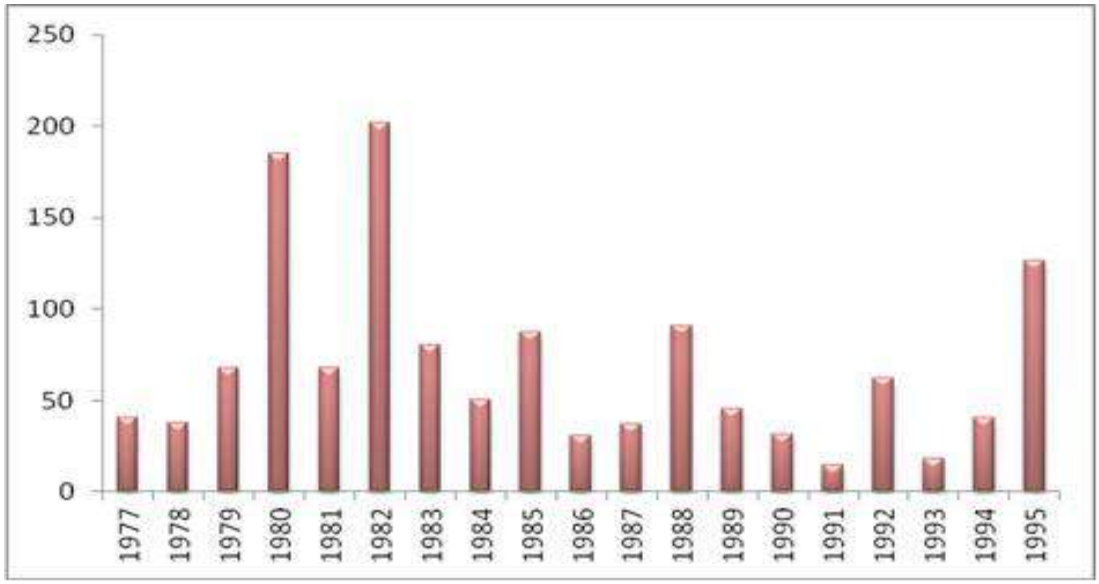


Figure III.14 : Série chronologique des crues observées au niveau de la station de MEGRAOUA.

L'estimation des débits fréquentiels à la station de MEGRAOUA se fait par l'ajustement de la loi statistique : La loi lognormale pour cette série d'observation.

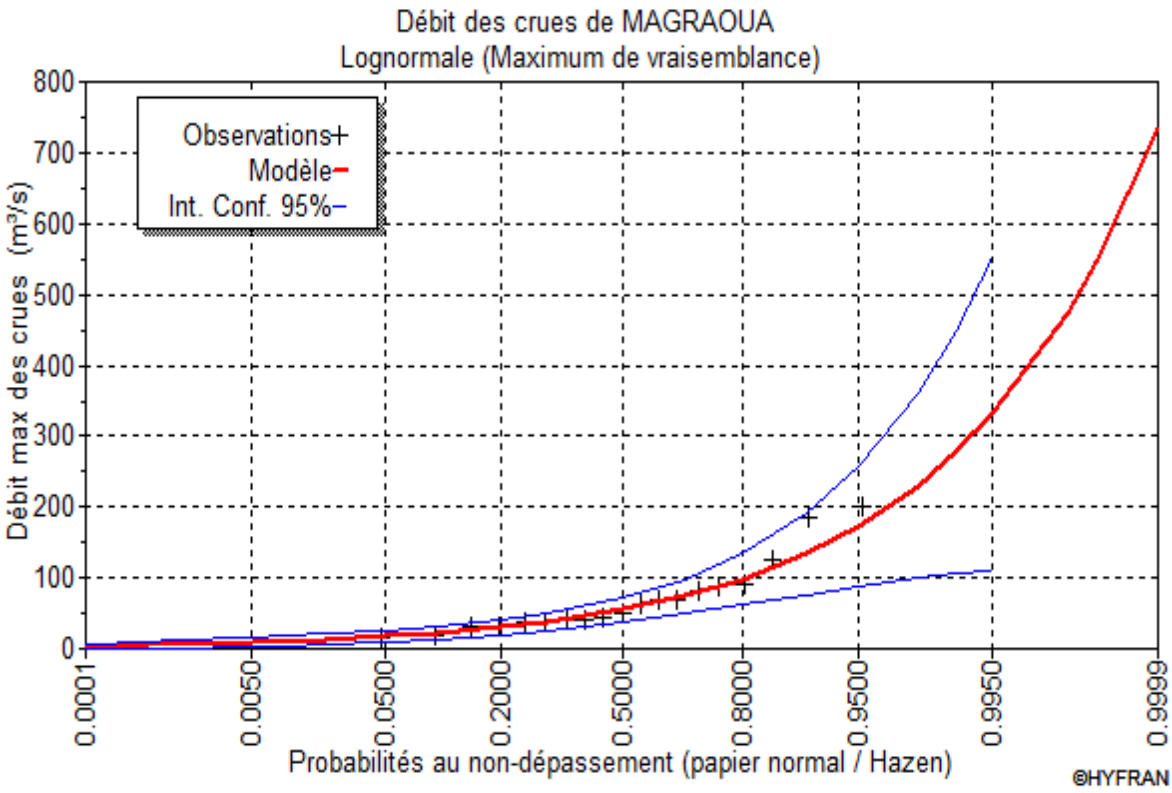


Figure III.15: Représentation graphique de la loi lognormale.

Tableau III.29 : Résultats de l'ajustement par la loi lognormale.

Période de retour	$Q_{max.station}$ (m^3/s)	$Q_{max.site}$ (m^3/s)
1000	474	2.16
200	331	1.51
100	278	1.27
50	230	1.05
20	173	0.79
10	134	0.61
5	98.7	0.45

III.5.2 Les formules empiriques :

a- Mallet-Gautier :

La formule est donnée comme suit :

$$Qmaxp\% = 2Klog(1 + AP)\frac{S}{\sqrt{L}}\sqrt{1 + 4logT - logS} \qquad \text{(III.37)}$$

D'où ; T: Période de retour en années. Et P: Pluie moyenne annuelle (m).
A et K : Paramètres constants dépendants de la taille du bassin versant :
A=20 valeur admise généralement en Algérie par l'ANRH, K=2
L : Longueur du thalweg principale ;

b- Formule de Possenti :

$$Qmaxp\% = \frac{\mu.S.Pjmax\%}{L_P} \quad \text{(III.38)}$$

$P_{jmaxp\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donné (m).
μ: Coefficient compris entre 700-800 ; on prend μ=750.
L_P : Longueur du cours d'eau principale.

c- Formule de TURAZZA :

La formule de TURAZZA tient compte des pluies maximales de courtes durées, de l'intensité des pluies, de la superficie et du temps de concentration.

$$Qmax = \frac{C.Ptc.S}{3.6.tc} = \frac{1}{3.6}.S.It.C \quad \text{(III.39)}$$

Où ; **P_{tc} :** Pluie de courte durée pour un temps t = Tc ;
S: Superficie du bassin versant, Km² ;
T_c : Temps de concentration, heure ;
I_t: Intensité de la pluie, mm/h ;
C: Coefficient de ruissellement (0.8-0.6) on le prend 0.7.

Tableau III.30: Les résultats des crues fréquentiels déterminés par les formules empiriques.

période de retour (T)	fréquence	Pjmax	Pluie de courte durée	Débit de crue de période de retour T		
				Mallet-Gautier	Possenti	Turazza
5	0.8	49.4	22.17	14.11	44.97	9.45
10	0.9	58.9	26.43	16.77	53.62	11.14
20	0.95	68.1	30.56	18.90	62	13.03
50	0.98	80.3	36.03	21.41	73.11	15.37
100	0.99	89.6	40.20	23.12	81.58	17.15
1000	0.999	122	54.74	28.07	111.08	23.36

Dans l'étude des crues avec la méthode d'analogie on a trouvé des valeurs très petites et pour assurer la protection de notre ouvrage on a utilisé le calcul par les formules empiriques qui dépondent des paramètres bien déterminés mais avec ça on a trouvé une divergence entre eux sauf les formules de Mallet-Gautier et TURAZZA qui ont des résultats convergentes entre eux, donc pour la suite de l'étude on doit utiliser les résultats obtenue par la formule de TURAZZA.

III.6 Hydrogramme de crue :

III.6.1 Détermination des Hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovski :

L'hydrogramme de crue est L'identité de la crue, il détermine ses caractéristiques principales qui sont : Le volume, La durée, et Le débit maximum (débit de pointe).

Pour tracer l'hydrogramme de crue, on va suivre la méthode de Sokolovski :

a) Pour le temps de la montée

$$Q = Q_{max}\left[\frac{T}{Tm}\right]^{X} \qquad \text{(III.40)}$$

Tm=Tc : Temps de montée.

b) Pour la décrue

$$Q_d = Q_{max}\left(\frac{Td - T}{Td}\right)^{Y} \qquad \text{(III.41)}$$

D'où ; **Q :** Débit instantané de la montée (m^3/s) ;
Q_d : Débit instantané de la décrue (m^3/s) ;
Q_{max} : Débit maximum de la crue (m^3/s) ;
T_m : Temps de la montée de la crue en h ;
x, y : Puissance des courbes ; **X= 2** pour la montée de la crue.
Y= 3 pour la décrue.

T_d : Temps de la décrue en heures ; **$Td = \delta * t_m$** ;
Où **δ :** coefficient de forme de l'hydrogramme de crue. Pour des Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables. On prend **δ=2,5**.
Td =2,5 x 1.66 =4.15 heures.

Tableau III.31 : Les débits des crues et décrues de crues pour différentes périodes de retour

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Q_{max} (m^3/s) / t(h)	9.45	11.14	13.03	15.37	17.15	23.36
0	0	0	0	0	0	0
0.5	0.86	1.01	1.18	1.39	1.56	2.12
1	3.43	4.04	4.73	5.58	6.22	8.48
1.5	7.72	9.10	10.64	12.55	14.00	19.07
1.66	**9.45**	**11.14**	**13.03**	**15.37**	**17.15**	**23.36**
2	1.31	1.55	1.81	2.14	2.38	3.25
2.5	0.59	0.70	0.82	0.97	1.08	1.47
3	0.20	0.24	0.28	0.33	0.36	0.50
3.5	0.04	0.04	0.05	0.09	0.07	0.09
4	0.0004	0.0005	0.0006	0.0007	0.0008	0.001
4.15	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**

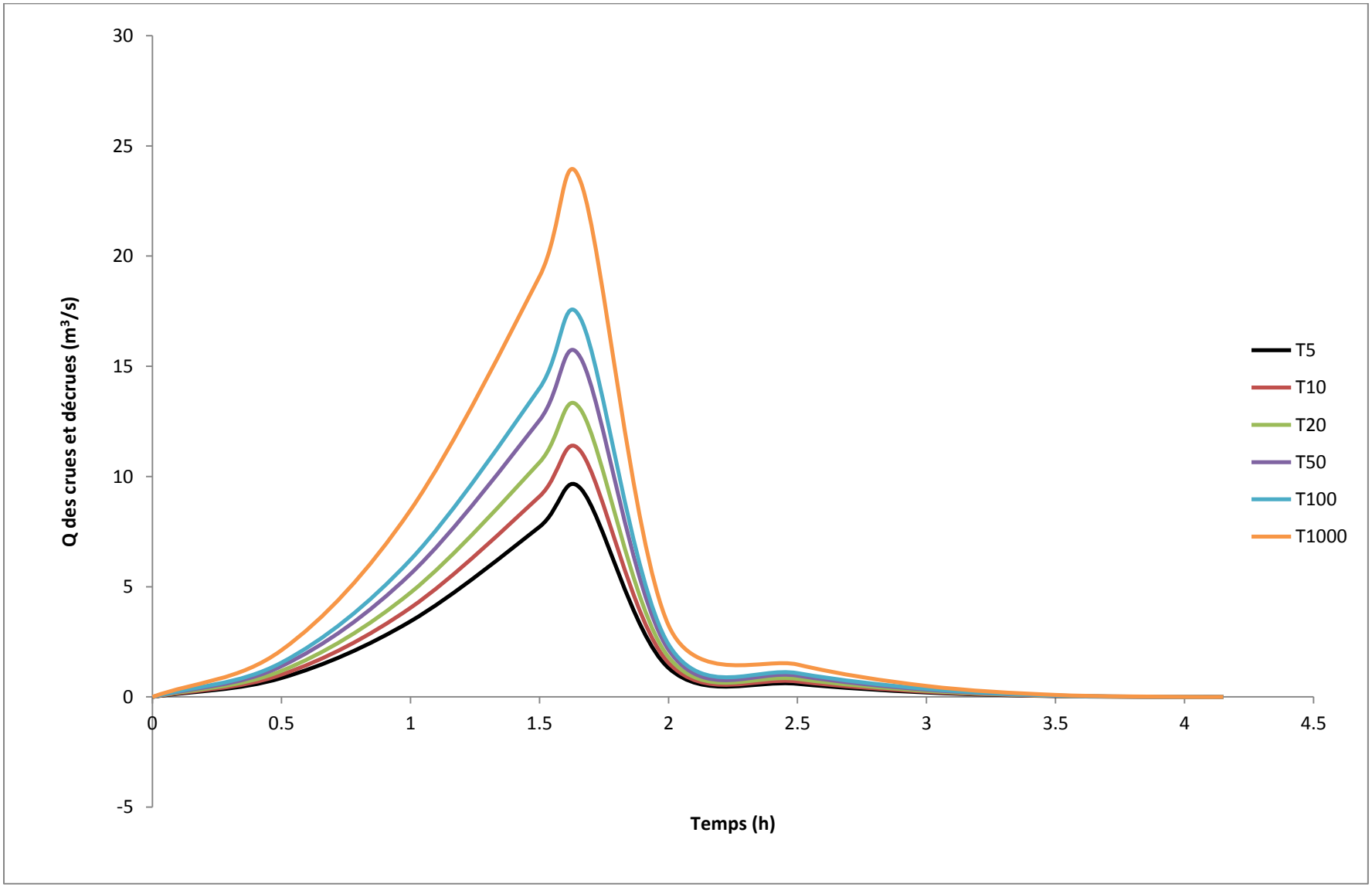


Figure III.16: Hydrogrammes des crues probables de la retenue collinaire Oued MECHIKEL.

III.7 Choix de la crue :

La crue de projet est la crue de débit de pointe maximale. Elle est prise en compte pour déterminer les Plus Hautes Eaux (PHE) et dimensionner l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités de laminage. Le choix de la période de retour dépend du degré du risque induit par la rupture du barrage et l'importance des dégâts que peut induire une rupture.

Afin de déterminer la crue projet, nous nous appuyons sur les recommandations du Comité international des Grands Barrages.

Tableau III.32 : Crues de projet recommandé.

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés : - Perte de vie et Dommage considérable.	1/100000 à 1/10000
Importants : - Pas de perte de vie et Dommages importants.	1/10000 à 1/1000
Faibles : - Pas de perte de vie et Dommages légers.	1/1000 à 1/100

Pour notre cas, nous pouvons considérer que l'ouvrage est de faible importance et que la rupture ne possède pas de perte de vie et que les dommages sont légers, par conséquent on opte pour la crue centennale, donc :

$$Q_{1\%}=17.15\ m^3/s$$

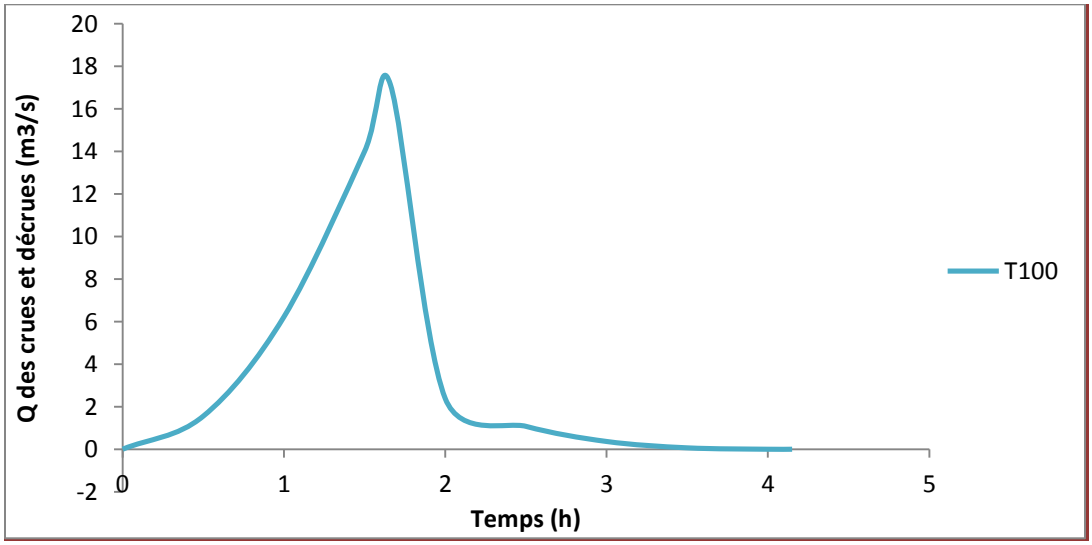


Figure III.17: Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 100 ans.

III.8 les apports solides :

III.8.1 Les apports solides en suspension:

La quantification des transports solide sera déterminée à partir des formules empiriques.

- **Formule de Fournier :**

$$Ta=\frac{1}{36}\left[\frac{Pm^2}{PA}\right]^{2,65}\left[\frac{h}{S}\right]^{0,46} \quad \text{(III.42)}$$

Avec : T_a : Taux d'abrasion en (t/Km^2 /an);
P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (48.66 mm) ;
P_A: Pluie moyenne annuelle (392.7 mm) ;
h= 45%(H_{max} - H_{min}) [m]; h= 76.5 m
S: Surface du bassin versant.

- **Formule de Tixeront (1960) :**

$$Ta=\alpha \,.\, Le^{\,0,21} \quad \text{(III.43)}$$

D'où : Le : La lame d'eau écoulée en mm; (26.08 mm)
α : Egale à 350 pour un bassin à perméabilité Faible à moyenne.

- **Formule de Saidi :**

$$Ta = 19 * M_0^{\,1,246} * Ce^{-0,885} \quad \text{(III.44)}$$

M_0 : module d'écoulement (0.827 l/S/Km^2);
Ce : Coefficient d'écoulement(0.067).

❖ **Le volume annuel est exprimé comme suit:**

$$Vs = \frac{Ta \times S}{\gamma s} \quad \text{(III.45)}$$

Avec: γ_s : poids spécifique moyen des sédiments γ_s = 1.6 T/m^3.

Tableau III.33 : Récapitulatif du volume annuel moyen.

Formule de	Taux d'abrasion	Volume annuel moyen (m^3/an)
Fournier	13.17 T/km^2/an	29.98
Tixeront	694.21 T/km^2/an	1580.20
Formule de Saidi	164.02 m^3/km^2/an	373.34

A partir du tableau précédent on peut dire que les résultats de la formule de Saidi sont acceptables, car ils ont été établis sur la base des données d'observations de barrages Algériens :

$V_{s.susponsion}$=373.34 m^3/an.

III.8.2 Transport solide par charriage :

En général, le transport solide par charriage est estimé de (30 % à 40%) du transport solide en suspension. Prenons 35% de la totalité du transport solide en suspension :

$$\mathbf{V_{s.charriage}=130.67\ m^3/an.}$$

III.8.3 Le volume mort de la retenue :

Le volume mort est égal au produit de l'écoulement moyen interannuel solide par le nombre d'années de la période. La garde d'envasement est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans. Prenons 50 ans : Vm= (373.34+130.67) x 50

Alors $\mathbf{Vm = 0.0252\ hm^3.}$

III.9 Régularisation des débits :

L'étude de régularisation de la retenue projetée sur l'Oued MECHIKEL a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière: est utilisée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.
- La régularisation interannuelle: utilisée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation.

Dans ce cas de figure, les eaux des saisons humides sont stockées pour être distribuer lors des saisons sèches. Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (A80% en Hm^3),
- La consommation totale (Hm^3),
- Les infiltrations et l'évaporation.

III.9.1 Courbes caractéristiques «Hauteurs – Capacités - Surfaces» :

La côte minimale relevée est de 890 m et la côte maximale est de 1060 m, L'approximation des volumes a été faite selon l'expression suivante:

$$\Delta Vi = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \qquad \text{(III.46)}$$

Si: Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi en m^2;
S i+1: Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi+1 en m^2;
ΔH: Différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives ;
ΔV: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Hm^3.

Tableau III.34 : courbes topographiques et volumétriques.

Cotes(m)	S(Km^2)	S_{moy}	H	V(Hm^3)	$V_{Cumulé}$(Hm^3)
890	0	0.000247	1	0.000247	0
891	0.000494	0.000944	1	0.000944	0.000247
892	0.001394	0.002225	1	0.002225	0.001191
893	0.003056	0.004311	1	0.004311	0.003416
894	0.005566	0.006763	1	0.006763	0.007727
895	0.00796	0.009321	1	0.009321	0.01449
896	0.010681	0.011920	1	0.011920	0.023811
897	0.013159	0.014669	1	0.014669	0.035731
898	0.016178	0.017973	1	0.017973	0.05039
899	0.019768	0.021740	1	0.021740	0.068372
900	0.023711	0.025802	1	0.025802	0.090112
901	0.027892	0.029705	1	0.029705	0.115913
902	0.031518	0.03394	1	0.03394	0.145618
903	0.036362	0.038532	1	0.038532	0.179558
904	0.040702	0.043249	1	0.043249	0.218090
905	0.045795				0.261339

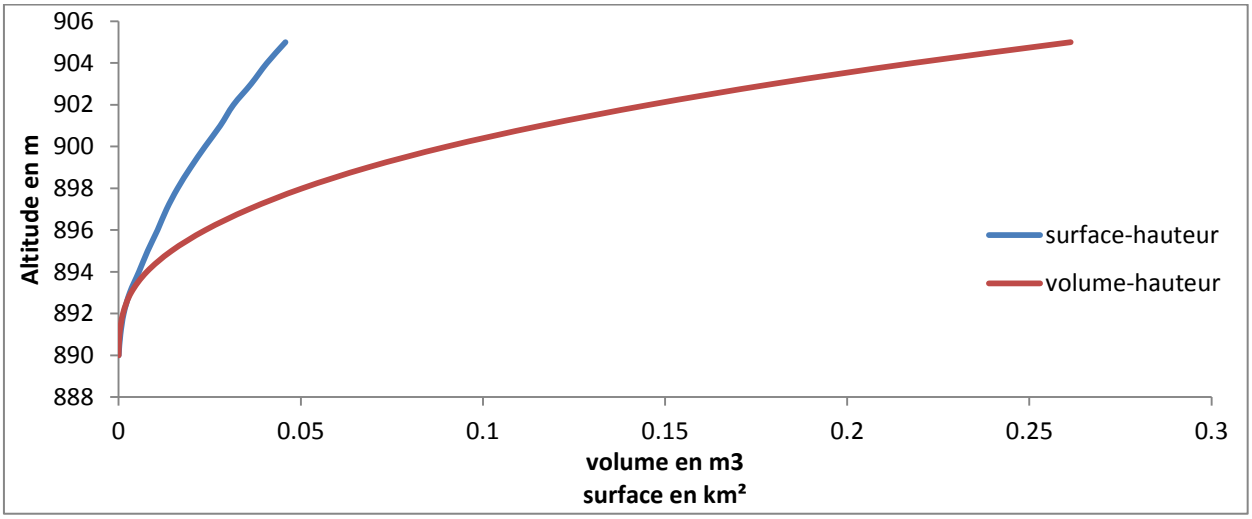


Figure III.18: courbes de (Capacité-Hauteur) et (Surface-hauteur)

III.9.2 Répartition mensuel de l'apport 80% :

Tableau III.35 : Répartition mensuel de l'apport.

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Totale
A(%)	8.01	3.9	4.41	12.54	14.03	11.35	17.63	13.58	7.13	2.93	1.55	2.95	100
$A_{80\%}Hm^3$	0.014	0.007	0.008	0.023	0.025	0.020	0.032	0.024	0.013	0.005	0.003	0.005	0.180

III.9.3 Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation :

Tableau III.36: La répartition des besoins.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Bi %	6.1	1.39	0.31	0	0	0	0	4.74	12.94	21.07	29.73	23.72	100
Bi en Hm3	0.008	0.002	0.0004	0	0	0	0	0.006	0.017	0.028	0.039	0.031	0.132

III.9.4 Evaluation des pertes :

Les pertes au niveau d'une retenue sont dues à l'infiltration dépondant de l'étanchéité de la cuvette et à l'évaporation à partir du plan d'eau.

III.9.4.1 Pertes par évaporation :

Le volume évaporé pour chaque mois est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III.37: Répartition mensuelle de l'évaporation au site du barrage.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	totale
E mm	320	199	123	85.2	98.5	109	145	193	262	399	553	481	2976

III.9.4.2 Pertes par infiltration :

Les pertes par infiltration sont très réduites étant l'étanchéité de la cuvette après l'étude géologique. Mais avec ça elles prennent des valeurs.

III.9.5 Calcul du volume utile :

$$V_{rf} = V_{ri} - S \qquad \text{(III.47)}$$

Avec : V_{rf} ,V_{ri}: Volumes de remplissage final et initial..

S : Volume excédentaire à évacuer.

III.9.5.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

On va faire les calculs avec la consigne d'exploitation qui consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR) , en tenant compte du NVM que l'on ne doit pas dépasser, Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface.

Tableau III.38: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en Hm^3.

Régularisation saisonnière sans tenir compte les pertes						
Mois	A80%(Hm^3)	U80%(Hm^3)	A-U(Hm^3)	Selon la consigne d'exploitation		
				Vri(Hm^3)	S(Hm^3)	Vrf(Hm^3)
S	0,015	0.008	0,006	0,0252		
O	0,007	0.002	0,005	0,032		0,032
N	0,008	0,0004	0,008	0,037		0,037
D	0,022	0	0,023	0,044		0,044
J	0,025	0	0,025	0,067		0,067
F	0,02	0	0,02	0,092		0,092
M	0,031	0	0,032	0,113		0,113
A	0,023	0,006	0,018	0,144	0.03	0,114
M	0,013	0,017	-0,004	0,132	0.018	0,114
J	0,006	0,028	-0,023	0,110		0,110
J	0,003	0,039	-0,036	0,087		0,087
A	0,005	0,031	-0,026	0,051		0,051
				0,025		0,025
					0,048	

Le Tableau précédent ressort :
V_s = 0.137 Hm^3 et V_d = 0,089 Hm^3. Avec "Vs" et "Vd" : volumes excédentaires et déficitaires.
Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.
Vs > Vd D'où : $V_u = V_d$ Alors : **Vu=0,089 Hm^3.**
Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = V_u + V_m$ → **V_{NNR}=0.1142 Hm^3.**

III.9.5.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

Deux types de pertes caractérisent la retenue, Pertes par évaporation et Pertes par infiltration :

- **Pertes par évaporation :**

volume perdu à cause de l'évaporation : $V_{ep} = S_{moy} * E_s$ (III.48)

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \quad \text{(III.49)}$$

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

Tableau III.39: Régularisation saisonnière en tenir compte des pertes en Hm^3.

Régularisation saisonnière en tenir compte les pertes												
Mois	Vmoy	Smoy (Km^2)	Es (m)	Vevp (Hm^3)	Vinf (Hm^3)	∏ (Hm^3)	A Hm^3	U Hm^3	A-U-∏ Hm3	la consigne d'exploitation		
										Vri (Hm^3)	S (Hm^3)	Vrf Hm^3
S	0.0286	0.0045	0,32	0.0014	0.00003	0.0015	0,015	0,008	0,005	0.0252		
O	0.0345	0.0051	0,199	0.0010	0.00003	0.0010	0,007	0,002	0,004	0,031		0,031
N	0.0405	0.0056	0,123	0.0007	0.00004	0,0007	0,008	0,0004	0,007	0,035		0,035
D	0.0555	0.0066	0,0852	0.0006	0.00006	0,0006	0,022	0	0,021	0,042		0,042
J	0.0795	0.0083	0,0982	0.0008	0.00008	0,0009	0,025	0	0,024	0,063		0,063
F	0.1025	0.0099	0,109	0.0011	0.00010	0,0012	0,02	0	0,019	0,087		0,087
M	0.1135	0.0105	0,145	0.0015	0.00011	0,0016	0,031	0	0,029	0,106		0,106
A	0.1145	0.0104	0,193	0.0020	0.00011	0,0021	0,023	0,006	0,015	0,135	0,008	0.127
M	0.113	0.0105	0,262	0.0027	0.00011	0,0029	0,013	0,017	-0,007	0,142	0,015	0.127
J	0.1	0.0096	0,399	0.0038	0.00010	0,0039	0,006	0,028	-0,026	0,120		0.120
J	0.0705	0.0077	0,553	0.0042	0.00007	0,0043	0,003	0,039	-0,041	0,095		0.095
A	0.039	0.0054	0,481	0.0026	0.00004	0,0026	0,005	0,031	-0,029	0,054		0.054
										0,025		0.025
											0,023	

Du tableau précédant, il ressort : $V_s = 0{,}125\ Hm^3$ et $V_d = 0{,}102\ Hm^3$.
Donc, la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ D'où : $V_u = V_d$ Alors $\mathbf{V_u = 0{,}102\ Hm^3}$
Le volume normal de la retenue sera : $V_{NNR} = V_u + V_m$
D'où : $V_{NNR} = V_m + V_U = 0{,}0252 + 0{,}102 = 0{,}1272\ Hm^3$

$$\mathbf{V_{NNR} = 0{,}1272\ Hm^3.}$$

III.9.6 Laminage des crues :

III.9.6.1 Description du phénomène :

On appelle laminage d'une crue la réduction du débit de pointe de son hydrogramme par des moyens naturels ou artificiels, Dans les conditions les plus défavorables, il correspond au volume d'eau qui se situera dans la tranche entre le niveau normal NNR et le niveau des plus hautes eaux NPHE. L'ouvrage qui permet ce phénomène est appelé 'Le Déversoir'.

III.9.6.2 Principe de calcul :

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

$$Qdt=q.dt+S.dt \qquad \text{(III.50)}$$

Q : Le débit entrant de la crue (m^3/s) ;
q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé) (m^3/s) ;
S : stockage en fonction d'élévation de la surface d'eau (m^3) ;
Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q-q = s.\frac{dh}{dt} \qquad \text{(III.51)}$$

D'où : s: Surface du plan d'eau (m^2) ;

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

Cette étude peut se faire par des méthodes hydrauliques, basées sur la formule de déversoir telles que : La méthode de Muskingum et de X0(EIER).

III.9.6.2.1 La méthode de Muskingum :

Cette méthode a été adaptée pour le laminage artificiel à travers un réservoir (une retenue collinaire dans notre cas). Elle permet d'obtenir l'hydrogramme de sortie (O).

- **Principe de calcul :**

$$2.\frac{S2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2.\frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2.O_1 \qquad \text{(III.52)}$$

Cette équation permet de calculer la quantité inconnue $2.\frac{S2}{\Delta t} + O_2$ en fonction de celle qui figure dans le membre droit de l'équation. Les indices 1 et 2 désignent le début et la fin de l'intervalle de temps Δt.

Le calcul de fait de manière récursive, sachant qu'à chaque itération I1 et I2 sont connus de l'hydrogramme d'entrée et les quantités $2.\frac{S_1}{\Delta t} + O_1$ et O_1 sont aussi connues car elles représentent les conditions initiales avant de début de la crue. Il nous reste de déterminer le débit de sortie O_2 à partir de la quantité: $2.\frac{S2}{\Delta t} + O_2$, il revient à tracer la courbe caractéristique propre à la retenue :

$$O = f\left(2.\frac{S}{\Delta t} + O\right) \qquad \text{(III.53)}$$

Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entré, elle dépond juste de la profondeur « h » dans le réservoir, on se donne arbitrairement un certain nombre de valeur de h pour couvrir adéquatement la variation du débit pendant la crue.

O: Le débit de la sortie sera calculé par la formule suivante :

$$O = m.b.\sqrt{2.g}.h^{3/2} \qquad \text{(III.54)}$$

b : la largeur du déversoir (m)

m : Coefficient de débit qui est égale à 0.49

g : accélération de la pesanteur. g = 9.81 m^2/s

Tableau III.40 : L'hydrogramme de l'entrée.

T (h)	**I** (m^3/s)
0	0
0.5	1.56
1	6.22
1.5	14.003
1.66	**17.15**
2	2.38
2.5	1.08
3	0.37
3.5	0.07
4	0.0008
4.15	0

- D'abord on trace la courbe de V=f (côte), S=f (cote) et S=f(V) :

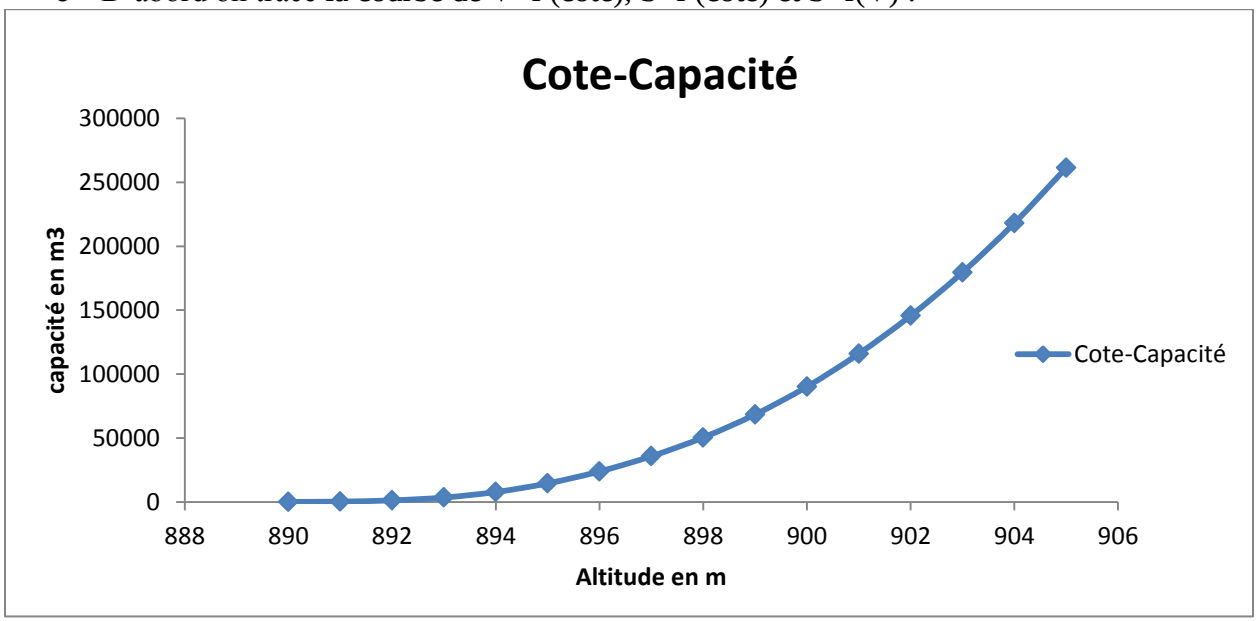


Figure III.19 : Courbe capacité-hauteur.

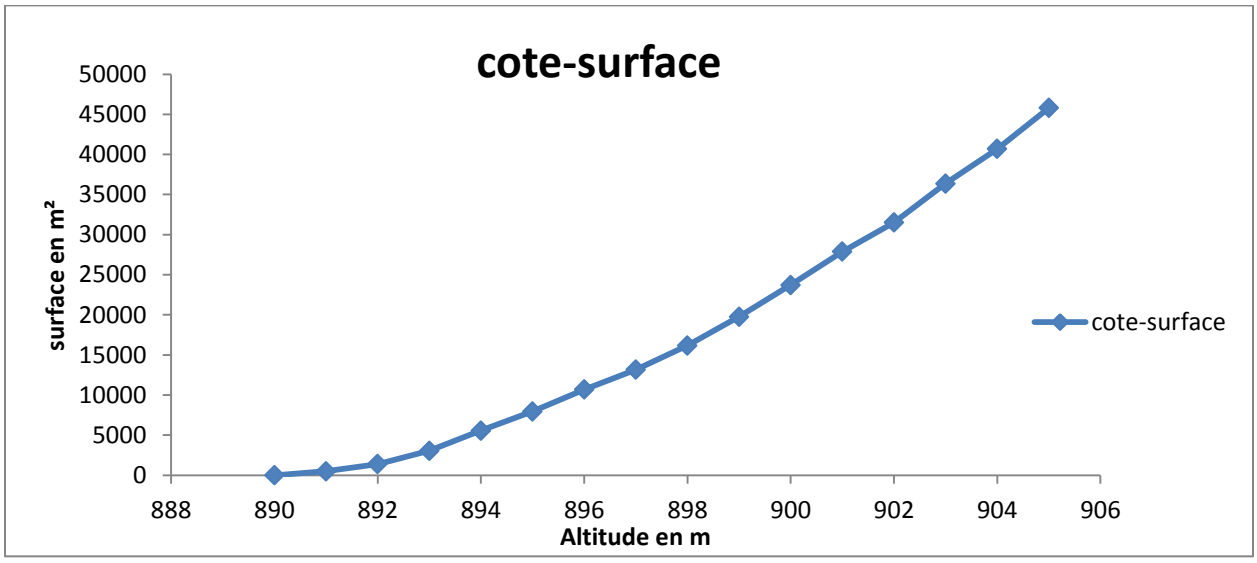


Figure III.20 : Courbe hauteur-surface.

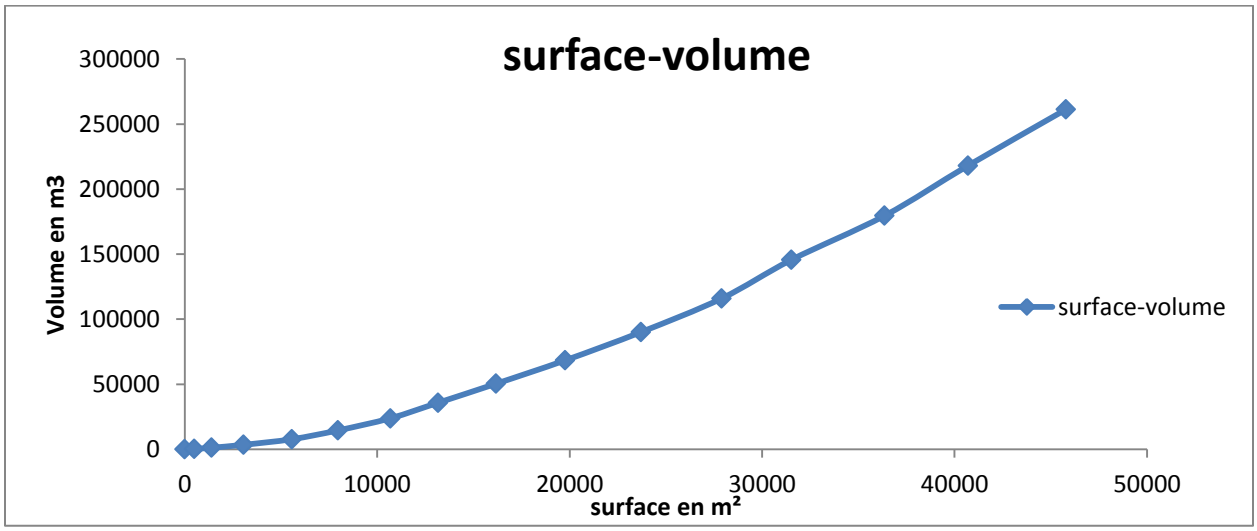


Figure III.21 : Courbe surface-volume.

- Ensuite on détermine la courbe caractéristique de la retenue :

Tableau III.41 : Pour B=4m et Hd= 0--1.6m

Hd m	cote m	B m	surface (m²)	Stockage (m^3)	O (m3/s)	2S/T+O (m3/s)
0	901.5	4	29705	0	0	0
0.25	901.75	4	30611	7653	1.085	9.588
0.5	902	4	31518	15759	3.069	20.579
0.75	902.25	4	32729	24547	5.639	32.913
1	902.5	4	33940	33940	8.682	46.393
1.25	902.75	4	35151	43939	12.133	60.954
1.5	903	4	36362	54543	15.949	76.553
1.6	903.1	4	36366	58186	17.570	82.221

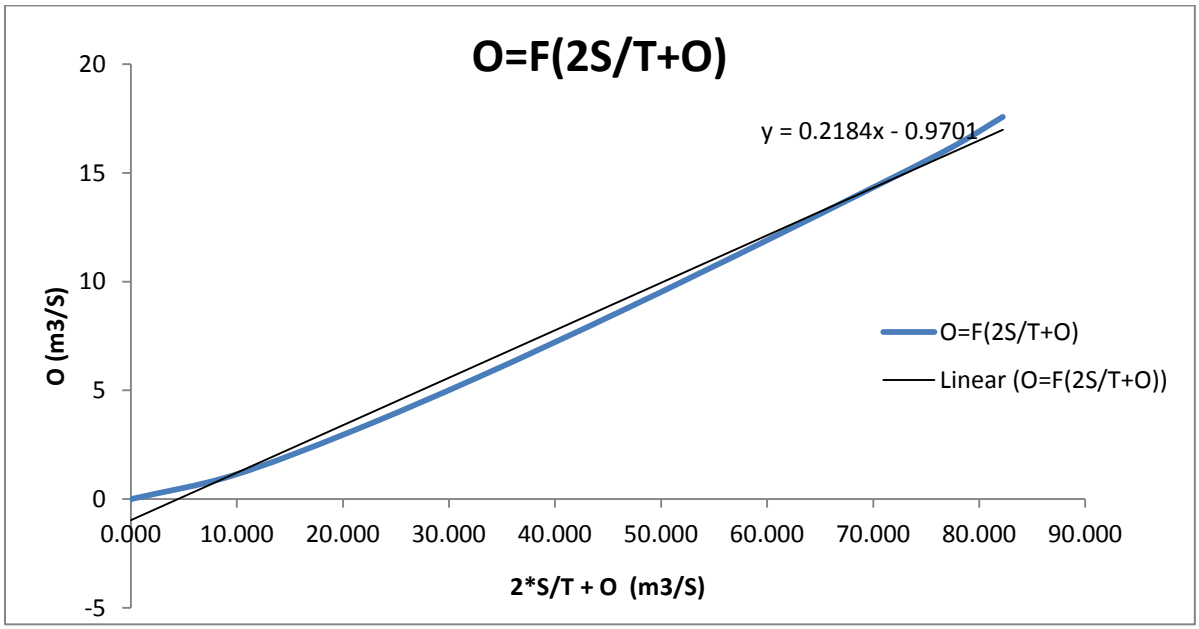


Figure III.22 : Représentation graphique de O=f (2S/T+O)

Tableau III.42 : Détermination de l'hydrogramme de sortie

Temps	I	I1+I2	$2*S_1/T+O_1$	$2*S_1/T+O_1-2*O_1$	O_1
0	0	1.56	0	0	0
0,5	1.56	7.78	1.56	1.56	0
1	6.22	20.223	9.34	7.20	1.07
1,5	14.003	16.383	27.42	17.39	5.02
2	2.38	3.46	33.77	20.96	6.40
2,5	1.08	1.45	24.42	15.69	4.36
3	0.37	0.44	17.14	11.59	2.77
3,5	0,07	0.0708	12.03	8.72	1.66
4	0,0008	0.0008	8.79	6.89	0.95
4,15	0		6.89	5.82	0.53

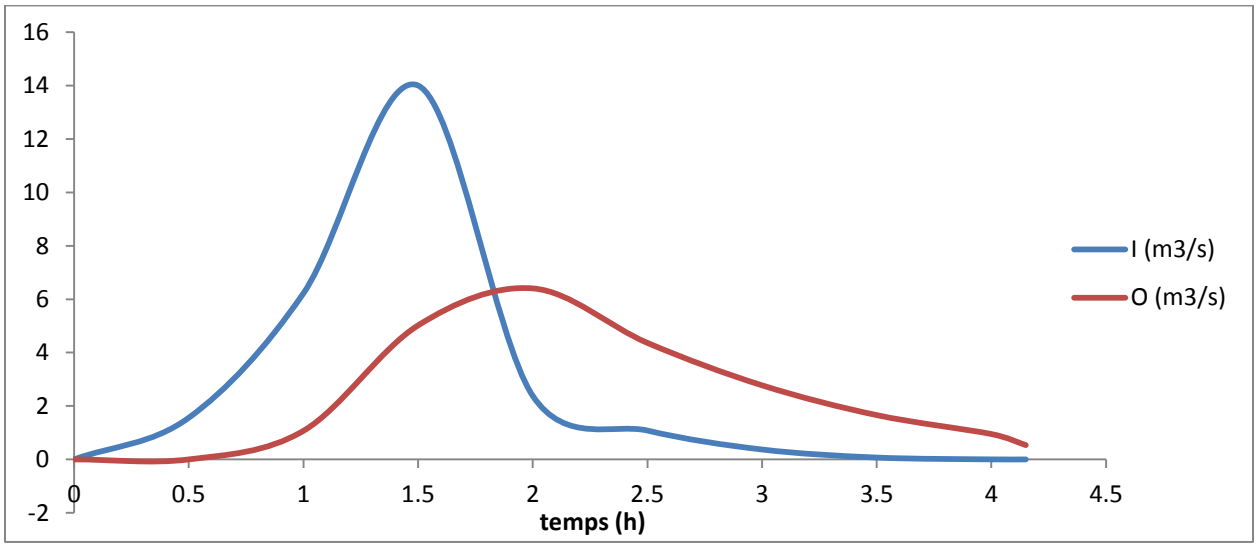


Figure III.23 : Hydrogramme de crue d'entrée et de sortie pour B=4m.

Le détail de calcul de laminage de crues pour des différentes largeurs du déversoir se trouve dans l'annexe N°2.5

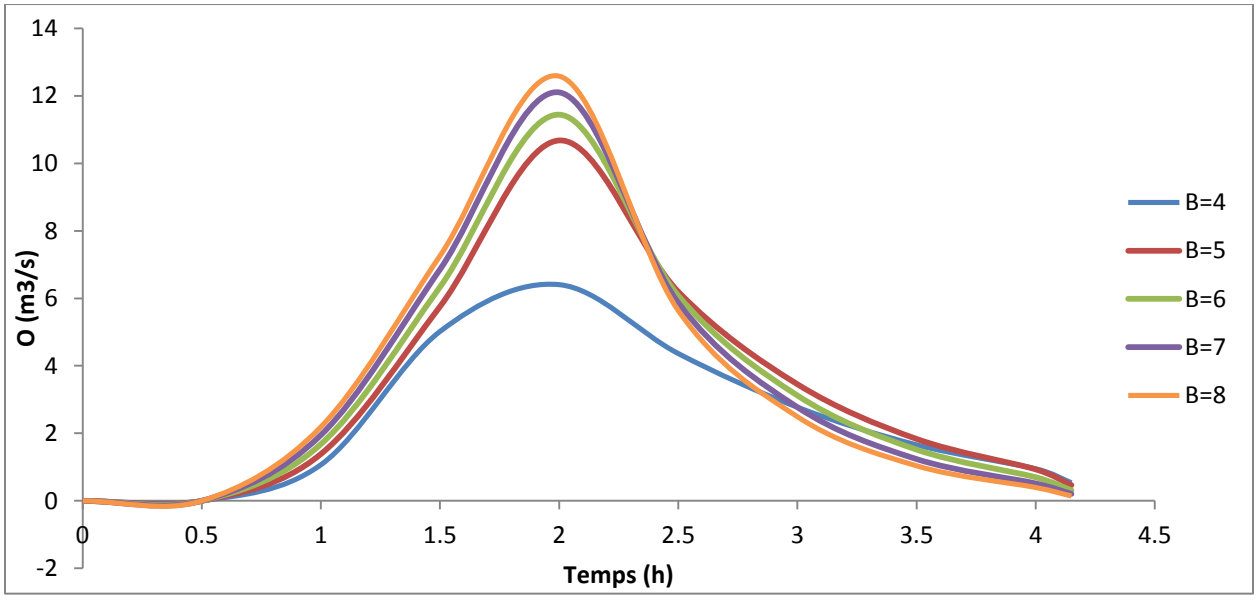


Figure III.24 : Hydrogramme de crue de l'entrée et de sortie de différentes largeurs.

Tableau III.43 : le volume forcé pour différentes largeur de B.

B(m)	Hd (m)	NPHE (m)	q (m^3/s)	$V_{forcé}$ Hm^3
4	1.6	903.1	6.40	0.0582
5	1.4	902.9	10.67	0.0502
6	1.25	902.75	11.44	0.0439
7	1.1	902.6	12.10	0.0379
8	**1**	**902.5**	**12.58**	**0.0339**

III.9.6.2.2 La méthode de X_0 ou EIER :

Principe de calcul :

On fixe chaque fois une valeur de h faire le calcul par les étapes suivantes :

1. On calcule la longueur de l'évacuateur de crue sans tenir en compte le laminage

$$B_1=\frac{Q_{cmax}}{m\sqrt{2g}\,h^{\frac{3}{2}}} \qquad \text{(III.55)}$$

- B_1 : largeur du déversoir (m).
- Qc_{max} : débit max entrant, (m^3/s)
- g : accélération de la pesanteur. g = 9.81 m^2/s
- m : coefficient de débit de l'évacuateur, m=0.49 ;

2. On calcule $X_{0.1}$ tel que: $X_{0.1}=\frac{m^2 Q_{max} B_1^2 t_m^3}{S^3}$ (III.56)

- S : surface du plan d'eau correspondante a h (m^2).
- tm : temps de montée de la crue 1.66h en (s).
- Qmax=17.15 (m^3/s).

3. Puis on calcule le log décimal de $X_{0.1}$; A partir de l'abaque suivant, on tire le β ;

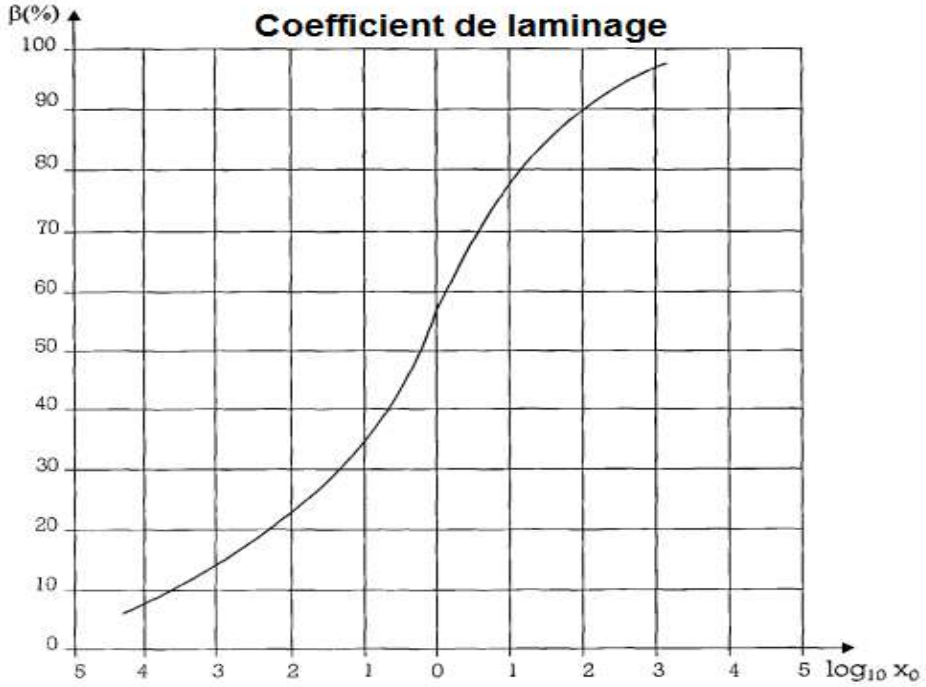


Figure III.25 : L'abaque de coefficient de laminage.

- On obtient le nouveau débit max entrant Qemax= β*Qcmax ;
- On continue les étirassions jusqu'à l'obtention d'une valeur de B qui converge ;

Tableau III.44 : Résultats des itérations pour h=1.6 :

Q m3/s	B	X_0	log X_0	β(%)	Qemax m3/s
17.15	3.90	2.73	0.44	67.50	11.58
11.58	2.64	1.24	0.10	59.00	10.12
10.12	2.30	0.95	-0.02	56.50	9.69
9.69	2.21	0.87	-0.08	55.00	9.43
9.43	2.15	0.83	-0.08	55.00	9.43
9.43	2.15	0.83	-0.08	55.00	9.43
9.43	2.15	0.83	-0.08	55.00	9.43

Tableau III.45 : Résultats pour différentes charges déversantes.

hd	b	B	X_0	log X_0	β(%)	Qemax m3/s
1.6	3.90	2.15	0.83	-0.08	55.00	9.43
1.5	4.30	2.49	1.12	0.05	58.00	9.95
1.4	4.77	2.81	1.48	0.17	59.00	10.12
1	7.90	6.01	7.95	0.90	78.00	13.03
0.5	22.35	20.11	111.40	2.05	90.00	15.44

Les deux méthodes donnent relativement des résultats proches les uns des autres.

Pour la suite de l'étude on se base sur les résultats de la méthode de Muskingum, car elle est basée sur le principe de conservation de la masse et fait intégrer la relation entre le stockage, le débit d'entrée et le débit de sortie.

L'étude du laminage fait apparaître un effet de laminage assez important pour la première variante. En effet, si nous prenons un largueur de déversoir b = 4 m, la crue centennale (Q=17.15m3/s) est réduite par l'effet de laminage à un débit de 6.40 m^3/s soit une efficience de laminage de 63%.

Et un effet moyen pour la deuxième Variante dans lequel le seuil du déversoir est fixé à la cote 902.5 m et pour le largueur de déversoir égal à 8 m la crue centennale est réduite par effet de laminage à un débit 12.58 m^3/s soit un effet de laminage de 27%.

Pour cela on peut dire que la deuxième variante est les plus adaptée, donc les dimensions de notre déversoir sera : B=8m et H=1m.

Conclusion :

A la fin de ce chapitre nous avons réussi d'extraire les différentes caractéristiques géographiques, géométriques, hydrographiques et morphologiques de notre bassin versant.

Les différents études et traitement des données climatologiques ont permis d'estimer les apports liquides et solides dans la retenue, de sorte que le volume mort va éteindre 0.0252 Mm^3 dans 50 ans, ce volume arrivera à un niveau de NVM= 896 m NGA.

L'étude de régularisation de la retenue nous a permet de déterminer un volume normal de la retenue égal à 0.127 Mm^3 qui correspond au niveau NNR=901.5 m NGA.

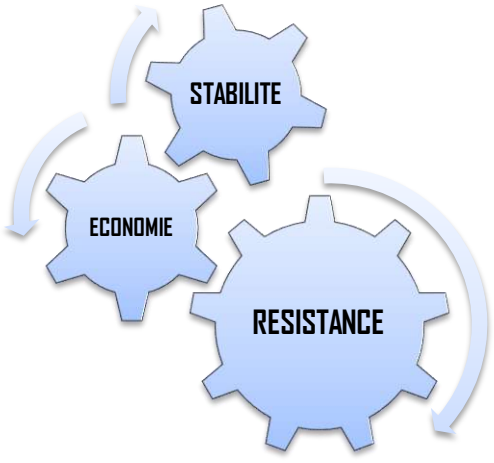
Les différentes études sur les crues nous ont aidés à choisir la crue de projet $Q_{1\%}max = 17.15\ m^3/s$.

A travers la dernière étude de laminage on a calculé le débit sortant de déversoir après qu'on a fixé les dimensions de ce dernier en (B=8m ; H=1m) et déterminer le volume forcée $V=0.0339hm^3$ dans les conditions les plus défavorables,

A la fin de tous ça on a déterminé le Niveau de plus hautes eaux NPHE=902.5m.NGA.

CHAPITRE IV :

DIMENSIONNEMENT ET ETUDE DE STABILITE DE LA DIGUE.



Introduction:

Comme on a mentionné précédemment, la résistance, la stabilité et l'économie sont les premiers facteurs qu'on doit prendre en considération afin d'obtenir un bon ouvrage qui répond à toutes les requises.

Dans ce chapitre, on va faire une étude approfondie dans lequel on va essayer de trouver les meilleurs choix de type, de dimensions et de couts pour notre barrage, sans oublier de faire une analyse de stabilité de ce dernier en différentes cas de sollicitation.

IV.1 Dimensionnement de la digue :

Introduction :

Le dimensionnement d'un barrage n'est pas fait au hasard, mais il passe par des étapes, dans lequel on doit calculer chaque élément de la digue à part.

IV.1.1 La Revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0{,}75 + \frac{V^2}{2g} \qquad \text{(IV.1)}$$

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

Avec :

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

H : Hauteur de la vague en m ;

F : Le Fetch est la distance en mer ou sur un plan d'eau au-dessus de laquelle souffle un vent donné sans rencontrer d'obstacle (une côte) depuis l'endroit où il est créé ou depuis une côte s'il vient de la terre.

A.N: $H = 0.75 + 0.34\sqrt{0.5} + 0{,}26\sqrt[4]{0.5} = 1.21m$

$V = 1.5 + 2.H = 1.5 + 2x1.21 = 3.91 m/s.$

Donc : $R = 0{,}75 + \frac{3{,}91^2}{2 \times 9{,}81} = 1.53m.$

b) Formule de Molitor :

$$H = 0.75 + 0.032(U.F)^{0.5} - 0.27F^{0.25} \qquad \text{(IV.3)}$$

Avec :

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 14 Km/h.

AN : → H=0.61m.

→ V=2.72 m/s.

→ R=1.13m.

c) Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0{,}75 + \frac{V^2}{2g} \qquad \text{(IV.4)}$$

$$H=0.5+0.33\sqrt{F} \qquad \text{(IV.5)}$$

AN: → $H=0.5+0.33\sqrt{0.5}=0.73$m.

→ V=1.5+2xH=1.5+2x0.73=2.97m/s

→ $R = 0{,}75 + \frac{3{,}54^2}{2\times 9{,}81}=1.2$m

d) Formule Simplifiée

$$R=1+0{,}3\sqrt{F} \qquad \text{(IV.6)}$$

→ $R=1+0.3x\sqrt{0.5}=1.21$m

Tableau IV.1 : Résultats de calcul de la revanche.

Formule	STEVENSON GAILLARD	Molitor	MALLET et PAQUANT	formule simplifiée
R (m)	1.53	1.13	1.2	1.21

Prenons la valeur moyen de revanche : R= **1.27 m.**

IV.1.2 Largeur en crête :

La largeur en crête d'un barrage doit être suffisante pour permettre la circulation des engins lors de la mise en œuvre de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien, elle doit également protéger le barrage contre tout risque de submersion par les vagues, surtout lorsque la retenue est pleine. Elle est en fonction de la hauteur du barrage. La largeur en crête peut être évaluée par les formules suivantes :

- Formule T. KNAPPEN:

$$b=1{,}65H_b^{0.5} \qquad \text{(IV.7)}$$

- Formule E.F. PREECE :

$$b=1{,}1H_b^{0.5} \qquad \text{(IV.8)}$$

- Formule SIMPLIFIEE:

$$b=3{,}6.H^{1/3}-3 \qquad \text{(IV.9)}$$

- Formule Pratique:

$$b=5/3\sqrt{Hb} \qquad \text{(IV.10)}$$

Tableau IV.2 : Récapitulation des résultats de calcul de la crête.

B (m)	H_d (m)	NPHE (m)	q (m^3/s)	$V_{forcé}$ Mm^3	Cote de la crête	H_b (m)	Largeur de la crête de la retenue (m)				
							T. KNAPPEN	E.F. PREECE	Simplifié	pratique	moy
4	1.6	903,1	6.4	0,0582	904.37	14,37	6,25	5,17	5,75	6,23	5,87
5	1,4	902.9	10.67	0,0502	904,17	14,17	6,21	5,14	5,71	6,27	5,83
6	1,25	902.75	11.44	0,0439	904,02	14,02	6,17	5,12	5,68	6,24	5,8
7	1,1	902,6	12.1	0,0379	903.87	13.87	6,14	5,1	5,65	6,21	5,77
8	1	902,5	12.58	0,0339	903.77	13.77	6,12	5,08	5,63	6,14	5,75

Bcr moyenne = 5.8 m, prenons une largeur de crête de b_{cr} = 6m pour n'importe largeur du déversoir choisie.

IV.1.3 Fruits de talus :

Le choix des pentes des talus amont et aval est en fonction de la hauteur du barrage ainsi que les matériaux utilisés et leurs caractéristiques. Ce choix est corrigé si nécessaire lors de l'étude de stabilité.

Tableau IV.3 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur de la digue	Type de la digue	Pentes des talus	
< 5m	- Homogène.	2.5	2.0
	- A zones.	2.0	2.0
5 à 10 m	-Homogène à granulométrie étendue	2.0	2.0
	-Homogène fort % en argile.	2.5	2.5
	-A zones.	2.0	2.5
10 à 20 m	-Homogène à granulométrie étendue	2.5	2.5
	-Homogène fort % en argile.	3.0	2.5
	-A zones.	2.5	2.5
≥ 20 m	-Homogène à granulométrie étendue	3.0	2.5
	-Homogène fort % en argile.	3.5	2.5
	-A zones.	3.0	3.0

IV.1.4 Calcul des coûts :

IV.1.4.1 Etude primaire :

IV.1.4.1.1 Volume de la digue :

❖ *1er cas :* hauteur de barrage h_b=14.37m, longueur de la crête L=117.9m :

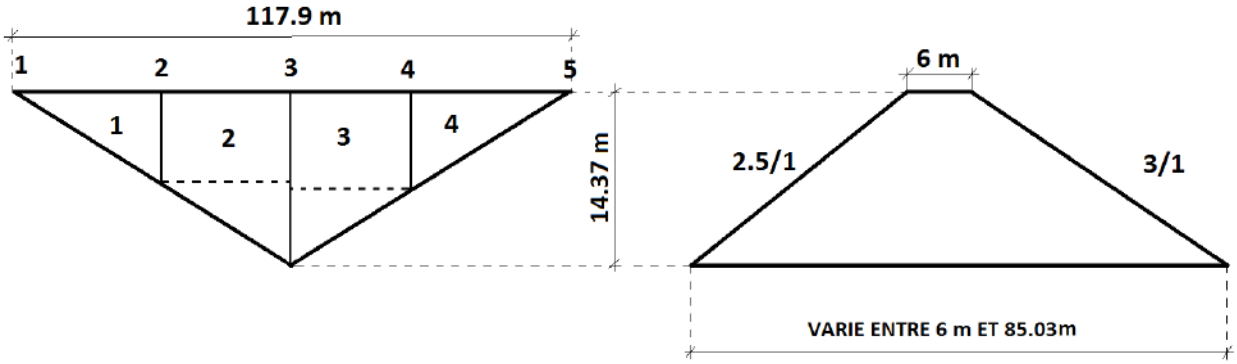


Figure IV.1 : Coupes longitudinale et transversale de 1er cas.

Tableau IV.4 : Résultats de calcul de volume de 1ER cas.

N	Hi (m)	Bi (m)	Si (m^2)	Li (m)	Vi (m^3)	Vt (m^3)
1	0	6	0			**30600.00**
				28.71	2537.24	
2	7	44.5	176.75			
				30.24	12914.5	
3	14.37	85.03	654.05			
				26.13	11472	
4	8	50	224			
				32.82	3675.84	
5	0	6	0			

❖ *2ème cas :* hauteur de barrage h_b= 14.17m, et Longueur de la crête égale 116.25m

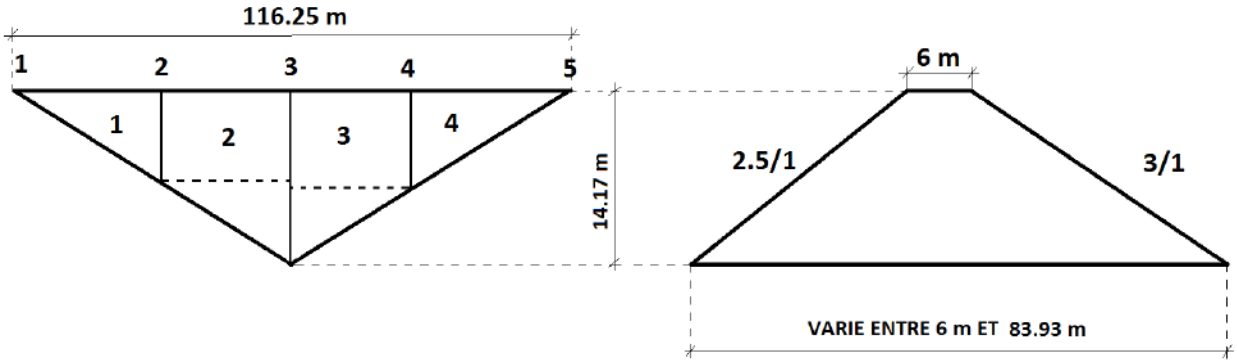


Figure IV.2 : Coupes longitudinale et transversale de 2ème cas.

Tableau IV.5 : Résultats de calcul de volume de 2ème cas.

N	Hi (m)	Bi (m)	Si (m^2)	Li (m)	Vi ($m^{3)}$	Vt (m^3)
1	0	6	0			**29080**
				28.71	2537.24	
2	7	44.5	176.75			
				29.41	11968.72	
3	14.17	83.93	637.15			
				25.31	10898.16	
4	8	50	224			
				32.82	3675.84	
5	0	6	0			

❖ *3ème cas :* hauteur de barrage h_b= 14.02m et Longueur de la crête égale 115.02m

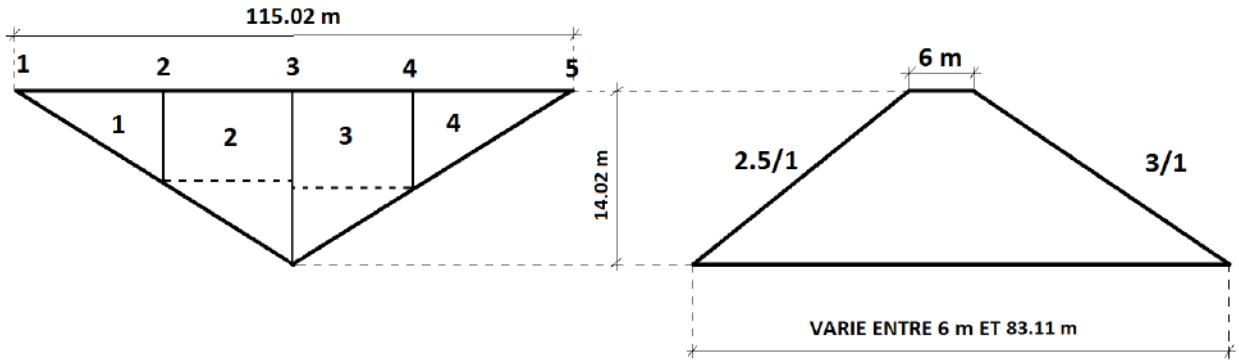


Figure IV.3 : Coupes longitudinale et transversale de 3ème cas.

Tableau IV.6 : Résultats de calcul de volume de 3ème cas.

N	Hi (m)	Bi (m)	Si (m^2)	Li (m)	Vi ($m^{3)}$	Vt (m^3)
1	0	6	0			**28493.2**
				28.71	2537.24	
2	7	44.5	176.75			
				28.80	11540.32	
3	14.02	83.11	624.66			
				25.31	10514.89	
4	8	50	224			
				32.82	3675.84	
5	0	6	0			

❖ *4ème cas :* hauteur de barrage h_b= 13.87m et Longueur de la crête égale 113.87m

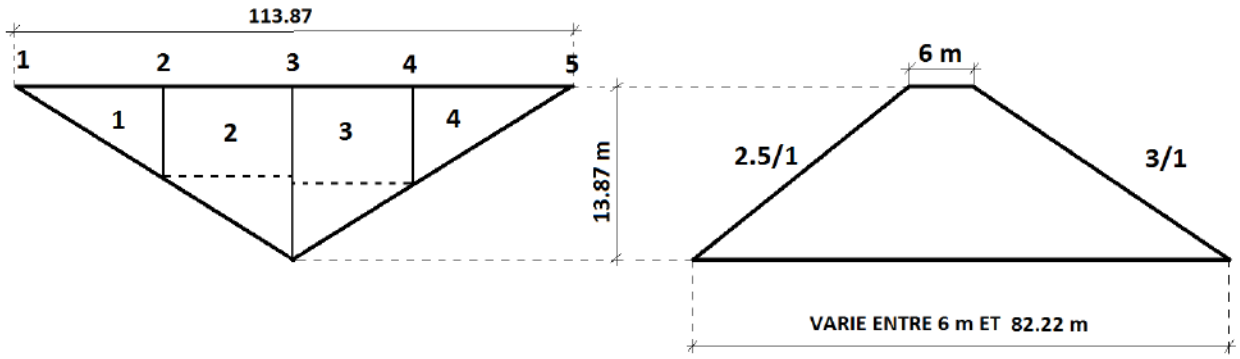


Figure IV.4 : Coupes longitudinale et transversale de 4ème cas.

Tableau IV.7 : Résultats de calcul de volume de 4ème cas.

N	Hi (m)	Bi (m)	Si (m^2)	Li (m)	Vi ($m^{3)}$	Vt (m^3)
1	0	6	0			**27398.29**
				28.71	2537.24	
2	7	44.5	176.75			
				28.18	11116.86	
3	13.87	82.28	612.22			
				24.08	10068.35	
4	8	50	224			
				32.82	3675.84	
5	0	6	0			

❖ *5ème cas :* hauteur de barrage h_b= 13.77m et Longueur de la crête égale 112.97m

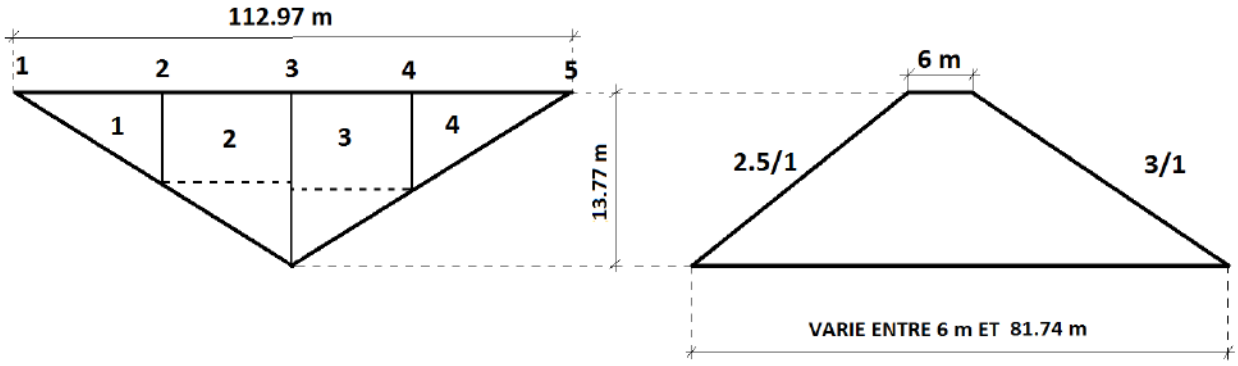


Figure IV.5 : Coupes longitudinale et transversale de 5ème cas.

Tableau IV.8 : Résultats de calcul de volume de 5ème cas.

N	Hi (m)	Bi (m)	Si (m^2)	Li (m)	Vi ($m^{3)}$	Vt (m^3)
1	0	6	0			**24268.9**
				28.71	2537.24	
2	7	44.5	176.75			
				27.77	10841.75	
3	13.77	81.74	604.06			
				23.66	9376.1	
4	8	50	224			
				32.82	3675.84	
5	0	6	0			

❖ **Les Résultats finals :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.9 : Les Résultats finals.

B	Hauteur	Volume de la digue (M^3)
4	14.37	30600
5	14.17	29080
6	14.02	28270.3
7	13.87	27389.29
8	13.77	24268.9

IV.1.4.1.2 Choix de type de la digue :

Le choix est fait selon le cout de chaque type :

IV.1.4.1.2.1 barrage en terre homogène :

Fruit des talus coté amont=3; coté aval=2.5

a. Volume de barrage :

Tableau IV.10 : Caractéristiques dimensionnels de choix adapté:

N	Hi (m)	Bi (m)	Si (m^2)	Li (m)	Vi ($m^{3)}$	Vt (m^3)
1	0	6	0			**24268.9**
				28.71	2537.24	
2	7	44.5	176.75			
				27.77	10841.75	
3	13.77	81.74	604.06			
				23.66	9376.1	
4	8	50	224			
				32.82	3675.84	
5	0	6	0			

b. Protection des talus :

❖ **Amont (Rip-rap):**

Pour le talus amont, le phénomène de renard provoquant la résurgence des eaux de saturation. En tout état de cause, la protection de ces talus est en fait indispensable, pour remédier à ces vagues et ces actions atmosphériques on peut utiliser les revêtements en pierres ou béton armé.

Dans notre cas, la protection en pierre est la plus indiquée de point de vue économique, et de sa souplesse élevée qui lui permet de garder ses propriétés de protection même s'il y'a un tassement du corps du barrage.

▪ *Détermination de l'épaisseur de la protection* ***:***

L'épaisseur de l'enrochement est en fonction de la hauteur et de la vitesse des vagues.

- Première méthode :

$$e = C \cdot V^2 \qquad \text{(IV.11)}$$

Avec :

e : épaisseur de l'enrochement en m
V : vitesse de propagation des vagues m/s ; V=3.38m/s ;
C : coefficient qui dépend des pentes des talus et du poids spécifique du matériau d'enrochement. Il est déterminé d'après le tableau suivant :

Tableau IV.11 : les valeurs de C.

Pentes des talus	Valeur de C en fonction du poids spécifique		
	$\delta = 2{,}5$	$\delta = 2{,}65$	$\delta = 2{,}80$
1 :3	0,028	0,025	0,023

On a δ =2.3T/m^3 Donc on prend la valeur la plus proches dans le tableau : δ =2.5T/m^3.

Donc : C=0.028.

AN : e=0.028*3.38^2 → e= 0.32m.

- Le diamètre moyen de pierre :

$$Dp = \sqrt[3]{\frac{W}{0.524*\delta}} \qquad \text{(IV.12)}$$

Avec : W ≥ 0.524xe^{3}x δ = 0.043 tonne

AN : $Dp = \sqrt[3]{\frac{0.043}{0.524x\delta}}$ → Dp=0.33m.

- La Deuxième méthode :

Les ingénieurs de l'U.S.Army utilisent de préférence, le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement, ainsi que, les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau IV.12 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	D_{min}(m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,35	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,40	0,30
1,2÷ 1,8	0,45	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,50	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,55	0,45

Pour notre cas, Hmoy=0.85m

D'Après le tableau e=0,4 m et D_{min} = 0,30 m

On prend les valeurs moyennes :

e= 0.35m et **D_{min}= 0.3m.**

- *Volume d'enrochement (Rip-rap) :*

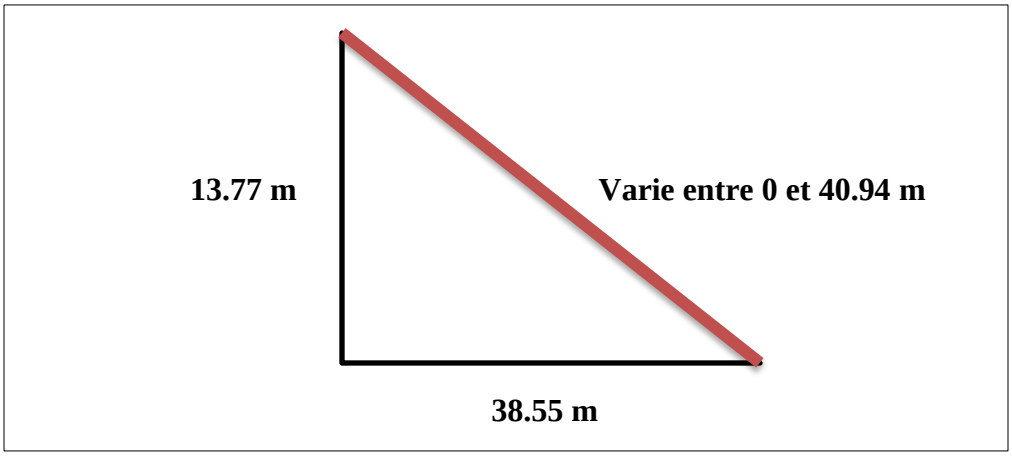


Figure IV.6 : surface de couche de protection.

- Surface d'enrochement : $S = \frac{40.94 \times 56.28}{2} \times 2$

$S=2312.5\ m^2$

→ Volume d'enrochement : $V = S \times e = 2312.5 \times 0.35$

$V=809.73 m^3$

❖ **Talus en Aval :**

Le bon revêtement est un pas essentiel dans la construction des barrages pour éviter toutes possibilités d'érosion. Pour sa protection, on va utiliser des enrochements avec des épaisseurs entre 0.20 et 0,3 m.

→ Surface d'enrochement: $S = 1944.5 m^2$.

→ Volume d'enrochement: $V=Sx0.3=583.35 m^3$.

c. Le drainage :

Le drain est généralement constitué d'enrochements et de graviers avec des caractéristiques de non altération au contact de l'eau et résistant aux grandes compressions.

Parfois le drain classique est remplacé par des tuyaux poreux ou perforés en matière. Pour les petits barrages, On utilise des géotextiles pour assurer le drainage.

❖ **Rôle de drainage:**

- Capter les eaux d'infiltration et les évacuer à l'aval du barrage.
- Abaisser la ligne piézométrique.
- Minimiser les pressions interstitielles.

❖ **Dimensionnement des drains:**

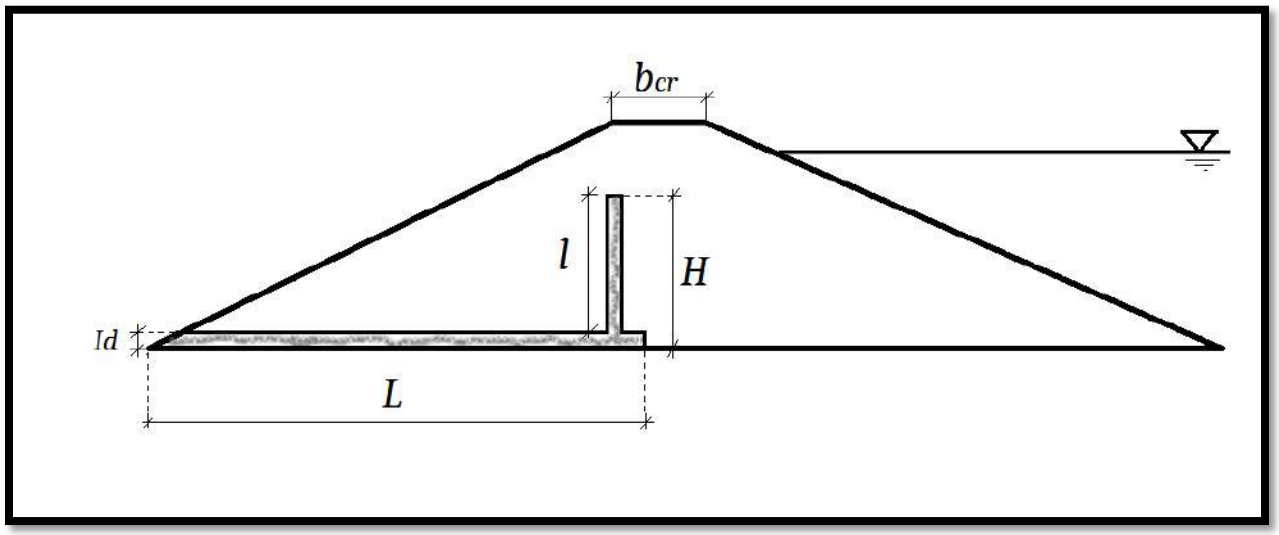


Figure IV.7 : Disposition de système de drainage dans le barrage homogène.

- Choix de **l** : on prend **l** = 11.5m (pour capter la ligne piézométrique)
- Calcul de l'épaisseur ld :

$$l_d = 1/2(\sqrt{L^2 + H^2} - L) \qquad \text{(IV.13)}$$

avec : H=12.5m et L=40.425m

AN: → ld=0.95m.

On prend l_d =1m.

❖ **Volume de système de drainage:**

- Drain vertical = 590.7m^3
- Drain horizontal =335.31m^3
- Volume Total: Vt =926.01m^3

IV.1.4.1.2.2 barrage en terre zoné:

Fruits des talus d'après le tableau IV.3 on a :

- Parement amont $m_1 = 3$
- Parement aval $m_2 = 3$

a. Volume de barrage :

Tableau IV.13 : Caractéristiques dimensionnels de choix adapté:

N	Hi (m)	Bi (m)	Si (m^2)	Li (m)	Vi ($m^{3)}$	Vt (m^3)
1	0	6	0			**28867.03**
				28.71	2713.09	
2	7	48	189			
				27.77	11669.65	
3	13.77	88.68	651.45			
				23.66	10545.85	
4	8	54	240			
				32.82	3938.4	
5	0	6	0			

b. Couche de protection:

❖ **Talus Amont (Rip-rap):**

Après avoir suivi les mêmes calculs qu'on a fait avec le type homogène, On a obtenu les résultats suivants :

- L'épaisseur e = 0.35m.
- Surface de rip-rap : S = 2312.5m^2.
- Volume de rip-rap : $V_{rip\text{-}rap}$= 809.75m^3.

❖ **Talus Aval :**

- Pente de talus «3:1 ».
- Surface de rip-rap S=2312.5m^2
- Volume de rip-rap : V= 693.75m^3

c. Noyaux Argileux :

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:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \qquad \text{(IV.14)}$$

Avec: I_{adm}: Gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau.

b_{moy}: Largeur moyenne du noyau.

ΔH: La différence de charge d'eau

Le tableau suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible :

Tableau IV.14: 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 IV^{ème} classe. Alors, on prend Iadm=1,95

$$I_{adm}= \frac{\Delta H}{b_{moy}} = \frac{H1-H2}{b_{moy}} \leq I_{adm} \qquad (IV.15)$$

H2 : Hauteur d'eau à l'aval (H2= 0).

H1 : Hauteur d'eau à l'amont (H1=11.5 m)

$b_{moy}= \frac{H1}{Iadm} = \frac{11.5}{1,95}$=5.9m, On prend 6m

- La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_{n,s}= \frac{1}{6} \times Hb \qquad (IV.16)$$

$L_{n,s}$= 2.29 m **.** On adopte pour **L_n =3 m**

- La largeur en base du noyau :

$$b_{base} = L_n + 2.m_n.H_n \qquad (IV.17)$$

m_n : Fruit du noyau (On prend une pente du noyau égale a $m_1=m_2$ =0,20)

H_n : Hauteur du noyau, $H_n=H_b-1$=12.77m

→ AN: b_{base}=3+2x0.20x12.77=8,108m. Prenons **b_{base} = 8.11m**.

- La cote en crête du noyau :

→ $N_{CN}= C_{fond}$ +12.77 =890+12.77. Donc : **N_{CN}=902.77 mNGA.**

❖ **Volume de noyau D'argile:**

→ Vt= 3709.86 m^3.

d. Couche de transition :

Puisqu'on a une retenue collinaire, on opte pour une épaisseur de 0.5 mètre.

- La surface de cet couche est: S=((13.02x52.35)/2x2)

→ S= 681.597 m^2

- Le volume est : V= S x e V=681.597 x 0.5

→ V=340.79m^3

e. Système de drainage:

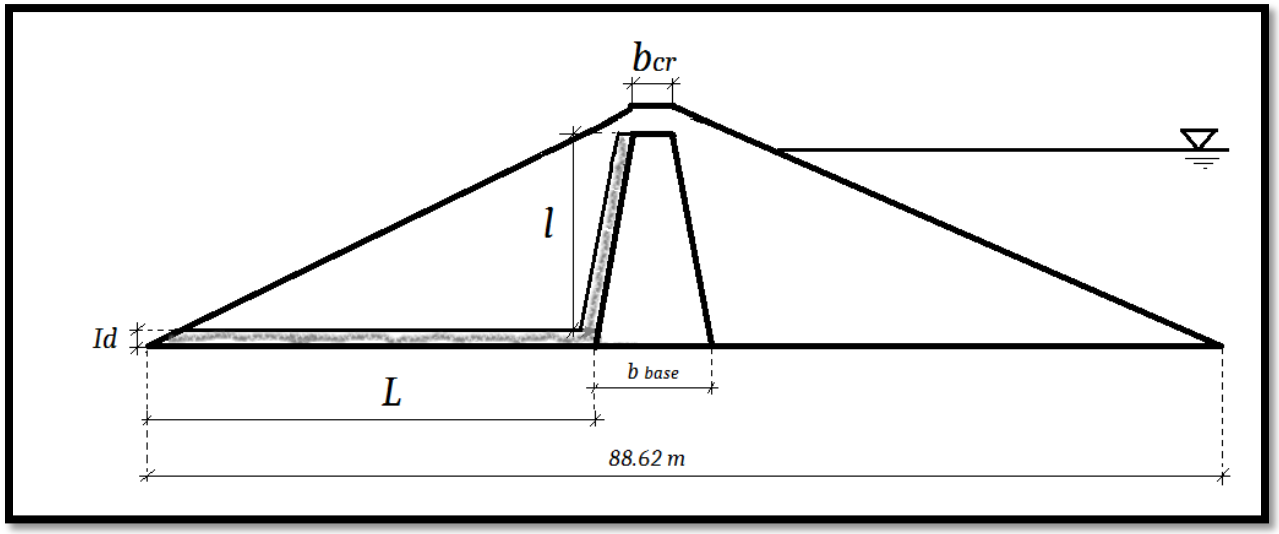


Figure IV.8 : disposition de système de drainage d'un barrage zoné.

- Choix de **l** : on prend **l** = 12.77 m
- épaisseure de tapis drinante: ld =1m.

❖ **Volume de système de drainage:**

- Drain vertical = 681.597m^3
- Drain horizontal =160.72m^3
- Volume Total: Vt =842.317m^3

IV.1.4.1.2.3 Barrage en enrochement a masque en béton :

Pour un barrage enrochement d'une hauteur de 13.77 m on prend les pentes des talus amont et aval (m_1=2,5 et m_2= 2,5) et une épaisseur du masque en béton de 0.25m.



Figure IV.9 : Masque en plaques de béton (Barrage GHERIB à AIN EDEFLA).

a. Volume de barrage :

Tableau IV.15 : Caractéristiques dimensionnels de la digue sélectionné.

N	Hi(m)	Bi(m)	Si(m^2)	Li(m)	Vi($m^{3)}$	Vt(m^3)
1	0	6	0			**22991.16**
				28.71	2537.24	
2	7	41	164.5			
				27.71	8170.67	
3	13.77	74.85	556.65			
				26.66	9045.8	
4	8	46	208			
				32.82	3675.84	
5	0	6	0			

b. Volume de masque:

- Surface de masque égale 2094.29m^2.
  - → Volume de masque égale 523.57m^3

c. Couche de protection au parement Aval :

- Surface égale 2094.29m^2
- Pour une épaisseur de 0.35m le Volume de la couche de protection est égale 733.0015 m^3.

IV.1.4.1.3 Résultats final :

Tableaux IV.16 : les différents coûts des variantes.

Type De barrage	Matériaux	Quantité m^3	Prix unitaire DA	Coût $*10^6$ DA	Coût total $*10^6$ DA
Homogène	Recharge	23342.89	450	10.5043005	**12.14**
	Rip-rap	809.73	1200	0.971676	
	Enrochement	583.35	2000	1.1667	
	Système de Drainage	926.01 + Elément	600+3056	0.558662	
Zoné	Recharge	25157.40	700	17.61018154	**22.42**
	Noyau Argileux	3709.86	450	1.667437	
	Filtre	340.79	600	0.204474	
	Enrochement	693.75	2100	1.456875	
	Rip-rap	809.73	1200	0.971676	
	Système de Drainage	842.317 +Element	600 + 3056	0.5084462	
A Masque	Recharge	22991.16	2100	48.281436	**68.15**
	Le masque	523.57	35000	18.324950	
	Protection	733.00	2100	1.539300	

IV.1.4.2 Etude finale :

IV.1.4.2.1 Calcul de Tassement :

Dans les barrages en terre on a deux types du tassement, tassement de la fondation et tassement du corps de la digue, on peut déterminer ce tassement lors de l'essai œdométrique et d'après la formule suivante:

$$\Delta H = H_0 \frac{\Delta e}{1+e_0} \quad \text{(IV.17)} \qquad \Longleftrightarrow \qquad \Delta H = H_0 \frac{C_C}{1+e_0} \lg\left(\frac{\Delta\sigma'_{v0}+\Delta\sigma z}{\sigma'_p}\right) \quad \text{(IV.18)}$$

Où: ΔH : tassement.
H_0 : épaisseur initiale de la couche compressible.
Cc : indice de compression.
e_0 : indice des vides initial.
Δσ'p : pression de pré-consolidation.
Δσ'z : contraintes dues aux surcharges.
Δσ'v0 : contrainte effective verticale naturelle.

Puisqu'on a une retenue collinaire (la hauteur est moins de 20) et que la digue est bien compactée donc le tassement de la digue est improbable ou négligeable.

Pour le tassement de la fondation, on peut prendre une valeur de tassement entre 0.5% et 1.5% de la hauteur totale du barrage (Hb), ou bien par cette formule :

$$T=0.01\ Hb \qquad \text{(IV.19)}$$

AN : * T = (0.5/100*13.77) = 0.069m

* T = (1.5/100*13.77) = 0.206m

0.069m ≤ T ≤ 0.206m

Prenons T_{moy} =13cm

Donc la hauteur du barrage devient : H_b =13.77+13 =13.9m.

IV.1.4.2.2 Ligne de saturation :

La ligne de saturation est une ligne suivant laquelle la pression à l'intérieur du massif est égale à la pression atmosphérique, elle sépare la zone humide de la zone sèche. Il est possible de la déterminer par analogie électrique ou par des méthodes simplifiées telle que la méthode de Kozeny qui utilise des approximations et des propriétés graphiques du réseau d'écoulement. [15]

a. Ligne de saturation pour barrage homogène sans drain sur sol imperméable : [15]

Kozeny a montré que, dans un barrage en terre homogène non drainé, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer O est situé au pied du parement aval du barrage (Figure 10). L'équation de cette parabole s'écrit (Rolley, Kreitmann et al. 1977):

$$y^2 - {y_0}^2 - 2xy_0 = 0 \qquad \text{(IV.20)}$$

Avec : $$y_0 = \sqrt{(h^2 + d^2)} - d \qquad \text{(IV.21)}$$

Cette ligne de saturation doit être corrigée au droit du parement amont et aval du barrage.

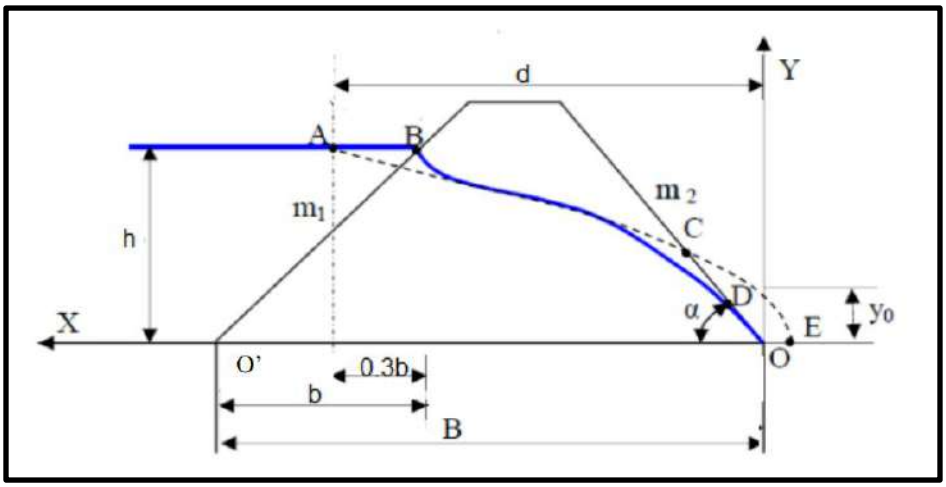


Figure IV.10 : Ligne de saturation pour barrage homogène sans drain sur sol imperméable.

Les étapes suivantes permettent la détermination graphique de la ligne de saturation pour un barrage homogène reposant sur une fondation imperméable sans drain:

− Dessinez la section du barrage en terre et le niveau d'eau en amont (h). Le point B est le point sur le talus amont qui coïncide avec le niveau d'eau (Figure 10) ;

− Soit b la distance qui correspond à la projection horizontale de O'B. Repérez le point A à une distance de 0,3b du point B sur la surface de l'eau ;

− Le foyer de la parabole de Kozeny se situe au pied aval du barrage, au point O. Choisissez O comme origine des axes X Y ;

− A l'aide de l'équation 20, tracer la courbe de Kozeny en fixant les valeurs des ordonnées y (par exemple 0,2H, 0,4H... H) et en calculant les abscisses x ;

− Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny, on procède à une correction au droit du parement amont et du pied aval ;

− Correction en amont : on raccorde la ligne de saturation au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole ;

− Correction en aval : on fait aboutir la ligne de saturation en un point D tel que :

$$OD \approx 2/3\ OC \qquad \text{(IV.22)}$$

❖ **Résultats de calcul :**

- *Pour le NNR :*

Les coordonnées de la ligne piézométrique sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau IV.17: Coordonnées de ligne de saturation dans le cas de NNR sans drains.

Y		X
D	4	9.75
C	6	14.5
6.9		19.7
8.05		27.0
9.2		35.4
10.35		45.0
10.5		46.8
11.5		48.0

- *Pour le PHE :*

Les coordonnées de la ligne piézométrique sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau IV.18 : Coordonnées de ligne de saturation dans le cas de PHE sans drains.

Y		X
D	4.75	12.25
C	7.3	18.5
7.5		19.84
8.75		27.26
10		35.81
10.75		43.25
12.5		45

b. Ligne de saturation pour un barrage homogène avec drain : [15]

En général, les barrages en terre sont munis de drain pour rabattre la ligne de saturation à l'intérieur du barrage. Dans ce cas, la ligne de saturation est déterminée de la manière suivante :

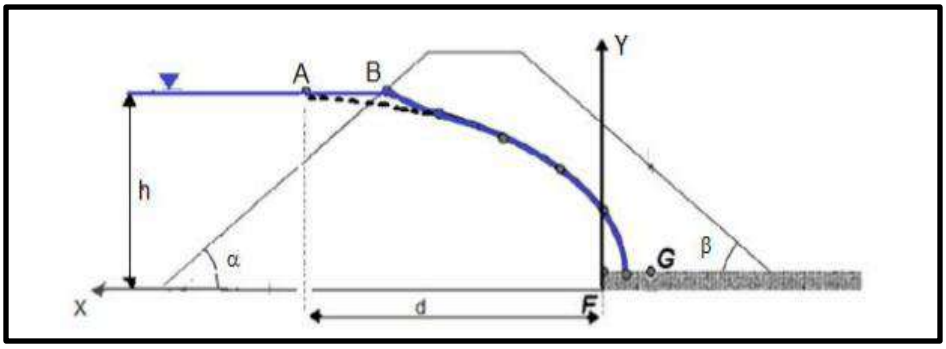


Figure IV.11 : Ligne de saturation d'un barrage à drain horizontale.

− Dessinez la section du barrage en terre et le niveau d'eau en amont (h). Le point B est le point sur le talus amont qui coïncide avec le niveau d'eau ;
− Soit b la distance qui correspond à la projection horizontale de O'B. Repérez le point A à une distance de 0,3b du point B sur la surface de l'eau ;
− Le foyer de la parabole de Kozeny se situe au pied amont du drain au point F (l'abscisse du point A est d). Choisissez F comme origine des axes X Y;
− Localiser le point G situé à y_0 de F ;
− A l'aide de l'équation 20, tracer la courbe de Kozeny en fixant les valeurs des ordonnées y (par exemple 0,2H, 0,4H... H) et en calculant les abscisses x ;
− Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny qui va du point A jusqu'au point qui se trouve à mi-distance de FG, on procède à une correction au droit du parement amont seulement.
− On corrige la ligne de saturation au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

❖ **Résultats de calcul :**

- *Pour le NNR :*

Les coordonnées de la ligne piézométrique sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau IV.19 : Coordonnées de ligne de saturation dans le cas de NNR avec drains.

Y	X
0	26.4
1.15	26.7
2.3	27.7
3.45	29.3
4.6	31.5
5.75	34.3
6.9	37.8
8.05	41.9
9.2	46.6
11.5	47.5

- *Pour le PHE :*

Les coordonnées de la ligne piézométrique sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau IV.20 : Coordonnées de ligne de saturation dans le cas de PHE avec drains.

Y	X
0	26.18
1.25	26.48
2.5	27.38
3.75	28.88
5	30.99
6.25	33.69
7.5	37
8.75	40.9
10	44.23
12.5	45.03

IV.1.4.2.3 Calcul des nouvelles dimensions :

On va faire les calculs en proposant 2 modèles de corps pour la digue, le premier est une digue simple avec un seul talus aval, et le deuxième est composé de 2 talus (avec Ris-Berme)

1er modèle :

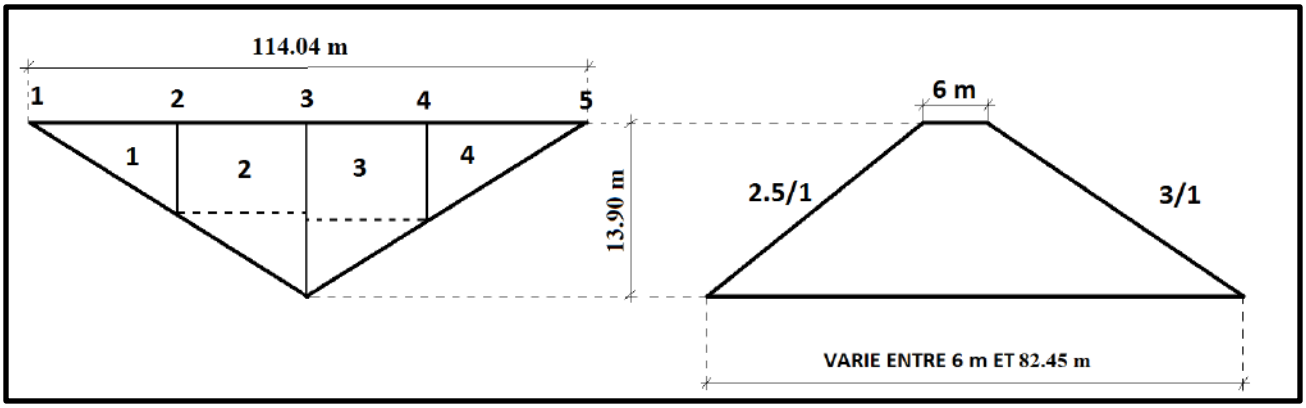


Figure IV.12 : Dimensions de 1er modèle.

❖ **Résultats du Calcul de volume :**

Tableau IV.21 : Résultats de calcul pour le 1er modèle.

N	Hi(m)	Bi(m)	Si(m^2)	Li(m)	Vi($m^{3)}$	Vt(m^3)
1	0	6	0			**27564.85**
				28.71	2537.24	
2	7	44.5	176.75			
				28.31	11203.26	
3	13.9	82.45	614.72			
				24.2	10148.51	
4	8	50	224			
				32.82	3675.84	
5	0	6	0			

❖ **Système de drainage:**

- Langueur de Drain horizontal : L Entre 1/4 et 1/3 de la base de la digue ;

20.61m ≤ Drain horizontal ≤ 27.48m

En prend 27.48m

- Langueur de Drain vertical : l = 8m
- Le volume de drainage :

→ En prend une Épaisseur I_d = 1m avec H=9m ; L= 27.48m ;
→ Volume de drain horizontal : 4.1x1x27.48 V_{d-h} =112.668 m^3
→ Volume de drain vertical : V_{d-v} =332.28m^3
→ V_T = 449.948 m^3

❖ **Couche de protection amont:** Il existe 2 méthodes :

1ere Méthode :

- L'épaisseur de la couche : e= CxV^2 =0.32 m
  Avec : V=3.38m/s ; δ = 2.5T/m^3 → C=0.028
- Diamètre moyen de pierre :

  $Dp= \sqrt[3]{\frac{W}{0.524x\delta}} = 0.32$

  Avec: W= 0.52xe^3xδ = 0.52x0.32^3x2.3 = 0.039 tonnes.

2eme Méthode:

H_{moy} : 0.85m → e =0.4m et D_{min} =0.3m

- Surface de Rip-rap : [(43.96x114.04/2)]x2 = 2507m^2
- Volume de Rip-rap: V= S x e = 877.45m^3.

❖ **Couche de protection Aval:**

On prend 0.25m comme épaisseur de la couche:

→ S= 2134.21m^2

→ V = 533.55m^3

❖ **Couche de transition :**

Les deux coté ont une épaisseur de 0.3m.

→ Coté amont: S= 2507m^2
V=752.1m^3

→ Coté aval: S=2134.21m^2
V=640.26m^3

2eme modèle: (Avec des ris-berme**)**

- **Fruit des talus :** Amont 2.75/1 ; Aval 2.5/1

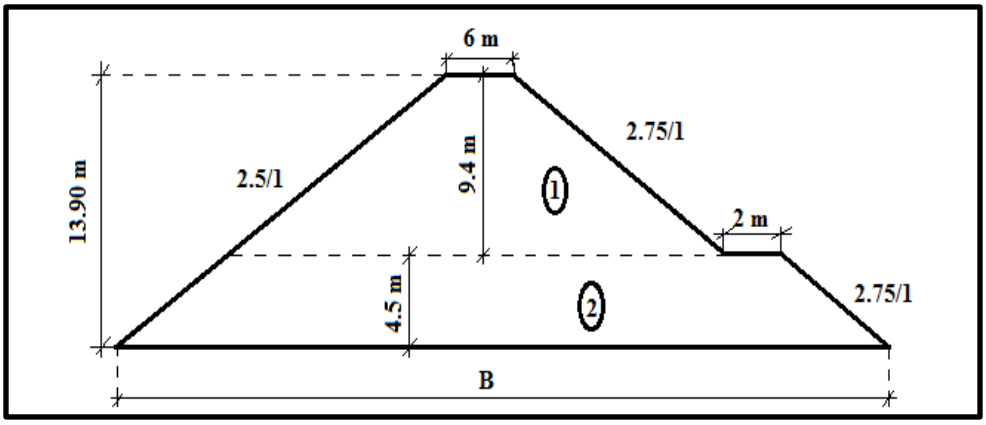


Figure IV.13 : Dimensions de 2ème modèle.

❖ **Calcule de B (largueur de la digue) :**

B = 2.75x9.4+2.75x4.5+2+2.5x13.9+6
B = 80.975 m

❖ **Le volume :**

Pour étudier le volume on a devisé la digue en deux parties :

Partie N°1: L 114.04m ; H= 9.4m

Tableau IV.22 : Résultats de calcul de 1ere partie.

N	Hi(m)	Bi(m)	Si(m^2)	Li(m)	Vi($m^{3)}$	Vt(m^3)
1	0	6	0			**21764.74**
				38.56	5559.29	
2	9.4	55.35	288.345			
				36.92	10645.69	
3	9.4	55.35	288.345			
				38.56	5559.29	
4	0	6	0			

Partie N°2 : L=36.92m ; H=4.5

Tableau IV.23 : Résultats de calcul de 2ème partie.

N	Hi(m)	Bi(m)	Si(m^2)	Li(m)	Vi($m^{3)}$	Vt(m^3)
1	0	57.35	0			**5416.01**
				8.44	528.34	
2	2	67.85	125.2			
				10.02	2183.98	
3	4.5	80.975	310.725			
				7.91	1860.85	
4	2.5	70.47	159.78			
				10.55	842.84	
5	0	57.35	0			

→ Volume total : $V_T = V_{P1}+V_{P2}$ = 21764.74+5416.01m^3

V_T = 27180.75m^3

❖ **Volume de drainage :** Vd = 449.948 m^3

❖ **Coté Amont:**

- Couche de Protection **:**

→ S_1= [(114.04+36.92)/2]x25.85 = 1951.158m^2

→ S_2 =(36.92x13.17/2)x2 =486.23m^3

→ S_{ber} =36.92x2 =73.84m^2

→ $S_T = S_1+S_2+S_{ber}$ = 2511.228 m²

→ V_T=2511.228x0.35 = 878.92m^3

- Couche de transition : V_{tran} = 753.36 m^3 ; avec e=0.3 m

❖ **Coté Aval :**

- Couche de Protection : $V_{prot} = 533.55m^3$, avec : e = 0.25 m
- Couche de transition : $V_{Tran} = 640.26m^3$; avec : e=0.3m

Interprétation des résultats :

Tableau IV.24 : Comparaison entre les deux modèles.

	1er Modèle m³	**2eme Modèle m³**
Recharge	27564.85	27180.75
Protection	1411	1412.47
Drainage	449.948	449.948
Transition	1392.36	1393.62

Conclusion :

D'après les résultats obtenus, on peut clairement voir que la différence des volumes entre les deux modèles est trop petite, mais due à la difficulté de réalisation de 2ème modèle. On opte pour le 1er modèle.

IV.2 Etude de Stabilité de la digue :

Introduction :

La stabilité d'un barrage en remblai réside dans la stabilité aux tous les forces provoquants le risque d'instabilité ou de rupture de ses talus. En général, on se donne des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes.

IV.2.1 Causes d'instabilité:

A. Nature et géologie du terrain :

La nature des matériaux de talus peut constituer un élément principal d'appréciation de la résistance au glissement, particulièrement, les argiles qui présentent des propriétés très défavorables (imperméable, gonflables, fragiles, réactives à certains agent chimiques).

B. Actions de l'eau :

L'eau a une grande influence sur l'équilibre de terrain qu'elle traverse, quel que soit superficielle ou souterraine.

C. Actions mécaniques extérieures :

On désigne tout changement de l'état d'équilibre par rajout de surcharge ou suppression de support dans le talus.

IV.2.2 Stabilité de talus de cuvette:

Puisque la cuvette a une faible inclinaison, avec des très bon caractéristiques (cohésion=0.72bar; angle de frottement=24°). On peut dire que la cuvette est stable.

IV.2.3 Stabilité de talus de la digue :

Les problèmes de stabilité des talus sont systématiquement posés en conditions de déformation plane qui cause le glissement (rupture par déplacement en bloc d'une partie du massif), on distingue trois grandes catégories de glissements :

• Cercle de pente (ou de flanc de talus)

• Cercle de pied de talus

• Cercle profond (de rupture profond)

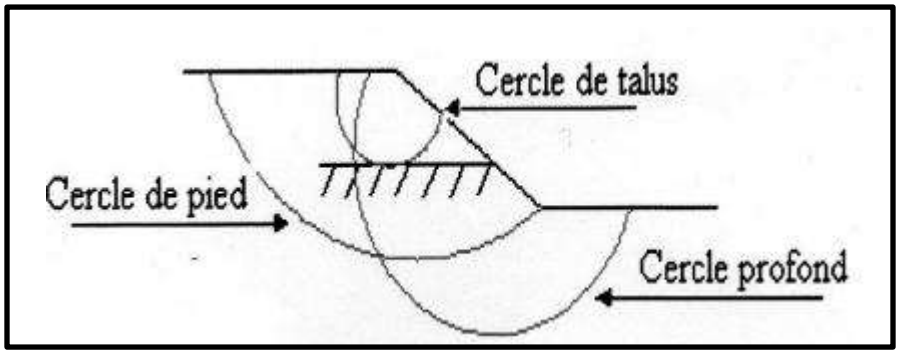


Figure IV.14 : Différents types de rupture circulaire.

La stabilité d'un talus dépond de la relation entre :

• Les moments moteurs dont le terme principal est le poids du massif.

• Les moments résistants dus essentiellement à la résistance au cisaillement le long de ligne de rupture.

Les risques d'instabilité seront donc dus :

• Soit à une augmentation des moments moteurs (surcharge au sommet d'un talus, modification de la géométrie de talus, action hydrodynamique dus à l'écoulement d'eau)

• Soit à une diminution des moments résistant (suppression de masse en pied de talus, diminution des caractéristiques mécaniques du massif du fait d'infiltration d'eau important).

La stabilité des talus concerne aussi bien des pentes naturelles que les talus artificiels tel que les barrages, les remblais ……. Etc.

Les glissements de terrains sont généralement spectaculaires et engendrent des dégâts humains et matériels considérables, (comme celui de l'année 1970, cousant le mort de 72 personnes au plateau d'Asie).

L'étude de la stabilité des talus consiste à évaluer le rapport des forces résistantes aux forces motrices. Cette étude nécessite la connaissance des conditions géologique, hydrologique et topographique du terrain ainsi que les propriétés physique et mécanique du sol.

IV.2.3.1 Valeurs admissibles de Facteur de sécurité :

Théoriquement, le talus est dit stable si FS > 1, l'état d'équilibre limite (rupture) est obtenu lorsque FS = 1, mais dans la pratique, le coefficient FS est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants :

- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches, comme par exemple la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif.
- Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissure.
- L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

Tableau IV.25 : Valeurs admissibles des coefficients de sécurité.

Combinaison des charges Classe de l'ouvrage et des actions	**Classe de l'ouvrage**			
	I	**II**	**III**	**IV**
Statique (sans séisme)	1,20 à 1,30	1,15 à 1,20	1,1 à 1,15	1,05 à 1,10
Dynamique (Avec séisme)	1,05 à 1,10	1,05 à 1,10	1,05 à 1,10	1,05

Notre barrage fait partie de la IV^{ème} classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : Fs,adm= 1,05 à 1,10.
- avec séisme : Fss,adm= 1,05.

IV.2.3.2 Méthodes d'équilibre limite :

Les calculs à l'équilibre limite font principalement appel à deux méthodes distinctes :

a. Méthodes globales :

Cette méthode est illustrée par les méthodes de Biarez, Caquot et Taylor. On étudie l'équilibre d'ensemble du talus en considérant que la répartition des contraintes se trouve entre deux répartitions extrêmes (cas de rupture circulaire).

Cette méthode est limité à des cas simples de talus sensiblement homogène et sans présence de nappe.

b. Méthodes des tranches :

Elle a été étudiée par Petterson, développé par Fellenius, Bishop, etc. Son principe est basé sur la division de la masse délimitée par la géométrie et la ligne de glissement probable en tranches verticales, d'égale largeur généralement b = 10% R. (R : rayon du cercle de glissement, et b : largeur de la tranche) et traiter chaque tranche comme un bloc entier. Pour lesquelles on écrit l'équation d'équilibre séparément pour aboutir à la fin aux équations de la masse en totalité.

Dans la pratique des études de constructions des barrages en terre, il est d'usage d'utiliser les méthodes de Fellenius et Bishop car elles donnent une précision suffisante et acceptable et elles sont faciles à utiliser surtout avec le développement des logiciels tels que TALREN, PETAL et GEO-SLOPE qui offrent à l'utilisateur une bibliothèque riche de méthodes de calculs à la rupture (Fellenius, Bishop, Morgenstern-Price, Junbu, Perturbation …).

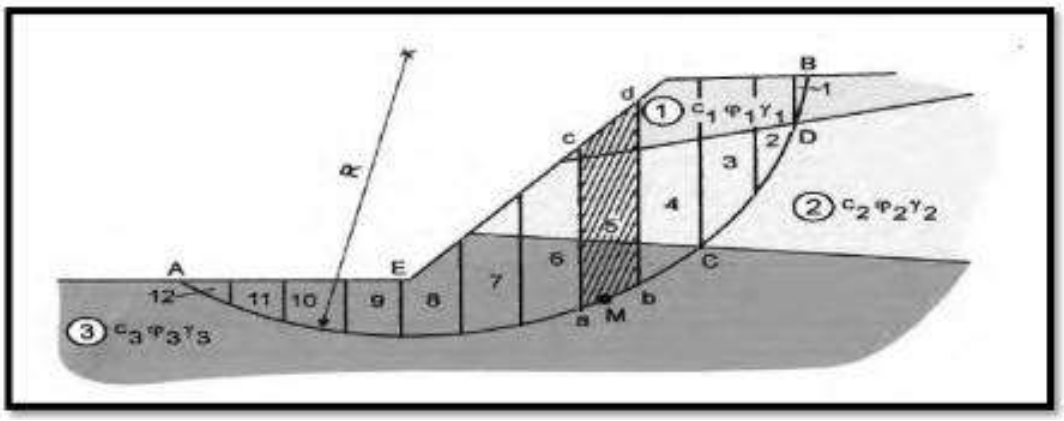


Figure IV.15 : La masse du talus découpé en tranches.

❖ **Différentes méthodes basées sur la méthode des tranches :**

1. Méthode des tranches ordinaires : cette méthode développée par fellenius « 1927-1936 » en négligeant les forces inter-tranches.
2. Méthode de Bishop simplifiée « 1955 » : Bishop suppose que les forces de cisaillement sont nulles.
3. Méthode de jumbo simplifiée « 1954-1957-1973 ».
4. Méthode de Low et Karafiath « 1960 ».
5. Méthode du corps d'ingénieur « 1982 ».
6. Méthode de spencer « 1967-1973 ».
7. Méthode de Bishop rigoureuse « 1955 ».
8. Méthode de jumbo généralisée « 1954-1973 ».
9. Méthode de Sarma « 1973 ».
10. Méthode de Morgenstern et Price « 1965 ».

❖ **Méthode de bishop simplifiée:**

Il s'agit d'une méthode de calcul des glissements circulaires. Bishop a supposé que le facteur de sécurité est constant le long de la surface de glissement.

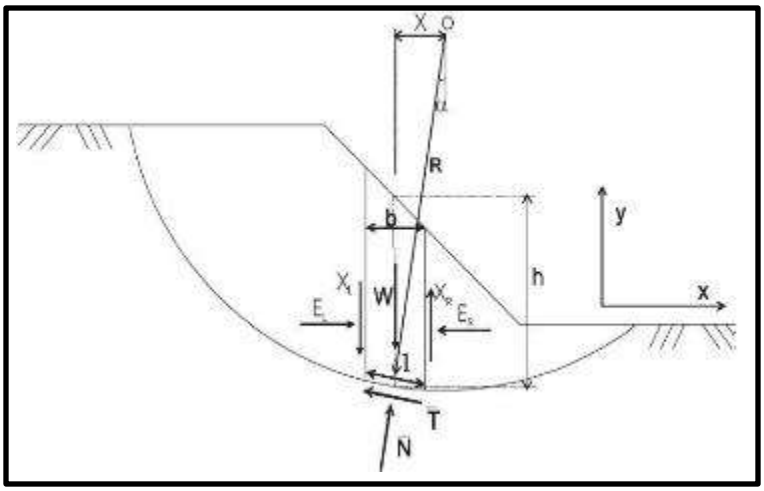


Figure IV.16 : Calcul du facteur de sécurité d'une tranche.

La formule originale de calcul de Fs est :

$$\mathbf{F_s} = \frac{\sum \textbf{Moment résistant}}{\sum \textbf{Moment moteur}} \qquad \text{(IV.23)}$$

Après simplification elle devient :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n} \frac{C_i x b + W_i x \, tg\varphi_i}{\cos\alpha_i + \frac{\sin\alpha_i \, x \, tg\varphi_i}{F_s}}}{\sum_{i=1}^{n} W_i x \sin\alpha_i} \qquad \text{(IV.24)}$$

La méthode de Fellenuis donne généralement des coefficients de sécurité plus faible que la méthode de Bishop. Les écarts peuvent atteindre 10%, toute fois ceux-ci sont modérés et vont dans le sens de sécurité. Il faut cependant noter que la position du cercle critique donné par la méthode de Fellenius est parfois différente de celle donné par la méthode de Bishop.

- **Calcul sismique :**

La région de Oued Mechikel appartiens à la zone séismique « zone II-a », il est obligatoire d'effectuer le calcul sismique car la vérification de la stabilité au séisme est le cas le plus défavorable et l'effet du séisme s'ajoute aux forces qui tendent à faire glisser la digue suivant la ligne de rupture. Cette force représente un effort produit lors d'un tremblement de terre et qui a deux composantes : verticale et horizontale, mais cette dernière cause beaucoup de dégâts. Nous avons par mesure de sécurité combinée l'effort de l'effet sismique avec tous les cas. Pour la simulation des efforts sismiques sur la stabilisation on adopte une valeur de l'accélération égale à 10% de l'intensité de la pesanteur considéré égale 9,81 m^2/s.

$$Fs = M \times K_s \times W \times Sin\alpha \qquad \text{(IV.25)}$$

Fs : force sismique.

M : coefficient dépond des caractéristiques dynamiques de l'ouvrage.

M = 1 dans le cas d'un barrage.

Ks : coefficient qui dépend du degré de sismicité, pour la détermination de Ks on a :

$$K_S = \frac{\text{Accélération Sismique}}{\text{Accélération Terrestre}} \qquad \text{(IV.26)}$$

D'où : $K_S = \frac{0.10 \; X \; 9.81}{9.81} = 0.1$

Donc : Fs= M x 0.1 x W x Sin α

Donc la formule de F (Bishop+séisme) devient :

$$F_B = \frac{\sum_{i=0}^{n}\left[\frac{C_i' b_i + (W_i - u_i b_i)tg\varphi'}{\frac{Cos\alpha_i}{1+\frac{tg\varphi tg\alpha_i}{F}}}\right]}{\sum_{i=0}^{n} W_i . Sin\alpha_i + \sum_{i=0}^{n} M.K_s W_i . Sin\alpha_i} \qquad \text{(IV.27)} \quad .$$

IV.2.3.3 Etude numérique de stabilité:

Il existe de nombreux logiciels pour faire l'analyse de stabilité des ouvrages et les talus.

Pour notre étude, nous allons utiliser le logiciel GEOSTUDIO :

1. **Présentation du logiciel:**

   Géostudio est un logiciel de calcul géotechnique qui permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique.

2. **Les Composantes de GEOSTUDIO :**

   Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

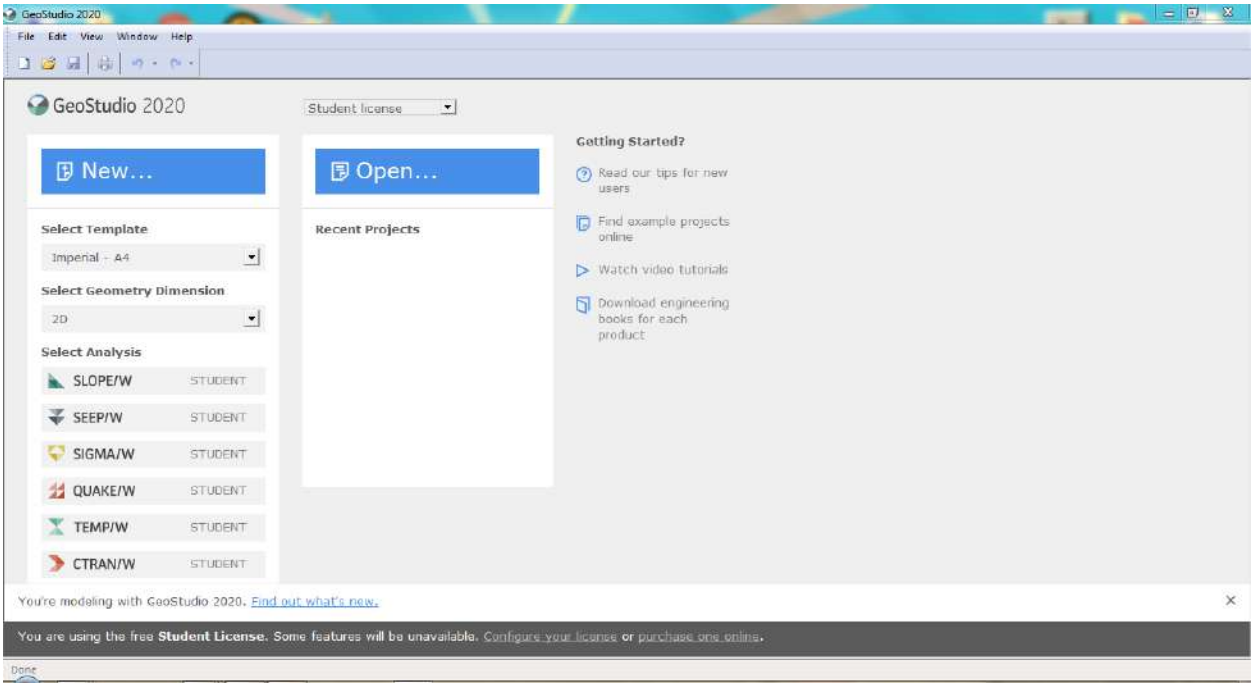


Figure IV.17: Fenêtre de Logiciel de Geostudio 2020.

- SEEP/W : Permet de calculer les infiltrations des eaux (Par la méthode des éléments finis).
- SIGMA/W : Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes – déformations (Par la méthode des éléments finis).
- QUAKE/W : Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (Par la méthode des éléments finis)
- TEMP/W : Permet d'analyser les problèmes géotechniques du sol (Par la méthode des éléments finis). Et autres logiciels.
- SLOPE/W : Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques, et c'est le programme qui nous intéresse dans la présente étude.

Le programme de calcul SLOPE est un programme d'analyse de la stabilité des pentes, basée sur la théorie d'équilibre limite qui consistes à respecter les deux règles de la stabilité statique, c'est-à-dire il faut satisfaire les conditions d'équilibres des moments et d'équilibre des forces. Cette analyse consiste à calculer un facteur de sécurité en visualisant les résultats graphiques du volume instable correspondant.

Les méthodes de calcul du facteur de sécurité intégrées dans SLOPE sont : la méthode de Fellenius, de Morgenstern-Price, de Jumbo et celle de Bishop simplifiée. Elles permettent de calculer un coefficient de sécurité vis-à-vis d'un type de rupture bien défini.

Le modèle géométrique est subdivisé en tranches verticales en 2D. Il exécute plusieurs méthodes de recherches automatiques du centre de rotation de la surface de glissement potentiel jusqu'à atteindre le plus faible coefficient de sécurité.

3. **Les avantages de GEOSLOPE :**
   - Il donne des résultats avec une très bonne précision (10^{-3}).
   - Il peut deviser le talus sur un nombre de 150 tranche.
   - Il donne tous détails sur toutes les tranches.
   - Le nombre des rayons qu'il peut extraire est infini.

IV.2.3.3 Etude de Cas :

Pour notre étude nous allons faire l'analyse on divisant les calculs en deux parties :

- La première partie concerne la stabilité si on n'ajoute pas un système de drainage.
- La deuxième partie concerne l'étude de stabilité en engendrant le système de drainage.

Dont le but est de mieux comprendre l'effet de l'ajout d'un système de drainage sur la stabilité des barrages.

❖ **Les principaux cas à étudier :**

- Fin de construction.
- Retenue en fonctionnement normal (NNR).
- Plus hautes eaux (PHE).

Dans le cas de notre barrage les calculs des deux talus ont été effectués pour les cas de fonctionnement normal, en Période de PHE et pour le cas de fin de construction (vide).

Le cas de vidange rapide n'était pas envisager parce que d'une part il s'agit d'une retenue collinaire destinée seulement à l'irrigation, et d'autre part le barrage est muni dans la cote amont, de couches drainantes qui accélèrent la sortie des eaux interstitielles.

❖ **Remarques Générales :**

→ Les Caractéristiques des sols utilisés dans cette étude :
C'=16 Kpa, Cu=0.72 Bar, φ'= 20°, φ = 24°.

→ L'analyse de stabilité statique est faite par le logiciel GEOSLOPE.

→ L'analyse de stabilité dynamique est faite par la loi (bishope + séisme) et les différentes données ont été extraites du GEOSLOPE.

→ Les détails de calcul de Fss (dynamique) sont regroupés dans l'annexe N°:03

→ Les figures suivantes représentent l'analyse de stabilité statique de barrage qui porte les caractéristiques suivantes :

- Hauteur De Barrage : 13.9 m (Avant tassement)
- Largeur en base : B=82.45m
- Largeur en Crête : Bcr=6m
- Longueur des drains : L=27.48m

- **Cas de Fin de construction :**

  → *Talus Amont :*

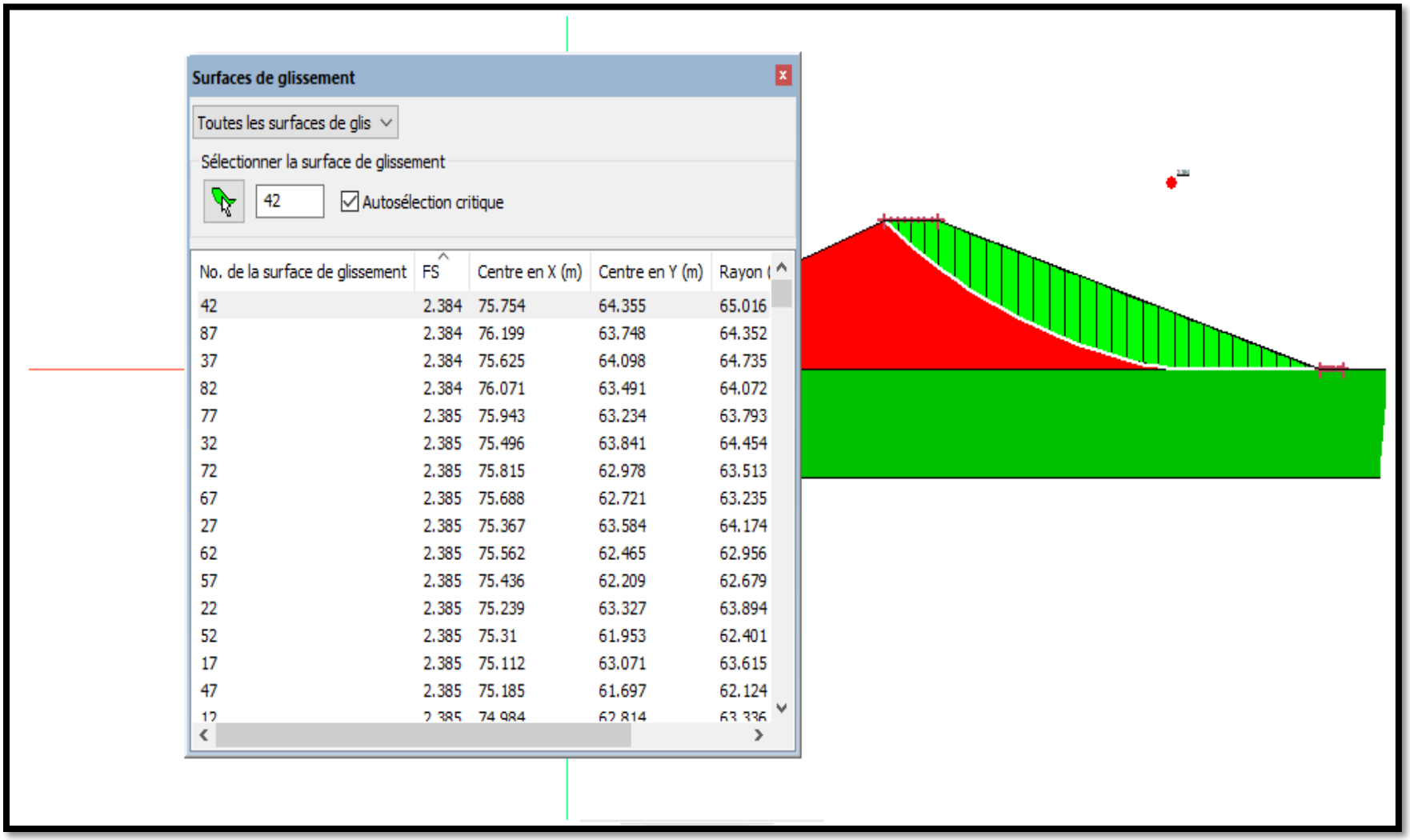


Figure IV.18 : Fin de Construction, Talus AMONT.

→ *Talus Aval :*

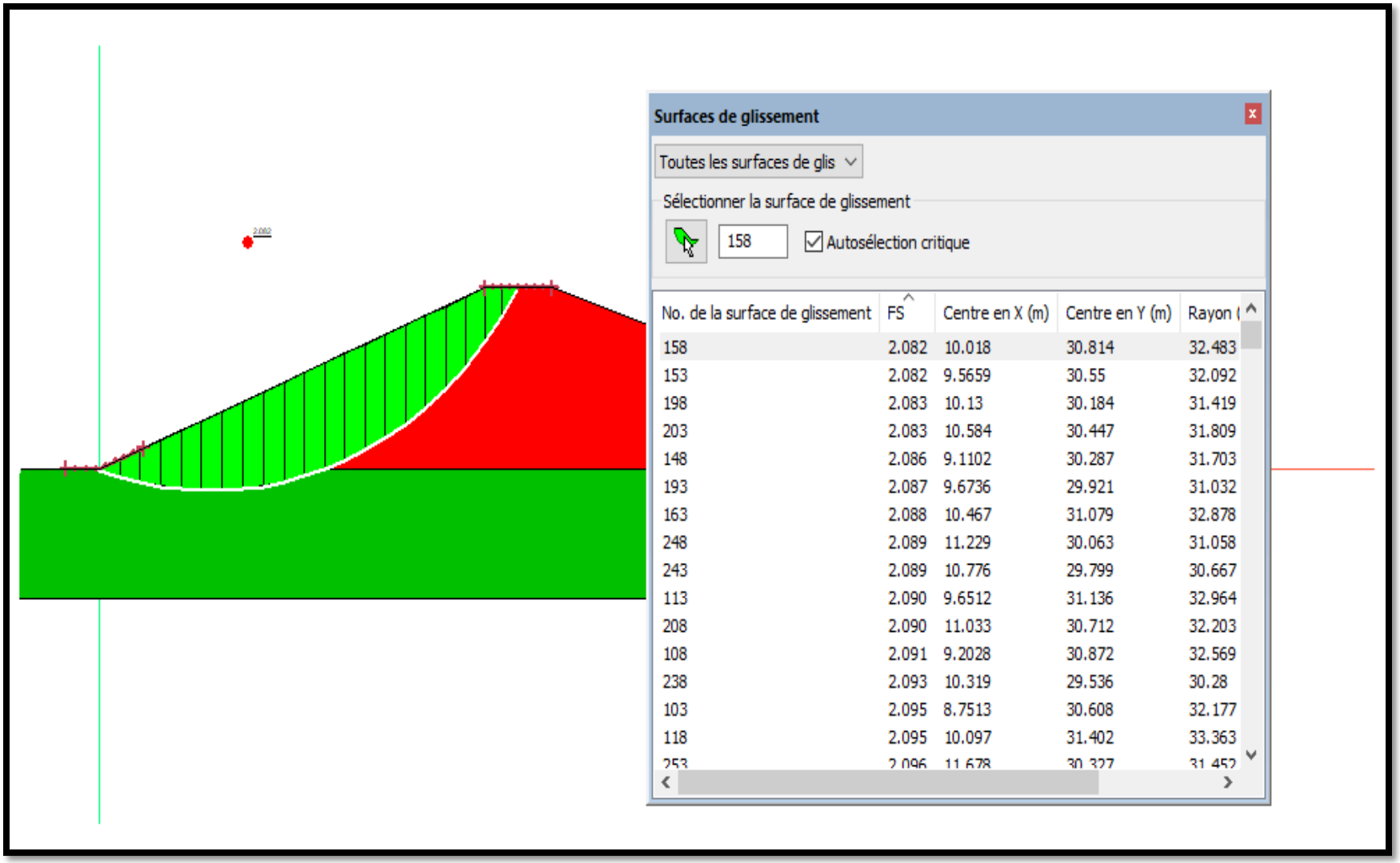


Figure IV.19 : Fin de construction, Talus AVAL.

- **Cas de fonctionnement Normal (NNR) :**

→ *Talus Amont :*

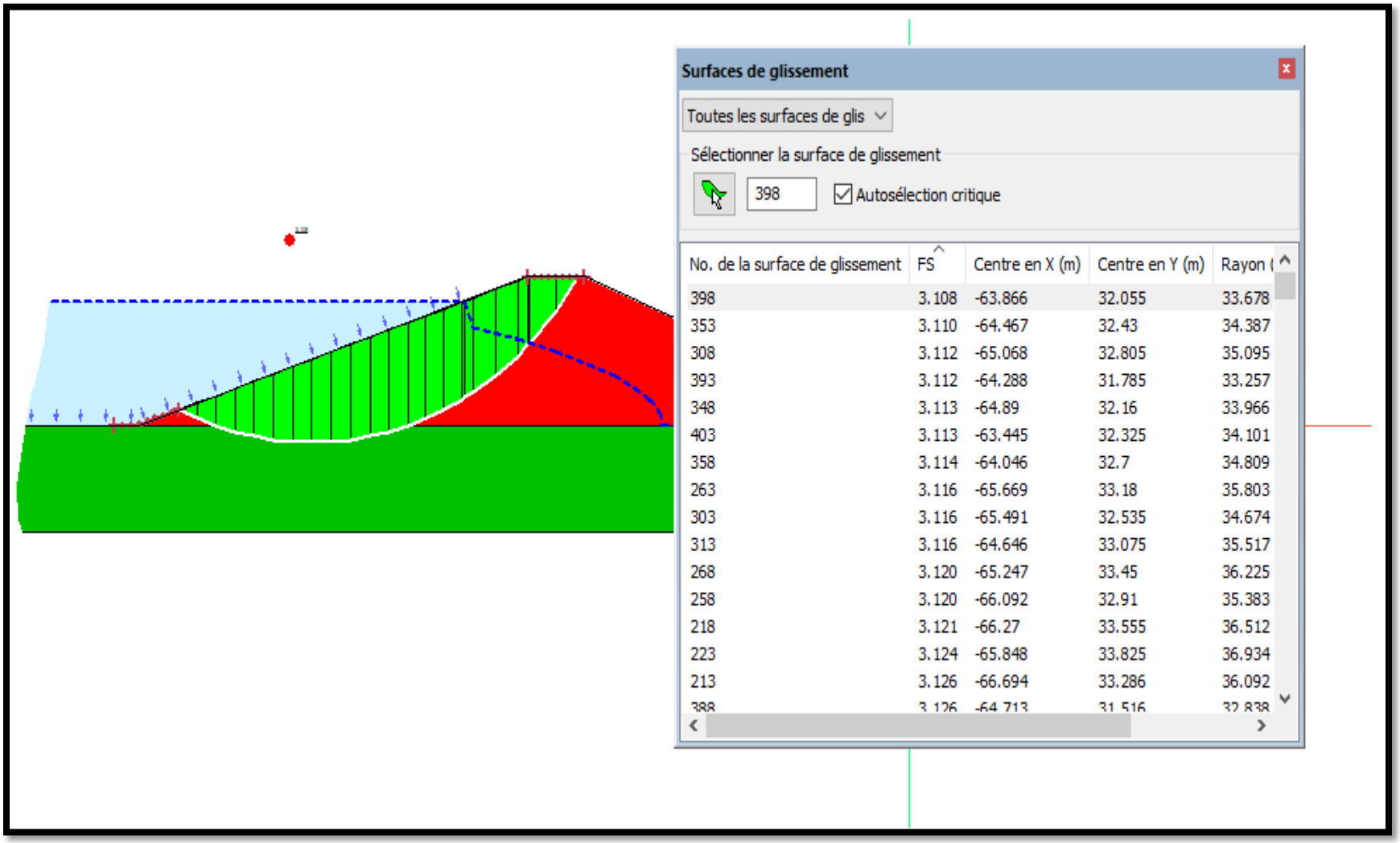


Figure IV.20 : NNR, talus AMONT

→ *Talus aval :*

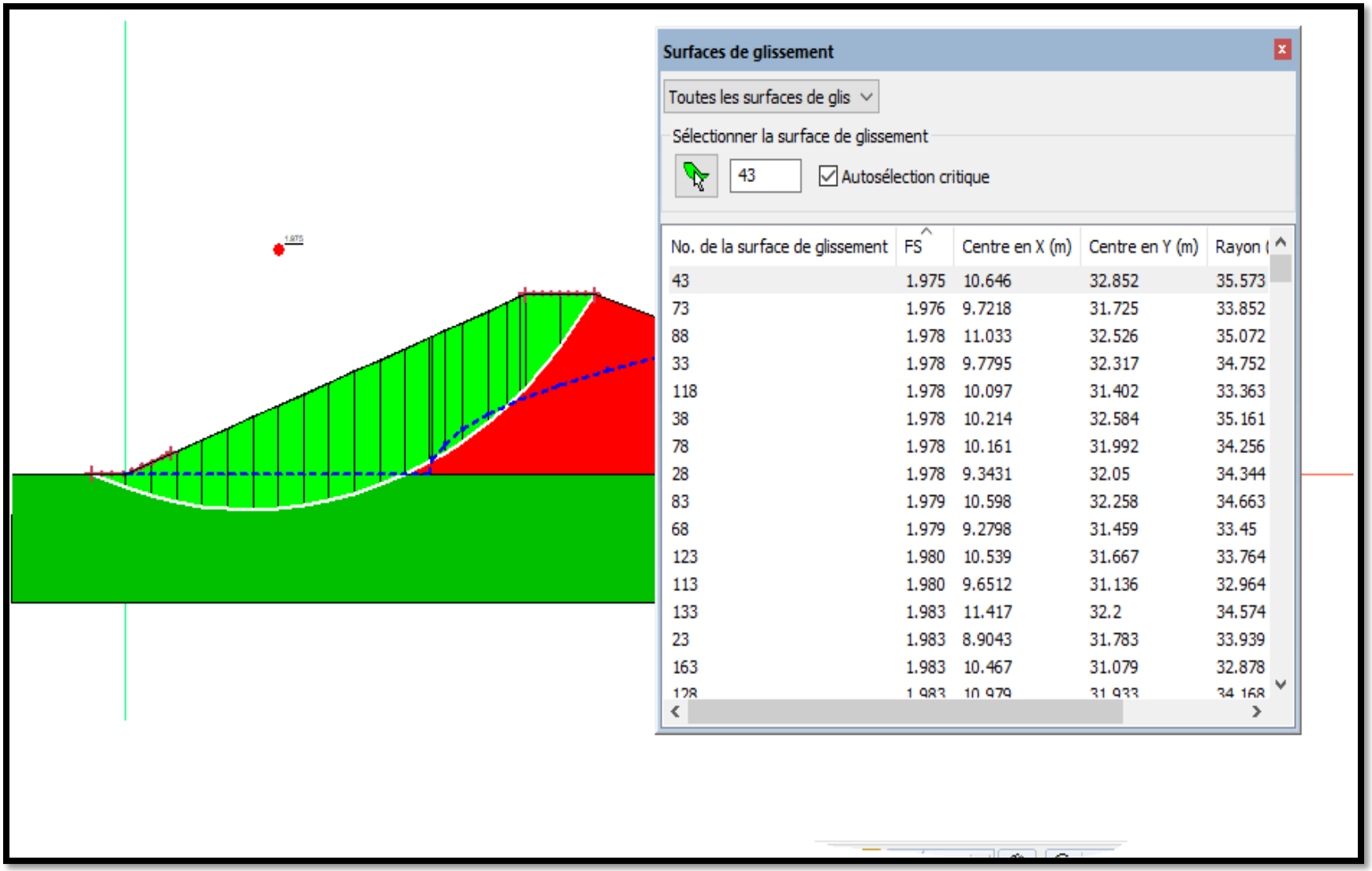


Figure IV.21: NNR, Talus AVAL

- **Cas De PHE :**

  → *Talus Amont :*

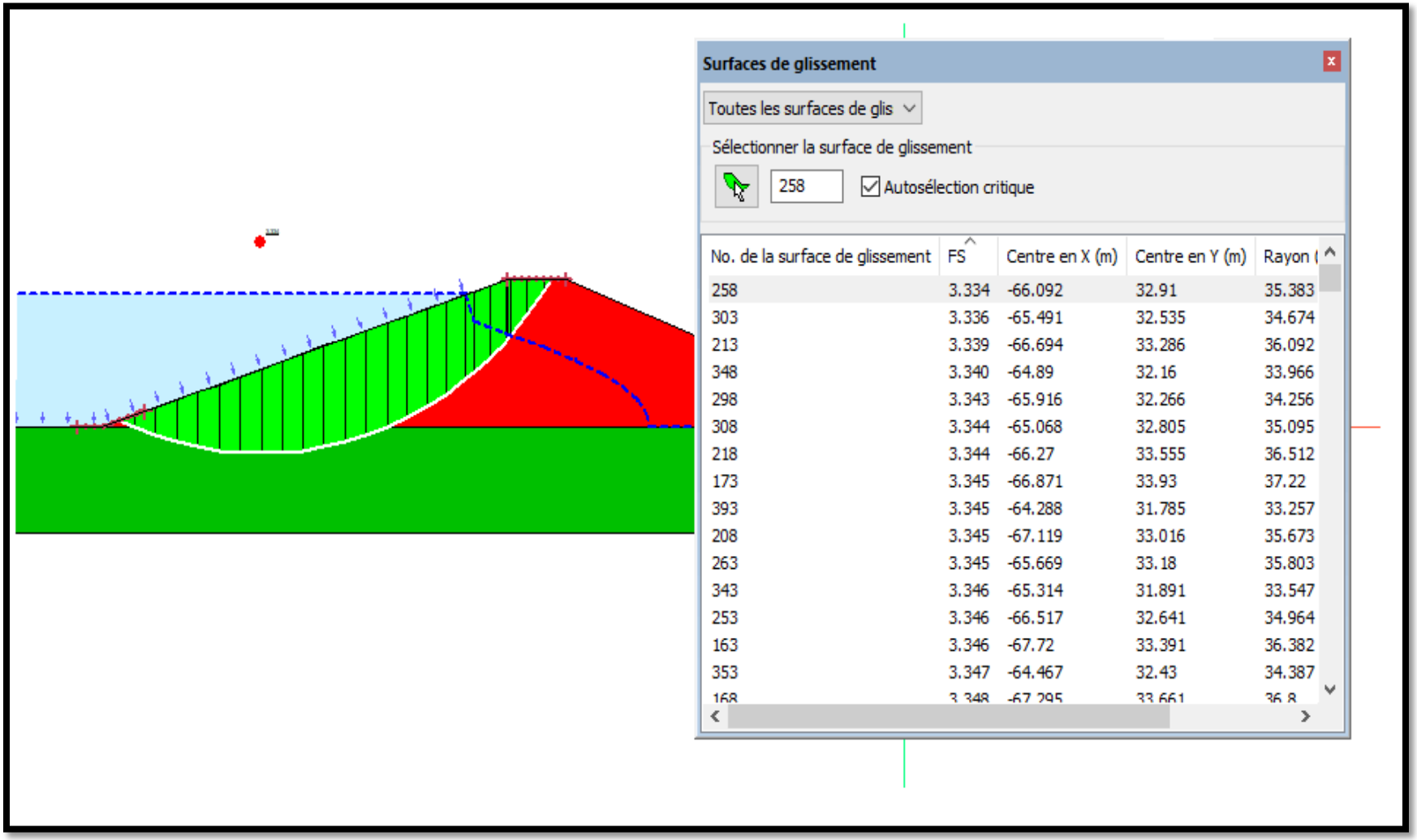


Figure IV.22: PHE, Talus AMONT

→ *Talus Aval :*

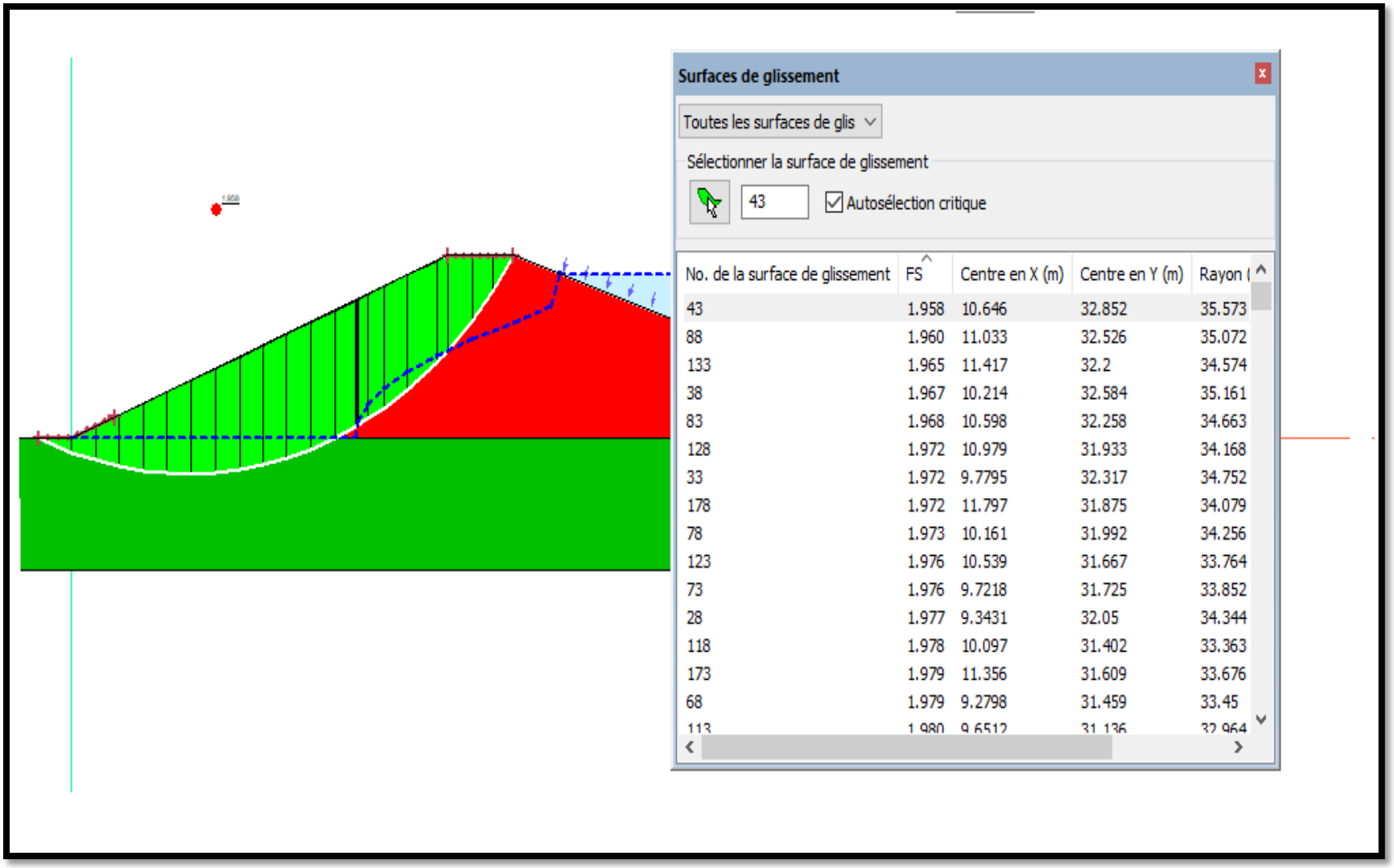


Figure IV.23: PHE, talus AVAL.

Les deux tableaux ci-dessous représentent les résultats de calcul de Fs :

1. **Etat Statique :**

- **Sans Drains :**

Tableau IV.26 : Résultats récapitulés des Facteurs de sécurité sans drainage.

Cas	Coté	Avant tassement	Après tassement
Fin de construction	Amont	**2.38**	**2.39**
	Aval	**2.08**	**2.1**
NNR	Amont	**2.97**	**3.06**
	Aval	**1.43**	**1.46**
PHE	Amont	**3.22**	**3.3**
	Aval	**1.37**	**1.43**

- **Avec Drains :**

Tableau IV.27 : Résultats récapitulés des Facteurs de sécurité avec drainage.

Cas	Coté	Avant tassement	Après tassement
Fin de construction	Amont	**2.38**	**2.39**
	Aval	**2.08**	**2.1**
NNR	Amont	**3.17**	**3.17**
	Aval	**1.98**	**2.10**
PHE	Amont	**3.37**	**3.4**
	Aval	**1.98**	**2.1**

2. Etat sismique :

Tableau IV.28 : Résultats récapitulés des Facteurs de sécurité dans l'état sismique.

Cas	Coté	Fss
Fin de construction	Amont	**2.06**
	Aval	**1.72**
NNR	Amont	**1.23**
	Aval	**1.7**
PHE	Amont	**1.05**
	Aval	**1.62**

Conclusion :

Les résultats de calcul (surtout pour le cas d'un séisme) prouvent clairement l'évolution de stabilité provoquée lors de l'intervention de système de drainage.

Le tassement avait consolidé le corps du barrage en éliminant les vides, donc il lui rend plus rigide et ça justifie la différence du facteur de sécurité avant et après le tassement.

Afin de cette étude on a pu vérifier la stabilité de notre barrage pour différentes cas de sollicitation.

IV.3 Auscultation des Barrages :

Introduction :

Dans le domaine des barrages comme dans bien d'autres cas, le risque zéro n'existe pas, donc il est nécessaire de faire suivre le comportement de l'ouvrage. Afin d'être toujours au courant de tout changement ou risque entourant notre construction.

IV.3.1 Définition de l'Auscultation :

L'auscultation est indispensable pour le suivi du barrage, de sa conception à sa mise hors service. Par définition c'est une méthode quantitative qui permet d'analyser la situation et le comportement de l'ouvrage par des instrumentations spécifiques. Par le mot « Auscultation d'un barrage », On parle également sur les mesures des déformations, des pressions, des déplacements et des débits.

IV.3.2 Objectifs de l'auscultation :

- ✓ Fournir l'entreprise d'une vérification des hypothèses de l'avant-projet ;
- ✓ Indiquer si l'ouvrage à la fin de sa construction, se comportera comme prévu, et permettre sa surveillance durant toute sa vie ;
- ✓ Détecter et mettre en évidence toute anomalie qui pourrait être le signe avant-coureur d'une défaillance de l'ouvrage.

IV.3.3 Eléments à mesurer lors de l'Auscultation : [24]

A. La cote du plan d'eau : est mesurée par une échelle limnimétrique (visuel) ou un limnimètre enregistreur (précision ≈ centimètre) ;



Figure IV.24 : Echelle limnimétrique.

B. Les précipitations : sont obtenues par un pluviomètre installé sur le barrage, relevé quotidiennement (précision ≈ millimètre/jour). Il peut parfois être nécessaire de prendre en compte d'autres sollicitations : niveau aval, nappe de versant ou fonte des neiges.



Figure IV.25 : Pluviomètre.

C. Les mesures de déplacements : Ils sont de trois types :

– *les déplacements de surface :* mesurés par nivellement et planimétrie (tassements, mouvements amont/aval et rive/rive).

– *les déplacements en profondeur :* mesurés par des instruments installés le plus souvent lors de la construction (pendule, inclinomètre, élongamètre, extensomètre, distofor, tassomètre).

– *les déplacements relatifs, le long d'un joint ou d'une fissure :* quantifiés par des instruments le plus souvent installés à la demande (fissuromètre, vinchon).



Figure IV.26 : Fissuromètre.

D. Les mesures hydrauliques : Ils sont les suivantes :

– *les débits de fuite :* mesurés par empotement (collecte chronométrée avec un récipient gradué) ou par seuil calibré de station de jaugeage (déversoir à seuil avec limnimètre, puis utilisation d'une loi de seuil pour estimer le débit). Ils concernent les drains, les puits de décompression, les zones de résurgence.



Figure IV.27 : Station de jaugeage et sonde ultrason.

– *les charges hydrauliques :* mesurées par des piézomètres. Le piézomètre à tube ouvert est le système le plus simple et le plus robuste. Il est implanté dans le corps du barrage, dans la fondation, les rives ou en aval. Il peut être installé à tout moment, par exemple pour un renforcement de l'auscultation. Il s'agit d'un forage de faible diamètre, équipé d'un tubage de quelques centimètres et crépiné en partie inférieure sur une hauteur définissant la chambre de mesure. La mesure se fait à l'aide d'une sonde donnant la différence de cote entre la nappe et la tête du piézomètre, préalablement nivelée. La précision est de l'ordre du centimètre.



Figure IV.28 : Mesure de ligne piézométrique.

– *les pressions interstitielles :* mesurées par des cellules de pression interstitielle, appareils de faible dimension installés lors de la construction dans le corps du barrage ou dans la fondation.

Le principe de mesure de la pression dépend du type d'appareil (cellule à contre-pression ou cellule à corde vibrante). La précision est 0,1 à 1 kPa (soit 1 à 10 cm).

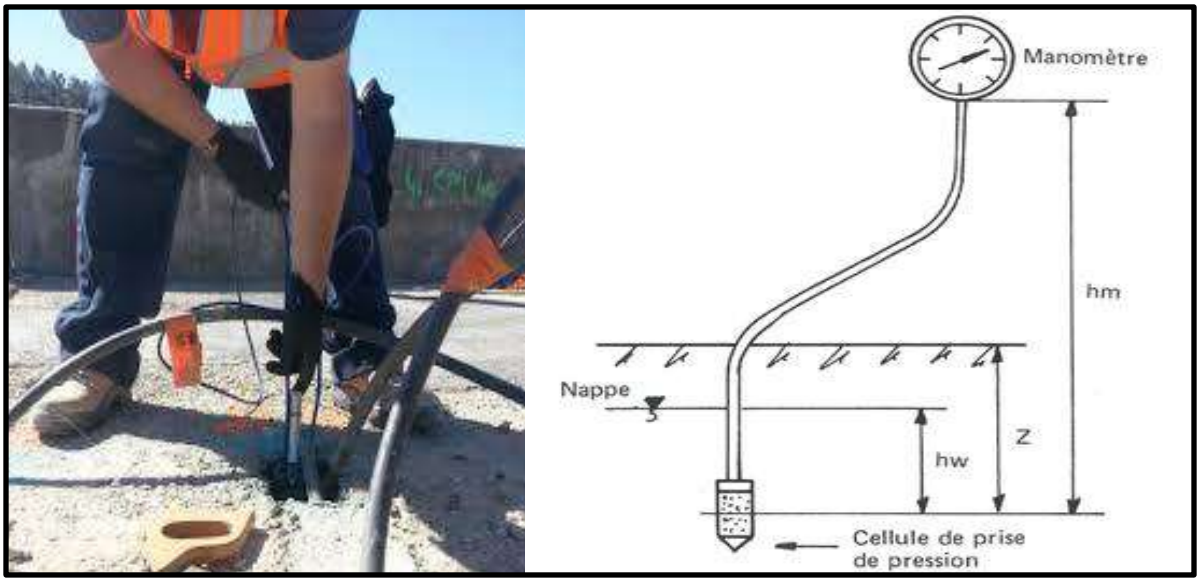


Figure IV.29 : Cellule de pression interstitielle.

Dans le corps du barrage en remblai, un dispositif complet comprend plusieurs profils amont/aval permettant d'évaluer la saturation du corps du barrage, et un ou plusieurs points de mesure de débits dont le rôle est de détecter l'apparition et l'évolution de zones de fuite. La fondation, les appuis, les rives et la plateforme aval doivent également être auscultés.

Tableau IV.29 : Instrumentation et contrôles pour les barrages en remblai.

Types de mesure	Instruments
Déformations horizontales et verticales (tassement)	Géodésie ; Réseau extérieur (mesures terrestres et GPS) ; Nivellement Polygonale ; Alignement ; Mesures d'angles et de distances ; Tassomètre ;
Ligne de saturation	Piézomètre ;
Pressions interstitielles	Manomètre ; Cellule de pression ;
Débits de fuite et de drainage Chimie des eaux de fuite	Déversoir, venturi, Mesure volumétrique, Sonde ultrason.
Température dans le corps du remblai	Thermomètre électrique, Fibre otique

IV.3.4 Types d'Auscultation :

On peut diviser l'auscultation des barrages en 3 Types :

1. **L'inspection visuelle :**

Il convient de distinguer trois niveaux dans la surveillance visuelle du barrage et de ses abords :

- L'inspection visuelle de routine.
- L'inspection à l'occasion des crues.
- Les visites techniques approfondies.

2. Auscultation Externe :

Il s'agit de toutes mesures de hors de corps de barrage, le tableau ci-dessous donne des exemples sur les instruments de mesure des charges et des conditions extérieurs :

Tableau IV.30 : instruments de mesures des charges et des conditions extérieures.

Paramètres	Instruments
Niveau du plan d'eau	Echelle limnométrique, Balance à pression , Manomètre, Câble avec témoin (sonore ou lumineux)
Niveau des sédiments	Bathymétrie,
Température de l'eau	Thermomètre
Conditions climatiques	Thermographe, thermomètre ; Pluviomètre
Conditions sismiques	Sismomètre, accélérographe

3. Auscultation Interne :

Cela nécessite des galeries pour faire installer les instruments destinés à l'auscultation et la surveillance dans le corps de barrage comme le contrôle de drainage et de fuites, et les fissurations ou mouvement dans les galeries.

IV.3.5 Auscultation dans le cas d'Etude :

Puisqu'on a un petit barrage, et qu'on n'a pas des galeries, on ne peut pas faire l'auscultation interne, donc on opte pour la surveillance visuelle et l'auscultation externe, par le contrôle des déplacements topographiquement, les mesures météoriques, et les mesures piézométriques.

Conclusion :

A travers ce chapitre, on a dimensionner un barrage en terre de type homogène qui répond à toutes les exigences et besoins, et vérifie les aspects technico-économiques et sécuritaires.

Le facteur de sécurité d'un talus est fonction de sa géométrie, des paramètres de cisaillement inter-granulaire c' et φ' du sol et des pressions interstitielles qui s'y évoluent.

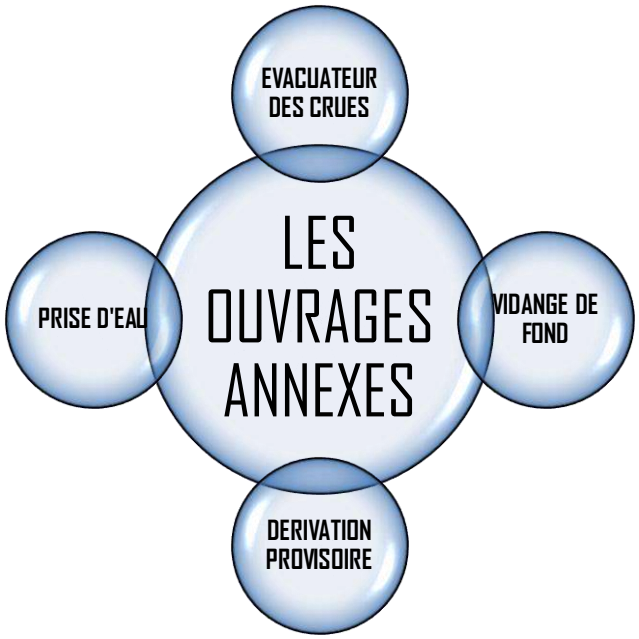
Dans le cas d'un barrage en remblai, les pressions interstitielles dans le corps de celui-ci, et dans sa fondation s'évoluent considérablement au cours de sa vie. Par conséquence, la stabilité d'un barrage en terre doit être vérifiée dans différents cas et stades de son histoire:

- Pendant sa construction et en fin de construction.
- Pendant son fonctionnement normal.
- Lorsque l'eau est à son niveau maximal dans la retenue.
- En cas de sollicitation sismique dans les régions de sismicité élevée.
- Parfois on fait le calcul lorsque l'on abaisse rapidement le niveau de l'eau dans la retenue (vidange rapide). Et c'est le cas qu'on a exclu à cause de la taille de barrage (petite capacité) et son destination (irrigation seulement).

Tous types de construction nécessite la surveillance et l'auscultation par fois chaque jours, parfois chaque mois, et parfois après des décennales. Cela se défaire d'un ouvrage à l'autre.

CHAPITRE V :

OUVRAGES ANNEXES



Introduction:

Les barrages sont toujours accompagnés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Ils sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau de l'amont vers l'aval.

Les dimensions, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage doivent tenir compte du type de barrage, sa fondation, le relief et la géologie site, le débit de projet, la charge effective, ainsi que les conditions de réalisation et d'exploitation. Parmi les ouvrages annexes prévus pour les barrages citons :

- ❖ L'évacuation de crues.
- ❖ L'ouvrage de vidange de fond.
- ❖ L'ouvrage de prise d'eau.
- ❖ L'ouvrage de la dérivation provisoire.

V.1 L'évacuateur des crues :

V.1.1 Définition :

L'évacuateur de crue est un organe qui permet le transit des crues à travers le barrage en contrôlant les côtes maximales atteintes par le barrage dans lequel elles restent toujours inférieures aux côtes et en assurant la stabilité de l'ouvrage.

V.1.2 Types d'évacuateurs :

Plusieurs classifications sont possibles parmi les évacuateurs de crue. Le Comité Français des Barrages et Réservoirs a divisé les évacuateurs de crue en deux grandes familles :

- Les évacuateurs de crue à "surface libre" encore appelés déversoirs à seuil libre.
- Les évacuateurs de crue "vannés".

Cette seconde famille se décompose elle-même en deux grandes sous-familles d'organes :

- Les évacuateurs vannés de surface.
- Les évacuateurs vannés dit "de fond" ou de "demi-fond".

Les évacuateurs de surface prélèvent l'eau à évacuer à une cote proche de la cote normale de retenue du barrage.

Les évacuateurs de « demi-fond » fonctionnent en charge en prélevant l'eau à une cote très inférieure à celle de la retenue.

V.1.2.1. Principaux avantages et inconvénients de chaque catégorie :

Si on parle sur la fiabilité, simplicité, sécurité, coûts de construction et maintenance, Les déversoirs à seuils libre se révèlent la meilleure option, Ils ne nécessitent pas l'intervention humaine pour leur fonctionnement donc ils ne sont pas susceptible de tomber en panne en cas de crue, ou de s'ouvrir intempestivement dans la période normale. Cependant, ils ne permettent pas de maîtriser le débit déversé donc il va créer des variations de débit à l'aval. La cote de crête du seuil est fixée au niveau normal de la retenue. La cote maximale atteinte en crue peut être supérieure au NNR.

Dans l'autre côté, Les évacuateurs vannés ont un seuil calé sous le NNR. Ils permettent d'évacuer un débit significatif à ce niveau. Donc, Ils autorisent une optimisation du volume d'eau stockée dans les périodes normales pour une même cote des PHE en crue. C'est la raison pour laquelle ce type d'évacuateurs a la préférence pour les barrages qui sont utilisées pour la production d'hydroélectricité.

V.1.2.2 Quelques exemplaires et commentaires sur des différents types d'évacuateurs :

Tableau V.1 : Sélection des types d'évacuateurs de crue.

Type d'évacuateur de Crue :	Commentaires :
Déversoir latéral avec un seuil de déversement en dos d'âne	- Pour des versants à fortes pentes - Volume des déblais importants
Déversoir frontal avec seuil déversant en dos d'âne	- Pour des versants à faibles pentes - Volume des terrassements faible - La meilleure disposition du point de vue hydraulique
Déversoir frontal avec seuil déversant en labyrinthe	- Réduira la largeur du coursier d'évacuateur, mais pas autant que l'option de l'évacuateur latéral
Evacuateur en puits	- Utilisé où il n'existe pas d'options d'évacuateur à surface libre à cause de facteurs géologiques ou topographiques

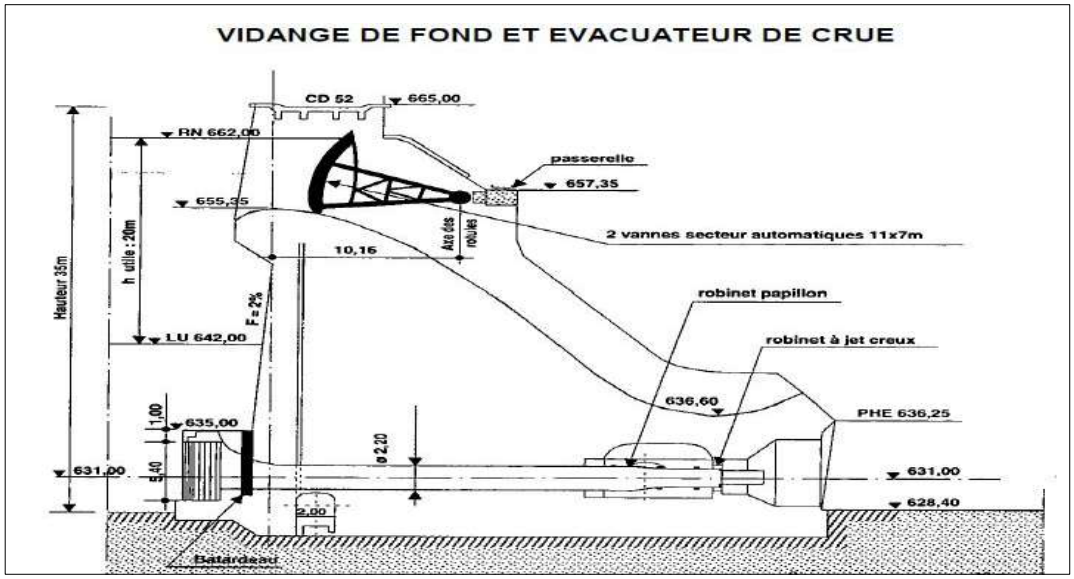


Figure V.1 : coupe schématisant l'évacuateur de type «vannées de fond ».



Figure V.2 : évacuateur a surface libre.



Figure V.3 : évacuateur de forme de labyrinthe.



Figure V.4 : évacuateur de forme de tulipe.

V.1.3 Critères de choix de type d'évacuateur :

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

- ✓ La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- ✓ Les difficultés de réalisation.
- ✓ Les exigences topographiques du site.
- ✓ Les exigences géologiques du site.
- ✓ La facilité d'entretien.
- ✓ La facilité de modification.
- ✓ Le coût de l'ouvrage.

V.1.3.1 Choix du tracé de l'axe :

Pour un tracé judicieux, l'axe de l'évacuateur de crue doit être :

- ✓ Le plus court possible.
- ✓ Suffisamment éloigné du pied aval de la digue.
- ✓ Rectiligne (si possible).
- ✓ Plus ou moins orthogonal à l'axe de la digue.

V.1.4 Les composantes principales de l'évacuateur :

Les évacuateurs de crue à surface libre, se composent principalement des ouvrages suivants :

- ✓ Un canal d'approche.
- ✓ Un déversoir.
- ✓ Un chenal d'écoulement.
- ✓ Un convergent.
- ✓ Un coursier.
- ✓ Un bassin de dissipation.
- ✓ Un canal de fuite.

V.1.5 Choix de la variante :

Chaque catégorie des ouvrages comporte différentes variantes, représentants des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre barrage. Le choix de l'évacuateur de crue considère d'autres facteurs, à savoir le type de barrage, le débit à évacuer et la sécurité de l'ouvrage. Ainsi, pour des raisons de sécurité on doit choisir des évacuateurs à seuils libres sans organes mécaniques de contrôle.

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation. Donc cette variante peut être rejetée. Donc, pour notre barrage le meilleur choix est l'évacuateur de crue à entonnement frontal sur la rive droite de la vallée.

V.1.5.1 Caractéristiques de la variante (d'après le bureau d'étude) :

- ✓ Déversoir de type Creager.
- ✓ L'évacuateur de crues débitera 13.29 m^3/ s (100 ans de période de retour) lorsque le plan atteindra les plus hautes eaux (P.H.E)
- ✓ Niveau normal de la retenue NNR =901.5 m NGA.
- ✓ Niveau les plus hautes eaux : NPHE =902.5 m NGA.
- ✓ Largeur du bassin d'affouillement l = 8m.
- ✓ Hauteur de h=1m.

V.1.5.2 Caractéristiques des composantes de l'évacuateur (d'après le bureau d'étude) :

- *Seuil :*

Cette partie de l'ouvrage sert à évacuer les crues, à assurer le niveau de la retenue normal (901.50 m) d'une manière étanche et à amortir l'énergie des crues déversées.

L'ouvrage est formé d'un seuil pratique en béton armé dont la largeur est de 8.00 m.

- *Coursier:*

Il nous permet de rattraper la différence de côte entre le niveau de la retenue et le bassin d'amortissement.

Il a une section rectangulaire (m=0, b = 4,0 m, h=1,50 m), divisé en trois tronçons de même section, les caractéristiques des tronçons sont :

- Le premier tronçon : L = 16.67 m, I= 3.00 %.
- Le deuxième tronçon : L = 13.23 m, I= 16.6 %.
- Le troisième tronçon : L = 28.92 m, I= 20.00 %.

- *Le Bassin d'Amortissement :*

Son rôle est de dissiper l'énergie qui provient du coursier, aussi nous avons prévu trois chute à l'entrée du bassin d'amortissement, afin d'avoir des dimensions raisonnables, il sera projeté en sac de gabions de dimension 1x1 m.

Ses caractéristiques sont :

- Hauteur h= 3.00 m
- Largeur b= Variable
- Longueur l = 6,00 m.

- *Canal de Fuite :*

Le rôle du canal de fuite est d'acheminer les eaux évacuées par l'évacuateur de crue vers l'oued, il aura une forme trapézoïdale avec une largeur égale à 4,00m, la pente des talus m = 1, sa longueur est de 44.00 m.

V.2 L'ouvrage de prise d'eau:

V.2.1 Définition :

Le but principal de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe entre le niveau de la retenue et celui des plus basses eaux de tels façon qu'il va satisfaire les besoins de consommation en aval, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

V.2.2 Types des prises d'eau :

a) Prise d'eau en charge *:*

Il est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton. Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue.

En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

b) Prise d'eau flottante :

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvent d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle-ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

c) Tour de prise :

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à déférents niveaux, la séparation des fonctions (prise-vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

V.2.3 Choix de la variante (d'après le bureau d'étude):

Vu la destination du retenue (irrigation des arboricultures.), le prélèvement des eaux peut être effectué à un niveau unique, la qualité des eaux n'est pas d'une grandes turbidité vu les apports solides faibles. L'ouvrage de prise en conduite permet la prise avec faible perte de charge, et un coût relativement faible par rapport aux deux autres variantes (flottantes, tour de prise), cela rend celle-ci la variante la plus adéquate.

L'exploitation de la retenue sera assurée par l'ouvrage de prise d'eau. Cet ouvrage servira à la prise d'eau et en même temps à la vidange de la retenue à l'état définitif.

Pendant la construction de la digue, la dérivation provisoire sera assurée par une conduites en Acier ϕ300, C'est le canal amont qui introduira les eaux dans la Conduite de vidange et le canal de fuite aval les évacuera.

Quant à la prise d'eau elle sera prévue par une conduite ϕ150, dont le diamètre est déterminé sur la base des besoins en eau maximum pour l'irrigation.

Cet ouvrage doit être réalisé avant la construction de la digue afin d'assurer l'évacuation des écoulements et des pluies directes.

Les parties principales de l'ouvrage selon le sens de l'écoulement de l'eau sont donnée ci-après:

- Un canal d'amenée.
- Une conduites de prise d'eau et vidange de fond en acier DN 300 mm avec une protection d'enrobage en béton.
- Une chambre des vannes.
- Tuyau de raccordement de l'exploitation DN 200.
- Tuyau de vidange raccordé au bassin d'amortissement.
- L'implantation du regard de prise d'eau est déterminée compte tenu de l'exploitation maximale de la retenue (volume d'eau stockée dans la cuvette). Il est muni d'une grille en acier afin d'assurer la protection contre les débris flottants végétaux, solides ou autres.

Du côté amont du regard, il est fermé par des dalles en béton qui fonctionnent comme un batardeau et en cas de soulèvement, donne la possibilité de faire une vidange totale de la cuvette.

Le regard de la chambre de vanne est le lieu du branchement de la conduite de service et de vidange ainsi que des fermetures des robinets vannent.

V.2.3.1 Caractéristiques techniques de chaque partie de l'ouvrage :

- *Le canal amont :*

Durant la construction de la digue, il introduit les eaux écoulées à la tête amont par les orifices provisoires. La largeur de fond de ce canal est de 1,50 m, les talus ont la pente de 1 : 1.

Le fond du canal et les talus seront protégés en pierre sur une distance de 5 m à l'amont de la prise d'eau.

- *La tête amont :*

C'est un ouvrage en béton armé qui réservera la place pour les conduites de la vidange de fond et la prise d'eau.

La section de la tête amont est de : 1.5 x 1.5 x 3.50, l'épaisseur des parois est de 20 cm. Elle sera protégée de tous les côté par des sacs de gabions.

- *La tuyauterie* :

Se composent du tuyau de la prise d'eau et de celui de la vidange de fond de diamètres DN 300 au-dessous de la digue, ils seront enrobées dans du béton ordinaire sur une longueur de 96.00m avec une pente de 3.6 %.

- *La chambre des vannes :*

Implantée en aval immédiat de la digue, elle sera destinée à abriter les robinets de fermeture de la vidange de fond et de la prise d'eau. La section est de 3,0 m x 3,0m.

- *Le bassin d'amortissement :*

Il sert à amortir l'énergie d'eau provenant du tuyau de la vidange de fond (pendant la vidange de la retenue collinaire).

Ce bassin se compose de deux murs en béton d'épaisseur 0,20 m et de hauteur 2 m, d'un radier également en béton d'épaisseur 0,4 m, de largeur 2,0m et la longueur du bassin est de 3m.

- *Le canal aval :*

C'est le canal de fuite de forme trapézoïdale (la pente des talus de 1:1), qui est constitué d'un tronçon protégé par un enrochement sur une couche de transition représentant la suite du bassin d'amortissement sur une longueur de 7,00 m et dont la largeur à la base est de 2,00 m; le reste du canal sera en terre et il sera raccordé à berges naturelles.

V.3 L'ouvrage de vidange de fond:

V.3.1 Définition :

Il s'agit d'un ou plusieurs pertuis équipés de deux vannes en série, placés soit directement dans le barrage (figure V.2), soit dans une galerie spéciale creusée dans une rive.

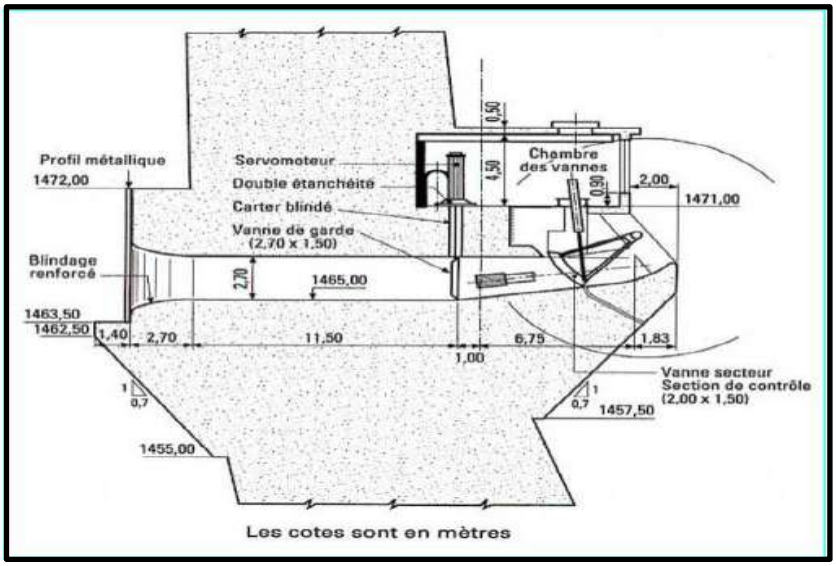


Figure V.5: Vidange de fond du barrage de Laparan (France).

V.3.2 Rôle d'ouvrages de vidange :

- ✓ Il permet de vidanger le réservoir dans une courte durée (dizaines de jours) pour l'inspection, l'entretien et en cas d'urgence ou de danger constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval). En Algérie, la vidange rapide de la retenue doit se faire dans une durée comprise entre 10 et 21jours.
- ✓ De vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire, prise, parement amont de la digue).
- ✓ De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).
- ✓ Il sert à contrôler la vitesse de remplissage du réservoir lors de la première mise en eau.
- ✓ La vidange de fond facilite également la gestion intelligente de l'eau retenue en permettant de laisser passer, après une forte crue, une part des sédiments apportés donc il constitue un moyen de lutte contre l'envasement.

- *Remarque :* Il importe de se convaincre que les vidanges de fond n'ont pas pour but d'assurer des restitutions de débits réservés qui ne correspondent pas à la plage de débit d'une vidange de fond. Cette disposition nécessiterait des types de vannes spéciales (pointeau - jet creux) beaucoup trop sujettes au colmatage. [18]

V.3.3 Problèmes d'exploitation des vidanges de fond :

V.3.3.1 L'alluvionnement - le charriage :

Il s'agit de loin du problème le plus important rencontré par les exploitants. Il se présente sous les aspects suivants:

- remblaiement complet de la prise d'eau, quelquefois sous plusieurs dizaines de mètres;
- vannes rendues complètement indisponibles par colmatage;
- vannes non adaptées au charriage d'éléments naturels (limons, arbres, souches) ou artificiels (pneus, plastiques, bidons, etc...) par leur conception (vannes, pointeau, vannes à jet creux).

V.3.3.2 Les vibrations :

Les vidanges de fond qui doivent fonctionner sous la plus forte charge sont le siège d'écoulements à grande vitesse (15-25 m/s) qui sont de nature à provoquer des vibrations et des phénomènes de résonances.

V.3.3.3 L'érosion du lit aval :

L'eau évacuée par une vidange de fond sort à grande vitesse, donc avec une grande énergie. Le lit de la rivière devra être susceptible de supporter l'énergie du jet sans érosion ou destruction. Il est souvent nécessaire de réaliser un modèle réduit hydraulique pour mieux étudier tous ces problèmes.[19]

V.3.4 Les éléments constitutifs de l'ouvrage vidange de fond :

Les vidanges de fond comprennent en général 4 éléments constitutifs:

- une grille de protection à l'amont,
- une vanne de garde,
- un conduit d'évacuation,
- une vanne aval de réglage du débit avec une éventuelle cuiller de dispersion du jet.

La distance entre les deux vannes est supérieure ou égale à 6 mètres pour éviter qu'un corps transporté (arbre ou autre objet) puisse condamner le fonctionnement des deux vannes simultanément.

V.4 L'ouvrage de la dérivation provisoire:

V.4.1 Définition :

La construction du barrage implique de mettre à sec le lit de la rivière, en général par parties successives. Les travaux correspondants, qui constituent la dérivation provisoire, peuvent prendre des aspects très différents selon le régime hydrologique, la largeur du lit, l'importance et la nature du barrage. On prévoit donc toujours des batardeaux, barrages provisoires destinés à canaliser le cours d'eau, et des chenaux temporaires.

V.4.2 Méthode de construction :

La solution la plus commode, sinon la plus économique, consiste à faire passer la rivière dans un ou plusieurs tunnels creusés à cette fin dans une rive ; le chantier est abrité de l'eau par un batardeau amont et un batardeau aval. (Figure V.3)

Ces organes sont dimensionnés pour la **crue de chantier**, sensiblement plus fréquente que la crue de projet.

Pour les **barrages en remblai**, on préfère parfois construire en première phase une galerie en béton, dans laquelle on dirige la rivière, et sur laquelle on construit le remblai ; la galerie est obturée à la fin, à moins qu'elle ne soit réaménagée en vidange de fond.

V.4.3 Choix de la variante : (D'après le bureau d'étude)

Etant donné qu'on a une petite retenue, la construction d'une galerie est totalement improbable parce que ça coute cher. Donc, la construction de la tranchée d'ancrage doit être réalisée en période d'étiage sous la protection du batardeau construit en terre décapée.

Pendant la construction de la digue, la dérivation sera assurée par l'ouvrage de la prise d'eau qui doit être achevé avant d'entreprendre celle de la digue.

La construction de la digue doit être protégée contre les crues plus fréquentes. A cet effet, le batardeau sert à protéger l'ouvrage pour une crue décennale au maximum.

V.5 Protection contre l'envasement de la retenue collinaire: (D'après le BET).

Selon l'étude hydrologique le taux d'abrasion a été estimé à **164.02 T/km^2/an**, cette valeur comporte un volume d'envasement estimé à **0,0252** Hm^3 dans la cuvette de la retenue pour une durée de vie égale à 50ans.

Afin de prolonger la durée de fonctionnement de la retenue collinaire, il est nécessaire d'effectuer quelques travaux de protection contre l'envasement de la retenue collinaire, ces travaux portent sur:

- Les digues de décantation.
- La bande forestière.

La digue de décantation sera construite en gabions et implantée dans le lit de l'Oued en amont de la retenue. Il est recommandé de réaliser plusieurs digues de décantation en aval de l'embouchure de chaque branche importante.

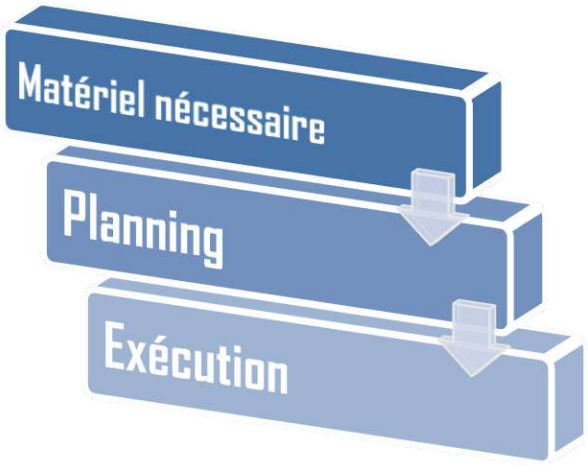
La bande forestière est à réaliser sur les deux côtés de la cuvette sur une largeur de 50 m environ. Les rangs d'arbres doivent être plantés le long des courbes de niveau des rives de la vallée. La distance entre le lac et la bande forestière doit être de 50 m au minimum.

Conclusion :

Les ouvrages annexes sont des organes très importantes et indispensables dans les barrages. De plus, leurs études et dimensionnement sont très délicates et nécessite des ingénieurs expertes en hydraulique en coopération avec des ingénieurs civil afin d'obtenir un travail magistral et des résultats qui répondent à toutes les conditions de sécurité et l'économie et garantissent la résistance, la stabilité, ainsi que la bonne exploitation.

CHAPITRE VI :

Organisation De Chantier Et Sécurité De Travail.



Introduction :

La réalisation de n'importe quel projet nécessite une bonne organisation d'emploi afin d'avoir un travail parfait qui répond à toutes exigences, même s'il s'agit d'une réhabilitation d'un ouvrage préexistant.

Dans ce chapitre, une partie importante de l'étude des projets de génie civil sera mise en évidence, à savoir l'organisation des chantiers.

VI.1 Généralités :

VI.1.1 Définition d'un chantier :

Un chantier c'est une installation temporaire sur un site dédié à la réalisation d'un projet, il est généralement ouvert, mais parfois il est fermé (souterrain) dans le cas des travaux miniers ou de tunnels… Généralement, Ils durent tout au long de la période d'achèvement des travaux.

VI.1.2 Définition de l'organisation de chantier :

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possibles d'un travail pour abaisser les coûts de productions en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité. [25].

VI.1.3 Objectif de l'organisation des chantiers :

- Assurer La rapidité d'exécution des travaux selon les moyennes existantes.
- Obtenir une qualité de travaille satisfaisante dans les meilleurs délais avec le moindre coût.
- Eviter les incidents financiers.
- Garantir la sécurité des mains d'œuvre dans leurs travail.

VI.1.4 Participants à l'acte de construire :

1- Maître d'ouvrage (MOA) :

Le maitre d'ouvrage est le commanditaire, une personne physique ou moral pour laquelle un projet et mise en œuvre et en réalisation. Il Doit assurer de nombreuses taches pendant le déroulement du projet tel que la détermination des objectifs qui seront réalisés suivant un budget et modes de financement, programmation et planning, Validité de l'opportunité, autorisations administrative, cahiers des charges..

Le maître d'ouvrage est juridiquement un ''non sachant'', ça veut dire qu'il n'est pas un responsable de la réalisation technique de son projet. C'est la raison pour laquelle il délègue cette mission à un assistant à maîtrise d'ouvrage (AMO).

2- Maître d'œuvre (MOE) :

Représenté par un Architecte ou un bureau d'études, c'est la personne chargé par le maitre de l'ouvrage de la réalisation du projet de construction, il est le garent des délais, des couts et du respect du cahier des charges.
Ses missions peuvent être la conception et/ou l'exécution de l'ouvrage. [26]

3- Les bureaux d'études techniques et de contrôle : (BC ou CT contrôleur technique):

Ce sont des entreprises généralement privées, ils ont pour objet de vérifier si l'ouvrage respecte les normes de construction, et d'assister les maitre d'ouvrage public et privés, les maitres d'œuvre dans une spécialité technique d'ingénierie, les particuliers, les constructeur ou encore les sociétés dans un projet de construction. [25]

4- Enterprise :

Est une unité économique, juridiquement autonome, organisée pour produire des biens ou des services pour le marché. Il peut s'agir d'une entreprise générale qui exécute la totalité du chantier, en collaboration avec leurs fournisseurs de matériaux et de matériels. Ou des entreprises en corps d'état séparés (VRD, maçonnerie, plomberie, menuiserie, couverture...).

Au sens strictement économique, sa mission fondamentale est de produire des richesses. [25]

5- Les coordonnateurs de chantier :

Il existe deux types des coordonnateurs :

- *Le coordonnateur OPC :*

La mission du coordonnateur OPC, communément appelé « Pilote » est l'Ordonnancement, le Pilotage et la Coordination du chantier. Son travail est d'organiser l'exécution des missions de tous. [26]

- *Le coordonnateur SPS :*

Le maître d'ouvrage a l'obligation de faire appel à un coordonnateur Sécurité et Protection de la Santé lorsque plusieurs entreprises interviennent simultanément sur son chantier immobilier. En effet, afin de prévenir les risques professionnels, assurer la santé et la sécurité des travailleurs. [26]

L'intervention de géotechnicien dans le chantier:

Le géotechnicien peut-être un ingénieur conseil libéral, société commerciale, un bureau d'étude de sol, un organisme public ou semi-public, entreprise généraliste ou spécialisée en fondation spéciales… Il a pour objet de Réaliser l'étude géotechnique et des essais en laboratoire et in-situ et interpréter les données géotechniques, caractéristique des matériaux, existence d'aléas géotechnique. Afin de fournir les constructeurs avec les données qui l'ont besoin pour projeter et réaliser leur opération.

VI.1.5 Principaux étapes pour réaliser un projet :

Étape A : *(Phase d'étude de faisabilité)*

1. Étude de faisabilité techno-économique,
2. Définition des besoins et rédaction d'un programme (maître de l'ouvrage)
3. Schéma financement.

Étape B : *(Phase étude Préliminaire)*

1. Rédaction du marché et conception de l'ouvrage: APS (Avant-Projet Sommaire), APD (Avant-Projet Définitif)
2. Étude des lots projet technique: MOE (maître d'œuvre), préparation de DA (Dossier d'Appel offres)
3. Lancement de l'appel d'offres
4. Choix de l'entreprise et passation du marché.

Étape C : *(Exécution du projet)*

1. Installation
2. Approvisionnement: passation de commande pour fourniture.
3. Exécution de gros-œuvre.
4. Exécution de différents lots techniques.
5. Coordination et suivi de la réalisation du marché.
6. Finition.
7. Contrôle des travaux.

Étape D : *(Réception et essai de performance)*

1. Réception provisoire,
2. Réserve et réparation
3. Réception définitive.

Étape E *(Exploitation)*

VI.2 Organisation de chantier de cas d'étude :

VI.2.1 Pièces contractuelles du marché : [25]

Ce sont les différents documents qui constituent le contrat des travaux :

- La déclaration souscrire.
- La soumission.
- Le cahier des charges.
- Le devis descriptif.
- Les devis quantitatif et estimatif.
- Le bordereau des prix unitaires.

VI.2.2 les installations nécessaires dans le chantier :

Un chantier doit comprendre :

• Clôture de terrain avec signalisation extérieure.
• Des voies d'accès et de circulation intérieures.
• Signalisation intérieure.
• L'emplacement de chemin de roulement des grues.
• Installation des locaux (Les bureaux, Salle de réunion, Vestiaires, Sanitaires, Réfectoire, Infirmerie…)
Installation de la cité ouvrière (Dortoir et Un foyer)
• Installation des espaces de stockage (Magasin central, Aire de stockage)
• Installation des ateliers (Ferraillage, Coffrage, Préfabrication)
• Installation de production du béton.
• Parc à matériel (Atelier fixe, mécanique, électricité, vulcanisation, et atelier mobile, Station carburant gasoil, camion d'entretien, camion atelier (mécanique et électricité) et camion carburant)
• Raccordement au service public (Eau, Electricité, Téléphone, Eau usée, Eau pluvial, Stockage des terres)
• Choix du matériel (Pelleteuse chargeuse, Camion routier, Les appareils de levage et de manutention) [25]

VI.2.3 Moyens nécessaire pour les travaux :

Il s'agit des moyens humains et d'engins :

1. Les moyens humains (la main d'œuvre).
2. Les engins de terrassement (Le bulldozer, La pelle mécanique, Le chargeur à pneus ou à chenilles, Décapeuses, niveleuses et compacteurs à rouleaux vibrant, à pneus ou à pied dameurs, les camions, les camions citernes et les camions dumpers, Les citernes d'eau et de fuel, Les brises roches et compresseurs, Les groupes électrogènes).
3. Les engins de compactage (Les compacteurs à pneus, Les compacteurs à rouleaux vibrant, Les compacteurs à pied dameurs «à pied de mouton», Le matériel de bétonnage)

Les figures suivantes illustrent quelques engins nécessaires dans le chantier : [22]



Figure VI.1 : Pelle hydraulique.



Figure VI.2 : Compacteur.



Figure VI.3: Foreuse, sondeuse.



Figure VI.4: Chargeuse.

VI.2.4 Planification des travaux:

VI.2.4.1 Définition:

Le planning est le programme d'exécution des travaux, c'est un tableau comportant des données importantes a une entreprise (la date, la durée et l'ordre d'exécution des différents travaux) qui peuvent être fixés ou qui évoluent, il peut être de différentes formes pour différents usages. Le planning est une fonction d'ordonnancement qui a pour mission de :

- Préparer le travail ;
- Organiser ;
- Programmer ;
- Lancer les travaux.

VI.2.4.2 Données nécessaires pour faire le planning :

Pour faire le planning, il faut:

- Préparer une liste contenant tous les travaux à exécuter avec leur caractéristiques (qualité et quantité ou volume, contraintes techniques et technologiques…);

- Liste des ressources (humaines et matérielles) à mettre en œuvre pour leur exécution avec leurs caractéristiques (rendements, nombre; temps de travail, etc...).

VI.2.4.3 Modes de planification : [27]

Il existe plusieurs méthode pour effectuer la planification citons :

1. méthode de planning à barres (planning GANT).
2. Méthode d'ordonnancement (programmation de chemin critique – Réseaux PERT).
3. Méthode de visualisation « effectif-temps ».

Chaque méthode suivre un différend chemin mais presque le même résultat, choisissons les première et deuxième méthodes parce qu'elles sont les plus simples et les plus souvent utilisées.

- *Méthode de Planning à barres (planning GANT) :*

  C'est un planning d'exécution des travaux, se présentant sous forme de tableau, permettant une très facile lecture et compréhension. Il se présente comme la montre la Figure ci-dessous, mais peut aussi se trouver sous une forme très détaillée ou sous une forme très simplifiée.

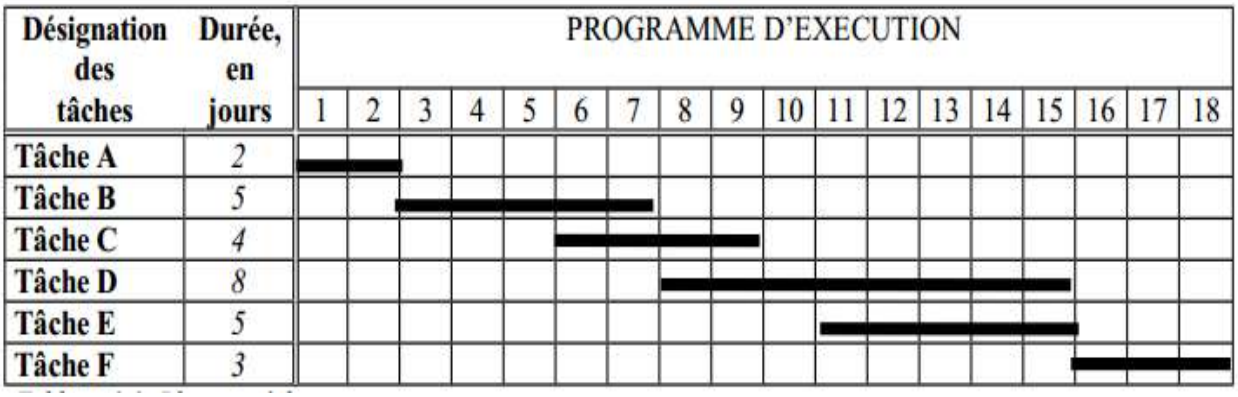


Figure VI.5 : Planning à barres. [27]

- *Méthode d'ordonnancement (programmation de chemin critique – Réseaux PERT) :*

  L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

  1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
  2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue.
  3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

L'utilisation de cette méthode nécessite les étapes suivantes :

1. Collection des informations ;
2. Décomposition du projet ;
3. Définition de la relation entre les tâches ;
4. Attribution des durées;
5. Construction du réseau.

- *les paramètres de la méthode C.P.M :*

Les paramètres indispensables pour 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 ;

DCP: Date de commencement au plus tard ;

DFP: Date de finition au plus tôt ;

DFPP: Date de finition au plus tard;

MT: Marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

- *Chemin critique (C.C):*

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.Pcc \end{cases}$$

- *Attribution des durées de chaque opération :*

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VI.2.4.4 planification de chantier :

La planification des travaux d'un chantier est une tâche assommante pour les entreprises. Elle vise deux points importants à la fois : technique et financier.

Elle souvent comporte :

- *L'établissement de calendrier des travaux:*
  Le délai imparti aux travaux doit être bien défini. Il se décompose entre le délai de préparation et le délai d'exécution, qui se termine avec la date de réception des travaux. Le choix de la technique de planification a une importance lui-même. Par ailleurs, le mode de représentation du calendrier (le diagramme en barres, le diagramme en ligne, les réseaux) doit être lisible et facile à comprendre, à traiter et à mettre à jour.

- *L'échéancier des versements d'acompte :*
  Les calendriers financiers de paiement des entreprises sont indispensables pour permettre, mois par mois et durant tout la durée d'exécution des travaux, de prévoir la trésorerie nécessaire, au moyen de demande d'avance au siège.

La réalisation du barrage se fera en deux saisons sèches et sons difficultés particuliers. Chaque étape des travaux a une durée d'exécution et un symbole spécifique comme démontra le tableau ci-après :

Tableau VI.1: Liste des opérations à exécuter et ses Temps de réalisation.

	La tâche	Durée (jrs)	Symbole
1	Installation de chantier	40	A
2	Réalisation de Canal d'amené	25	B
3	Décapage de terre végétale sous la digue	20	C
4	Réalisation de clé d'ancrage sous la digue	15	D
5	Réalisation du batardeau	45	E
6	Réalisation de vidange et prise d'eau	20	F
7	Excavation pour l'évacuateur	20	G
8	Construction de l'évacuateur	40	H
9	Construction du bassin de dissipation	30	I
10	Réalisation de remblai de la digue	35	J
11	Installation du système de drainage Et protection des talus	35	K
12	Route d'accès et revêtement	20	L
13	Equipement hydromécanique	20	M
14	finition des travaux	40	N

- *Méthode de Planning à barres (planning GANT) :*

Tableau VI.2 : Planning de construction de la retenue collinaire d'oued MECHIKEL.

		Premier Saison																								Deuxième Saison																			
MOIS		MAI						JUIN						JUILLET						AOUT						SEPTEMBRE						OCTOBRE						NOVEMBRE						DEC	
TR	OP	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145	150	155	160	165	170	175	180	185	190	195	200	205	210	215	220
40	A					A																																							
25	B											B																																	
20	C															C																													
15	D																			D																									
45	E													E																															
20	F																							F																					
20	G																				G																								
40	H																									H																			
30	I																																I												
35	J																									J																			
35	K																									K																			
20	L																															L													
20	M																																			M									
40	N																																								N				

- *Méthode d'ordonnancement (programmation de chemin critique – Réseaux PERT) :*

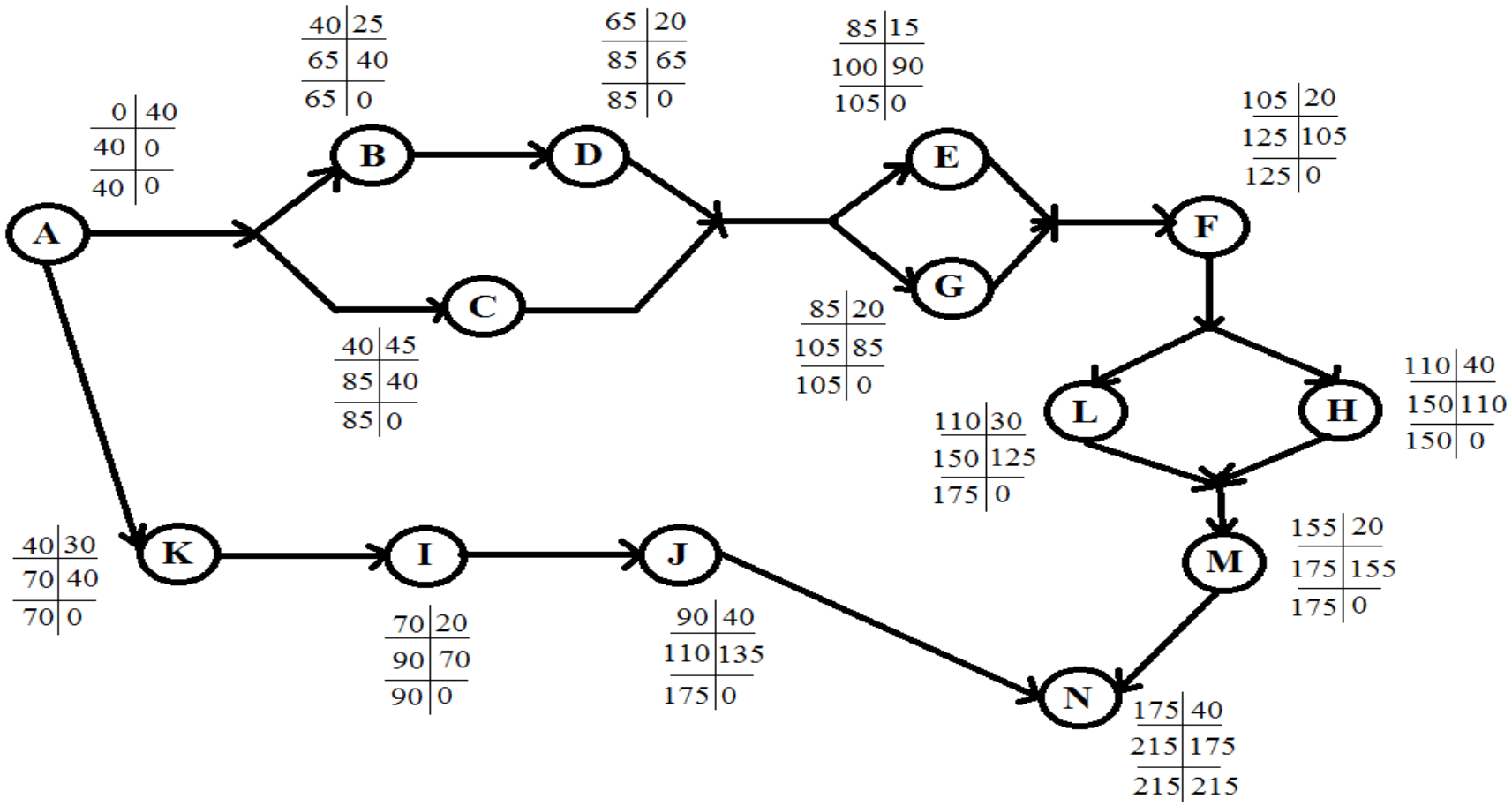


Figure V1.6 : Programmation de chemin critique – Réseaux PERT.

VI.3 La sécurité de travail dans le chantier :

VI.3.1 Introduction :

Le travail dans les chantiers de construction n'a jamais été exempt de risques, d'accidents et de maladies professionnels. Par conséquent, la protection des personnels est obligatoire et relève de la responsabilité des chefs de projets.

VI.3.2 Les équipements adaptés :

Parmi les équipements de protection individuels les plus courant, nous pouvons citer:

- *Casques:* Il faut s'assurer que le casque et en bon état, conforme aux normes, et que la date limite de son utilisation n'est pas dépassé.
  - les couleurs des casques dans le chantier :
    - Casques de chantier blancs : Ces casques sont généralement portés par les chefs de chantier, les ingénieurs, les conducteurs de travaux ou encore pour les visiteurs.
    - Casques de chantier rouges : Les casques de protection de couleur rouge sont utilisés par les responsables HSE (Hygiène, Sécurité et Environnement), en charge de la sécurité sur le site et qui doivent donc être facilement repérables.
    - Casques de chantier bleus : Les casques bleus sont souvent portés par les chefs d'équipe ou encore par les charpentiers et électriciens.
    - Casques de chantier jaunes : Les casques de chantier jaunes sont destinés aux maçons, notamment lorsqu'ils travaillent dans des tranchées où seules leurs têtes dépassent. Ils doivent donc être visibles par tous.
    - Casques de chantier oranges : Les casques de couleur orange sont le plus souvent à destination des chaudronniers.
    - Les casques de protection verts : Le vert étant la couleur qui symbolise la santé, les casques de cette couleur sont généralement destinés aux médecins. [28]
- *Chaussure :* il existe aujourd'hui toutes sortes de chaussures de sécurité contre les chocs mais également contre les agents agressifs (feu, produit chimique).
- *Gants :* Les modèles doivent être à la taille des mains de leurs utilisateurs et adaptés à chaque type de travaux et de risque.
- *Lunettes :* Les accidents des yeux pourraient diminuer grâce au port de lunettes adaptées.
- *Masque :* Les particules solides, les aérosols ou liquide, les vapeurs et gaz sont particulièrement nocif, des équipements de protection respiratoire adaptés (masque a cartouche) permettent d'évité inhalation.
- *Protections auditives :* L'exposition au bruit peut être nuisible, donc il est important de porter des bouchons d'oreille, qui, selon leur forme, prennent le nom de balles, cloches…
- *Vêtements de protection :* Le choix doit répondre aux risques encourus par l'utilisateur, et résistants à l'usure et aux déchirures. Ils doivent comporter des surfaces minimales de visibilité. Tous doivent être conformes aux règlementations.

Conclusion :

Cette étude nous a permet de comprendre comment ça déroule la réalisation des projets en générale et notre retenue en spécifique.

A travers ce chapitre on a pu organiser les travaux de notre chantier en respectons tous les règlementations et délais d'exécution de cette retenue.

Et au final, on a déterminé tous les équipements nécessaires pour le travail afin de garantir la sécurité des personnels qui vont coopérer dans ce projet.

Conclusion Générale

Conclusion Générale :

A la fin de ce projet de fin d'étude on a bien compris comment faire l'étude avant-projet et prendre les discisions d'exécution selon les données et résultats des essais obtenus lors de cette étude, sans oublier le calcul de stabilité et l'organisation de chantier.

L'étude des barrages en terre nécessite une compagne de reconnaissance du sol, d'assiette et des zones d'emprunt. Pour cela nous avons menue une étude géologique et géotechnique de ce type d'ouvrage, une autre étude nouvelle et intéressante a été également traitée dans ce travail, c'est l'étude hydrologique, elle a joué un rôle très important pour accomplir ce travail et l'enrichir nos connaissances dans ce domaine.

L'analyse des discisions adoptée sur site proposée par le bureau d'étude M.A.T.H, nous a permis de proposer une variante avec des modifications au niveau de la géométrie de la digue, d'où on a essayé de changer les fruits des talus en ajoutant un ris-berme pour conforter le coté financière mais on a trouvé qu'il va affecter négativement sur le côté de stabilité. En effet, nous avons gardé la même forme de la digue avec des petits changements de dimensions.

Tous les calculs de stabilité conduisent à une seule conclusion, à savoir que le choix de type de la digue et les dimensions adoptées assureront la stabilité contre toute sollicitation et mécanisme de rupture.

Donc la retenue collinaire d'oued MECHIKEL de 13.9 m de hauteur et une capacité de 0.127 hm^3 a été bien destinée pour irriguer la région de la commune de KHELIL par 0.132 hm^3 par an, en utilisant une conduite de prise d'eau et vidange de fond en acier d'un diamètre de 300 mm.

Lorsque le plan atteindra les plus hautes eaux, L'évacuateur des crues de largeur de 8m et hauteur de 1m, débitera 13.29 m^3/s (100 ans de période de retour).

Avec les digues de décantation et la bande forestière, cette retenue peut servir plus que 50 ans et résister dans les conditions les plus défavorables.

Les résultats de cette étude préliminaire sont obtenus lors d'un travail des étudiants et ne dépendent pas seulement au bureau d'étude, donc ils peuvent contenir des erreurs de calcul ou de rédaction.

LISTE DES REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

[1] MEKLOUCHE Hiba Abir- MFE « ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE ET SON IMPACT ENVIRONNEMENTAL SUR OUED MECHIKEL (W BBA) » ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE - ARBAOUI ABDALLAH

[2] Anton J.Schleiss et Henri Pougatsch, Les Barrages, Du projet à la mise en service (Edition PAGES BLEUES 2016).

[3] Barrages hydrauliques de l'Algérie, site web : « popodoran.canalog.com »

[4] TPE sur les barrages - Les différents types de barrages fixe en béton.

[5] Les barrages en béton, site web www.planete-tp.com/barrages-en-beton-a128.html.

[6] Comité suisse des barrages, Les différents types de barrages _ swissdams.mhtml

[7] CHETATHA Nawel. Mémoire de Fin d'Etude « ETUDE D'UN BARRAGE EN TERRE (DIGUE) BARRAGE OUED HALIB (W. SETIF) »,

[8] Alexandre Désiré Mvondo Mvogo & Patrick hyveteau Ngandjui ; Rapport de Projet de Fin d'Etudes « CALCUL DE LA STABILITE DE LA DIGUE EN TERRE DU BARRAGE TINE ET INTERPRETATION DES DONNEES D'AUSCULTATION »

[9] Ministère de l'écologie et du développement durable, les ruptures des barrages. France, 2004

[10] Eric bardou - Risque liés à la rupture de barrages naturels en altitude - université européenne d'eté 2014, N: 02.

[11] B.Benlaoukli ; DIMENSIONNEMENT DES BARRAGES.

[12] Comité Français des Barrages et Réservoirs - L'histoire des barrages - Juin 2013 – révision B1

[13] Site web : http://dictionnaire.sensagent.leparisien.fr/

[14] Jean Albergel, Slah Nasri & Jean Marie Lamachère – « Les lacs et barrages collinaires : infrastructures hydrauliques d'aménagement et de conservation des terres agricoles en zone semi-aride méditerranéenne »

[15] Dr. LEHBAB ep. BOUKEZZI ZAKIA - Polycopié : Les barrages en remblai de terre.

[16] ADJABI Ayyoub - PFE « Contribution à la vérification de la stabilité d'un barrage (cas du barrage de Soubella) ».

[17] Dictionnaire Lexique mots en B – Barrage – aquaportrail.

[18] Alain CARRÈRE - Directeur Technique, Bureau d'Ingénieurs Conseils COYNE et BELLIER.

[19] J.M. Tinland - Conception actuelle des vidanges de fond des barrages d'EDF, Service de la Production hydraulique.

[20] Messaad Ali, Polycopies du module de barrage en terre.

[21] Site web: https://polyforagessa.ch/wp-content/uploads/2018/02/WhatsApp-Image-2018-02-13-at-12.47.38-300x169.jpeg

[22] Images d'après les sites web : www.bm-cat.compelles-hydrauliques-caterpillar
www.planete-tp.com-remblai-et-compactage
www.toutpourleforage.com-foreuses-sondeuse
www.wikitp.fr-chargeuses-agrave-pneus

[23] Site web : wikhydro.developpement-durable.gouv.fr-Pose-Geomembrane

[24] S. Bonelli, K. Radzicki, J. Szczesny, R. Tourment, H. Felix - L'auscultation des barrages en terre : une nécessité.

[25] Organisation du chantier, site web :
« http://geniecivil-batiment.blogspot.com/2009/02/lorganisation-du-chantier_2245.html »

[26] Site web: https://www.go-aos.io/blog/promoteurs-immobiliers-en-quoi-consiste-la-coordination-des-chantiers-entre-les-differents-acteurs

[27] Site web: ogc5-planningdexcutiondestravaux1-150725184509-lva1-app6891

[28] Site web: https://www.modyf.fr/blog/signification-des-codes-couleurs-pour-les-casques-de-chantier/

[29] Khelil – Wikipédia

[30] Rapport de Bureau d'étude M.A.T.H LAB

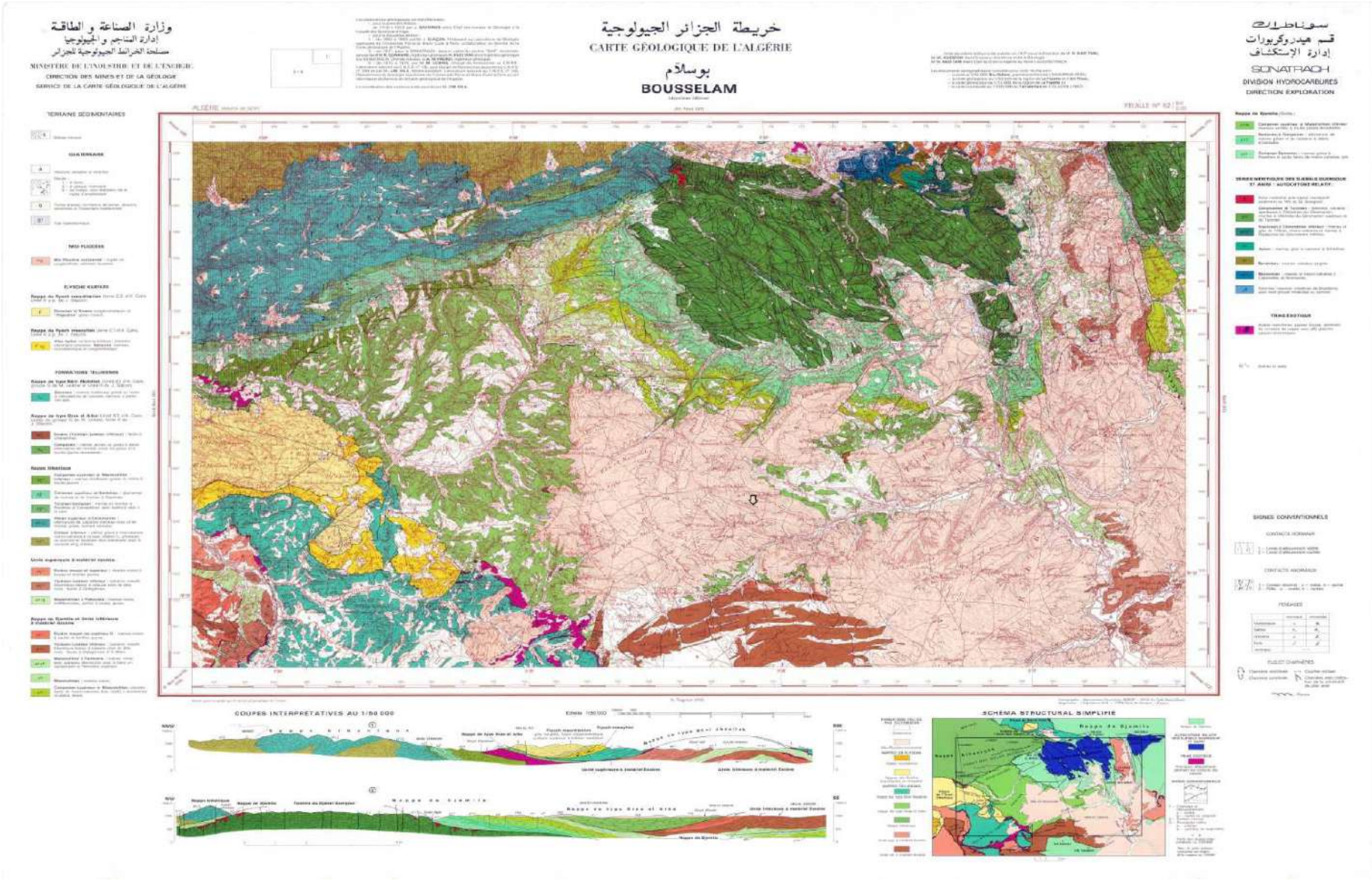
[31] Les données de l'ANRH .

Les Annexes

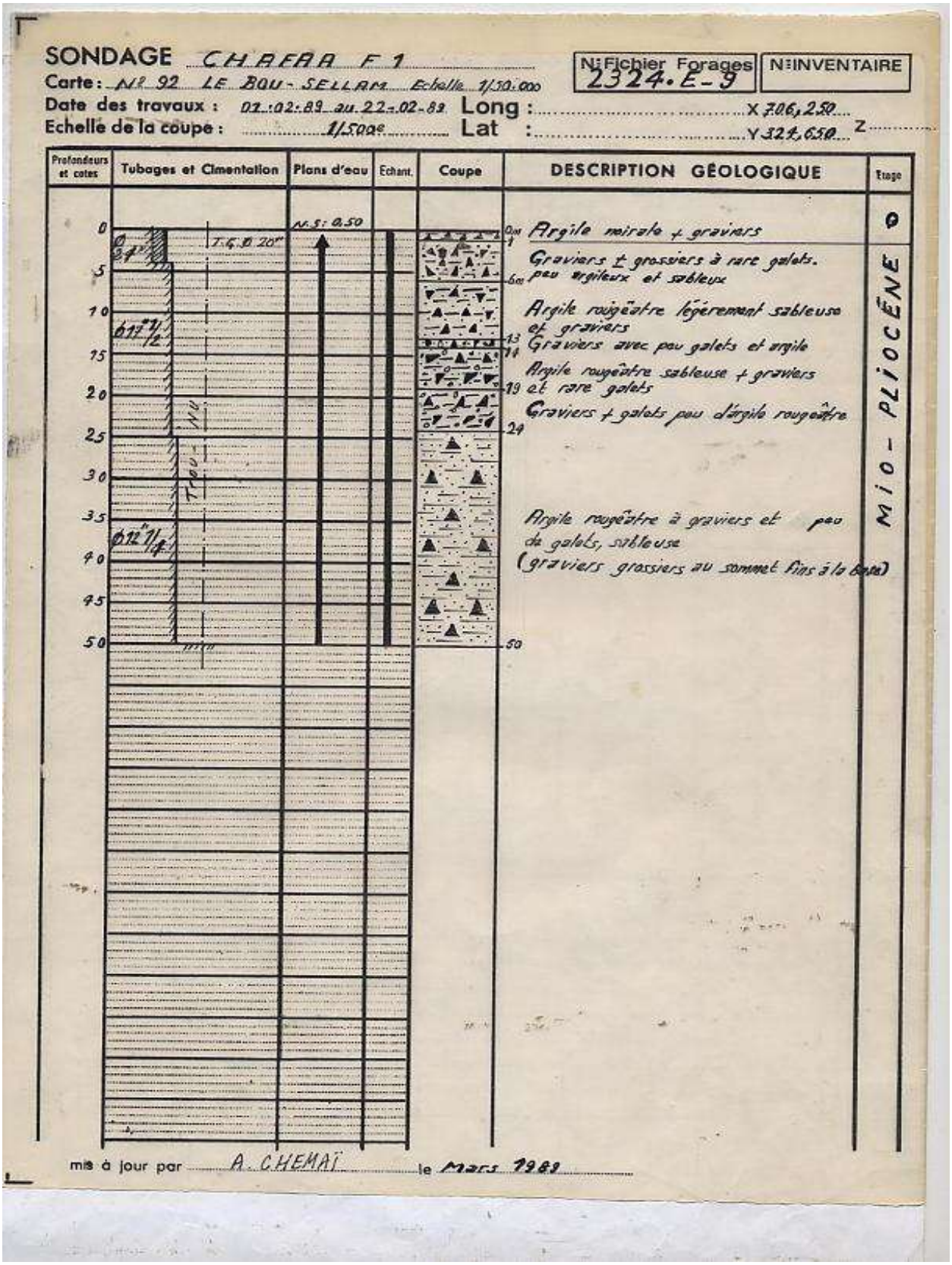
Annexes N° 01.1 : la carte d'état-major LE BOU SELLAM N° 92.



Annexes N° 01.2 : la carte géologique de BOU SELLAM.



Annexes N° 01.3 : la fiche technique des forages sur le BOU SELLAM (1989).



SONDAGE CHAFAA F 1

Carte : N° 92 LE BOU-SELLAM Echelle 1/50.000

Date des travaux : 01.02.89 au 22.02.89

Echelle de la coupe : 1/500e

N° Fichier Forages 2324.E-9

N° INVENTAIRE

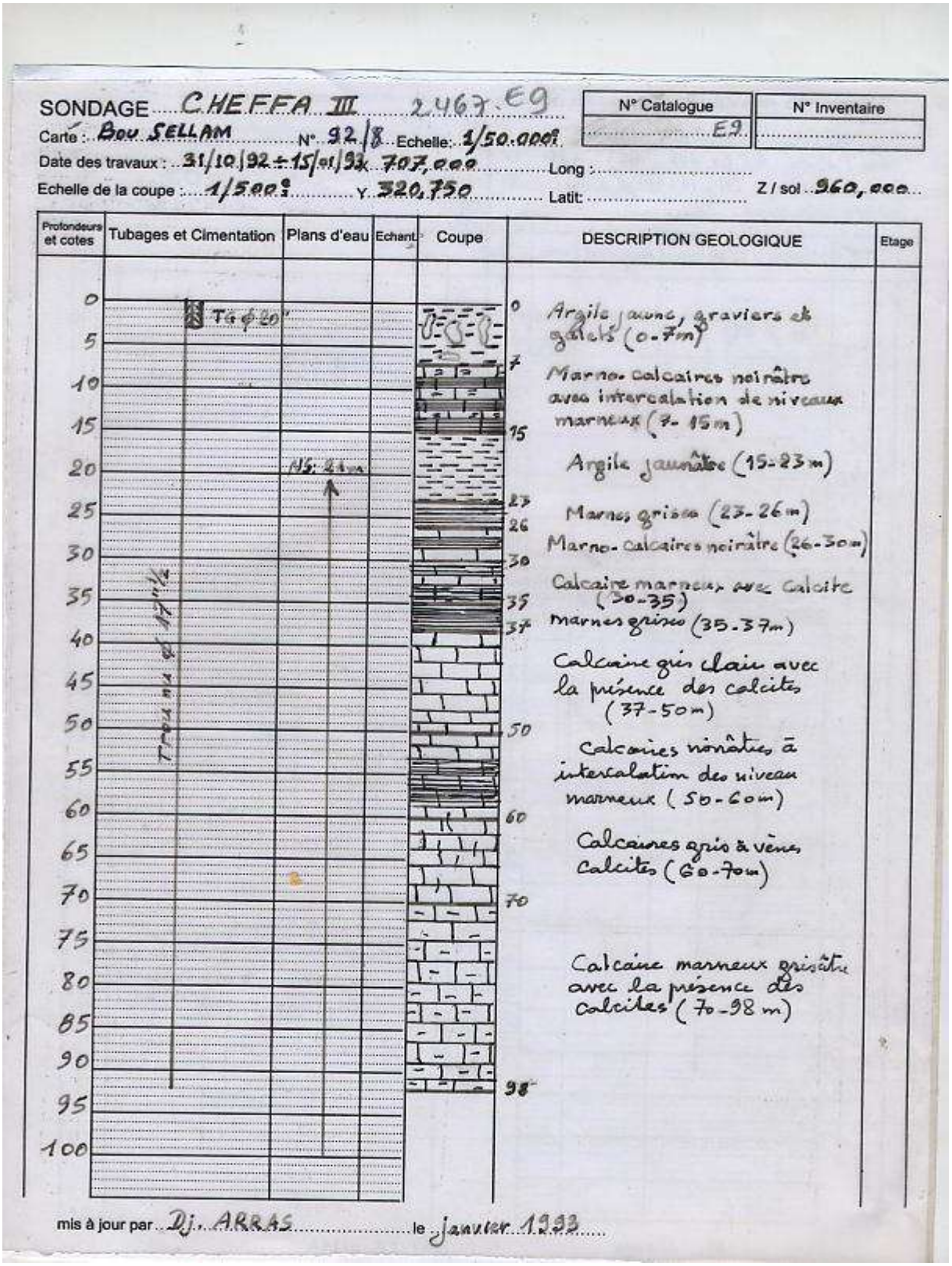
Long : X 706,250

Lat : Y 324,650 Z

Profondeurs et cotes	Tubages et Cimentation	Plans d'eau	Echant.	Coupe	DESCRIPTION GÉOLOGIQUE	Etage
0		N.S: 0.50		0m	Argile marneuse + graviers	Q
5	T.C.D 20"			6m	Graviers ± grossiers à rare galets. peu argileux et sableux	MIO-PLIOCÈNE
10	Ø12"1/2			13	Argile rougeâtre légèrement sableuse et graviers	
15				14	Graviers avec peu galets et argile	
20	Tube 11"			19	Argile rougeâtre sableuse + graviers et rare galets	
25				24	Graviers + galets peu d'argile rougeâtre	
30	Tube 8"					
35	Ø12"1/4				Argile rougeâtre à graviers et peu de galets, sableuse (graviers grossiers au sommet fins à la base)	
40						
45						
50	50m			50		

mis à jour par A. CHEMAÏ le Mars 1989

Annexes N° 01.4 : la fiche technique des forages sur le BOU SELLAM (1993).



SONDAGE CHEFFA III 2467 E9

N° Catalogue	N° Inventaire
E9	

Carte : BOU SELLAM N° 92/8 Echelle : 1/50.000

Date des travaux : 31/10/92 ÷ 15/01/93 X 707,000 Long :

Echelle de la coupe : 1/500 Y 320,750 Latit : Z / sol 960,000

Profondeurs et cotes	Tubages et Cimentation	Plans d'eau	Echant.	Coupe	DESCRIPTION GEOLOGIQUE	Etage
0	Tc ϕ 20"			0	Argile jaune, graviers et galets (0-7m)	
5						
10				7	Marno-calcaires noirâtre avec intercalation de niveaux marneux (7-15m)	
15				15		
20		NS: 21 m			Argile jaunâtre (15-23m)	
25				23		
30				26	Marnes grises (23-26m)	
35				30	Marno-calcaires noirâtre (26-30m)	
40				35	Calcaire marneux avec calcite (30-35)	
45				37	Marnes grises (35-37m)	
50				50	Calcaire gris clair avec la présence des calcites (37-50m)	
55					Calcaires noirâtres à intercalation des niveaux marneux (50-60m)	
60				60		
65					Calcaires gris à veines calcites (60-70m)	
70				70		
75					Calcaire marneux grisâtre avec la présence des calcites (70-98m)	
80						
85						
90						
95				98		
100						

mis à jour par Dj. ARRAS le janvier 1993

Annexe N°02.1 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles (mm).

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Pa (mm)
1975	50,9	3,1	47,2	36,8	12,8	60,3	50,8	122,3	128,9	25,2	34,8	13,3	586,4
1976	32,9	37,4	34,9	45,9	40,1	1,9	9,8	35,3	35,6	22,4	0	0	296,2
1977	0	14,3	78,2	6,4	41,9	18,7	22,1	67,7	35	9,8	0	5,6	299,7
1978	5,3	32,8	26,9	4,5	35,1	55,3	32,5	70	13,9	8	13	12	309,3
1979	69	20,1	19,2	5,9	32,8	20,8	59,9	37,8	53	1,5	0	1,4	321,4
1980	2,6	11,2	49,3	84,9	12,8	32,5	39,6	31,2	18,9	11,9	3,1	10,6	308,6
1981	45,7	23	4,5	59,8	112,1	33	61,5	98,8	73,4	10,5	0	5,9	528,2
1982	38,9	50,3	54,8	100,4	0	18,6	24,2	33,7	23,3	0,7	5	23	372,9
1983	0	13,9	24,8	15,7	83,5	111,6	30,3	46	24,5	10,1	0	5,4	365,8
1984	2,6	61,4	15,9	96,7	57,3	24,1	113	23,6	41,6	7,4	0	0	443,6
1985	26,5	39,4	10,6	35	31,2	30,8	91,1	22,7	16,5	27,3	0	10,9	342
1986	57	21,2	57,6	146,3	28,3	58,7	33,9	13,5	44,3	9,5	20,7	4	495
1987	0	15	43,3	19,3	1,5	7,8	17	7,6	32,1	12,7	0	1,5	157,8
1988	16,7	0	18,8	18,3	7	4,6	8,2	61,9	4,5	30,7	11,6	10	192,3
1989	10	26,4	11,2	11,8	30,6	1,5	19,5	42,4	59,9	13,7	10,4	77,3	314,7
1990	9,2	2,3	67,1	62	5	51,4	26	34,4	68,7	7,3	1,3	3,5	338,2
1991	48,2	67	20,4	14,3	9,7	29	44,6	50,3	86,9	42	94,4	0	506,8
1992	20	22	23,9	87,4	9	26,5	29,1	9	44,1	7,4	0	3,9	282,3
1993	34,9	2,8	59,2	28,3	15,9	32,2	13,1	31	1,9	0	3,4	0	222,7
1994	102	66,6	4,6	15,4	77,5	33,8	54,7	32,5	3,5	30,5	3,8	0,8	425,7
1995	50,2	12,7	16,6	12,4	49,3	97,3	53,5	63,4	59,6	102,5	6,2	22,4	546,1
1996	13,8	4,1	12,5	24,9	38,1	11,8	1,7	53,2	28	12,2	6,2	19,4	225,9
1997	29	28,2	67,1	20,6	10,4	36,5	4,2	40,3	89,6	2,1	0	16,3	344,3
1998	78,8	6,8	51,9	20,1	75,2	33,6	20,2	7,7	2,3	0,7	0	9,1	306,4
1999	40,2	9,2	15,4	60	0,6	0	15,9	12,8	83,1	17,5	0	3,5	258,2
2000	11	23,3	12,9	61,9	63,1	21,5	7,2	33,8	12,4	0	0	0,3	247,4
2001	65,7	8,2	32,6	8,7	13,9	27,3	5,2	11,2	8,5	0,4	31	40,3	253

2002	0,4	25,2	152,7	76	137,7	49,8	36,7	121	34,5	35,9	4	58,6	732,5
2003	18,4	78	25,8	107,4	18,9	12,3	50,5	74	101,5	27	5,5	14,7	534
2004	62,9	34,7	67,6	117,8	43,7	59,3	4,4	70,4	1,1	16,8	6,9	7	492,6
2005	35	31,2	87,3	41,2	44,9	35,8	13,3	45,5	80,2	3,5	5,4	0	423,3
2006	88,6	2,8	15,3	53	12,8	31,7	94	66,8	34,1	46,7	6,1	0	451,9
2007	94,5	42,7	20	10,8	4,4	41,2	58,4	25,6	89,6	4,3	33,5	36,9	461,9
2008	32	35,7	46,8	51,5	111,1	37	44,3	95,9	11,4	6,7	1,6	39,3	513,3
2009	66,1	18,4	42,8	35,1	42,6	50,8	56,3	44,9	60	5,7	7,7	33,8	464,2
2010	1,2	65,6	73,7	36	26,1	71,8	38,4	113,4	54,2	34,5	0,7	13,1	528,7
Moyenne	35.5	26.58	39.26	45.35	42.49	35.3	36.09	48.66	43.35	16.73	8.78	14.84	392.72

Annexe N° 2.2 : Pluies maximales journalières (mm)

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Pjmax (mm)
1975	18,5	2,7	15,4	9,4	7,7	19	11,4	28,3	41,5	21	16,2	13,3	41,5
1976	23,6	11,5	13,9	10,5	21,4	1,9	4,3	13,4	20,8	12,3	0	0	23,6
1977	0	6,5	39,3	3,8	17,2	4,4	8,2	33,8	12,8	9,8	0	3,2	39,3
1978	3,8	9	8,2	2,7	8,8	30	7,2	26,3	4,6	12	5	7	30
1979	21,3	4,3	7,6	2,1	17,2	8,1	25,9	16,5	17,1	1,5	0	0,9	25,9
1980	2,6	6,5	13,5	26	4,8	13	18,6	11,6	9,6	7,1	2,3	5,4	26
1981	24,1	12,4	4,5	22,6	28,5	10,5	38,4	57,5	21	10,5	0	5,9	57,5
1982	12	18	10,4	24	0	8,5	12,8	21,2	9,2	0,7	2,6	15,5	24
1983	0	7,9	5,2	10,5	26,6	31,8	8,8	11,7	15	5,5	0	4,2	31,8
1984	2,6	20	4,8	17,4	11,8	8,5	38,5	11,6	18	7,4	0	0	38,5
1985	7,8	14,5	7,5	12,5	6,5	9,2	37,5	20,5	10,5	13,8	0	7,2	37,5
1986	36	4,4	22	95,5	8	14,8	26,4	9	35	7	10,5	4	95,5
1987	0	15	9,5	7	1	3,7	6	3	9,7	7	0	1,5	15
1988	8,4	0	7	10,2	5	2,8	5	21,5	2,5	8	7,5	4	21,5

1989	8	25,3	3,1	2,5	11,3	1,5	7,6	27,2	25,8	8,5	9,5	72,4	72,4
1990	2,9	0,9	13,1	13,5	2,8	13,2	22	9,9	24,9	4,2	1,3	2,7	24,9
1991	13,4	26,8	12,4	6,7	8,1	25,7	10,7	13,6	30,4	37,9	49,8	0	49,8
1992	8,9	10,3	12,9	30	7	11,7	11,4	8,5	15,5	5,9	0	2,5	30
1993	19,6	1,7	25,9	12,2	9,6	12,4	10,3	12,2	1,9	0	2,9	0	25,9
1994	69,9	34,4	4,2	5,5	20,6	10,5	14,9	19,8	1,9	8,3	1,9	0,4	69,9
1995	13,3	6,2	8,2	7,9	16,8	30,4	25,7	29,6	34,5	59,8	4,1	18,8	59,8
1996	6,7	1,8	4,5	4,6	12,8	7,3	1,2	15,8	24,9	6,7	5,6	8,9	24,9
1997	13,4	6,9	14,1	6,8	2,3	10,4	1,4	14,8	20,9	1,4	0	8,4	20,9
1998	27,6	3,9	11,3	6,7	19,7	16,6	9,9	6,3	2,1	0,7	0	3,8	27,6
1999	10,5	4,3	12,1	33,8	0,4	0	9,5	5,4	43,8	17,2	0	3,5	43,8
2000	4,7	9,6	5,9	16,9	11,8	8,4	5,4	30,6	8,8	0	0	0,3	30,6
2001	20,8	4,6	7,9	2,8	4,9	22,8	2,5	4,3	5,8	0,4	9,8	13,6	22,8
2002	0,4	7,8	37,9	18,8	27,8	24,8	16,9	34,9	14,8	15,8	1,7	38,8	38,8
2003	6	19,8	13	22,8	7,9	8,4	16,2	14,8	36,5	26,8	4,6	4,9	36,5
2004	17,8	17,9	43,7	35,8	15,8	12,5	2,8	23,8	0,7	5,9	6,9	3,8	43,7
2005	11,8	12,7	27,7	12,4	16,4	18,3	6,8	38,9	56,8	2,9	2,3	0	56,8
2006	32,7	1,9	14,4	13	10,9	14,8	18,2	18,8	14,8	23,7	2,1	0	32,7
2007	33,8	23,6	6,8	3,8	4,2	20,3	24,7	14,8	45,7	1,8	12,7	14,8	32,7
2008	14,6	14,9	22,3	15	27,3	11,9	14,8	38,6	5,5	5,8	1,1	30,2	38,6
2009	12,6	10,7	16,4	8,8	14,2	12,8	23,7	12,4	32,7	3,5	2,9	11,8	32,7
2010	0,9	24,8	20	11,1	7,5	17,9	10,3	54,1	21,4	13,6	0,7	6,9	54,1

Annexe N° 2.3: La série des apports liquides de la station de MAGRAOUA s'étale sur une période de 15 ans d'observations.

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Apport annuel hm^3
1977	1,43	0,75	2,64	6,24	11,69	2,58	0,78	0,87	0,44	0,16	0,05	0,05	27,68
1978	0,05	0,08	0,50	0,24	0,41	0,93	0,79	5,41	0,77	0,24	0,02	0,83	10,29
1979	0,05	0,17	0,23	0,44	0,42	1,05	5,31	9,12	1,02	1,85	0,17	0,02	19,85
1980	11,45	0,23	0,38	0,18	0,34	0,29	4,57	0,63	0,56	0,19	0,00	0,04	18,87
1981	0,24	0,06	0,21	2,71	5,78	4,77	1,96	3,01	0,45	0,30	0,02	0,04	19,56
1982	5,03	1,00	0,19	1,93	3,88	30,05	17,91	14,36	11,91	6,06	0,39	0,58	93,28
1983	2,51	3,13	3,03	17,47	12,75	5,03	3,24	1,06	0,57	0,24	0,08	0,03	49,13
1984	0,4797	0,7981	0,2036	2,128	0,5429	0,3503	4,291	0,5978	0,1434	0,2768	0	0,0306	9,84
1985	2,532	0,4308	0,479	2,531	4,379	8,656	3,928	3,036	0,7691	0,2965	0,1259	0	27,16
1986	0	0,3331	0,5509	0,2017	0,1998	0,1653	0,316	0,1377	0,1652	0,0129	0	0	2,08
1987	0,023	0,0005	0,1303	3,99	1,468	1,382	0,8592	0,9822	0,756	0,2047	0,219	0,0823	10,10
1988	0,8393	0,077	0,0543	0,2255	0,3385	0,0769	0,05	0,4443	1,389	0,0451	1,284	3,877	8,70
1989	0,8483	0,0008	1,634	1,892	0,2629	1,087	2,066	0,8949	0,3067	0,2306	0,0812	0	9,30
1990	0,9506	1,161	0,0901	0,1011	0,2629	0,3489	0,6401	2,399	3,041	1,187	0,4898	0,0287	10,70
1991	0,2612	0,0298	0,2663	1,774	3,952	1,114	8,764	1,469	0,3996	0,0216	0	0,0392	18,09
1992	0,95	1,16	0,09	0,10	0,26	0,35	0,64	2,40	3,04	1,19	0,49	0,03	10,69
1993	0,26	0,03	0,27	1,77	3,95	1,11	8,76	1,47	0,40	0,02	0,00	0,04	18,09
1994	0,27	0,03	0,18	1,50	0,82	1,15	0,25	0,23	0,04	0,00	0,00	0,00	4,47
1995	4,07	3,34	0,05	0,14	10,81	2,70	5,46	1,57	0,27	0,56	0,00	0,00	28,99

Annexe N° 2.4 : Série chronologique des crues observées à la station de MEGRAOUA.

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Qmax
1976-1977	40,20	6,04	13,32	15,97	24,90	1,69	0,60	0,94	2,75	0,15	0,03	0,03	40,20
1977-1978	0,12	0,86	3,88	0,12	0,49	0,78	1,02	37,80	4,76	0,34	0,02	13,32	37,80
1978-1979	0,7	0,87	1,49	0,61	1,25	3,28	13,62	21,2	3,28	67,9	0,56	0,01	67,90
1979-1980	185,40	0,29	0,86	0,19	4,90	1,61	42,60	3,82	1,96	0,26	0,01	5,78	185,40
1980-1981	3,82	0,03	4,90	19,90	7,54	4,90	4,36	67,90	1,61	4,63	0,05	0,66	67,90
1981-1982	52,65	18,60	0,10	33,80	19,25	29,00	45,85	50,10	46,70	202,20	0,28	50,95	202,20
1982-1983	74,35	74,35	21,98	80,05	9,30	2,49	1,63	0,98	0,76	0,18	0,07	0,08	80,05
1983-1984	16	19,25	7,93	8,32	1,764	1,446	50,1	3,84	1,87	10,78	0	3,84	50,10
1984-1985	87	19,25	13,58	17,3	3,84	21,2	5,6	8,71	5,6	0,199	6,84	0	87,00
1985-1986	0	30,6	11,34	3,32	0,245	0,078	1,068	1,764	9,1	0,796	0	0	30,60
1986-1987	1,068	0,0125	1,552	27,44	1,204	6,53	2,056	5,6	37	1,552	11,9	14,7	37,00
1987-1988	33,84	0,209	0,023	0,1586	5,67	0,0476	0,023	35,42	16,34	1,385	91	86,13	91,00
1988-1989	22,78	0,0044	45,25	14,18	4,05	8,048	13,1	5,94	3,316	0,347	8,832	0,0004	45,25
1989-1990	25,94	25,94	0,0784	0,0784	4,05	6,48	0,6398	8,81	31,47	21,99	13,1	0,021	31,47
1990-1991	10	0,384	4,84	14,72	6,43	0,6914	10	2,62	3,78	1,118	0	1,692	14,72
1992-1993	34,63	62,50	0,08	0,08	4,84	6,43	0,64	8,81	26,73	29,89	15,80	0,02	62,50
1993-1994	10,40	0,38	10,40	17,96	6,43	0,69	15,26	2,62	15,80	1,69	0,00	2,39	17,96
1995-1996	21,20	0,69	14,18	5	40,30	17,96	0,27	6,17	0,02	0,00	0,00	0,00	40,30
1996-1997	126,20	77,35	0,06	1,37	30,68	2,16	21,20	5,64	2,39	34,63	0,00	0,00	126,20

Annexe N° 2.5 : laminage de crues pour des différentes largeurs du déversoir.

Tableau 2.5.1 : Pour B=5m et Hd= 0--1.4m

Hd m	cote m	B m	surface (m²)	Stockage (m^3)	O (m3/s)	2S/T+O (m3/s)
0	901.5	5	29705	0	0	0
0.25	901.75	5	30611	7653	1.357	9.860
0.5	902	5	31518	15759	3.837	21.347
0.75	902.25	5	32729	24547	7.049	34.323
1	902.5	5	33940	33940	10.852	48.563
1.25	902.75	5	35151	43939	15.166	63.987
1.3	902.8	5	35393	46011	16.085	67.209
1.4	902.9	5	35877.6	50229	17.977	73.786

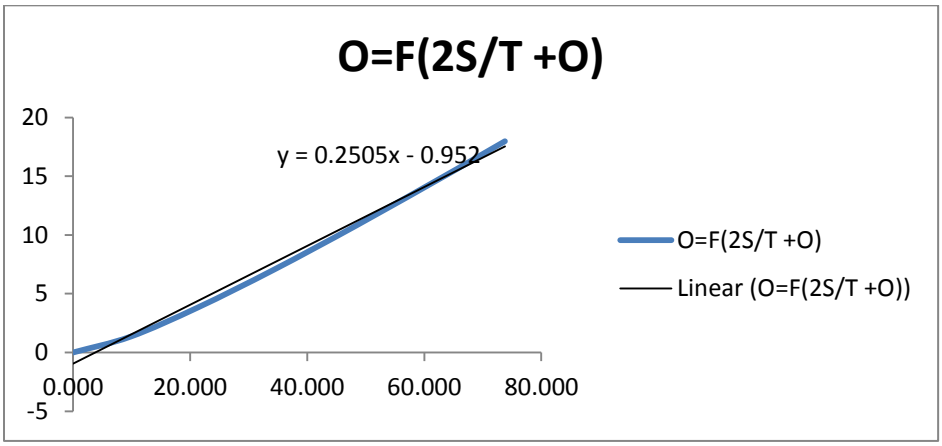


Figure 2.5.1 : Représentation graphique de O=f (2S/T+O).

Tableau 2.5.2 : Détermination de l'hydrogramme de sortie.

Temps	I	I1+I2	$2*S_1/T+O_1$	$2*S_1/T+O_1-2*O_1$	O_1
0	0	1.56	0	0	0
0,5	1.56	7.78	1.56	1.56	0
1	6.22	20.223	9.34	6.56	1.39
1,5	14.003	16.383	26.79	15.27	5.76
2	2.38	3.46	46.42	25.07	10.68
2,5	1.08	1.45	28.53	16.14	6.19
3	0.37	0.44	17.59	10.68	3.45
3,5	0,07	0.0708	11.12	7.45	1.83
4	0,0008	0.0008	7.52	5.66	0.93
4,15	0		5.66	4.73	0.47

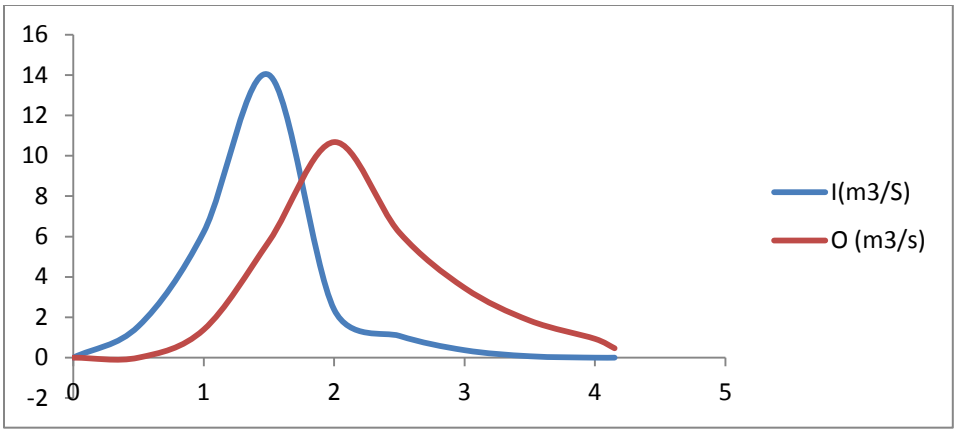


Figure 2.5.2 : Hydrogramme de crue d'entrée et de sortie pour B=5m.

Tableau 2.5.3 : Pour B=6m et Hd= 0--1.25m.

Hd m	cote m	B m	surface (m^2)	Stockage (m^3)	O (m3/s)	2S/T+O (m3/s)
0	901.5	6	29705	0	0	0.00
0.25	901.75	6	30611	7653	1.628	10.13
0.5	902	6	31518	15759	4.60	22.11
0.75	902.25	6	32729	24547	8.458	35.73
1	902.5	6	33940	33940	13.023	50.73
1.25	902.75	6	35151	43939	18.2	67.02

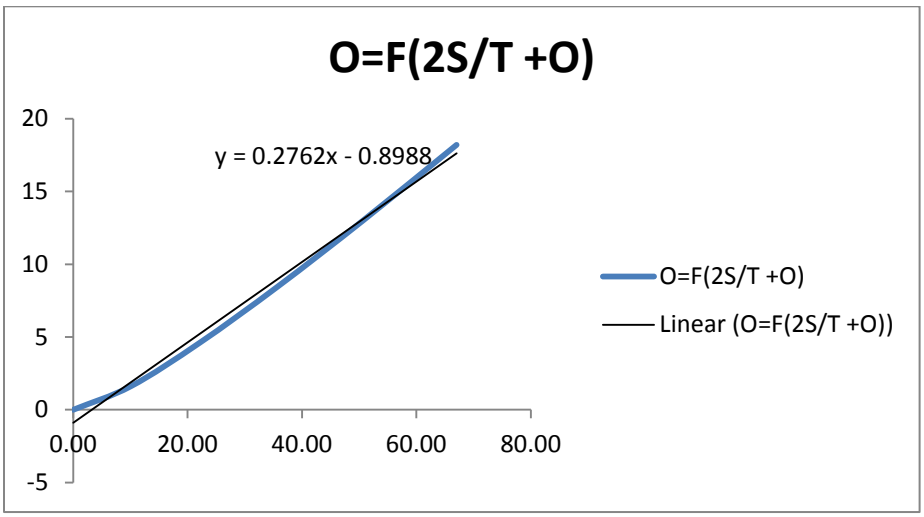


Figure 2.5.3: Représentation graphique de O=f (2S/T+O).

Tableau 2.5.4 : Détermination de l'hydrogramme de sortie.

Temps	I	I1+I2	$2*S_1/T+O_1$	$2*S_1/T+O_1-2*O_1$	O_1
0	0	1.56	0	0	0
0,5	1.56	7.78	1.56	1.56	0
1	6.22	20.223	9.34	5.98	1.68
1,5	14.003	16.383	26.201	13.52	6.338
2	2.38	3.46	44.678	21.8	11.44
2,5	1.08	1.45	25.256	13.1	6.077
3	0.37	0.44	14.552	8.31	3.12
3,5	0,07	0.0708	8.751	5.71	1.52
4	0,0008	0.0008	5 .785	4.39	0.7
4,15	0		4.388	3.76	0.31

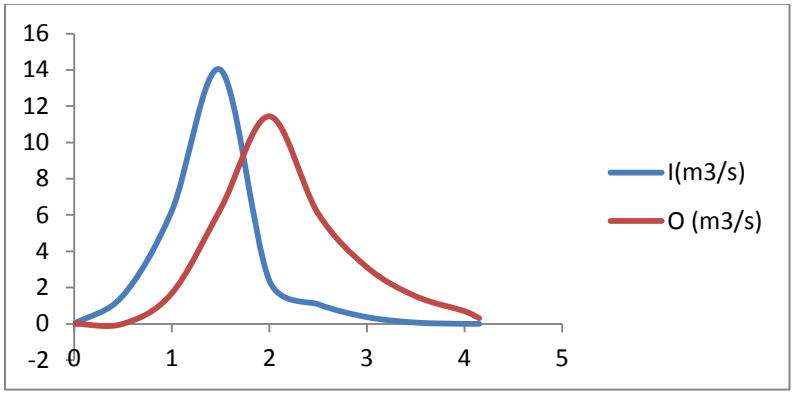


Figure 2.5.4 : Hydrogramme de crue d'entrée et de sortie pour B=6m.

Tableau 2.5.5 : Pour B=7m et Hd= 0--1.1m

Hd m	cote m	B m	surface (m^2)	Stockage (m^3)	O (m3/s)	2S/T+O (m3/s)
0	901.5	7	29705	0	0	0.00
0.25	901.75	7	30611	7653	1.9	10.40
0.5	902	7	31518	15759	5.37	22.88
0.75	902.25	7	32729	24547	9.87	37.14
1	902.5	7	33940	33940	15.193	52.90
1.1	902.6	7	34424.4	37867	17.52	59.6

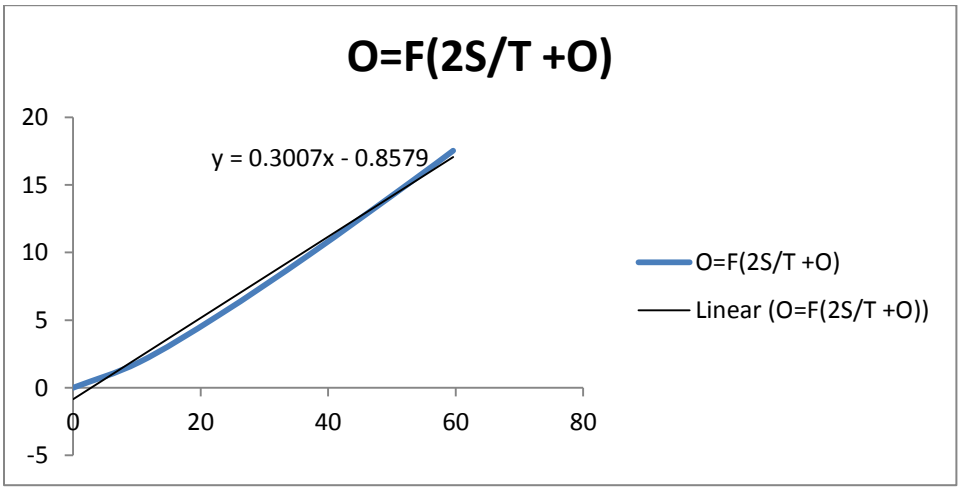


Figure 2.5.5 : Représentation graphique de O=f (2S/T+O).

Tableau 2.5.6 : Détermination de l'hydrogramme de sortie.

Temps	I	I1+I2	$2*S_1/T+O_1$	$2*S_1/T+O_1-2*O_1$	O_1
0	0	1.56	0	0	0
0,5	1.56	7.78	1.56	1.56	0
1	6.22	20.223	9.34	5.44	1.95
1,5	14.003	16.383	25.66	11.94	6.85
2	2.38	3.46	43.1	18.9	12.1
2,5	1.08	1.45	22.35	10.63	5.86
3	0.37	0.44	12.076	6.53	2.77
3,5	0,07	0.0708	6.97	4.5	1.23
4	0,0008	0.0008	4.56	3.53	0.51
4,15	0		3.54	3.125	0.205

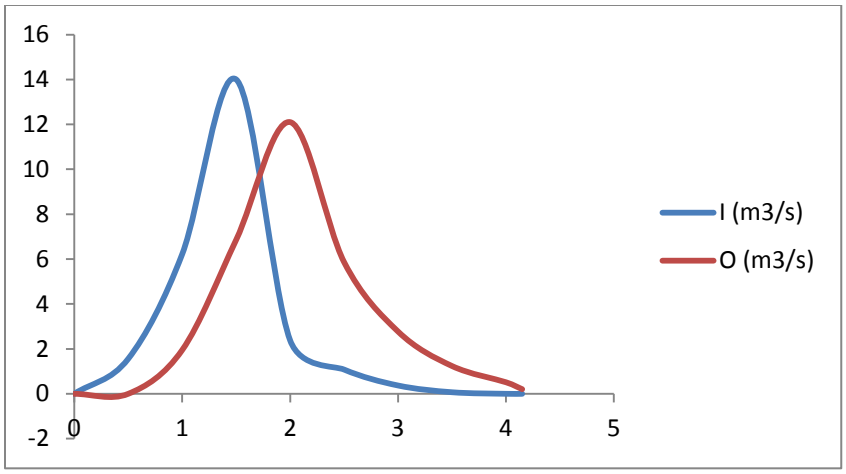


Figure 2.5.6: Hydrogramme de crue d'entrée et de sortie pour B=7m.

Tableau 2.5.7: Pour B=8m et Hd= 0--1 m.

Hd m	cote m	B m	surface (m^2)	Stockage (m^3)	O (m3/s)	2S/T+O (m3/s)
0	901.5	8	29705	0	0	0.00
0.25	901.75	8	30611	7653	2.17	10.67
0.5	902	8	31518	15759	6.14	23.65
0.75	902.25	8	32729	24547	11.28	38.55
1	902.5	8	33940	33940	17.36	55.07

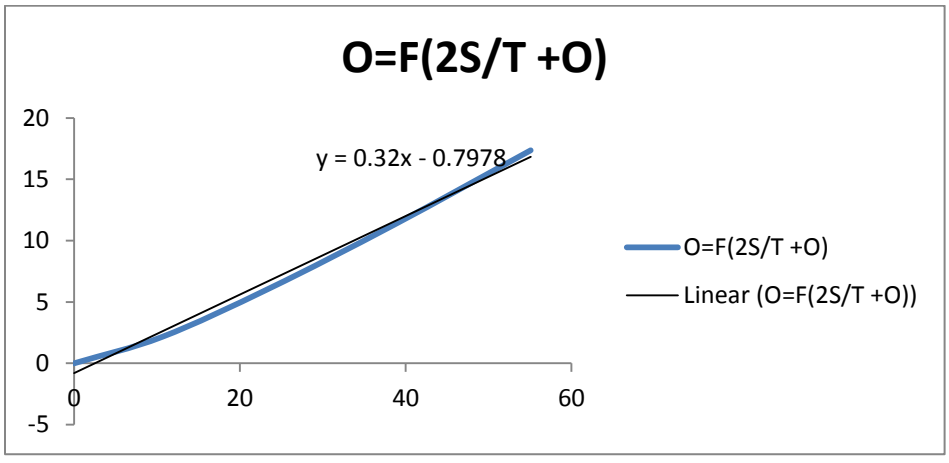


Figure 2.5.7 : Représentation graphique de O=f (2S/T+O).

Tableau 2.5.8 : Détermination de l'hydrogramme de sortie.

Temps	I	I1+I2	$2*S_1/T+O_1$	$2*S_1/T+O_1-2*O_1$	O_1
0	0	1.56	0	0	0
0,5	1.56	7.78	1.56	1.56	0
1	6.22	20.223	9.34	4.96	2.191
1,5	14.003	16.383	25.18	10.66	7.26
2	2.38	3.46	41.81	16.65	12.58
2,5	1.08	1.45	20.11	8.83	5.64
3	0.37	0.44	10.28	5.29	2.49
3,5	0,07	0.0708	5.74	3.66	1.03
4	0,0008	0.0008	3.73	2.94	0.396
4,15	0		2.94	2.65	0.143

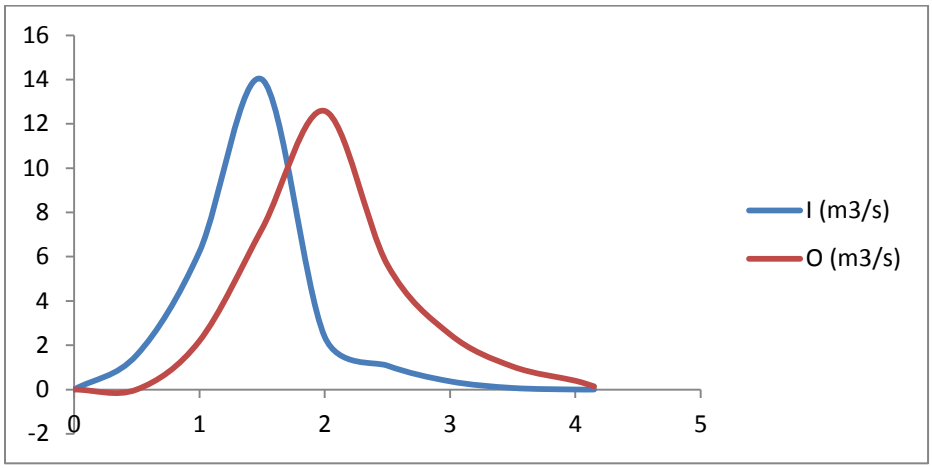


Figure 2.5.8 : Hydrogramme de crue d'entrée et de sortie pour B=8m.

Annexes N° 03 : calcul de stabilité pour des différents cas.

- **Cas sismique :**

  - Fin de construction cotée amont : C'=16Kpa, φ'= 20 ;Tg φ'=0.364, φ =24 ;Tg φ =0.445, M=1, Ks=0.1, F=1.05.

Tranches n°:	bi m	Ui Kpa	Wi KN	αi°	$\frac{C'.bi + (Wi-ui.bi).tg\varphi'}{\frac{Cos\,\alpha i}{1+\frac{tg\varphi.tg\alpha i}{F}}}$	Wi x sin αi	M.Ks.Wi.Sinαi
1	0.16	0	0.033	-7.07	7.55241	-0.004061702	-0.00040617
2	2.58	0	26.46	-5.81	54.84219	-2.678544082	-0.267854408
3	2.58	0	74.4	-3.45	65.21148	-4.477204473	-0.447720447
4	2.58	0	116.68	-1.1	75.55266	-2.239957579	-0.223995758
5	2.58	0	153.31	1.24	89.5219	3.317688699	0.33176887
6	2.58	0	184.3	3.6	96.04749	11.57229275	1.157229275
7	2.58	0	209.61	5.96	102.1836	21.76467211	2.176467211
8	2.38	0	212.76	8.24	104.4534	30.49274045	3.049274045
9	2.38	0	228.64	10.44	117.6164	41.4308858	4.14308858
10	2.38	0	240.77	12.65	114.4795	52.7273795	5.27273795
11	2.38	0	249.05	14.89	119.0241	63.99691528	6.399691528
12	2.38	0	253.37	17.15	123.2813	74.71230137	7.471230137
13	2.38	0	253.61	19.43	127.2646	84.36462353	8.436462353
14	2.38	0	249.58	21.75	108.1106	92.48372525	9.248372525
15	2.38	0	241.09	24.11	134.5595	98.48279956	9.848279956
16	2.38	0	227.91	26.51	137.9258	101.7285406	10.17285406
17	2.38	0	209.73	28.97	141.0852	101.5830619	10.15830619
18	2.38	0	186.22	31.48	144.1228	97.24425259	9.724425259
19	2	0	122.99	33.85	137.0445	68.50796044	6.850796044
20	2	0	76.61	36.07	130.483	45.10591593	4.510591593
21	2	0	26.23	38.36	128.5353	16.27835132	1.627835132
				∑		996.3943392	99.63943392
				∑	2258.898	1096.033773	
				Fs	2.060975		

- Fin de construction coté aval : C’=16Kpa, φ'= 20 ;Tg φ'=0.364, φ =24 ;Tg φ =0.445, M=1, Ks=0.1, F=1.05.

tranches n°:	bi m	Ui Kpa	Wi KN	αi	$\frac{C'.bi + (Wi\text{-}ui.bi).tg\varphi'}{\frac{Cos\,\alpha i}{1+\frac{tg\varphi.tg\alpha i}{F}}}$	Wi x sin αi	M.Ks.Wi.Sin αi
1	1.12	0	16.1	56.93	23.7804	13.4918731	1.34918731
2	1.12	0	46.32	53.38	34.78048	37.17686299	3.717686299
3	1.19	0	73.32	50.02	45.72848	56.18282634	5.618282634
4	1.19	0	90.46	46.79	51.96744	65.93169323	6.593169323
5	1.19	0	106.83	43.74	57.92612	73.86086989	7.386086989
6	1.19	0	116.85	40.84	61.5734	76.41393212	7.641393212
7	1.19	0	126.82	38.06	65.20248	78.18279771	7.818279771
8	1.19	0	134.98	35.39	68.17272	78.1721683	7.81721683
9	1.19	0	141.5	32.8	70.546	76.65171176	7.665171176
10	1.19	0	146.55	30.29	72.3842	73.91643839	7.391643839
11	1.19	0	150.22	27.83	73.72008	70.13016823	7.013016823
12	1.19	0	152.61	25.44	74.59004	65.55601779	6.555601779
13	1.19	0	153.81	23.09	75.02684	60.32067846	6.032067846
14	1.19	0	153.88	20.78	75.05232	54.59364258	5.459364258
15	1.19	0	152.87	18.5	74.68468	48.50636282	4.850636282
16	1.26	0	161.46	16.18	78.93144	44.99177892	4.499177892
17	1.26	0	159.69	13.82	78.28716	38.1455388	3.81455388
18	1.26	0	156.47	11.48	77.11508	31.14157694	3.114157694
19	1.26	0	151.84	9.16	75.42976	24.17171293	2.417171293
20	1.26	0	145.84	6.86	73.24576	17.4196742	1.74196742
21	1.26	0	138.49	4.56	70.57036	11.0103735	1.10103735
22	1.26	0	129.81	2.28	67.41084	5.164231938	0.516423194
23	1.26	0	119.8	0	63.7672	0	0
24	1.26	0	108.46	-2.28	59.63944	-4.314864771	-0.431486477
25	1.26	0	95.8	-4.56	55.0312	-7.616389499	-0.76163895

26	1.26	0	81.81	-6.86	49.93884	-9.771691898	-0.97716919
27	1.26	0	66.47	-9.16	44.35508	-10.58149208	-1.058149208
28	1.26	0	49.75	-11.48	38.269	-9.901536735	-0.990153674
29	1.26	0	31.63	-13.82	31.67332	-7.555535051	-0.755553505
30	1.26	0	12.09	-16.18	24.56076	-3.368949629	-0.336894963
31	0.12	0	0.09	-17.49	1.95276	-0.027048541	-0.002704854
				∑		1101.132931	110.1132931
				∑	2083.606778	1211.246224	
				Fs	1.720217357		

- Fonctionnement normal ‘NNR’ amont : C’=16Kpa, φ'= 20 ;Tg φ'=0.364, φ =24 ;Tg φ =0.445, M=1, Ks=0.1, F=1.05.

Tranches n°:	bi m	Ui Kpa	Wi KN	ai	$\frac{C'.bi + (Wi - ui.bi).tg\varphi'}{\frac{Cos\,\alpha i}{1 + \frac{tg\varphi.tg\alpha i}{F}}}$	Wi x sin a	M.Ks.Wi.Sina
1	1.84	102.16	21.74	-23.57	-27.62990338	-8.693155784	-0.869315578
2	1.84	109.44	63.32	-20.22	-18.71497295	-21.885024	-2.1885024
3	2.17	115.97	125.39	-16.66	-10.24489093	-35.94828024	-3.594828024
4	2.17	121.6	177.12	-12.88	2.910998968	-39.48179202	-3.948179202
5	2.17	125.75	228.14	-9.16	17.3975508	-36.31806235	-3.631806235
6	2.17	128.49	260.71	-5.48	27.1070456	-24.89735863	-2.489735863
7	2.17	129.86	292.98	-1.82	38.28782733	-9.304942481	-0.930494248
8	2.17	129.86	319.04	1.82	48.95157254	10.13259898	1.013259898
9	2.17	128.49	338.88	5.48	59.15149232	32.36245979	3.236245979
10	2.17	125.75	352.42	9.16	68.90350554	56.10244382	5.610244382
11	2.17	121.6	359.51	12.88	78.23914669	80.13831894	8.013831894
12	2.17	115.97	359.9	16.66	87.18137505	103.1803657	10.31803657
13	2.29	108.55	376.22	20.63	102.9626241	132.5542396	13.25542396

14	2.29	99.12	368.73	24.8	116.2334863	154.6645664	15.46645664
15	1.2	85.88	187.74	28.07	69.50688795	88.34104501	8.834104501
16	1.8	71.81	270.85	30.98	117.5507684	139.4170137	13.94170137
17	2.12	57.25	297.64	34.92	155.0117822	170.3786979	17.03786979
18	2.12	38.91	265.71	39.41	175.5709591	168.6900777	16.86900777
19	2.66	14.55	251.41	44.87	240.7278143	177.3699028	17.73699028
20	2.68	-18.26	119.27	51.68	257.9374999	93.5744687	9.35744687
21	0.65	-41.74	5.25	56.31	65.42484822	4.368267477	0.436826748
				∑		1234.745851	123.4745851
				∑	1672.467418	1358.220436	
				Fs	1.231366701		

- Fonctionnement normal NNR aval : C'=16Kpa, φ'= 20 ;Tg φ'=0.364, φ =24 ;Tg φ =0.445, M=1, Ks=0.1, F=1.05.

tranches n°:	bi m	Ui Kpa	Wi KN	ai	$\frac{C'.bi + (Wi-ui.bi).tg\varphi'}{\frac{Cos\,\alpha i}{1+\frac{tg\varphi.tg\alpha i}{F}}}$	Wi x sin a	M.Ks.Wi.Sina
1	0.0000517	-0.00018	1.62E-08	-18.34	0.000749042	-5.09741E-09	-5.09741E-10
2	0.98	3.44	5.74	-17.38	15.03428694	-1.714582091	-0.171458209
3	0.98	10.17	16.95	-15.49	16.68788434	-4.526839666	-0.452683967
4	1.19	15.79	31.89	0	23.8083636	0	0
5	1.19	20.47	41.36	0	25.2282548	0	0
6	1.19	25.16	50.83	0	26.6438144	0	0
7	1.19	29.85	60.3	0	28.059374	0	0
8	1.19	34.54	69.77	0	29.4749336	0	0
9	1.19	39.23	79.24	0	30.8904932	0	0
10	1.19	43.92	88.77	0	32.3278928	0	0
11	1.19	48.61	98.18	0	33.7216124	0	0

12	1.19	53.3	107.65	0	35.137172	0	0
13	1.19	57.98	117.12	0	36.5570632	0	0
14	1.21	61.36	128.88	0	39.2469216	0	0
15	1.21	63.43	138.68	0	41.9024108	0	0
16	1.21	65.49	148.49	0	44.5659444	0	0
17	0.67	66.2	85.058	15.18	29.50199511	22.27263365	2.227263365
18	1.21	65	156.35	17	56.27489801	45.71231603	4.571231603
19	1.21	62.95	158.1	19.36	59.89342961	52.41055432	5.241055432
20	1.21	60.35	158.7	21.76	63.63112854	58.83319095	5.883319095
21	1.21	57.17	158.11	24.2	67.51892403	64.81293088	6.481293088
22	1.21	53.47	156.24	26.68	71.51474778	70.15287334	7.015287334
23	1.21	48.9	153.02	29.23	75.87603371	74.72221427	7.472221427
24	1.17	43.7	143.78	31.79	77.90813209	75.74437562	7.574437562
25	1.17	37.77	137.98	34.93	83.55737934	79.00392962	7.900392962
26	1.17	31.03	130.61	37.07	87.76962145	78.73043992	7.873043992
27	1.17	23.42	121.52	39.85	93.41837659	77.8675746	7.78675746
28	1.17	14.84	110.49	42.74	99.70184334	74.98653245	7.498653245
29	1.17	5.14	97.23	45.78	106.8738792	69.68155258	6.968155258
30	0.67	-3.28	49.16	48.28	65.20881134	36.6933154	3.66933154
31	0.65	-9.95	40.17	50.16	64.43766769	30.84399042	3.084399042
32	1.17	-20.26	49.9	52.89	117.6876309	39.79418399	3.979418399
33	1.17	-35.26	17.39	56.66	119.8633399	14.52802106	1.452802106
				∑		960.5492073	96.05492073
				∑	1799.92501	1056.604128	
				Fs	1.703499884		

- Cas de plus hautes eaux en amont : C'=16Kpa, φ'= 20 ;Tg φ'=0.364, φ =24 ;Tg φ =0.445, M=1, Ks=0.1, F=1.05.

tranches n°:	bi m	Ui Kpa	Wi KN	αi	$\frac{C'.bi + (Wi - ui.bi).tg\varphi'}{\frac{Cos\,\alpha i}{1 + \frac{tg\varphi.tg\alpha i}{F}}}$	Wi x sin α	M.Ks.Wi.Sinα
1	1.93	118.49	23.69	-23.39	-38.91890368	-9.40463876	-0.940463876
2	2.2	126.48	85.37	-19.83	-31.52938414	-28.96010931	-2.896010931
3	2.2	133.49	144.56	-16.11	-17.42794748	-40.11284659	-4.011284659
4	2.2	139	196.79	-12.46	-4.158075582	-42.4590125	-4.24590125
5	2.2	143.07	242.38	-8.87	8.370243789	-37.37331644	-3.737331644
6	2.2	145.76	281.57	-5.3	20.22903163	-26.00878631	-2.600878631
7	2.2	147.09	314.51	-1.76	31.49150823	-9.659534391	-0.965953439
8	2.2	147.09	341.28	1.76	42.19836706	10.48172044	1.048172044
9	2.2	145.76	361.86	5.3	52.38976066	33.42522077	3.342522077
10	2.2	143.07	376.2	8.87	62.11662058	58.00743314	5.800743314
11	2.2	139	384.13	12.46	71.35923456	82.87911211	8.287911211
12	2.2	133.49	385.43	16.11	80.14163647	106.950017	10.6950017
13	2.2	126.48	379.77	19.83	88.42114261	128.8295737	12.88295737
14	2.2	117.87	370.75	23.63	98.03033915	148.6072717	14.86072717
15	2.2	107.51	359	23.55	103.1067037	143.4381638	14.34381638
16	2.2	95.24	340.11	31.62	122.5061154	178.3139533	17.83139533
17	1.75	73.91	251.91	35.41	115.9386939	145.9625563	14.59625563
18	2.5	47.8	320.37	39.74	198.937593	204.8140801	20.48140801
19	3.25	18.18	291.99	46.12	284.2915175	210.4643804	21.04643804
20	1.68	-11.47	74.027	52.09	152.907317	58.40559	5.840559
21	1.06	-31.35	13.7	55.81	98.37467818	11.33234769	1.133234769
				∑		1327.933176	132.7933176
				∑	1538.776192	1460.726494	
				Fs	1.05343211		

- Cas de plus hautes eaux en aval : C’=16Kpa, φ'= 20 ;Tg φ'=0.364, φ =24 ;Tg φ =0.445, M=1, Ks=0.1, F=1.05.

tranches n°:	bi m	Ui Kpa	Wi KN	ai	$\frac{C'.bi + (Wi\text{-}ui.bi).tg\varphi'}{\frac{Cos\ \alpha i}{1+\frac{tg\varphi.tg\alpha i}{F}}}$	Wi x sin a	M.Ks.Wi.Sina
1	1.0032	3.5	5.9492	-17.4	15.39334124	-1.779053481	-0.177905348
2	1.0032	10.346	17.537	-15.4	17.09245422	-4.657057632	-0.465705763
3	1.0032	16.82	28.511	-13.49	18.74161992	-6.65092205	-0.665092205
4	1.2	22.32	45.363	0	25.962756	0	0
5	1.2	27.044	54.948	0	27.3882528	0	0
6	1.2	31.761	64.532	0	28.8164432	0	0
7	1.2	36.478	74.117	0	30.2449976	0	0
8	1.2	41.19	83.7	0	31.675008	0	0
9	1.2	45.913	93.286	0	33.1013056	0	0
10	1.2	50.63	102.87	0	34.529496	0	0
11	1.2	55.34	112.46	0	35.962928	0	0
12	1.2	60.065	122.04	0	37.386168	0	0
13	1.2	64.78	131.62	0	38.813776	0	0
14	1.2	69.5	141.21	0	40.24284	0	0
15	0.081	71.93	9.96	12.6	3.141630064	2.172706684	0.217270668
16	1.44	70.91	177.74	14.07	57.67066917	43.20986566	4.320986566
17	1.23	69.037	156.12	16.68	53.64615845	44.81052398	4.481052398
18	1.23	67.16	158.07	19.12	57.23309955	51.77546943	5.177546943
19	1.23	64.7	158.79	21.6	60.93110456	58.45449772	5.845449772
20	1.23	61.62	158.24	24.19	64.84485077	64.84102887	6.484102887
21	1.23	57.9	156.33	26.7	68.79530164	70.24203905	7.024203905
22	1.23	53.69	152.97	29.32	72.87450981	74.90739462	7.490739462
23	1.25	48.17	149.43	32.04	78.3240102	79.27428627	7.927428627
24	1.25	41.86	142.69	34.85	83.47247869	81.53733787	8.153733787
25	1.25	34.65	134.02	37.76	89.07533651	82.06785356	8.206785356

26	1.25	26.41	123.2	40.8	95.31636373	80.50141841	8.050141841
27	1.25	17.011	109.93	43.97	102.3288171	76.32237957	7.632237957
28	1.25	6.25	93.78	47.33	110.4707639	68.95358102	6.895358102
29	0.05	0.25	3.44	49.14	4.663368574	2.601707708	0.260170771
30	1	-5.32	57.36	50.71	93.04621318	44.39381466	4.439381466
31	0.97	-16.65	34.6	53.74	90.68243627	27.89941206	2.789941206
32	0.97	-29.5	11.98	56.96	91.77547217	10.0427158	1.00427158
				∑		950.9209998	95.09209998
				∑	1693.643971	1046.0131	
				Fs	1.619142218		