



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

**Option: OUVRAGES HYDROTECHNIQUES**

**THEME :**

**ETUDE DE LA RETENUE COLLINAIRE SUR OUED  
TITINGUEL , COMMUNE SIDI LAKHDAR  
(W.MOSTAGANEM)**

**Présenté par :**

**RIABI MOHAMED ABD ELBASSIR**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> A.HADJ SADOK	M.C.A	Président
M <sup>r</sup> A. ZEROUAL	M.C.A	Examineur
M <sup>me</sup> N. SAIL	M.A.A	Examinatrice
M <sup>r</sup> E.OSMANI	M.A.A	Examineur
M <sup>me</sup> C.SALHI	M.A.A	Promotrice

**Session novembre-2019**

# Dédicace

*Avant tous je veux dire : « Merci Mon Dieu et Hmdou lilah »*

*Je tien tout d'abord à dédier ce modeste travail à mes*

*Très chers parent*

*Ma chère mère qui m'a protégé pendant toute ma vie, et qui a fait  
tout pour que je devienne ce que je suis.*

*Merci Ma très chère mère*

*Mon chère père Mr Rabah son soutien indéfectible durant tout  
mon cursus qu'il soit moral ou matériel, et qui me faisant bénéficier  
de toute son expérience*

*Merci Mon très chère père*

*Une spéciale dédicace pour :*

*Je le dédie également à mes vifs remerciements à ma promotrice*

*M<sup>me</sup> CH. SALHI*

*Je dédie ce travail à tous ma grand famille RIABI*

*Je dédie également ce travail à tous la promotion 2018/2019 sans  
exception*

*Tous les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes  
études*

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

*A.M/RIABI*

# Remerciements

*Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.*

*Je tiens encore une fois à remercier mes chers parents pour leur aide, soutien, confiance, encouragement et Sacrifices.*

*Mes remerciements s'adressent aussi à ma famille qui me soutient et m'encourage dans tous mes projets.*

*Je remercie également ma promotrice madame CH.SALHI, pour sa disponibilité tout d'abord, ainsi que l'assistance et l'aide dont j'ai bénéficié.*

*Je tiens aussi à remercier mes professeurs pour leur enseignement et leurs conseils*

## ملخص :

في إطار ترقية الاستراتيجيات الوطنية وتعبئة الموارد المائية لقطاع المياه، تسعى الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات لإنشاء السدود والحوجز المائية لتغطية الحاجيات من المياه، وذلك من أجل تخزين المياه السطحية وتوجيهها نحو سقي الأراضي الفلاحية، لذلك قمنا في مذكرتنا بدراسة إنجاز سد صغير على واد تنتقال ببلدية سيدي لخضر ولاية مستغانم، باعتبار إنشاء هذا السد سيسمح بسقي الأراضي الفلاحية المجاورة والتي تقدر بـ 10 هكتار.

ومن أجل هذا، يجب التحقق من الشروط الجيولوجية، الهيدرولوجية والطبوغرافية، ثم اختيار وحساب النموذج من أجل ضمان الاستغلال الآمن للسد طول فترة الخدمة. أما فيما يتعلق بالإنجاز الأنسب للسد وكذلك المنشآت الملحقة به، قمنا بشرح معمق ودقيق يضم مختلف أطوار مراحل الإنجاز.

**الكلمات المفتاحية:** المياه، سد، واد، تنتقال، سقي، إنجاز.

## Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de promotion du secteur hydraulique qui consiste en la mobilisation de la ressource en eau, l'Agence Nationale des Barrages et Transfert (ANBT) a développé une politique de réalisation des barrages et retenues collinaires, pour la mobilisation d'eau de surface afin de l'exploiter de manière optimale et rationnelle pour l'irrigation des surfaces agricoles. Dans ce travail, nous avons étudié la réalisation d'un petit barrage sur l'oued Titinguel dans la commune de Sidi Lakhdar, W. Mostaganem. La réalisation de ce barrage va permettre d'irriguer une surface agricole avoisinante de presque 10 ha.

Pour cela il faut vérifier que les conditions géologiques, hydrologiques et topographiques sont favorables, puis nous choisissons et nous calculons le modèle de barrage le plus adéquat ainsi que le type et le détail des ouvrages annexes qui assureront une exploitation sécurisée et un bon fonctionnement pendant toute la vie de l'ouvrage. et pour ce faire nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

**Mots clés :** Eau, Barrage, Oued, Titinguel , Irrigation, Réalisation

## Abstract :

In this work, we studied the realization of a small dam on the Titinguel wadi in the municipality of Sidi Lakhdar, city of Mostaganem. The construction of this dam will permit to irrigate almost 10 ha of neighboring agricultural area. For this, we have verified if that the geological, hydrological and topographic conditions are favorable. Then, we have calculated and chosen the appropriate dam model as well as additional work that will ensure safety operation and good functioning of the dam. For the realization, we elaborated an explanatory note containing the different stages of calculation.

**Key words :** water, Dam, Wadi, Titinguel , Irrigate, realization

## SOMMAIRE

<u>INTRODUCTION GENERALE</u> .....	1
------------------------------------	---

## **Chapitre I : SITUATION ET DESCRIPTION DE SITE D'ETUDE**

<u>INTRODUCTION</u> .....	3
<u>I.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE</u> .....	3
<u>I.1.1 Wilaya de Mostaganem</u> .....	3
<u>I.1.2 Commune de Sidi lakhdar</u> .....	4
<u>I.1.3 Emplacement du site</u> .....	6
<u>I.1.4 Caractéristiques morphologiques du site</u> .....	6
<u>CONCLUSION</u> .....	7

## **Chapitre II : ETUDES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES**

<u>INTRODUCTION</u> .....	8
<u>II.1 RAPPELS METHODOLOGIQUES</u> .....	8
<u>II.2 GEOLOGIE REGIONALE</u> .....	9
<u>II.3 STRATIGRAPHIE REGIONALE</u> .....	9
<u>II.3.1 Géologie du bassin versant</u> .....	10
<u>II.3.2 Géologie du site</u> .....	12
<u>II.4 RECONNAISSANCE GEOMORPHOLOGIQUE</u> .....	13
<u>II.5 RECONNAISSANCE GEOPHYSIQUE</u> .....	13
<u>II.5.1 Programme pour la prospection géophysique</u> .....	13
<u>II.5.2 Traitement</u> .....	13
<u>II.6 REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES</u> .....	15
<u>II.5.3 Interprétation</u> .....	15
<u>II.7 RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE</u> .....	17
<u>II.7.1 Prélèvement d'échantillon de sols au niveau des zones d'emprunts</u> .....	17
<u>II.7.2 Programme pour les analyses de laboratoire</u> .....	18
<u>II.7.3 Fondation de la digue</u> .....	21
<u>CONCLUSIONS</u> .....	23

## **Chapitre III : ETUDES HYDROLOGIQUE**

<u>INTRODUCTION</u> .....	24
<u>III.1 CARACTERISTIQUES GENERALES</u> .....	24
<u>III.1.1 Caractéristiques morphologiques du bassin versant</u> .....	24
<u>III.1.2 Paramètres de relief</u> .....	27
<u>III.1.2.1 Altitude moyenne du bassin versant</u> .....	29
<u>III.1.3 Les Indices</u> .....	31
<u>III.1.4 Caractéristique hydrographique de bassin versant</u> .....	33
<u>III.2 CARACTERISTIQUES CLIMATIQUE DU BASSIN VERSANT</u> .....	38
<u>III.2.1 Température</u> .....	38
<u>III.2.2 Vitesse du vent</u> .....	39
<u>III.2.3 Evaporation</u> .....	39
<u>III.3.1 Pluies moyennes annuelles</u> .....	39
<u>III 3.2 Précipitations maximales journalières</u> .....	41
<u>III 3.3 Ajustement des pluies maximales journalières</u> .....	41
<u>III 3.4 Choix de la loi d'ajustement</u> .....	42
<u>III.3.5 Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités</u> .....	43
<u>III.4 ETUDE DES APPORTS</u> .....	47
<u>III.4.1 Apport moyen interannuel</u> .....	47
<u>III.4.2 Répartition mensuelle des apports</u> .....	48
<u>III.4.3 Caractéristiques de l'écoulement</u> .....	49
<u>III.4.4 Apports fréquentiels</u> .....	50
<u>III.4.5 Apport solide et détermination du volume mort</u> .....	52
<u>III.5 ETUDE DES CRUES</u> .....	54
<u>III.5.1 Détermination des débits maximum fréquentiels par les formules empiriques</u> 54	
<u>III.5.2 Caractéristiques de la crue</u> .....	56
<u>III.5.3 Choix de la crue de projet</u> .....	58
<u>III.6 REGULARISATION DE L'ECOULEMENT</u> .....	59
<u>III.6.1 Répartition des besoins</u> .....	60
<u>III.6.2 Courbes « Hauteurs –Capacités –Surface »</u> .....	60
<u>III.6.3 Volume utile</u> .....	63
<u>III.7 LAMINAGE DES CRUES</u> .....	71
<u>III.8 ETUDE D'OPTIMISATION</u> .....	77
<u>III.8.1 La revanche</u> .....	77
<u>III.8.2 Tassement</u> .....	78
<u>III.8.4 Calcul des coûts</u> .....	80

<u>III.8.4.1 Calcul de la digue</u> .....	80
<u>III.8.4.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues</u> .....	83
<u>III.8.4.3 Le coût total</u> .....	85
<u>CONCLUSION</u> .....	87

## **Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE**

<u>INTRODUCTION</u> .....	89
<u>IV.1 CRITÈRE À PRENDRE POUR L'EMPLACEMENT DE L'AXE DU RETENUE</u> ..	89
<u>IV.2 CHOIX DU TYPE DE LA RETENUE</u> .....	89
<u>IV.3 LES VARIANTES À CHOISIR</u> .....	89
<u>a. Barrage Homogène</u> .....	90
<u>b. Barrage zoné</u> .....	90
<u>c. Digue e en enrochement à masque amont</u> .....	90
<u>IV.5 DIMENSIONS GÉNÉRALES DE LA RETENUE</u> .....	91
<u>IV.5.1 Hauteur de la digue</u> .....	91
<u>IV.5.2 Largeur en crête</u> .....	91
<u>IV.5.3 Longueur en crête</u> .....	91
<u>IV.5.4 Pentes des talus</u> .....	91
<u>IV.5.5 Revêtement de la crête et des talus de la digue</u> .....	92
<u>IV.6 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE</u> .....	93
<u>IV.7 ETANCHÉITÉ DE LA RETENUE</u> .....	93
<u>IV.7.1 Noyau</u> .....	93
<u>IV.7.1.2 Dimensionnements du noyau</u> .....	93
<u>IV.7.2 Les drains</u> .....	95
<u>IV.7.3 Les Filtres</u> .....	96
<u>IV.8 ETANCHÉITÉ DE LA FONDATION</u> .....	97
<u>IV.9 ETUDE TECHNICO-ÉCONOMIQUE</u> .....	97
<u>CONCLUSION</u> .....	100

## **Chapitre V : ETUDE DE LA VARIANTE CHOISIE**

<u>INTRODUCTION</u> .....	101
<u>V.1 DETAIL CONSTRUCTIF DU BARRAGE</u> .....	101
<u>V.2 PROTECTION DES TALUS</u> .....	101
<u>V.2.1 Talus aval</u> .....	
<u>V.2.2 Talus amont</u> .....	102
<u>V.3 PROTECTION DE LA CRETE</u> .....	102
<u>V.4. ETANCHEITE DE LA FONDATION</u> .....	102
<u>V.5. DISPOSITIF DE DRAINAGE DU REMBLAI</u> .....	102
<u>V.5.1.Drain prisme</u> .....	102
<u>V.5.2.Drain tapis</u> .....	103
<u>V.5.3. Drain vertical</u> .....	103
<u>V.6 CALCUL DES FILTRES</u> .....	103
<u>V.7 ETUDE DES INFILTRATIONS</u> .....	106
<u>V.7.1 Objectif de calcul d'infiltration</u> .....	106
<u>V.7.2 Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre</u> ...	107
<u>V.7.3 Positionnement de la ligne de saturation</u> .....	107
<u>V.7.2 Débit d'infiltration</u> .....	108
<u>V.8 ETUDE DE STABILITE</u> .....	112
<u>V.8.1 méthode de FELLENIUS</u> .....	113
<u>V.8.2 Détermination de la zone des cercles critiques</u> .....	113
<u>V.8.3 Forces agissant sur une tranche</u> .....	114
<u>V.8.5 présentation de GEOSTUDIO</u> .....	119
<u>V.8.6 Étude de stabilité du barrage avec logiciel geostudio</u> .....	120
<u>CONCLUSION</u> .....	129

## Chapitre VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

<u>INTRODUCTION</u> .....	130
<u>VI.1 EVACUATEUR DE CRUES</u> .....	130
<u>VI.1.1 Différents types d'évacuateurs de crue</u> .....	131
<u>VI.2 DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE</u> .....	133
<u>VI.2.1 Canal d'approche</u> .....	134
<u>VI.2.2 Le déversoir</u> .....	135
<u>VI.2.3 Chenal d'écoulement</u> .....	136
<u>VI.2.4 convergeant</u> .....	139
<u>VI.2.5 Le coursier</u> .....	140
<u>VI.2.6 Dissipateur d'énergie</u> .....	145
<u>VI.2.6.4 Hauteur de seuil terminal</u> .....	147
<u>VI.2.7 Canal de restitution</u> .....	147
<u>VI.3 OUVRAGE DE VIDANGE</u> .....	149
<u>VI.3.1 Calcul du débit de vidange</u> .....	149
<u>VI.3.2 Calcul diamètre de la conduite de vidange de fond</u> .....	150
<u>VI.4 OUVRAGE DE PRISE D'EAU</u> .....	152
<u>VI.4.1 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau</u> .....	152
<u>VI.4.2 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre</u> .....	152
<u>VI.4.3 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite</u> .....	154
<u>CONCLUSION</u> .....	154

## **Chapitre VII : Organisation de Chantier**

<u>INTRODUCTION</u> .....	155
<u>VII.1 Travaux préparatoire</u> .....	155
<u>VII.1.1 Installation du chantier</u> .....	155
<u>VII.2 Travaux de terrassements</u> .....	156
<u>VII.3 Les moyens du chantier</u> .....	
<u>VII.3 LES MOYENS DU CHANTIER</u> .....	157
<u>VII.3.1 Les moyens humains</u> .....	157
<u>VII.3.2 Moyens matériels du chantier</u> .....	157
<u>VII.4 PLANIFICATION</u> .....	158
<u>VII.4.1 Définition</u> .....	158
<u>VII.4.2 Techniques de la planification</u> .....	158

<u>VII.5 DEVIS ESTIMATIF DU BARRAGE ET DES OUVRAGES ANNEXES</u> .....	164
<u>VII.6 LE COUT UNITAIRE DU METRE CUBE D'EAU</u> .....	166
<u>CONCLUSION</u> .....	166
<u>CONCLUSION GENERALE</u> .....	167
<u>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</u> .....	168
<u>Annexes</u> .....	170

## Liste des Tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques de la wilaya de Mostaganem.....	3
Tableau I.2 : Caractéristiques de la commune de Sidi lakhdar.....	4
Tableau II.1 : Norme de Résistivités électriques mesurées à chaque matériau.....	15
Tableau II.2 : Coefficient d'accélération de zone.....	17
Tableau II.3 : Caractéristiques du prélèvement de la zone d'emprunt .....	18
Tableau II.4 : Résultats des essais de laboratoire .....	19
Tableau II.5 : État de saturation du matériau (selon Terzagui).....	19
Tableau II.6 : Classification des passants à 80 µm.....	20
Tableau II.7 : Valeurs typiques des limites d'Atterberg.....	20
Tableau II.8 : caractéristiques correspondant à diverses valeurs de perméabilité.....	21
Tableau II.9 : Résultats des essais de laboratoire (Valeurs moyennes).....	22
Tableau III.1 : Répartition en % de la surface élémentaire.....	27
Tableau III.2 : Longueurs des courbes de niveaux.....	29
Tableau III.3 : Calcule d'indice Roche.....	32
Tableau III.4 : Type de relief.....	32
Tableau III.6 : Paramètres hydromorphométriques du bassin versant.....	37
Tableau III.7 : Répartition mensuelle de la température.....	38
Tableau III.8 : Répartition mensuelle de la vitesse du vent.....	39
Tableau III.9 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	39
Tableau III.10 : Caractéristiques de la station pluviométrique.....	39
Tableau III.11 : Résultat du test de Wilcoxon.....	40
Tableau III.12 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations (1972-2012).....	41
Tableau III.13 : précipitations moyennes mensuelles (1972,2012).....	41
Tableau III.14 : Résultat du test du Khi <sup>2</sup> .....	43
Tableau III.15 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	44
Tableau III.16 : Pluies de courte durée et Intensité des pluies I0 (mm/h).....	45
Tableau III.17 : Récapitulatif des apports.....	48

Tableau III.18 : Répartition mensuelle des apports.....	48
Tableau III.19 : Les valeurs du coefficient de variation trouvées par les différentes formules.....	50
Tableau III.20 : Les apports de différentes fréquences.....	51
Tableau III.21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80% .....	51
Tableau III.22 : Débit max pour une fréquence voulue (mallet-gauthier).....	54
Tableau III.23 : Débit max pour une fréquence voulue (Possenti).....	55
Tableau III.24 : Débit max pour une fréquence voulue (Turraza).....	55
Tableau III.25 : Débit max pour une fréquence voulue (ANRH).....	55
Tableau III.26 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $\gamma$ .....	56
Tableau III.27 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps.....	57
Tableau III.28 : Répartition mensuelle des besoins.....	60
Tableau III.29 : Courbes « Hauteurs –Capacités –Surface ».....	61
Tableau III.30 : Le volume utile de la retenue.....	63
Tableau III.31 : Régularisation saisonnière sans pertes.....	65
Tableau III.32 : La régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	67
Tableau III.33 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	69
Tableau III.34 : Récapitulatif des résultats.....	70
Tableau III.35 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	72
Tableau III.36 : Détermination de $H_0$ et $Q$ en fonction de $b$ .....	73
Tableau III.37 : Débits déversants en fonction de $h$ et $b$ et le volume de crue .....	74
Tableau III.38 : Hydrogramme d'entrée et hydrogramme de sortie.....	
Tableau III.39 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHERINE .....	77
Tableau III.40 : Variation de la hauteur du barrage.....	79
Tableau III.41 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.....	80
Tableau III.42 : Cout et volume de la digue.....	82
Tableau III.43 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs.....	84

Tableau III.44 : Coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.....	85
Figure III.45 : Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'aménagement collinaire.....	87
Tableau IV.1 : Valeurs indicatives des fruits de talus .....	91
Tableau IV.2 : Epaisseur de l'enrochement et $d_{50}$ minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.....	92
Tableau IV.3 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	93
Tableau IV.4 : Valeur de $I_{adm}$ en fonction du type d'ouvrage.....	94
Tableau IV.5 : Volume de recharge (Argile).....	98
Tableau IV.6 : Le coût de Première variante.....	99
Tableau IV.7 : Le coût de Deuxième variante.....	99
Tableau IV.8 : Le coût de Troisième variante.....	100
Tableau IV.9 : récapitulatif les coûts des différentes variantes étudiées.....	100
Tableau V.1 : différentes caractéristiques de la digue.....	101
Tableau V.2 : Coordonnées de la parabole de KOZENY.....	108
Tableau V.3 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.....	111
Tableau V.4 : Gradient admissible pour les fondations.....	112
Tableau V.5 : Détermination du coefficient de sécurité.....	114
Tableau V.6 : Valeurs des $K_1$ et $K_2$ .....	114
Tableau V.7 : Valeurs des coefficients de stabilité admissibles.....	116
Tableau V.8 : Caractéristique géotechnique.....	117
Tableau V.9 : les données nécessaire pour calcule des infiltrations dans geostudio (SEEP/W).....	121
Tableau VI.1 : Coordonnés du profil de Greager.....	136
Tableau VI.2 : Calcul de la profondeur normale (chenal).....	138
Tableau IV.3 : Calcul de la profondeur normale (coursier).....	142
Tableau IV.4 : Calcul de la ligne d'eau avec la méthode indirecte d'intégration numérique.....	143

Tableau VI.5 : Calcul de la profondeur normale (canal de fuite).....	148
Tableau VI.6 : Coefficients de pertes de charge singulières.....	151
Tableau VII.1 : matériaux et leur endroit de stockage .....	155
Tableau VII.2 : matériel nécessaire à la réalisation de la retenue collinaire.....	157
Tableau VII.3 : Symboles des opérations réalisées .....	162
Tableau VII.4 : Les opérations réalisées.....	163
Tableau VII.5 : Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes.....	164

# Liste des Figures

Figure I.1 : Représentation géographique de la zone de MOSTAGANEM.....	4
Figure I.2 : Représentation géographique de la commune de SIDI LAKHDAR.....	5
Figure I.3 : Situation du projet de la retenue collinaire. Ech 1/190000.....	6
Figure II.1 : les cartes géologiques wilaya de Mostaganem aux 1/200 000.....	11
Figure II.2 : profil en travers du verrou .....	12
Figure II.4 : Coupe de résistivité .....	14
Figure II.5 : Restitution géologique .....	14
Figure II.6 : Carte de zonage sismique du territoire national .....	16
Figure II.7 : Diagramme de plasticité des sols à grains fins.....	20
Figure II.8 : Forages recommandés pour le site.....	22
Figure III.1 : Délimitation du bassin versant (ArcMap).....	25
Figure III.2 : rectangle équivalent.....	27
Figure III.3 : Courbe hypsométrique du bassin versant de l'oued Titingeul.....	27
Figure III.4 : Carte hypsométrique.....	28
Figure III.5 : La carte des courbes de Niveau.....	30
Figure III.6 : Classification de Réseau hydrographique du bassin versant.....	34
Figure III.7 : Profil en long du cours d'eau principal.....	36
Figure III.8 : Ajustement à la loi de Gumbel.....	42
Figure III.9 : Ajustement à la loi de Galton.....	42
Figure III.10 : Courbes des pluies de courte durée.....	46
Figure III.11 : Intensité-Durée-Fréquence (IDF).....	46
Figure III.12 : Histogramme de répartition mensuelle de l'apport moyen.....	48
Figure III.13 : Histogramme de répartition mensuelle de l'apport A80%.....	51
Figure III.14 : Hydrogrammes des crues probables en fonction du temps selon méthode de Turraza.....	58
Figure III.15 : Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour centennal.....	59

Figure III.17 : Courbes Surface_Hauteur.....	62
Figure III.18 : Courbes Capacité_Hauteurs.....	62
Figure III.22 : principe de calcul du volume d'un barrage.....	81
Figure III.23 : Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur b du déversoir.....	86
Figure V.3 Positionnement de la ligne de saturation.....	108
Figure V.4 : Schéma de calcul de la tranche verticale sur le talus.....	113
Figure V.5 : Fenetre de lancement.....	119
Figure V.6 : : Cercle de glissement critique avec R=39 m par la méthode de Spencer talus Aval ( <b>Fs= 1.209</b> ).....	120
Figure V.7 : Cercle de glissement critique avec R=41 m par la méthode de Spencer talus Amont (Fs= 1.26).....	121
Figure V.8 : ligne de saturation et la pression interstitielle de la digue sans mettre Drain.....	122
Figure V.10 : ligne de saturation et la pression interstitielle de la digue Avec un Drain Verticale.....	122
Figure V.11 : Cercle de glissement critique avec R=25 m par la méthode de Spencer talus Amont (Fs= 1.825).....	123
Figure V.12 : Cercle de glissement critique avec R=41 m par la méthode Spencer talus Aval (Fs= 1.394).....	123
Figure V.13 : variation de ligne saturation et coefficient de sécurité Fs= 1.537 pour Rayon cercle de glissement R= 30m (6 heure).....	124
Figure V.14 : variation de ligne saturation et coefficient de sécurité Fs= 1.345 pour Rayon cercle de glissement R= 30m (13.2 heure).....	124
Figure V.15 : variation de ligne saturation et coefficient de sécurité Fs= 1.23 pour Rayon cercle de glissement R= 33m (20.4 heure).....	125
Figure V.16 : variation de ligne saturation et coefficient de sécurité Fs= 1.186 pour Rayon cercle de glissement R= 30m (1.15 jour).....	125
Figure V.17 : variation de ligne saturation et coefficient de sécurité Fs= 1.212 pour Rayon cercle de glissement R= 30m (1.5 jour) .....	126

Figure V.17 : variation des contraintes totale horizontale.....	127
Figure V.18 : variation des contraintes totale verticale.....	128
Figure V.19 : variation des contraintes effective moyenne.....	128
Figure V.20 : variation des contraintes maximale de cisaillement.....	129
Figure VI.1 : Dimensions du déversoir.....	135
Figure VI.2 : Dimensions et géométrie du déversoir.....	136
Figure VI.3 : Profil de la ligne d'eau au niveau du coursier.....	144
Figure VI.4: Bassin de dissipation USBR type II (Design of Small Dams, 1987).....	146
Figure VII.1 : Réseau a nœuds.....	163

## Liste des Planches

**Planche 1/7** : Vue en Plan de l'aménagement sur Oued Titinguel (w. Mostaganem)

**Planche 2/7** : Coupes Types de la Digue Pour les Trois Variantes

**Planche 3/7** : Profil On Long de la prise d'eau et la vidange de fond

**Planche 4/7** : Profil On Long de l'Axe de La Digue

**Planche 5/7** : Profil en Long de l'Evacuateur de Crues Sur Oued Titinguel (W.Mostaganem)

**Planche 6/7** : Schéma De Calcule De La Stabilité de la Digue et la ligne de la Saturation

**Planche 7/7** : planning d'exécution des travaux

## **INTRODUCTION GENERALE**

L'Algérie est actuellement aux prises avec un problème de rareté de l'eau qui s'accroît d'année en année à cause d'une sécheresse persistante. En fait, l'Algérie serait aujourd'hui parmi les pays les plus déficitaires en matière de potentialités hydriques : de 1 500 m<sup>3</sup> par habitant par an en 1962, la disponibilité en eau est passée à 500 m<sup>3</sup> actuellement et sera inférieure à 450 m<sup>3</sup> par habitant par an en 2020. Le seuil théorique de rareté de l'eau est fixé par la Banque Mondiale à 1 000 m<sup>3</sup> par habitant par an.

D'une manière générale, l'impact des faibles quantités de précipitations dues à un climat sec et chaud qui sévit sur une bonne partie du territoire est aggravé par la répartition des pluies dans l'espace et le temps. L'activité agricole a toujours été et sera toujours soumise aux aléas climatiques. L'eau constitue une contrainte majeure et un facteur limitant de la production agricole sur les trois-quarts de la superficie agricole utile de l'Algérie.

En 2001, une nouvelle structure (Unité des Retenues Collinaires - URC) a été créée auprès de l'ANBT afin de redynamiser les études et travaux de réalisation Retenues collinaire, pour le but de augmentant le temps de stockage des eaux, de prolonger les périodes d'irrigation. Ils offrent également l'avantage de favoriser la recharge des nappes et de réduire l'envasement des barrages situés en aval.

Dans cette optique, notre travail consiste à étudier la possibilité de réalisation d'une retenue collinaire sur l'affluent de l'oued Titinguel situé à commune de Sidi lakhedar dans la wilaya de Mostaganem dont le but est l'irrigation des surfaces agricoles très étendues dans la région. Pour cela, on doit commencer par introduction générale, le premier chapitre dresse un portrait topographique global du lieu, suivi du deuxième chapitre qui concerne le choix du site favorable à partir des conditions géologiques et géotechniques. Par la suite, dans le troisième chapitre, un traitement détaillé des données pluviométriques et géomorphologiques est effectué pour déterminer les caractéristiques hydrologiques, estimer la capacité globale de la retenue et trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue.

Le quatrième chapitre est consacré à l'analyse des variantes de la digue dont le choix est en fonction de la disponibilité des matériaux dans la zone d'emprunts, et dans le cinquième chapitre, la variante choisie sera traité plus en détail.

Ensuite, une étude des ouvrages annexes est entamée à savoir le dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue, ouvrages de vidanges et de prise d'eau. pour le dernier chapitres est consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en oeuvre pour la construction et l'exécution des différentes taches de réalisation et l'établissement du planning des travaux et, et aussi la protection et la sécurité de travail suivit enfin d'une conclusion générale.

## Chapitre I : SITUATION ET DESCRIPTION DE SITE D'ETUDE

### INTRODUCTION

Avant de commencer toute étude il est primordial de décrire le site du projet ainsi que son emplacement et sa situation géographique, c'est seulement après ça que nous pourrons passer à l'étude géologique, hydrologique et l'étude des variantes qui nous permettra de choisir la variante la plus économique.

La retenue collinaire de l'affluent d'oued Titinguel est située dans la wilaya de Mostaganem, elle est destinée à irriguer 10 hectares de terres agricoles présentes dans la commune de Sidi Lakhdar.

### I.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE

#### I.1.1 Wilaya de Mostaganem

La wilaya de Mostaganem c'est une ville portuaire de la Méditerranée située au nord-ouest du pays+ à 363 km à l'ouest d'Alger (Wikipédia) ,à 79 km à l'est d'Oran, à 48 km d'Arzew et à 81 km au nord de Mascara. **(Figure I.1)**

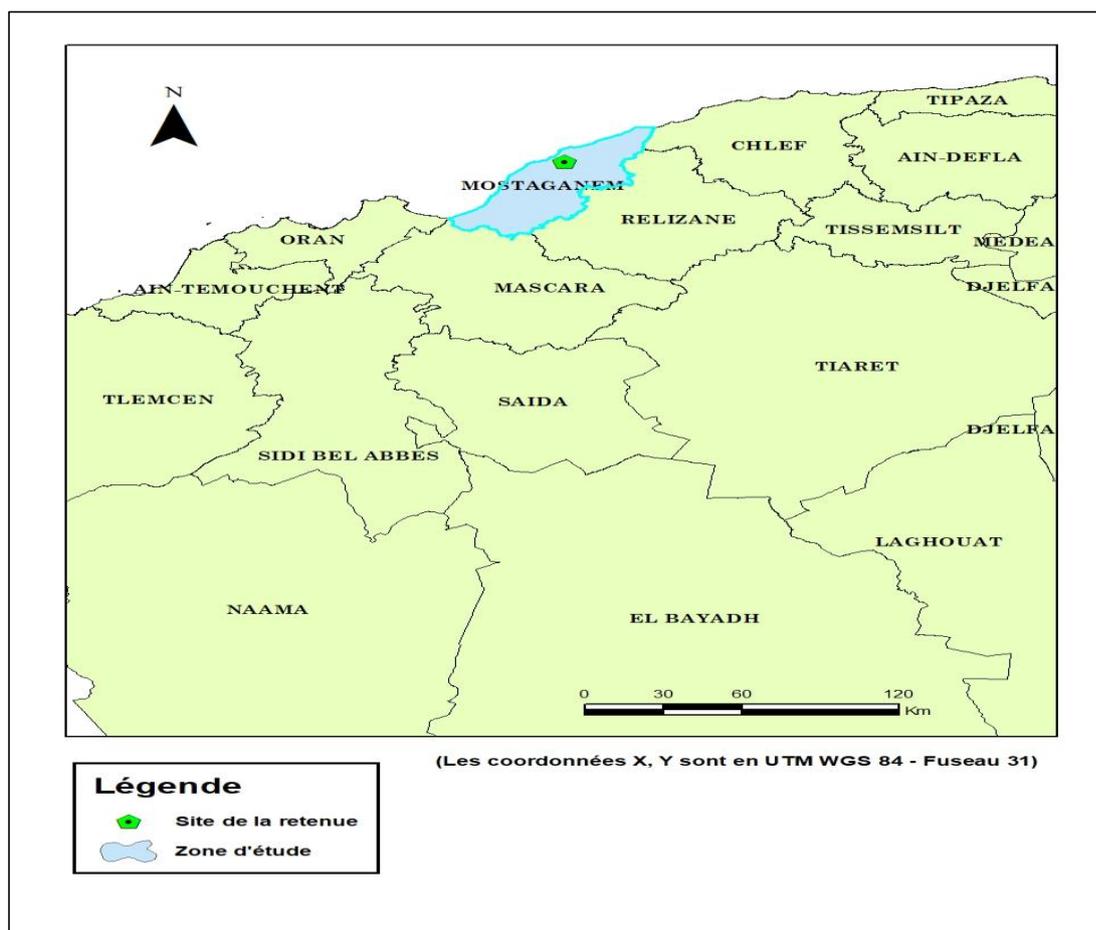
Délimitée par :

- au nord, par la Méditerranée.
- à l'ouest, par la wilaya d'Oran.
- à l'est, par la wilaya de Chlef.
- au sud, par les wilayas de Mascara et Relizane.

Le tableau I.1 présente les différentes caractéristiques de la wilaya de Mostaganem

Caractéristiques	
Chef-lieu	Mostaganem
Superficie	2 269 km <sup>2</sup>
Populations	737 118 habitants (2008)
Vocation	Agricole
Code wilaya	27
Nombre de commune	32
Coordonnées (chef-lieu)	Latitude : 35° 56' 00" Nord Longitude : 0° 05' 00" Est

**Tableau I.1** : Caractéristiques de la wilaya de Mostaganem



**Figure I.1 :** Situation administrative de la zone de MOSTAGANEM

La commune de Sidi Lakhdar dont notre région fait partie est limitée : Au nord par la mer Méditerranée, au sud par la commune de Sidi ali et Tazgait , à l’ouest par la commune de Hadjadj , et à l’est par la commune Khadra, Son chef-lieu est situé à Sidi Lakhdar siège de la Daïra et 50 km de la wilaya (wikipédia).Le tableau I.2 présente les différentes caractéristiques de la commune de Sidi lakhdar

Caractéristiques	
Chef-lieu	Sidi Lakhdar
Daïra	Sidi Lakhdar
Superficie	140 km <sup>2</sup>
Populations	34 612 habitants (2008)
Coordonnées (chef-lieu)	Latitude : 36° 08' 34" Nord Longitude : 0° 27' 38" Est

**Tableau I.2 :** Caractéristiques de la commune de Sidi Lakhdar

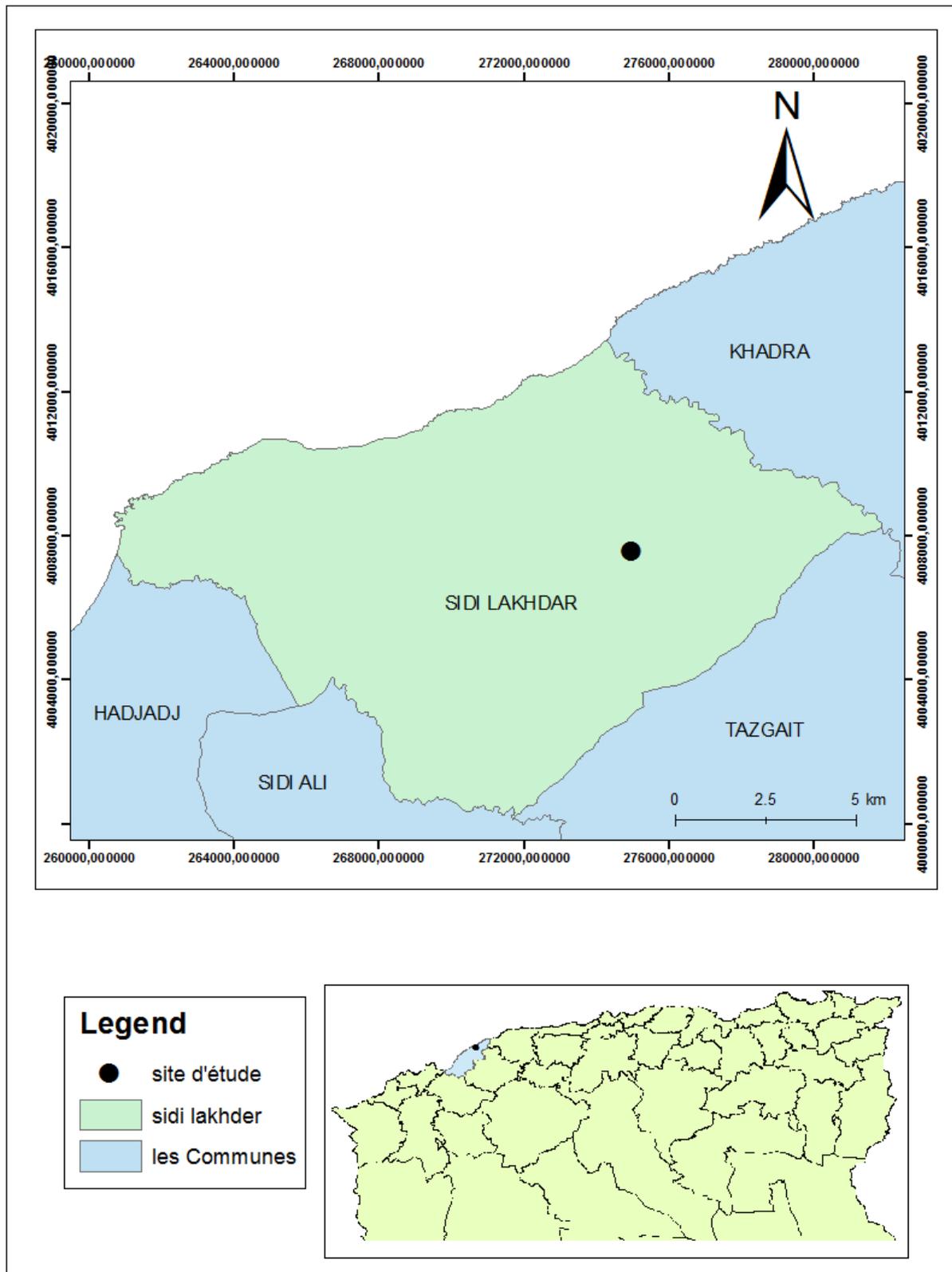


Figure I.2 : Représentation administratif de la commune de SIDI LAKHDER

### **I.1.3 Emplacement du site :**

Le site est localisé dans la commune de Sidi Lakhdar, près de Douar Ouled Tlemcani. Il est localisé à environ 5,6 km du chef-lieu de la commune vers la localité de el Marsa. Il est accessible par la RN 11 et une piste partant de Sidi Lakhdar vers El Marsa.



**Figure I.3 :** Situation du projet de la retenue collinaire. Ech 1/190000

### **I.1.4 Caractéristiques morphologiques du site**

Afin de délimiter le bassin versant de l'oued Titinguel on utilise :

La carte d'Etat-major de la wilaya de Mostaganem à l'échelle 1/25 000

Les coordonnées Universel Transverse Mercator (UTM) du site sont :

$$X = 274.957\text{km}$$

$$Y = 4007.531\text{km}$$

$$Z = 179,48 \text{ m}$$

Le bassin versant de la retenue collinaire d'Oued Titinguel est assez bon pour le remplissage garanti de la cuvette. La pente moyenne de l'oued principal n'est pas très forte (entre 5% et 6%), ce dernier traverse des formations constituées par des sables, argiles sableuses, grès argiles de couleur blanchâtres et des marnes compacts.

La cuvette est caractérisée par un fond en V. Les versants sont convexes à convexoconcave et dépourvues partiellement de couvert végétal. Les pentes varient entre 8 à 15 %.

La dynamique érosive est d'une intensité légère. Elle est représentée par une érosion de surface fluviale généralisée et linéaire localisée marquée par des rigoles et des ravines.

## **CONCLUSION**

Mostaganem est une wilaya à vocation agricoles et avec l'expansion de la population les besoins en eau augmente c'est pour cela que Plusieurs investigations et études ont été menées à travers toute la région de Mostaganem à fin d'y repérer les sites potentiels à l'implantation d'aménagement Retenue collinaire.

Un de ces sites est la retenue collinaire sur l'affluent de l'oued Titinguel qui servira à l'irrigation des terres agricoles disponible est de 10 ha, un site très favorable en vue de ces pentes, de sa conditions topographiques et de Caractéristiques morphologiques.

## **Chapitre II : ETUDES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES**

### **INTRODUCTION**

Les études géologiques et géotechniques d'un site de barrage ou retenue collinaire ont pour le but de définir la nature du sol ainsi que ses caractéristiques mécanique et hydrodynamique de sol.

Elles permettent de donner des renseignements précis sur :

- L'étanchéité et stabilité mécanique des fondations.
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue.

Des études seront pour connaître aussi complètement que possible, les types des ouvrages les mieux adaptés à implanter en fonction de la nature du sol et de ces caractéristiques, ainsi la disposition en qualités et en quantités des matériaux de construction au voisinage du site.

### **II.1 RAPPELS METHODOLOGIQUES**

Les sondages de reconnaissance au niveau de la digue et de l'évacuateur de crue nécessitent une densité d'implantation optimale (3 à 5 sondages par axe) pour appréhender correctement les caractéristiques géotechniques de leurs sous-sols.

À l'étape d'une étude de faisabilité, la mise en œuvre de sondages mécaniques est trop coûteuse, de surcroît dans le cas où le site est rejeté. Par ailleurs, la reconnaissance par sondage reste ponctuelle et fournit donc des informations sûres au droit du forage seulement.

Une autre alternative, à savoir les méthodes de reconnaissances géophysiques, est proposée pour cette étape d'étude. Ces méthodes permettent l'analyse en 2D de toute la largeur du verrou et prennent en compte toutes les informations pouvant participer au choix du site.

### **II.2 GEOLOGIE REGIONALE**

Selon les cartes géologiques au 1/200 000 de Bosquet et de Mostaganem, la région comprenant le territoire de la wilaya s'étend sur des domaines géologiques divers, comprenant :

- Le domaine marin.
- Une zone d'effondrement post nappe (plaine de Habra et du Chélif).
- Les nappes sud telliennes (Monts de Cheurfa, Monts des Beni Chougrane et les Monts de la Mina).
- L'avant pays méridional sur lequel les nappes sont venues s'étaler, avant pays apparaissant en fenêtre (dite de l'Oued Mina), et de manière minime dans la partie sud est .
- Le Quaternaire et le Néogène forme la majeure partie de l'aire étudiée, des terrains plus anciens affleurent aussi tels le Cénozoïque, le Mésozoïque.

### **II.3 STRATIGRAPHIE REGIONALE**

- La région de Mostaganem est composée de formation s'étalant du Trias au Quaternaire.
- Les dépôts triasiques marin et lagunaire sont représentés dans la partie Sud de la région. (**figure II.2**) Ils sont composés de gypse avec des lentilles de calcaire, calcaire dolomitique. marne et débris de roches effusives, leurs puissances ne dépassent pas 150 à 200 m .
- Les formations de Crétacé sont développées dans la partie Est de la wilaya. Ces formations sont constituées d'un flysch marneux à marno-calcaire.
- Le Paléogène est constitué de marne et d'argiles alternant avec des couches de grès friables et des calcaires marneux. Le Paléogène affleure au Sud-ouest d'Ouilles et au Nord-est de Mostaganem .le Néogène est très développé. Il est représenté par les dépôts du Miocène supérieur et du Pliocène. Les dépôts du Miocène supérieur occupent de vaste surface, ils sont représentés par des formations marneuses, argileuses et de calcaires friables.

Les dépôts du Pliocène marin apparaissent localement sur la rive droite de l'Oued Cheliff et à l'extrémité Sud-est du plateau de Mostaganem, ils sont représentés par des sables carbonatés et des grès.

- Le Quaternaire est largement développé. Il est représenté par les sables couvrant la majeure partie du plateau de Mostaganem et par les argiles, limons, sables argileux avec des rares galets composant les terrasses de l'Oued Cheliff et ses affluents.

**II.3.1 Géologie du bassin versant :**

Le bassin versant de la retenue collinaire d'Oued Titinguel présente le Quaternaire et le Néogène forme la majeure partie de l'aire étudiée.

- Calabrien : grés marins et formations dunaire associées.
- Quaternaire marin : plages anciennes et formation dunaire consolidées qui les accompagnent.
- Quaternaire continental : Alluvion ; regs, terrasses.

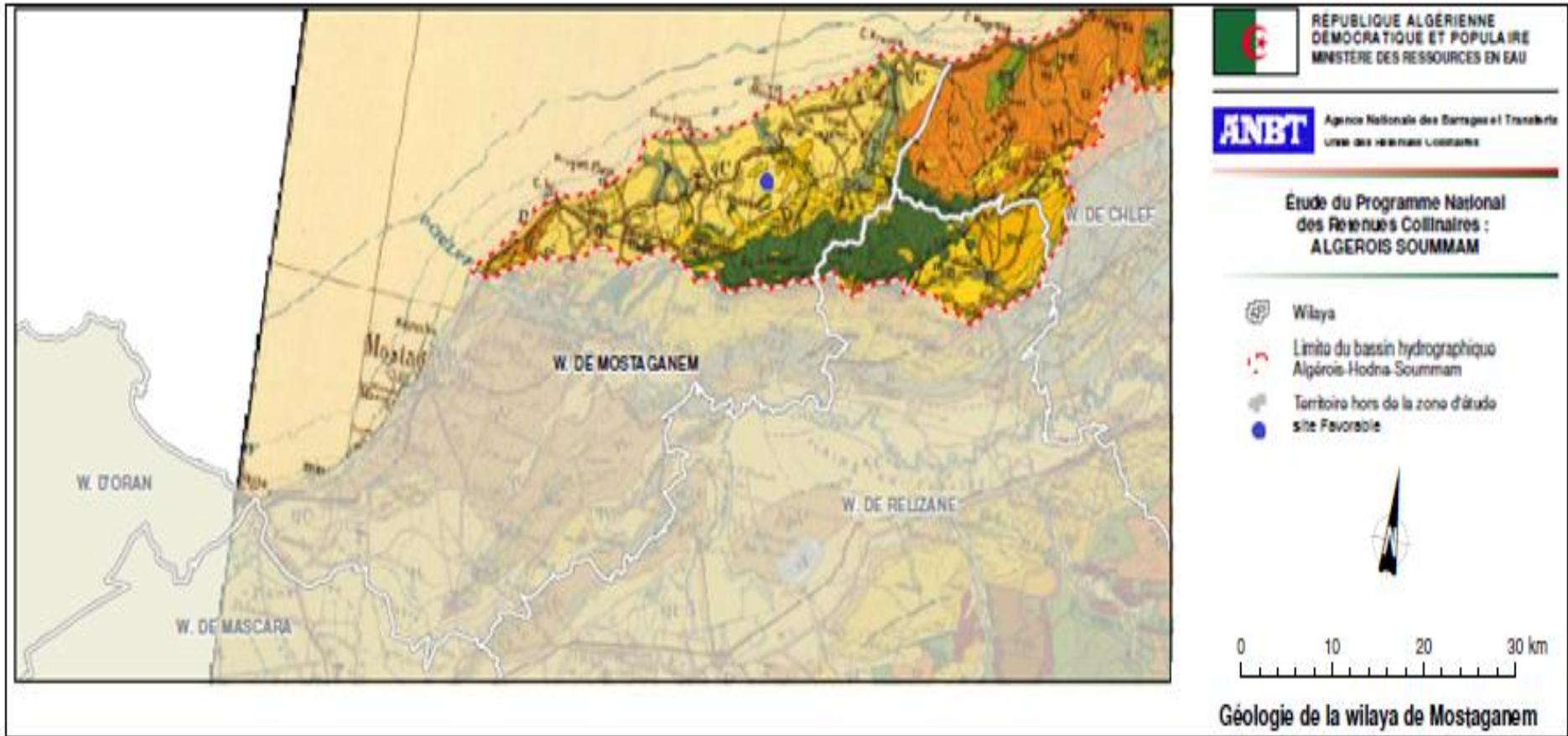


Figure II.1 : les cartes géologiques wilaya de Mostaganem aux 1/200 000

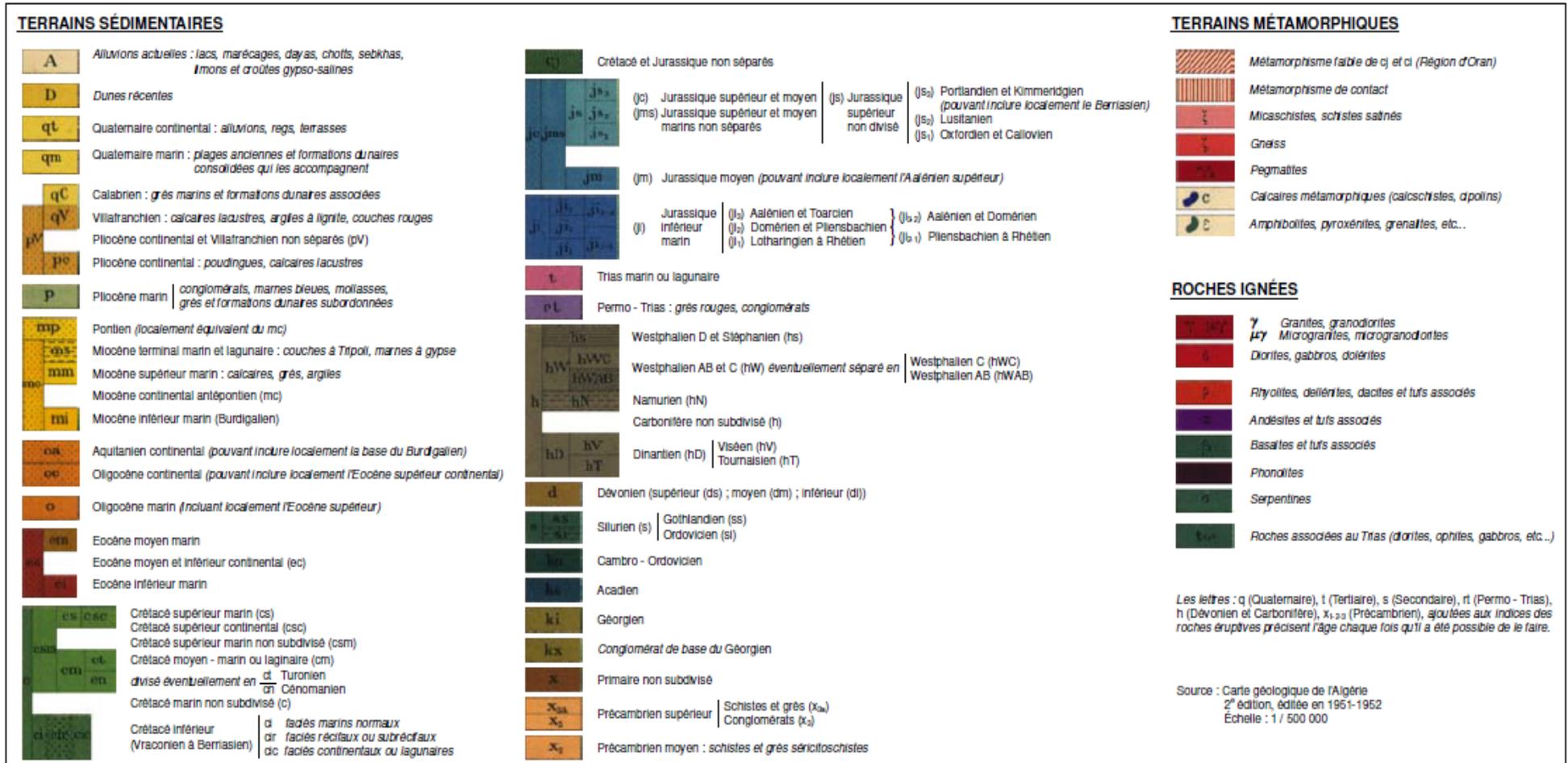
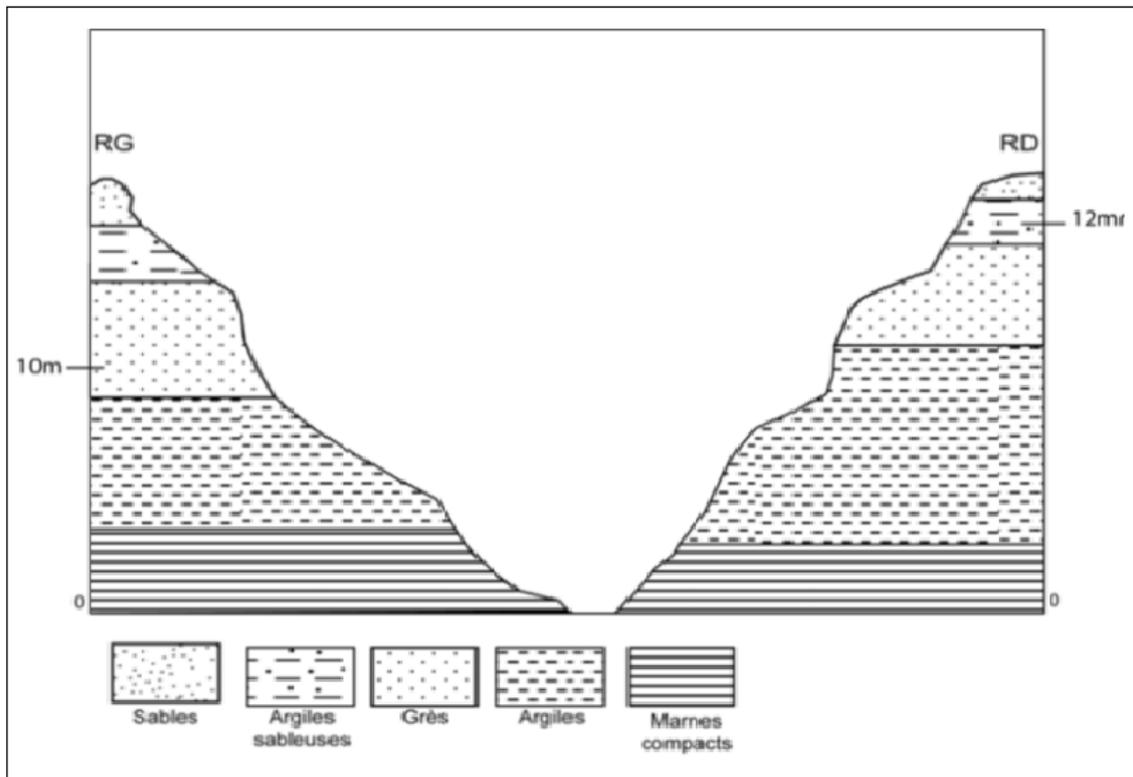


Figure II.2 : Legand de la cartes géologiques wilaya de Mostaganem

### II.3.2 Géologie du site

Le site se trouve dans la commune de Sidi Lakhdar. La description géologique est faite à partir de l'assemblage des cartes géologiques au 1/500 000 de Constantine, Alger et Oran ainsi que d'une reconnaissance de terrain. Les terrains rencontrés sont d'âge Calabrien, constitués par des sables, des argiles sableuses, des grès de couleur blanchâtres et des marnes compacts.

La géologie du verrou, décrite sur site est rapportée sur le log stratigraphique illustré en **figure II.3**



**Figure II.3** : profil en travers du verrou (Rapport finale bureau d'Etude TECSULT,2008)

## **II.4 RECONNAISSANCE GEOMORPHOLOGIQUE**

Le site est situé à environ 2 km à l'ouest de la RN 11. Il est implanté sur un affluent de l'oued Titinguel qui emprunte un chenal sinueux sur des formations constitués par des sables argiles sableuses, grès argiles de couleur blanchâtres et des marnes compacts.

La cuvette est caractérisée par un fond en V. Les versants sont convexes à convexoconcave et dépourvues partiellement de couvert végétal. Les pentes varient entre 8 à 15 %.

La dynamique érosive est d'une intensité légère. Elle est représentée par une érosion de surface fluviale généralisée et linéaire localisée marquée par des rigoles et des ravines. Le coefficient d'érosion relative présent dans la formule de Gavrilovic est estimé à 0,3.

## **II.5 RECONNAISSANCE GEOPHYSIQUE**

### **II.5.1 Programme pour la prospection géophysique**

La tomographie (ou imagerie) de résistivité électrique est une technique d'investigation géophysique dérivant des méthodes classiques de sondage et de traîné électrique et permettant une imagerie continue 2D ou 3D des variations de résistivité électrique du sous-sol.

Grâce au développement récent d'outils performants d'acquisition automatisée et de traitement par inversion, cette technique est devenue relativement facile à mettre en œuvre et largement utilisée pour des applications en géosciences, où elle peut remplacer efficacement, dans certains cas, le sondage mécanique.

### **II.5.2 Traitement**

Le traitement des informations acquises est effectué à l'aide du logiciel RES2DINV accompagnant les équipements. Ce logiciel utilise la méthode d'inversions mathématiques.

Une fois les données obtenues, un traitement à l'aide du logiciel approprié (RES2DINV) effectue les opérations suivantes :

- Correction topographique par insertion des coordonnées des électrodes au programme de traitement.
- Filtrage horizontal et vertical.
- Inversion des données de résistivités apparentes mesurées sur le terrain.

L'objectif de cette inversion est de s'approcher de la résistivité réelle du sous-sol, de minimiser l'écart entre la pseudo-section calculée pour un modèle de sol et la pseudo-section mesurée. L'opération est alors répétée de manière, jusqu'à ce que leur différence de vienne minimale. On obtient alors un modèle bidimensionnel (2-D) de résistivité.

Une coupe verticale des résistivités électriques mesurées puis calculées est obtenue et sert à mettre en évidence la géométrie de couches géologiques aux caractéristiques électriques contrastées.

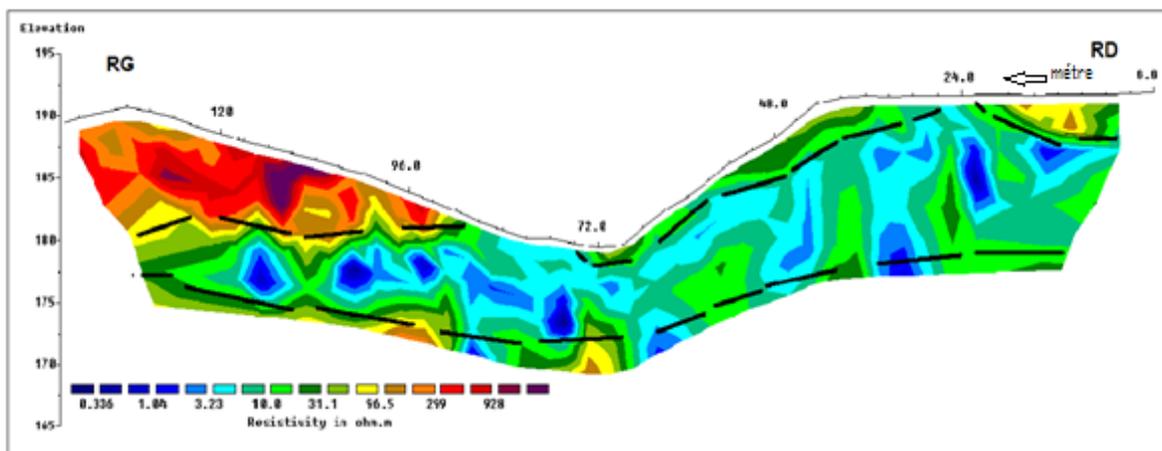


Figure II.4 : Coupe de résistivité

Ensuite, une restitution géologique (Figure II.5) est fournie et permet d'orienter les recommandations pour les futurs travaux à entreprendre et notamment l'emplacement des forages carottant. Les faciès géologiques sont reportés sur le diagramme de discrimination des résistivités, cette représentation facilite la restitution géologique du profil électrique.

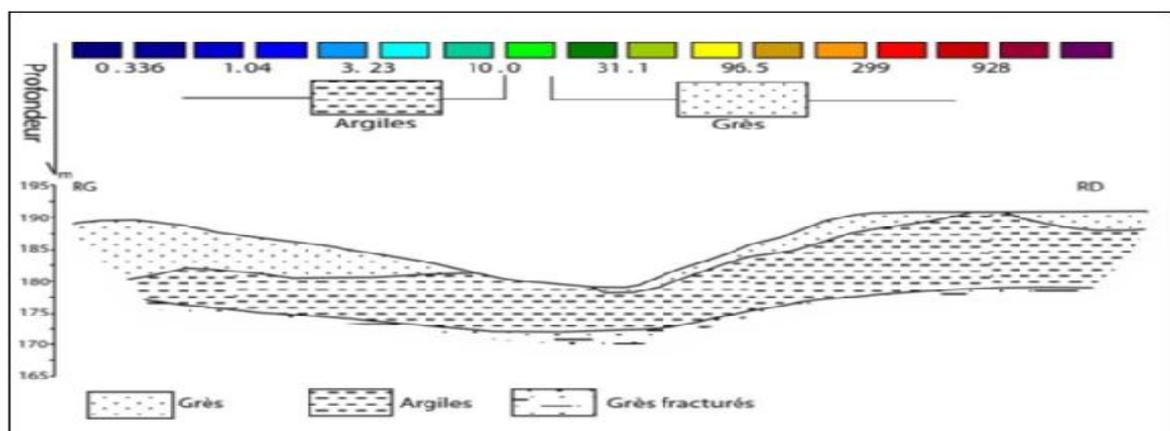


Figure II.5 : Restitution géologique

**NB :** Les normes suivantes sont utilisées pour l'interprétation des résultats Reconnaissance géophysique

Nature des Roches	Résistivité ( $\Omega\text{m}$ )
Argiles	1=30 $\Omega\text{m}$
Marnes	10=100 $\Omega\text{m}$
Schistes	30=300 $\Omega\text{m}$
Calcaires	300=3000 $\Omega\text{m}$
Granites	1000=15000 $\Omega\text{m}$
Sables et gravier	100=1000 $\Omega\text{m}$

**Tableau II.1 :** Norme de Résistivités électriques mesurées à chaque matériau

### II.5.3 Interprétation

L'analyse de la coupe de résistivité fait ressortir la présence de trois domaines de résistivités: le premier domaine résistant est situé sur les extrémités des deux rives et présente des valeurs de résistivité comprises entre 25 et 950  $\Omega\text{m}$ . Ce niveau est attribué à une formation hétérogène constituée par une alternance d'argiles et de bancs de grès ; le deuxième domaine, sous-jacent au premier, est caractérisé par des valeurs de résistivité faibles d'environ 7  $\Omega\text{m}$ . Ce domaine est assimilable à une formation argileuse ; le dernier niveau présente, quant à lui, des valeurs de résistivité élevées correspondantes au substratum gréseux fracturé.

**Commentaire :** D'après l'analyse de la Résistivité de sol notre site est favorable .

## II.6 REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES

Les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 addendum 2003) permettent de prendre en compte la sismicité dans le calcul de la stabilité des pentes. En effet, dans la section 10.3, il est écrit :

En absence de sols liquéfiables, la vérification de la stabilité peut être effectuée en première analyse avec un calcul statique équivalent par application à tous les éléments de sol et aux charges supportées de deux coefficients sismiques  $k_h = 0.5 \alpha$  (%g) et  $k_v = \pm 0,3 k_h$  représentant les forces horizontales contenues dans les plans verticaux de plus grande pente et dirigées vers l'aval et les forces verticales descendantes ou ascendantes selon les combinaisons ( $k_h$  ,  $k_v$ ) et ( $k_h$  , -  $k_v$ ). Le coefficient  $\alpha$  est le coefficient d'accélération de zone choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage affecté par le glissement ou menacé par lui.

Selon la carte de sismicité globale du CGS (Centre de Recherche en Génie Parasismique) et le RPA 99 version 2003, il sera déterminé à quelle zone de sismicité chaque wilaya appartient.

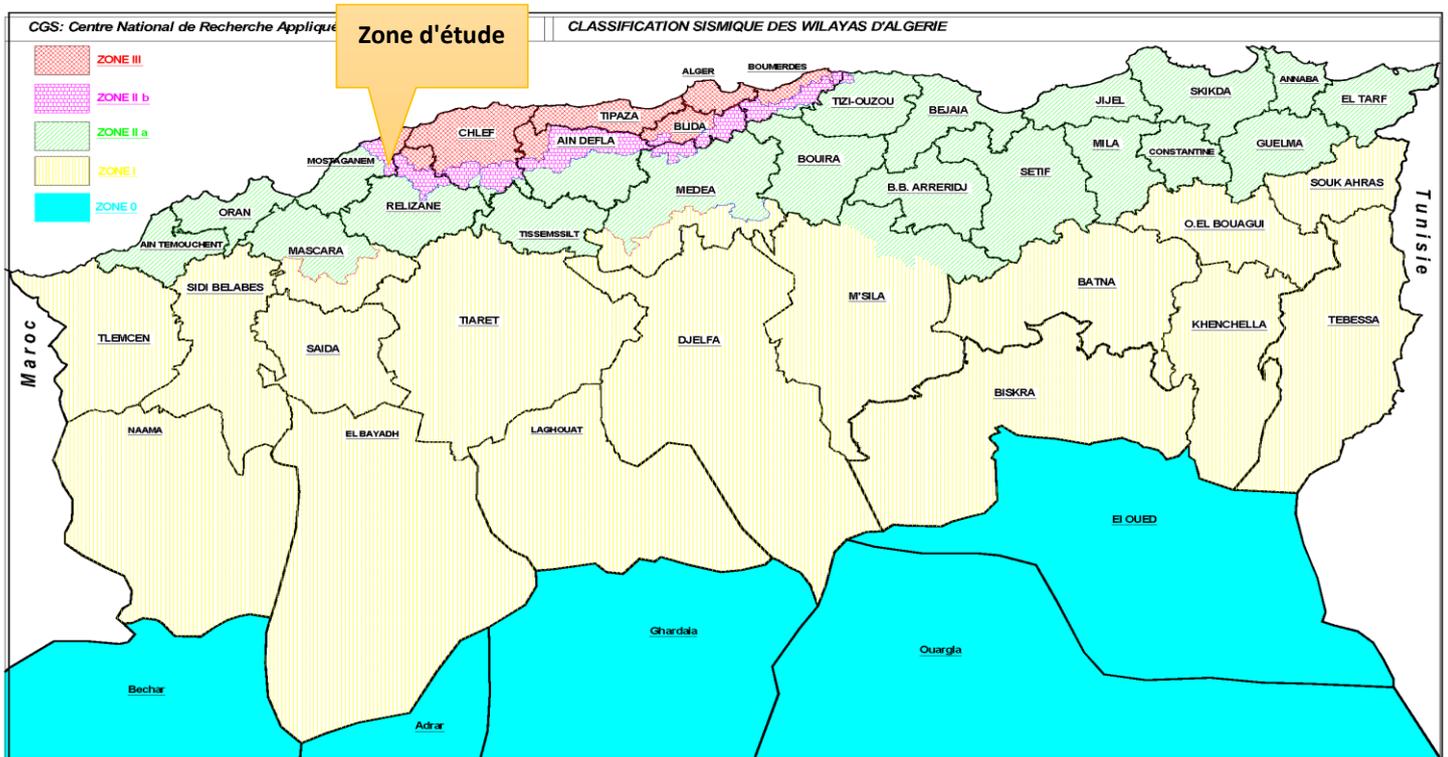


Figure II.6 : Carte de zonage sismique du territoire national

➤ **Zone sismique**

Selon les RPA, le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité (Figure II.5) :

- ✓ Zone 0 : sismicité négligeable.
- ✓ Zone I : sismicité faible.
- ✓ Zones IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ✓ Zone III : sismicité élevée.

Selon les critères de classification du RPA, les retenues collinaires peuvent être classées dans la catégorie des ouvrages de grande importance (**groupe 1B**) car elles sont assimilables à des châteaux d'eau et des réservoirs de grande à moyenne importance.

Le tableau II.2 présente les Coefficients d'accélération de chaque zone de sismicité.

**Tableau II.2 :** Coefficient d'accélération de zone

Groupe	Zone			
	I	Ila	Ilb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Notre site se situe sur **la zone sismique IIb** donc le coefficient de l'accélération sismique est de **a=0.25**.

## II.7 RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

### II.7.1 Prélèvement d'échantillon de sols au niveau des zones d'emprunts

La reconnaissance des matériaux d'emprunts pour la construction de la digue est importante. L'équipe de géologues prospecte les environs immédiats du site afin de rechercher des zones d'emprunts et prélever les matériaux potentiellement utilisables.

Un échantillon de 5 kg est prélevé et conservé dans un sac pour son transport et dépôt au laboratoire. Chaque sac est numéroté selon la codification du site d'étude.

Les prélèvements sont choisis au pied de pentes les plus raides ou de ravinements profonds ce qui permet d'atteindre des profondeurs souvent supérieures à 50 cm, la profondeur mentionnée dans le document correspond au creusement réalisé dans la roche saine.

Pour caractériser le matériau d'emprunt, des échantillons ont été prélevés sur la zone d'étude et soumis à des analyses de laboratoire.

Les caractéristiques des échantillons prélevés sont présentées dans le **tableau II.3** :

paramètre	Valeur	Unité
X	247 950	m
Y	4 007 495	m
Z	197	m
Distance du verrou	39	m
poids	5	Kg
Nature du sol	Argile marneuse	-

(AFRICAN GEOSYSTEM COMPANY, 2008)

### II.7.2 Programme pour les analyses de laboratoire

Le programme des essais de laboratoire est établi pour les besoins du dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes. Il comprend :

- i) les essais d'identification physiques : (teneur en eau,  $W$  ; densité ; degré de saturation,  $S_r$ )
- ii) les essais mécaniques permettant la détermination des caractéristiques mécaniques du sol:
  - a) l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande, qui permet la détermination des caractéristiques  $C_u$  ;  $\phi_u$ .
  - b) l'analyse granulométrique qui a pour objectif d'étudier la taille des grains, leur proportion et distribution dans le sol.
  - c) les limites d'Atterberg, indicateur qualifiant la plasticité d'un sol et qui permet de détermination de LL (limite de liquidité),  $I_p$  (indice de plasticité).

Les résultats des essais en laboratoire sont représentés dans le **tableau II.4**

Type d'analyse	Symbole	Valeur	Unité
Densité sèche	$\gamma_d$	1.76	t/m <sup>3</sup>
Densité humide	$\gamma_h$	2.01	t/m <sup>3</sup>
Densité saturé	$\gamma_{sat}$	1.97	t/m <sup>3</sup>
Densité déjaugé	$\gamma'$	0.97	t/m <sup>3</sup>
Degré de saturation	$S_r$	70	%
Teneur en eau	$W$	13.9	%
Granulométrie	5 mm	100	-
	2 mm	100	-
	0.08 mm	97	-
Sédimentation	20 $\mu$ m	83	-
	2 $\mu$ m	46	-
Cisaillement rectiligne	$C_u$	0.03	bar
	$\phi_u$	19	°
Limite d'atterberg	LL	70	%
	$I_p$	26	%
	$L_p$	29	%
Indice de consistance	$I_c$	2.15	-
Perméabilité	$K$	$1 \times 10^{-7}$	m/s

**Tableau II.4** : Résultats des essais de laboratoire

**NB :** Les normes suivantes sont utilisées pour l'interprétation des résultats d'analyse des matériaux prélevés (Tableaux II.5, 6, 7, 8 et Figure II.7).

Valeur du degré de saturation $S_r$ (%)	Classification
100	Saturé
76—99	Détrempé
51—75	Mouillé
26—50	Humide
1—25	Légèrement humide
0	Sec

**Tableau II.5 :** État de saturation du matériau (selon Terzagui)

D'après le tableau II.5 :  $51 < S_r = 70\% < 76$  alors le sol est **Mouillé**

Pourcentage des passants à 80 $\mu\text{m}$	Classification
>50%	Sol fin
<50%	Sol pulvérulent

**Tableau II.6 :** Classification des passants à 80  $\mu\text{m}$

D'après le tableau II.6 : **97% passants à 80  $\mu\text{m}$**  alors le sol est **fin**

Type de sol	LL	LP	IP
Sable	15--20	--	0
Limon	30--40	20--25	10--15
Argile	40--150	25--50	10--100

**Tableau II.7 :** Valeurs typiques des limites d'Atterberg

D'après le tableau III.6 :  $40 < LL = 70\% < 150$ ,  $10 < I_p = 26\% < 100$  et  $25 < L_p = 29\% < 50$  alors le sol est **Argileuse**

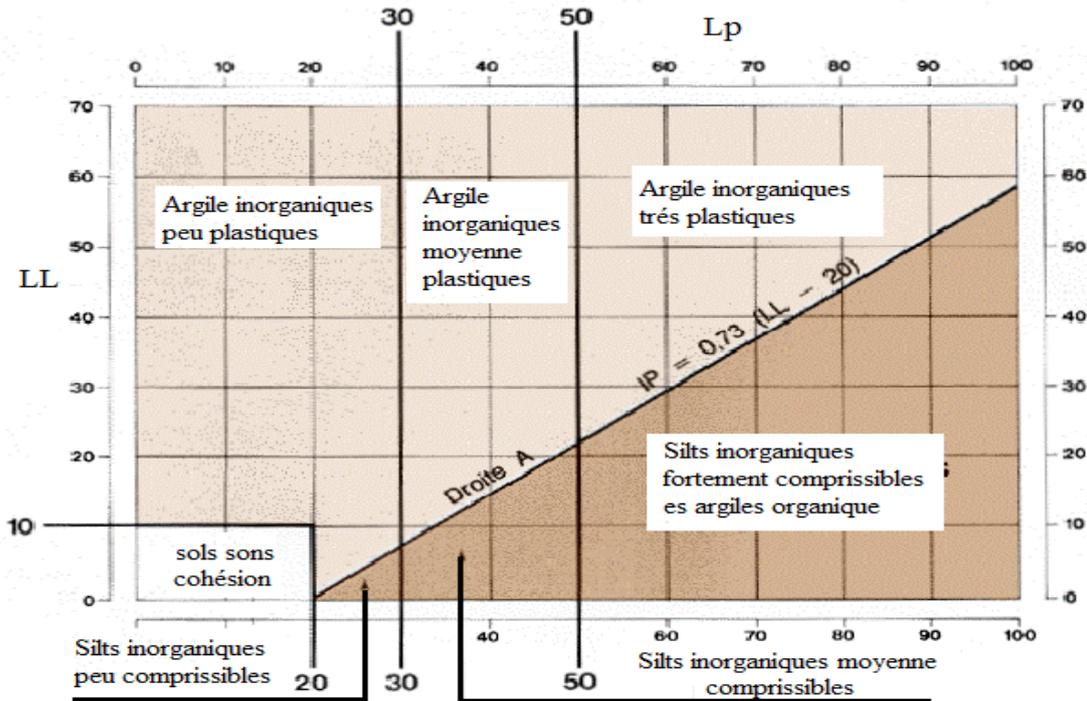


Figure II.7 : Diagramme de plasticité des sols à grains fins.

D’après la figure II.8 en a  $LL = 70\%$  et  $Ip = 26\%$  alors l’**Argiles inorganiques peu plastiques**

k (cm/s)	10	1	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$
Drainage	Bon					Mauvais			Pratiquement Imperméable		
Type de Sol	Gravillon		Sable			Silt et mélange/ Sable et argile		Argiles			
Travaux Génie Civil	zone perméables								Zones imperméables		

Tableau II.8 : caractéristiques correspondant à diverses valeurs de perméabilité

D’après le **tableau II.8** pour une perméabilité de  $10^{-7}$  m/s en a ;

- ✓ Drainage ; pratiquement imperméable
- ✓ Type de sol ; Argiles
- ✓ Travaux Génie Civil ; Zones imperméables

**Commentaire :**

Concernant les prélèvements et le choix du matériau d’emprunt pour la réalisation de la digue, le matériau est disponible en quantité suffisante et les résultats d’analyses au laboratoire présentent des caractéristiques conformes à la stabilité de la digue.

### II.7.3 Fondation de la digue

Trois forages carottant de 10 m, un en rive droite à la position d'électrode :

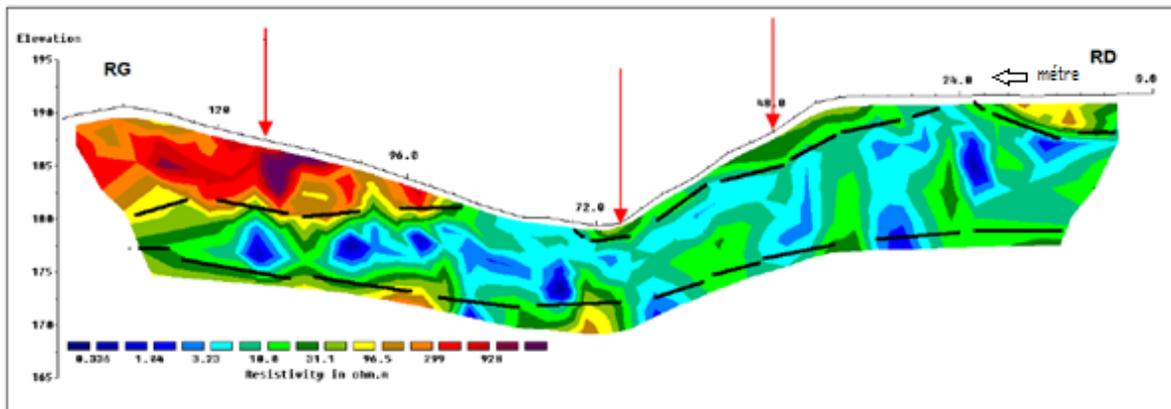
n°16(X= 274 975 et Y = 4 007 541), le second au centre du verrou à la position d'électrode

n°23 (X= 274 962 et Y = 4 007 533) et le dernier en rive gauche à la position d'électrode

n°38 (X= 274 928 et Y = 4 007 512). Ces trois forages permettent de préciser la géologie

par rapport aux données de la géophysique. Les flèches rouges sur la **Figure II.8**

représentent les forages recommandés pour une étude de détail. d'un essai SPT (Essai de pénétration standard), essai qui est un outil très répandu de reconnaissance des sols. Un carottier est installé en bout du train de tiges de forage et battu dans le terrain au moyen d'un mouton.



**Figure II.8** : Forages recommandés pour le site.

Le **tableau II.9** suivant représente les Caractéristique géotechnique des déférents matériaux de la digue et de la fondation.

Paramètres	Unité	fondation
$\varphi^\circ$	degré	19
C	t/m3	0.3
$\gamma_{sat}$	t/m3	1.97
$\gamma_d$	t/m3	1.76
K	m/s	$2.7 \cdot 10^{-8}$

**Tableau II.9** : Résultats des essais de laboratoire (Valeurs moyennes)

## CONCLUSIONS

**La zone d'emprunt** : Selon les caractéristiques géotechniques préliminaires de l'échantillon prélevé, le compactage du matériau permet d'atteindre les valeurs nécessaires pour la stabilité de la digue

**La cuvette** : Les formations argileuses, marneuses et gréseuses, couvrant la surface de la cuvette et affleurant sur de vastes étendues, assurent de manière efficace l'étanchéité de l'assise.

**Le verrou** : La superposition du profil de résistivité à la géologie a permis de déterminer des formations favorables à l'assise de la digue à une profondeur de 1m.

**L'évacuateur** : L'évacuateur de crue sera implanté de préférence sur la rive gauche plus accessible.

## Chapitre III : ETUDES HYDROLOGIQUE

### INTRODUCTION

L'étude hydrologique révèle une importance considérable pour ce qui est de la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique. Le but est de déterminer les principales caractéristiques du bassin, les données du milieu physique dont nous disposons, et mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'oued Titinguel.

Les caractéristiques hydrologiques nécessaires sont les :

- caractéristiques physiques, hydrographiques et climatologiques .
- précipitations .
- apports liquides .
- Apports solides .
- crues et leurs caractéristiques.
- Etudes d'optimisation

### III.1 CARACTERISTIQUES GENERALES

Le bassin étudié fait partie du grand bassin versant de Chélif (selon découpage d'ANRH), remontant les crêtes à plus de 179 m d'altitude. La plus haute crête altimétrique du bassin, culmine à 360 m . L'oued principal étant L'oued Titinguel , il reçoit sur son parcours plusieurs influents et l'écoulement principale se fait de Sud vers Nord.

#### III.1.1 Caractéristiques morphologiques du bassin versant

Les paramètres géométriques ont été estimés en se basant sur les modèles numériques de terrain (MNT) et en utilisant le logiciel ArcGis (ArcMap 10.5).

##### III.1.1.1 Paramètres géométriques

- a) Surface du bassin : la surface du bassin versant est de **S = 1.965 km<sup>2</sup>**
- b) Périmètre du bassin : Le périmètre du bassin versant est de **P = 8.472 km**
- c) Longueur du talweg principal : la longueur du cours d'eau principal est **L = 3.744 km**

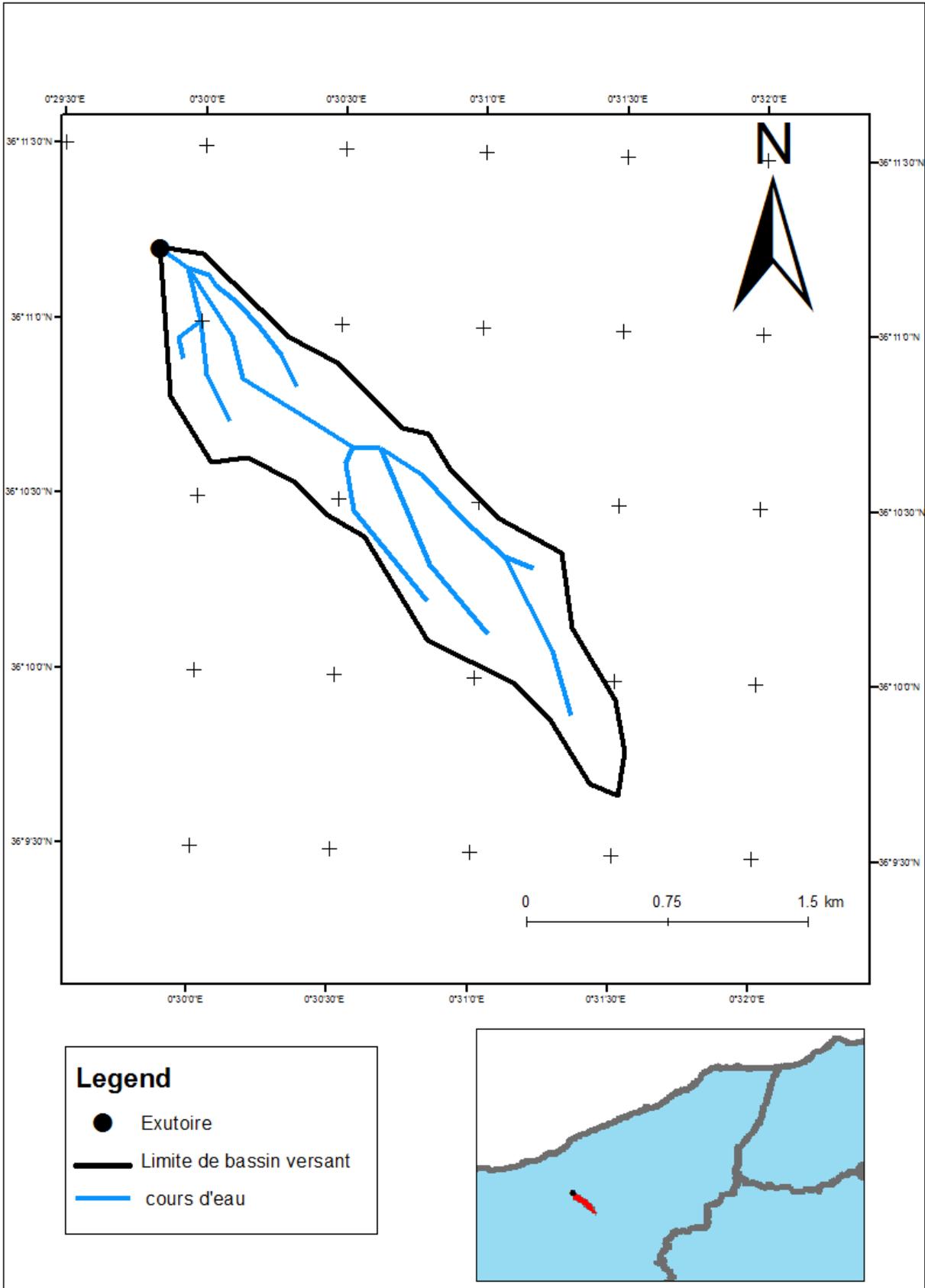


Figure III.1 : Délimitation du bassin versant (ArcMap)

### III.1.1.2 Paramètres de forme

Il est exprimé par la formule suivante :

$$K_c = \frac{P}{2 \times \pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = 0.28 \times \frac{P}{\sqrt{S}} \dots \dots \dots (III.1)$$

Où ; P : périmètre du bassin versant (Km)

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

K<sub>C</sub> : indice de Gravelius.

**AN : K<sub>c</sub> = 1.7**

L'indice de compacité de Gravelius est supérieur à 1 (K<sub>c</sub> = 1,7 > 1), donc le bassin versant général est de forme **allongée**.

### III.1.1.3 Coefficient d'allongement

Ce coefficient est donné par la relation suivante :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots \dots \dots (III.2)$$

Où ; L : la longueur du talweg principal (Km) ;

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

**AN : C<sub>a</sub> = 7.13**

### III.1.1.4 Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est défini comme une représentation du bassin versant sous forme d'un rectangle de longueur (L) et de largeur (l) qui a la même surface (s), même périmètre (p), même indice de compacité (K<sub>c</sub>) et même hypsométrie que le bassin versant.

Les dimensions du rectangle équivalent sont :

- Longueur :

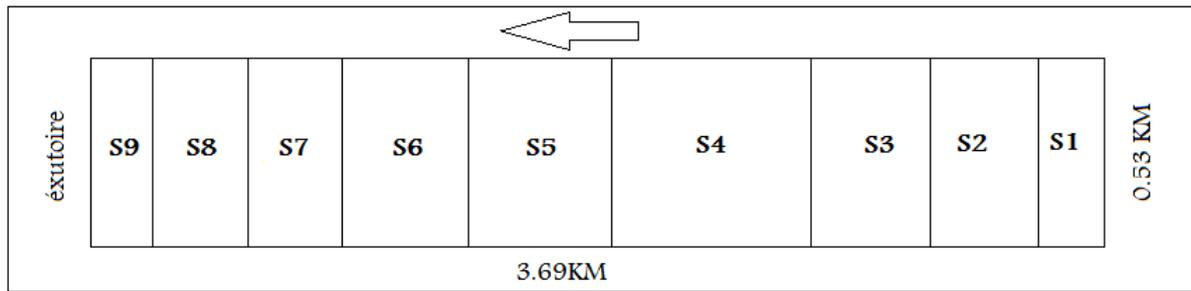
$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.128} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right] \dots \dots \dots (III.3)$$

**L=3.69 km**

- Largeur

$$l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.128} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right] \dots \dots \dots (III.4)$$

$l=0.532 \text{ km}$



**Figure III.2** : Rectangle équivalent de bassin versant de oued Titinguel

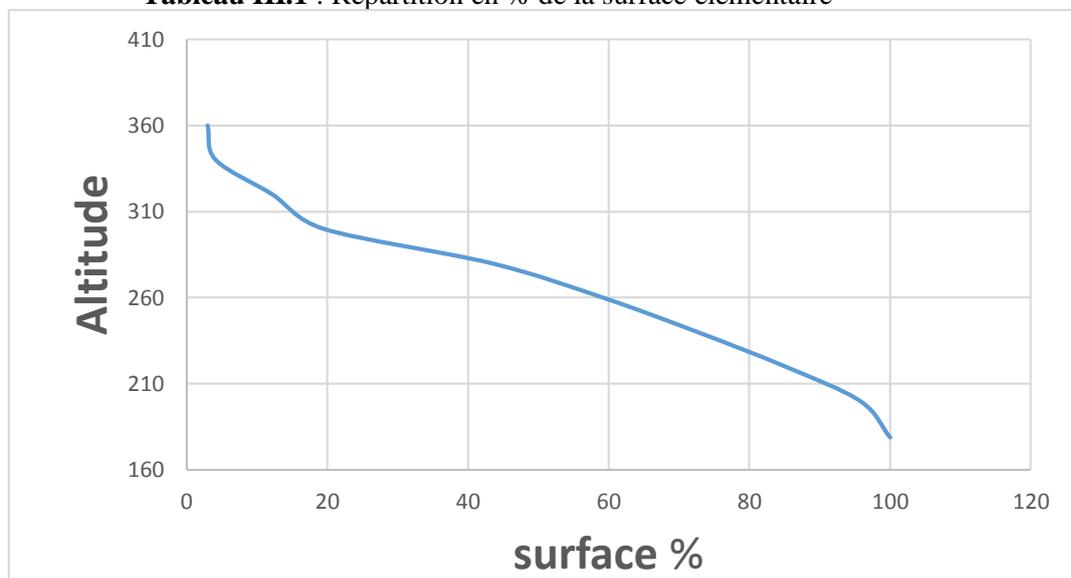
### III.1.2 Paramètres de relief

La courbe hypsométrique donne une représentation de la surface du bassin versant en fonction de son altitude.

La détermination de notre courbe hypsométrique a été réalisée à partir d'un modèle numérique de terrain (MNT) et avec le logiciel Arc GIS Elle exprime ainsi l'élévation du bassin

Altitude	Si (km <sup>2</sup> )	Hi (km)	Si(%)	Si cumulé(%)
179_200	0.081198	190	4.16%	4.16%
200_220	0.157175	210	8.06%	12.22%
220_240	0.143296	230	7.35%	19.53%
240_260	0.46526	250	23.86%	43.43%
260_280	0.308911	270	15.84%	59.27%
280_300	0.262304	290	13.45%	72.72%
300_320	0.242681	310	12.45%	85.17%
320_340	0.210023	330	10.77%	95.79%
340_360	0.082691	350	4.24%	100%

**Tableau III.1** : Répartition en % de la surface élémentaire



**Figure III.3** : Courbe hypsométrique du bassin versant de l'oued Titinguel

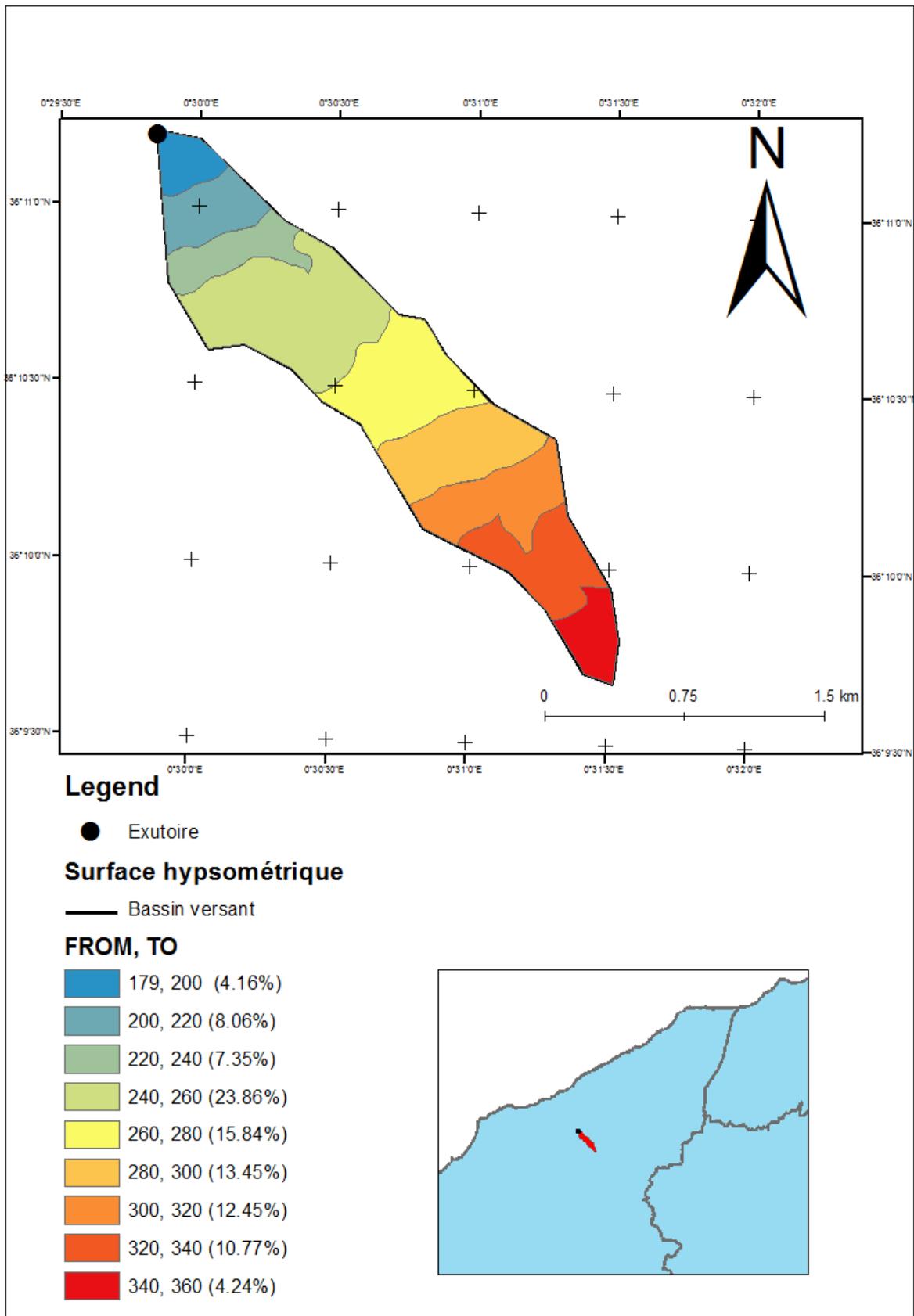


Figure III.4 : Carte hypsométrique

**III.1.2.1 Altitude moyenne du bassin versant :**

Elle est exprimée par la relation suivante :

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{S_i \times H_i}{S} \dots \dots \dots (III.5)$$

Où :  $S_i$  : surface partielle entre deux courbes de niveau ( $\text{Km}^2$ ) ;

$H_i$  : altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n en (m) ;

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

**AN :  $H_{\text{moy}} = 270.05 \text{ m}$**

- L'altitude médiane :  **$H_{50\%} = 276.62 \text{ m}$**
- L'altitude à 95% :  **$H_{95\%} = 198.19 \text{ m}$**
- L'altitude à 5% :  **$H_{5\%} = 339.19 \text{ m}$**

**III.1.2.2 Pente moyenne du bassin versant :**

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \dots \dots \dots (III.6)$$

Où :  $\Delta H$  : Dénivelée (m) ;

$l_i$  : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2,3...n (**tableau III.1**)

$S$  : Surface du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ) ;

**Tableau III.2 : Longueurs des courbes de niveaux**

Altitude(m)	$\Delta H$ (m)	longueur (km)
180	20	0.013484
200	20	0.332533
220	20	0.60688
240	20	0.977876
260	20	0.316584
280	20	0.616395
300	20	0.783362
320	20	0.817926
340	20	0.386984
360	20	0.074999

**AN :  $I_m = 49.69752 \text{ m/km} = 0.0496\text{m/m} \longrightarrow I_m = 4.969 \%$**

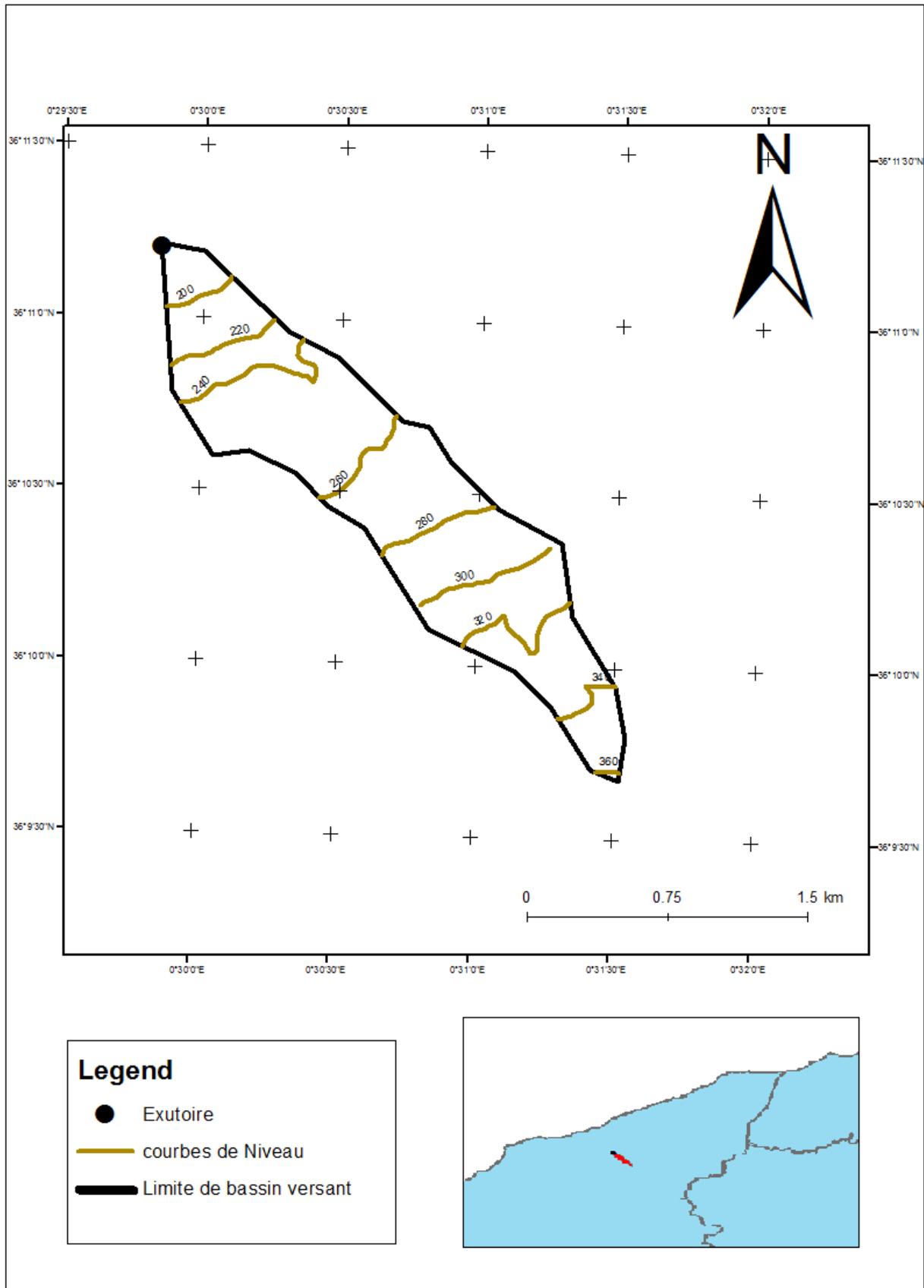


Figure III.5 : courbes de Niveau du bassin d'étude

**III.1.3 Les Indices**

**III 1.3.1 Indice de pente globale  $I_g$**

A partir de la courbe hypsométrique, nous déduisant les altitudes de fréquence 5% et 95% de la surface du bassin versant

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots(III.7)$$

Avec :

$H_{5\%} - H_{95\%}$  : Dénivelée (m)

L : longueur du rectangle équivalent

$H_{5\%} = 339.19 \text{ m}$                        $H_{95\%} = 198.62 \text{ m}$                        $L = 3.744 \text{ km}$

**AN :  $I_g = 3.754 \%$  tel que  $0.02 < I_g < 0.05$  alors relief assez fort**

**III 1.3.2 Indice de pente moyenne  $I_{pm}$**

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots(III.8)$$

$H_{\max} = 360 \text{ m}$

$H_{\min} = 179 \text{ m} \implies I_{pm} = 4.834 \%$

**III 1.3.3 Indice de pente M.ROCHE  $I_p$**

Il est donné par la formule suivante :

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

Où ; L : longueur de rectangle équivalent (m) ;

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

Les calculs sont effectués dans le **tableau III.03** suivant

Altitude	Di=Hi-Hi-1	Si	Ai=Si/S	$\sqrt{D_i \times A_i}$
m	m	km2	%	
179_200	21	0.081198	4.16%	9.346
200_220	20	0.157175	8.06%	12.649
220_240	20	0.143296	7.35%	12.083
240_260	20	0.46526	23.86%	21.817
260_280	20	0.308911	15.84%	17.776
280_300	20	0.262304	13.45%	16.730
300_320	20	0.242681	12.45%	18.600
320_340	20	0.210023	10.77%	14.676
340_360	20	0.082691	4.24%	9.08
<b>Somme</b>		<b>1.95</b>	<b>100.00</b>	<b>129.87</b>

Tableau III.3 : Calcule d'indice Roche

$I_p = 2.21 \%$

III 1.3.4 Dénivelée spécifique

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes (tableau III.04).

Donnée par la formule suivante :

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots(III.10)$$

AN :  $D_s = 52.62 \text{ m}$  tel que  $10 \text{ m} < D_s$  alors assez faible

RELIEF		DS (M)
1	Très faible	<10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez fort	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

Tableau III.4 : Type de relief.

III.1.4 Caractéristique hydrographique de bassin versant

III 1.4.1 Densité de drainage

Elle est exprimée par la relation suivante :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots(III.11)$$

Ou :  $\sum_{i=1}^n Li$  La longueur totale de tous les cours d'eau égale à **6.031 Km**

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

AN:  $Dd = 3.06 \text{ km}/\text{km}^2$

### III 1.4.2 Densité du thalweg élémentaire

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

➤ N<sub>1</sub> : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N<sub>1</sub>= 13.

➤ S : Superficie du bassin versant.

AN:  $F_1 = 7.12 \text{ thalweg}/\text{km}^2$

### III 1.4.3 Coefficient de torrentialité

Il est défini comme étant :

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

$C_t = 21.78 \text{ Km}^{-3}$

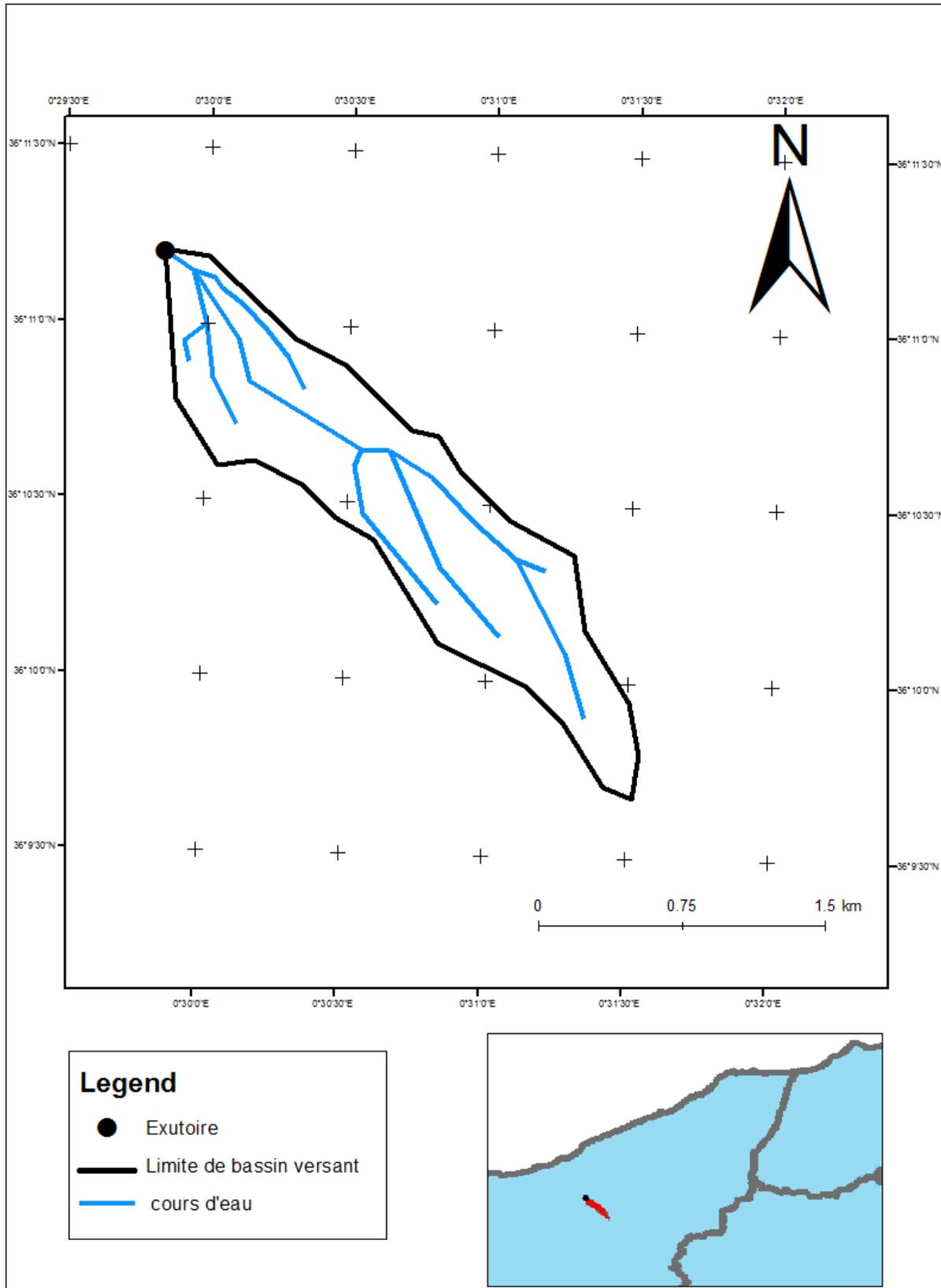


Figure III.6 : Réseau hydrographique du bassin versant d'oued Titinguel

### III 1.4.4 La pente moyenne de cours d'eau principal :

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

$$I = \Delta H / \Delta L \dots \dots \dots (III.14)$$

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

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

$$I = 4.34 \%$$

### III 1.4.5 Temps de concentration

Nous examinons des formules qui nous semblent applicables :

#### 1. Formule de Giandotti (sud Italie 1937) :

$$T_c = \frac{4 \times \sqrt{S} + 1.5 \times L_p}{0.8 \times \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots \dots \dots (III.15)$$

Où :  $L_p$  : Longueur du cours d'eau principal (Km) ;

$S$  : La superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>) ;

$H_{moy}$  : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA) ;

$H_{min}$  : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).

AN :  $T_c = 1.42$  Heure

#### 2. Formule de L'A.N.R.H. (Sogreah 1986/89) :

$$T_c = 3 \times \left[ \frac{S \times l_p}{(10I_c)^{1.5}} \right]^{0.25} \dots \dots \dots (III.16)$$

Où :  $S$  : Superficie du bassin versant, en Km<sup>2</sup>,

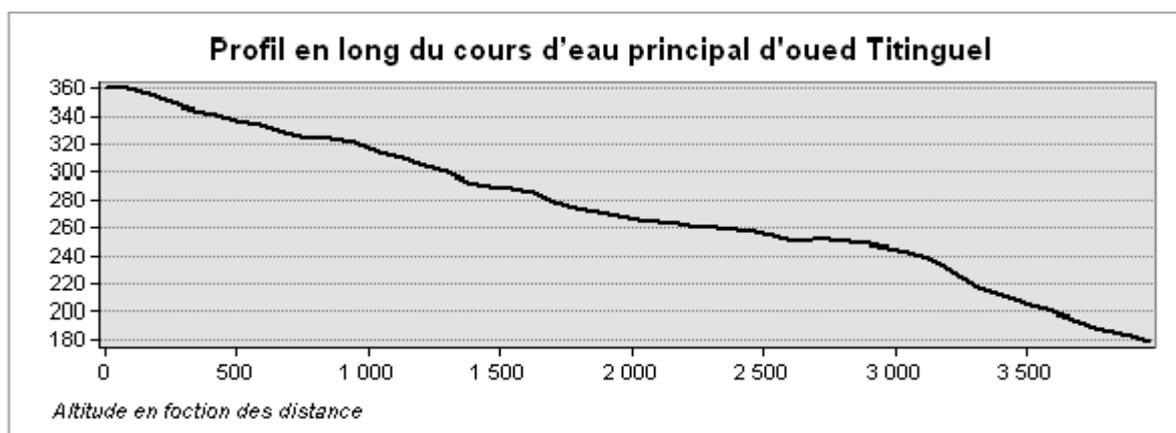
$I_c$  : pente du talweg principal, en %.

AN :  $T_c = 1.5$  Heures.

$T_c = 1.5$  h

- **Profil en long de l'Oued**

Ce profil est tracé à partir des modèles numériques de terrain (MNT) et en utilisant le logiciel ArcGis (ArcMap 10.5). en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau jusqu'à l'exutoire.



**Figure III.7 :** Profil en long du cours d'eau principal

Désignation	unité	Symbole	Quantité
Surface	Km <sup>2</sup>	S	<b>1.965</b>
Périmètre du bassin	Km	P	<b>8.47</b>
Longueur du talweg principale	L	km	<b>3.744</b>
Indice de compacité de Gravelius	***	K <sub>G</sub>	<b>1.7</b>
Coefficient d'allongement	***	Ca	<b>7.13</b>
Longueur du rectangle équivalent	L <sub>r</sub>	Km	<b>3.69</b>
largeur du rectangle équivalent	L <sub>r</sub>	Km	<b>0.532</b>
Altitude maximale	M	H <sub>max</sub>	<b>360</b>
Altitude minimale	M	H <sub>min</sub>	<b>179</b>
Altitude moyenne	M	H <sub>moy</sub>	<b>270.05</b>
Altitude médiane	M	H <sub>méd</sub>	<b>276.62</b>
Pente moyenne du bassin versant	%	I <sub>m</sub>	<b>4.969</b>
Indice de pente globale	%	I <sub>g</sub>	<b>3.754</b>
Indice de pente moyenne	%	I <sub>pm</sub>	<b>4.834</b>
Indice de pente de roche	%	I <sub>p</sub>	<b>2.21</b>
Densité de drainage	Km/km <sup>2</sup>	D <sub>d</sub>	<b>3.03</b>
Coefficient de torrentialité	Km <sup>-3</sup>	C <sub>t</sub>	<b>21.78</b>
Temps de concentration	Heures	T <sub>c</sub>	<b>1.42</b>

**Tableau III.6 :** Paramètres hydromorphométriques du bassin versant

### III.2 CARACTERISTIQUES CLIMATIQUE DU BASSIN VERSANT

La climatologie est une l'étude du climat dans une région particulière, elle entraîne des observations et des relevés d'un maximum de paramètres possibles comme la :

- Température,
- Les précipitations
- La vitesse du vent
- L'évapotranspiration.
- L'humidité.

Son but est la récolte et l'analyse de ces observations pour avoir une idée précise sur le climat du lieu.

Cette étude est très importante au niveau des bassins versant car Les conditions climatiques jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau.

Les données climatologiques ont été collectées essentiellement d'après l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH) et de l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT).

Sur le bassin versant étudié, il n'existe aucune station climatologique, mais aux environs de ce dernier il existe cinq stations climatologiques mais seule la station de Mostaganem (1972,2012).

Enregistre les principaux paramètres climatiques

#### III.2.1 Température

Le **tableau III.7** présente la répartition mensuelle des températures

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Aoû	Moy an	min	max
Min	19.5	16.4	12.9	10	9	9.7	10.7	12.4	15.2	18.2	20.6	21.4	14.67	9	21.4
Max	27.8	24.8	19.7	16.9	15.9	16.8	19.1	20.9	22.9	27.1	29.6	31.4	22.74	15.9	31.4
Moy	24.2	20.5	16.3	13.5	12.5	13.3	14.9	16.7	19.6	22.7	25.1	25.9	18.77	12.5	25.9

**Tableau III.7** : Répartition mensuelle de la température :

(ONM)

La température moyenne de la région est de **18°C**.

### III.2.2 Vitesse du vent

Les vitesses moyennes mensuelles des vents sont récapitulées dans le **tableau III.8**

**Tableau III.8** : Répartition mensuelle de la vitesse du vent

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Août	moy an	min	max
V vent (m/s)	2.6	2.8	2.8	2.9	2.8	2.8	2.6	2.6	2.4	2.2	2.4	2.5	2.6	2.2	2.9

(source : ONM)

D'après le tableau III.8 la vitesse moyenne du vent est de (2.6 m/s). Elle présente un maximum en décembre (2.9 m/s), et un minimum en juillet (2.2 m/s).

### III.2.3 Evaporation

L'évaporation est mesurée à l'aide de l'évaporimètre. Elle est minimale durant les mois d'hiver (décembre et janvier), tandis qu'elle est maximale (tableau III.9) en mois d'été (juin, juillet et août).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Août	Evaporation Annuelle
E (mm)	131	87	59	44	47	60	91	112	140	155	173	156	<b>1 255</b>
P%	10.4	6.9	4.7	3.5	3.7	4.8	7.3	8.92	11.2	12	14	12	<b>100</b>

**Tableau III.9** : Répartition mensuelle de l'évaporation

(Source : ONM)

L'évaporation totale annuelle est de **1 255 mm**.

## II.3 ETUDE DES PRECIPITATIONS

### III.3.1 Pluies moyennes annuelles

Dans l'absence d'une station pluviométrique dans la région d'étude nous avons pris la station la plus proche et celle la plus représentative de la pluviométrie de notre région d'étude, cette station a été recueillies auprès de l'ANRH.

Le tableau ci-dessus représente les caractéristiques de la station pluviométrique

Station	Code	Source	Coordonnée			Année de service	N (ans)
			X	Y	Z		
Mostaganem	040612	A.N.R.H	266.45	293.4	151	1973-2012	40

**Tableau III.10** : Caractéristiques de la station pluviométrique

(Source ANRH)

• **Homogénéité de la Série pluviométriques**

Le test d’homogénéité appliqué sur les données pluviométriques est important pour la détection des valeurs erronées dans les séries étudiées. Le test de Wilcoxon est le plus puissant test non paramétrique, souvent sollicité dans les études hydrologiques (études des pluies et des apports).

1-La série de donnée d’origine devra être divisée en deux sous séries X et Y telles que  $N_1$  et  $N_2$  représentant respectivement le nombre (taille) de ces deux séries, avec  $N_1 \leq N_2$ .

2-classer la série d’origine par ordre croissant XUY croissant puis on attribue à chaque valeur son rang en précisant à quelle sous série elle appartient.

La vérification de l’homogénéité des séries se fait à un degré de probabilité de 95%.

$$W_{min} < W_x < W_{max} \dots\dots\dots (III.17)$$

Avec :

$$W_x = \sum |rangx| \dots\dots\dots (III.18)$$

$W_x$  : Somme des rangs de l’échantillon x

$$W_{min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - 1,96 \left[ \frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right]^{0,5}$$

$$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{min}$$

Les résultats du test de Wilcoxon sont présentés dans le tableau suivant :

Station	$N_1$	$N_2$	$W_{min}$	$W_y$	$W_{max}$	Observation
040612	18	22	296.41	380	441.59	Homogène

**Tableau III.11** : Résultat du test de Wilcoxon

La condition du test ( $W_{min} < W_y < W_{max}$ ) est vérifiée. La série pluviométrique de la zone d’étude est donc homogène à un intervalle de confiance de 95%. Le détail de calcul est donné dans **l’annexe.2**

• **Pluie moyenne annuelle**

Nombre de données	40
Minimum (mm)	15.4
Maximum (mm)	173.7
Moyenne (mm)	49.7
Ecart-type	27.9
Médiane	44.8

**Tableau III.12** : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations (1973-2012)

**Commentaire :**

Les données pluviométrique montre que la saison pluvieuse est généralement active entre le mois Novembre et le mois Avril les pluies sont relativement moyenne répartie au cours d'eau de l'année à l'exception des mois d'été (Juillet et août).

Les mois les plus pluvieux sont enregistrés aux mois de Novembre et décembre

**III 3.2 Précipitations maximales journalières**

La pluie maximale journalière prise est celle de la station MOSTAGANEM (040612), Les caractéristiques empiriques de la série sont représentées dans le **tableau III.13**.

**Tableau III.13** : précipitations moyennes mensuelles (1972,2012)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Août	total
<b>P<sub>moy</sub> (mm)</b>	15.38	33.19	57.26	55.23	45.15	41.39	34.04	39.3	24.96	3.46	1.33	2.73	<b>353.42</b>
<b>P<sub>moy</sub>(%)</b>	4.35	9.39	16.20	15.63	12.78	11.71	9.63	11.12	7.06	0.98	0.38	0.77	100.00

**III 3.3 Ajustement des pluies maximales journalières**

Les lois les plus utilisées en Algérie sont la loi de Galton et Gumel. Nous allons effectuer l'ajustement de la série des pluies maximales journalières aux lois de Gumbel et Galton en utilisant le logiciel Hyfran.

**III 3.3.1 Ajustement à la loi Gumbel (Maximum de vraisemblance)**

Les résultats d'ajustement des P<sub>jmax</sub> à la loi de Gumbel sont illustrés sur la **figure III.8**

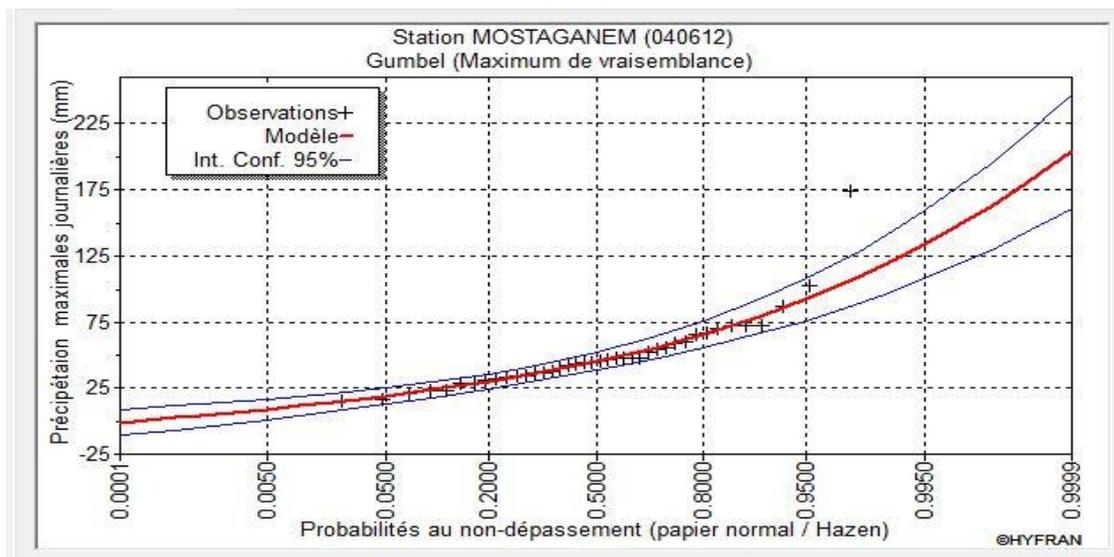


Figure III.8 : Ajustement à la loi de Gumbel

### III 3.3.2 Ajustement à la loi de Log-normal (de Galton) (Maximum de vraisemblance)

Les résultats d'ajustement de la série des Pjmax à la loi de Galton sont illustrés sur la figure III.12

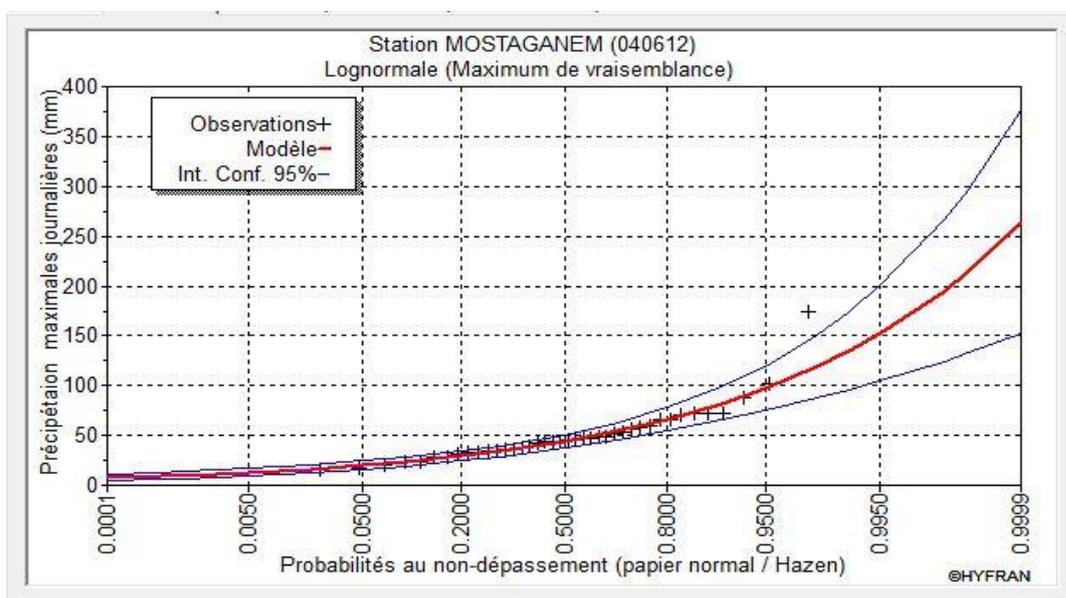


Figure III.9 : Ajustement à la loi de Galton

### III 3.4 Choix de la loi d'ajustement

Plusieurs tests permettent le choix de la loi d'ajustement la plus appropriée, parmi ces tests :

**Test de Khi carré  $X^2$  :**

- On détermine le  $\chi^2$  calculé et le nombre de degré de liberté  $\gamma$  : à l'aide du logiciel HYFRAN
- On détermine  $\chi^2$  théorique sur la table de khi <sup>2</sup> (voir tableau dans l'**annexe.3**)

Avec :  $\chi^2$  théorique =g ( $\gamma, \alpha$ )

La loi est adéquate pour une erreur  $\alpha =0.05$  si et seulement si :  $\chi^2$  calculé <  $\chi^2$  théorique.

Les résultats du test pour les deux lois d'après le logiciel HYFRAN sont donnés dans le tableau suivant :

Distribution statistique	Nombre de classe	Degré de liberté	Khi <sup>2</sup> calculé	Khi <sup>2</sup> théorique ( $\alpha=5\%$ )	H0
Gumbel	8	5	2	11.07	Vérifié
Log-normale	8	5	3.6	11.07	Vérifié

**Tableau III.14 : Résultat du test du Khi<sup>2</sup>**

Suite à la comparaison entre les deux graphes d'ajustement, on remarque qu'ils sont presque identiques et donc nous donne presque le même ajustement, d'après la région climatique où se trouve notre station on peut conclure que les pluies maximales journalières suivent **la loi de Galton**.

**III.3.5 Pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités**

La pluie d'une durée t pour une telle fréquence est donnée par la formule de Montana :

$$(t)\% = Pj\% \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (III.19)$$

Avec :

**P (t)** : Pluie d'une durée (t) pour une fréquence voulue (mm).

**P** : Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

**t** : Durée de la pluie (heures).

**b** : Exposant climatique égale à 0.3 (donnée ANRH).

➤ L'intensité des pluies est donnée par la formule suivante :

$$\frac{Pt}{t} \dots\dots\dots (III.20)$$

Période	1000	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	0,1	1	2	5	10	20
Pmaxj	195	135	119	97.5	81.9	66.2

**Tableau III.15 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence**

**Chapitre III : ETUDES HYDROLOGIQUE**

Période	5		10		20		50		100		1000	
Fréquence (%)	20		10		5		2		1		0,1	
Temps (h)	Pmax t (mm)	I0(mm/h)	Pmax t (mm)	I0 (mm/h)								
0.2	15.74	78.72	19.48	97.39	23.19	115.94	28.30	141.50	32.11	160.53	46.37	231.87
0.4	19.38	48.46	23.98	59.95	28.55	71.37	34.84	87.10	39.53	98.82	57.09	142.73
0.6	21.89	36.48	27.08	45.14	32.24	53.73	39.35	65.58	44.64	74.40	64.48	107.46
0.8	23.86	29.83	29.52	36.90	35.15	43.93	42.90	53.62	48.66	60.83	70.29	87.86
1	25.51	25.51	31.57	31.57	37.58	37.58	45.87	45.87	52.03	52.03	75.16	75.16
1.5	28.82	19.21	35.65	23.77	42.44	28.29	51.80	34.53	58.76	39.17	84.88	56.59
2	31.41	15.71	38.86	19.43	46.26	23.13	56.47	28.23	64.06	32.03	92.53	46.26
2.5	33.59	13.43	41.55	16.62	49.47	19.79	60.38	24.15	68.49	27.40	98.94	39.57
3	35.48	11.83	43.89	14.63	52.25	17.42	63.77	21.26	72.34	24.11	104.50	34.83
3.5	37.15	10.62	45.97	13.13	54.72	15.63	66.79	19.08	75.77	21.65	109.44	31.27
4	38.67	9.67	47.85	11.96	56.96	14.24	69.52	17.38	78.87	19.72	113.92	28.48
4.5	40.06	8.90	49.57	11.01	59.01	13.11	72.02	16.00	81.70	18.16	118.01	26.23
5	41.35	8.27	51.16	10.23	60.90	12.18	74.33	14.87	84.33	16.87	121.80	24.36
6	43.68	7.28	54.03	9.01	64.33	10.72	78.51	13.09	89.07	14.84	128.65	21.44
7	45.74	6.53	56.59	8.08	67.37	9.62	82.23	11.75	93.28	13.33	134.74	19.25
8	47.61	5.95	58.90	7.36	70.12	8.77	85.59	10.70	97.10	12.14	140.25	17.53

**Tableau III.16 : Pluies de courte durée et Intensité des pluies I<sub>0</sub> (mm/h)**

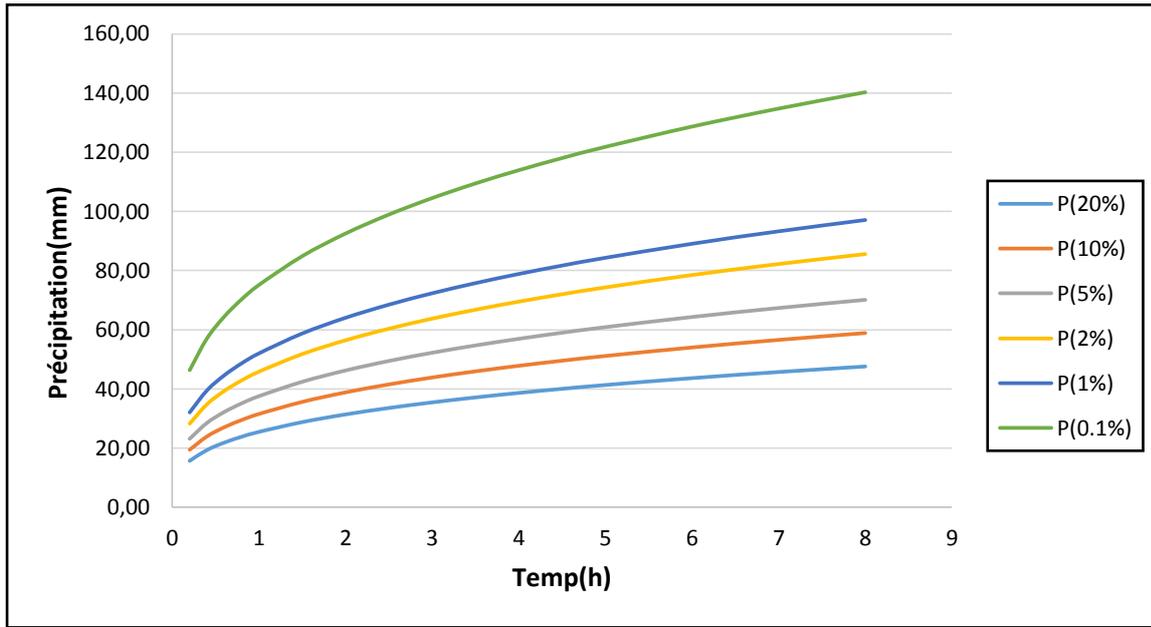


Figure III.10 : Courbes des pluies de courte durée.

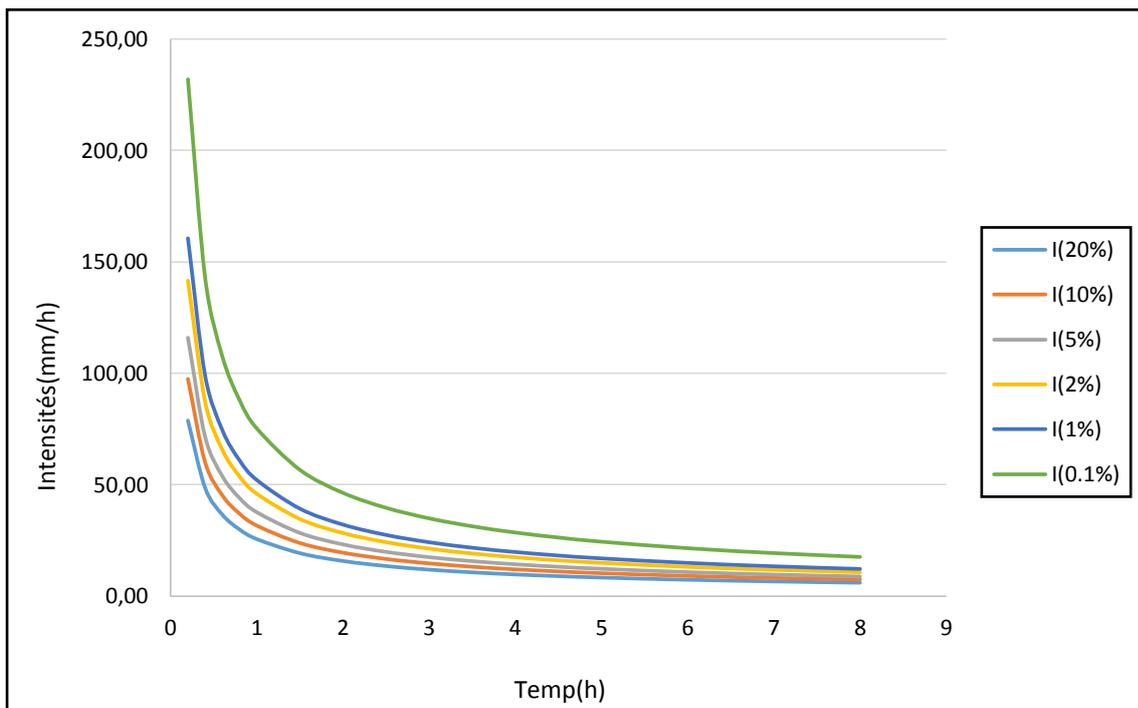


Figure III.11 : Intensité-Durée-Fréquence (IDF)

### III.4 ETUDE DES APPORTS

Puisque les données hydrométriques ne sont pas disponibles au niveau de notre talweg principal, les apports seront estimés à l'aide des formules empiriques.

#### III.4.1 Apport moyen interannuel

L'apport moyen annuel a été estimé à partir des formules suivantes :

➤ **Formule de l'ANRH**

$$A_0 = 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (III.21)$$

Où ; P : Pluie moyenne annuelle (m).  
S : surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

**AN :** A<sub>0</sub> = **0.1015 Mm<sup>3</sup>**

➤ **Formule de SAMIE :**

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.22)$$

Où ; L<sub>e</sub> : lame d'eau écoulée en [mm].

**AN :** Le = **36.87 mm**                      **A<sub>0</sub> = 0.078 Mm<sup>3</sup>**

➤ **Formule de CHAUMONT :**

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

$$C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \dots\dots\dots (III.23)$$

Où ; P : précipitation moyenne (m).

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

$$L_e = P \cdot C_e \dots\dots\dots (III.22)$$

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (III.24)$$

**AN :** C<sub>e</sub> = **0.06**      Le = **21.39 mm**                      **A<sub>0</sub> = 0.042 Mm<sup>3</sup>**

➤ **Formule de Derie II**

$$A = 0,513 \cdot P^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (III.25)$$

✓ D<sub>d</sub> : densité de drainage (Km / Km<sup>2</sup>)

**AN :** A<sub>0</sub> = **0.153 Mm<sup>3</sup>**

type de formule	L'apport moyen annuel
ANRH	<b>0.1015</b>
SAMI	0.078
CHAUMONT	0.042
DERIE II	0.153

**Tableau III.17 : Récapitulatif des apports**

• **Commentaire :**

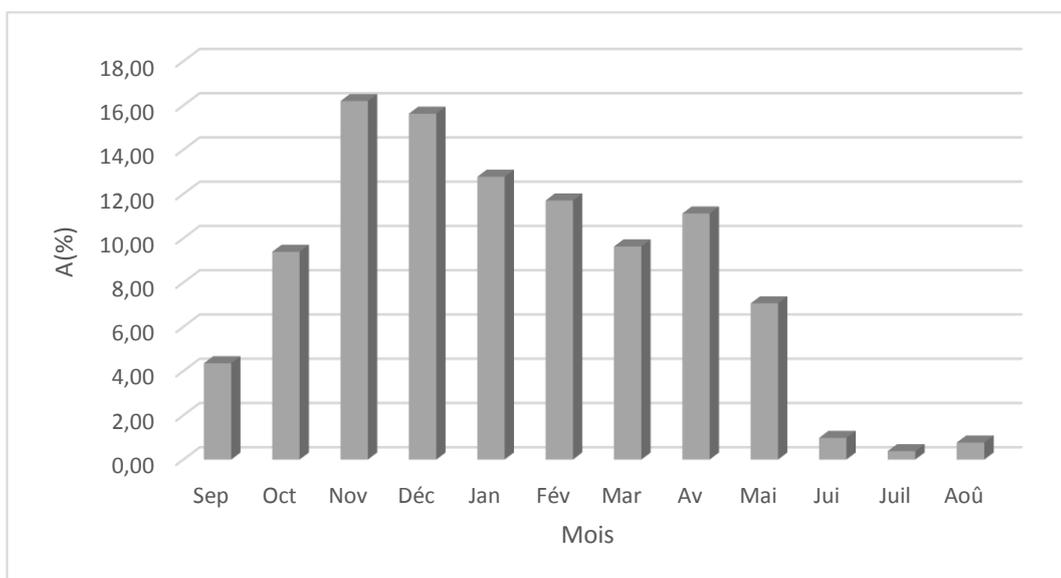
Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a choisi celle qui est la plus commode donc on adopte  $A_0 = 0.101 \text{ Mm}^3$  donnée par la formule de l'ANRH qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs.

**III.4.2 Répartition mensuelle des apports**

D'après le schéma de répartition mensuelle de la pluviométrie exprimée en pourcentage, sa transformation en schéma de répartition mensuelle des apports, s'effectue en faisant le produit du (%) pluviométrique de chaque mois par l'apport annuel retenu, le tableau qui suit, résume les apports mensuels

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Av	Mai	Jui	Juil	Aoû	total
<b>A(Mm3)</b>	0.004	0.009	0.016	0.015	0.013	0.012	0.009	0.011	0.007	0.001	0.001	0.001	<b>0.1015</b>
<b>A(%)</b>	4.31	9.39	16.06	15.49	13.22	11.89	9.60	11.02	7.00	0.97	0.37	0.77	100.00

**Tableau III.18 : Répartition mensuelle des apports**



**Figure III.12 : Histogramme de répartition mensuelle de l'apport moyen**

### III.4.3 Caractéristiques de l'écoulement

#### III.4.3.1 Module de l'écoulement

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots(III.26)$$

Où ;  $A_0$  : Apport moyen annuel (l)

$T$  : Temps d'une année en secondes  $T = (365 \times 24 \times 3600)$  s

**AN :**  $M_e = 3.21$  l/ s

#### III.4.3.2 Module de l'écoulement relatif (spécifique)

$$M_0 = \frac{M_e}{S_{bv}} \dots\dots\dots(III.27)$$

Où ;  $M_0$  : Module de l'écoulement (l/s)

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

**AN :**  $M_0 = 1.63$  l/s/Km<sup>2</sup>.

#### III.4.3.3 lame d'eau écoulée

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots(III.28)$$

**AN :**  $L_e = 51.64$  mm

#### III.4.3.4 Coefficient de l'écoulement ou de ruissellement

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots(III.29)$$

Où ;  $L_e$  : lame d'eau écoulée (mm).

$P_{moy}$  : Pluie moyenne annuelle (mm)

**AN :**  $C_e = 0.14$

#### III.4.3.5 Coefficient de variation

Le coefficient de variation est un paramètre caractérisant l'écoulement, on le calcule à l'aide des formules empiriques.

##### 1. Formule de PADOUN

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots(III.30)$$

Avec :  $C_v$  : Coefficient de variation.

$K$  : Coefficient  $K=1$ .

$M_0$  : Module spécifique (l/s.Km<sup>2</sup>). ( $M_0=1.63$  l/s/Km<sup>2</sup>)

**2. Formule de SOKOLOVSKY**

$$Cv=0,78 - 0,29\text{Log}M0 - 0,063 \text{ Log}(S+1) \dots\dots\dots (III.31)$$

Avec : **CV** : Coefficient de variation.  
**S** : Surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>). **S=1.965 Km<sup>2</sup>**.  
**M0** : Module spécifique (l/s.Km<sup>2</sup>). (**M0=1.63 l/s.Km<sup>2</sup>**)

**3. Formule d'URGIPROVODKMOZ**

$$Cv= 0.7/M_0^{0.125} \dots\dots\dots(III.32)$$

Avec : **CV** : Coefficient de variation.  
**M0** : Module spécifique (l/s.Km<sup>2</sup>). (**M0=1.63 l/s.Km<sup>2</sup>**)

<b>Formule</b>			
	<b>N.N PADOUM</b>	<b>SOKOLOVSKY</b>	<b>URGIPROVODKHOZ</b>
<b>Cv</b>	0.831	0.688	0.658

**Tableau III.19** : Les valeurs du coefficient de variation trouvées par les différentes formules

On prend comme valeur finale celle qui proche de la moyenne donnée par la formule de

**SOKOLOVSKY** c'est-à-dire **Cv=0.688**

**III.4.4 Apports fréquentiels**

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

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \dots\dots\dots (III.33)$$

Où : A% : Apport de fréquence donnée (Mm<sup>3</sup>)

μ :Variable réduite de Gauss ;

A<sub>0</sub> : Apport moyen annuel (Mm<sup>3</sup>) ;

Cv : Coefficient de variation

Les résultats de calcul sont donnés dans le **tableau III.19** :

<b>Période de retour</b>	1.25	10	20	50	100	1000
<b>Fréquence P (%)</b>	80	10	5	2	1	0,1
<b>variable de Gauss</b>	-0.842	1.282	1.643	2.051	2.327	3.160
<b>Apport (Mm<sup>3</sup>)</b>	0.049	0.185	0.232	0.299	0.355	0.597

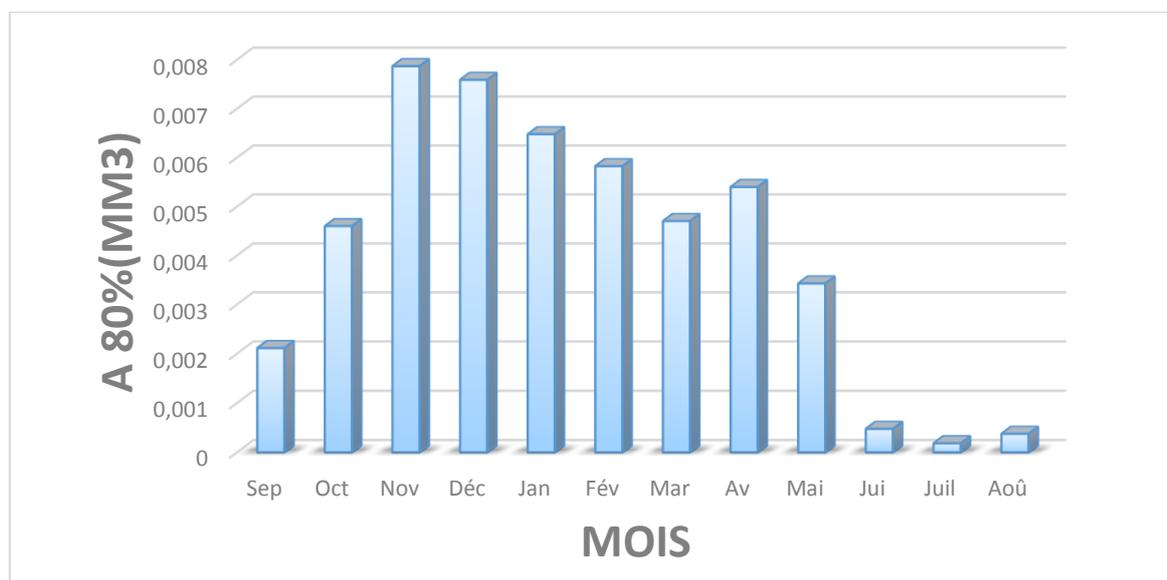
**Tableau III.20:** Les apports de différentes fréquences

### III.4.4.1 Répartition de l'apport à 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a :  $A_{80\%} = 0.049 \text{ Mm}^3$

**Tableau III.21 :** Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Av	Mai	Juin	Juil	Août	Tot
<b>A80 %(Mm3)</b>	0.002	0.004	0.007	0.007	0.006	0.005	0.004	0.0054	0.003	0.0004	0.0001	0.0003	0.049
<b>Apport(%)</b>	4.31	9.39	16.05	15.48	13.22	11.88	9.60	11.02	6.99	0.97	0.37	0.76	100



**Figure III.13 :** Histogramme de répartition mensuelle de l'apport A80%

### III.4.5 Apport solide et détermination du volume mort

L'absence de mesures du transport solide oblige à faire recours aux relations empiriques parmi :

**III.4.5.1 Apport solide en suspension**

▪ **Formule de FOURNIER (1960)**

$$T_s = \frac{1}{36} \times \left(\frac{P^2}{P_a}\right)^{2.65} \times \left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46} \dots\dots\dots (III.34)$$

Avec :

Ts : L'érosion spécifique en t/Km<sup>2</sup>.an ;

Pa : Pluie moyenne annuelle en mm ;

P : Pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvieux ; (P = 57.26 mm)

h : Altitude à 45 % (H<sub>max</sub> – H<sub>min</sub>)= (360-176)\*0.45= 81.45 m

S : Surface du bassin versant en Km<sup>2</sup> ;

$$T_s=416.83 \text{ t/Km}^2.\text{an}$$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments  $\gamma_s = 1.4 \text{ t/m}^3$ .

Le volume annuel est exprimé comme suit :

$$V_s = \frac{T_s \times S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.35)$$

$$V_s=585.05 \text{ m}^3 / \text{an}$$

▪ **Formule de TIXERONT (1960)**

Cette relation a été calée sur la base de corrélations établies entre l'apport moyen annuel

(A) et un coefficient de perméabilité ( $\alpha$ ).

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots\dots\dots (III.36)$$

✓ Ts : le transport solide en (m<sup>3</sup>/Km<sup>2</sup>/an).

✓ L<sub>0</sub> : la lame écoulée en (m).

$\alpha$  : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant. Il varie de 3,5 à 3200 et est d'autant plus important que la perméabilité soit faible,  $\alpha = 350$ , (moyenne à faible).

$$T_s=196.60 \text{ t/Km}^2.\text{an}$$

Compte tenu du poids spécifique moyen des sédiments  $\gamma_s= 1.5 \text{ t/m}^3$ . Le volume annuel est exprimé comme suit :  $V_s= 251.54 \text{ m}^3/\text{an}$

▪ **Formule de SAÏDI (1991)**

Saïdi a étudié l’envasement de 18 barrages algériens en exploitation et a proposé une équation pour estimer les apports solides  $q_s$  en  $m^3/km^2/an$  :

$$q_s = 19 \times M_0^{1.246} \times C_e^{-0.885} \dots\dots\dots(III.37)$$

Où :  $M_0$  est le débit spécifique du bassin versant (en l/s/km) et  $C_e$  le coefficient d’écoulement.

$$q_s = 194.43 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$$

Donc Le volume annuel est exprimé comme suit

$$V_s = 254.7 \text{ m}^3/\text{ans}$$

**Note :** Dans notre cas, nous optons pour la valeur de **SAÏDI**

**III.4.5.2 Estimation du volume mort**

Le volume mort est égal au produit de l’écoulement moyen interannuel solide par le nombre d’années de la période.

$$V_{\text{mort}} = T \cdot V_s \dots\dots\dots(III.38)$$

T : période pendant laquelle la retenue est exploitable est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans. Prenons 15 ans.

Le résultat de la formule de Saïdi a été maintenu afin de garantir de bons résultats, d’où le volume mort :  $V_M = V_s \times T$  **Vm= 3820.54 m3**

**III.5 ETUDE DES CRUES**

Le but de cette partie est de déterminer les hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxi probables correspondants.

Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l’estimation des débits maximum probables.

**III.5.1 Détermination des débits maximum fréquentiels par les formules empiriques**

➤ **Formule de Mallet-Gauthier**

$$Q_{\text{max p}\%} = 2K \log(1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4\log T - \log S} \dots\dots\dots(III.39)$$

Où :  $Q_{max\ p\%}$ : Débit maximum pour une fréquence donnée (m<sup>3</sup>/s) ;

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

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

$L$  : Longueur du talweg principal (km)

$K$  : Constante dépendant des caractéristiques du bassin :  $K$  (1-3) ;  $K = 2$

$T$  : Période de retour (an)

<b>Période de Rotour T (ans)</b>	10	20	50	100
<b>Qmax (m3/s)</b>	12.03	13.48	15.19	16.36

**Tableau III.22** : Débit max pour une fréquence voulue (mallet-gauthier)

➤ **Formule de POSSENTI :**

$$Q_{max,p\%} = \frac{\mu \times P_{max,j\%} \times S}{L} \dots\dots\dots (III.40)$$

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

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

$L$  : Longueur du cours d'eau principal (Km) ;

<b>Période de Rotour T (ans)</b>	10	20	50	100
<b>Pmax, j(%)</b>	81.8	97.7	119	135
<b>Qmax (m3/s)</b>	30.05	35.89	43.71	49.59

**Tableau III.23** : Débit max pour une fréquence voulue (Possenti)

➤ **Formule de Turraza**

$$Q_{max,\%} = \frac{C_{Itc}}{3.6} \times S \dots\dots\dots (III.41)$$

Avec :

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

$C_r$  : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

$I_{tc}$  : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h).

<b>Période de retour (ans)</b>	10	20	50	100
<b>Fréquence %</b>	10	5	2	1
<b>Cr</b>	0.5	0.55	0.6	0.7
<b>I<sub>tc</sub> (mm/h)</b>	26.01	30.97	37.79	42.88
<b>Débit max (m<sup>3</sup>/s)</b>	7.09	9.29	12.37	16.38

**Tableau III.24** : Débit max pour une fréquence voulue (Turraza)

➤ **Formule de l'ANRH**

Les formules utilisées seront les suivantes :

$$\text{ANRH : } Q_{10} = 7.1285 \times S^{0.6842} \quad \text{pour } S > 7\text{km}^2 \dots \dots \dots \text{(III.42)}$$

$$\text{Porozlaï : } Q_{10} = 4.8885 \times S^{0.8695} \quad \text{pour } S < 7\text{km}^2 \dots \dots \dots \text{(III.43)}$$

Passage aux débits de crues s'effectuera à l'aide des rapports existants entre le débit décennal et les débits cinquantennale et centennale. Ces rapports sont respectivement de :

$$\frac{Q_{25}}{Q_{10}} = 1.3 \quad \frac{Q_{50}}{Q_{10}} = 1.5 \quad \frac{Q_{100}}{Q_{10}} = 1.7$$

Ces rapports ont été vérifiés sur de nombreux cas de données brutes issues d'ajustements statistiques.

<b>Période de Retour T (ans)</b>	10	25	50	100
<b>Q<sub>max</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	8.76	11.401	13.15	14.909

**Tableau III.25** : Débit max pour une fréquence voulue (ANRH)

Suite aux résultats obtenus, les valeurs retenues sont celles de **Turraza** puisque c'est les valeurs qui se rapproche le plus des valeurs moyennes

**III.5.2 Caractéristiques de la crue**

Les caractéristiques de la crue (forme et temps de montée et de décrue) sont calculées par la méthode dite de Sokolovski. L'hydrogramme de crue est modélisé à l'aide de deux équations paraboliques, l'une pour le temps de montée :

$$Q_t = Q_{max} \left( \frac{t}{t_m} \right)^m \dots \dots \dots \text{(III.44)}$$

$$Q_t = Q_{max} \left( \frac{t_d - t}{t_d} \right)^n \dots \dots \dots \text{(III.45)}$$

Où : Q<sub>m</sub> : débit instantané de la montée (m<sup>3</sup>/s)

Q<sub>d</sub> : débit instantané de la décrue (m<sup>3</sup>/s)

$t_m$  : temps de la montée de la crue en heures ;  $t_m = t_c = 1.2$  heures

$Q_{max}$  : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m<sup>3</sup>/s)

m et n les puissances des paraboles (les bassins versants de petits gabarits m=2 et n=3).

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

- Le temps de montée ( $t_m$ ) est assimilé au temps de concentration ( $T_c$ ).
- Le temps de décrue égale :  $t_d = \gamma \times t_m$

Étant un coefficient de forme estimé à partir de certaines caractéristiques physiques du cours d'eau tel qu'indiquer au Tableau suivant :

Description du cours d'eau	$\gamma$
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 2,5

**Tableau III.26** : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue  $\gamma$

**AN:**       $T_m = T_c = 1.2$  h               $\gamma = 2.5$                $T_d = 3.55$  h

Les Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le **tableau III.25 et la Figure (III.16)**

Période de retour (ans)	100	50	20	10
Temps (h)	Q1% (m3/s)	Q2% (m3/s)	Q5% (m3/s)	Q10% (m3/s)
<b>Qmax</b>	<b>16.38</b>	<b>12.27</b>	<b>9.29</b>	<b>7.07</b>
0	0	0	0	0
0.25	0.507712	0.380319	0.287951	0.21976
0.5	2.030847	1.521276	1.151805	0.879042
0.75	4.569406	3.42287	2.591562	1.977844
1	8.123388	6.085102	4.607221	3.516167
1.25	12.69279	9.507972	7.198782	5.494012
<b>1.42</b>	16.38	12.27	9.29	7.09
1.75	13.15742	9.856014	5.695122	5.695122
2	10.38791	7.781423	4.496356	4.496356
2.25	8.037166	6.020514	3.478847	3.478847
2.5	6.070848	4.547577	2.627736	2.627736
2.75	4.454637	3.336899	1.928167	1.928167
3	3.154209	2.362768	1.365283	1.365283
3.25	2.135238	1.599473	0.924227	0.924227
3.5	1.363402	1.021303	0.590142	0.590142
3.75	0.804376	0.602545	0.34817	0.34817
4	0.423835	0.317488	0.183455	0.183455
4.25	0.187456	0.14042	0.081139	0.081139
4.5	0.060914	0.04563	0.026366	0.026366
4.75	0.009885	0.007405	0.004279	0.004279
5	4.58E-05	3.43E-05	1.98E-05	1.98E-05

**Tableau III.27** : Valeurs des débits de crues en fonction du temps

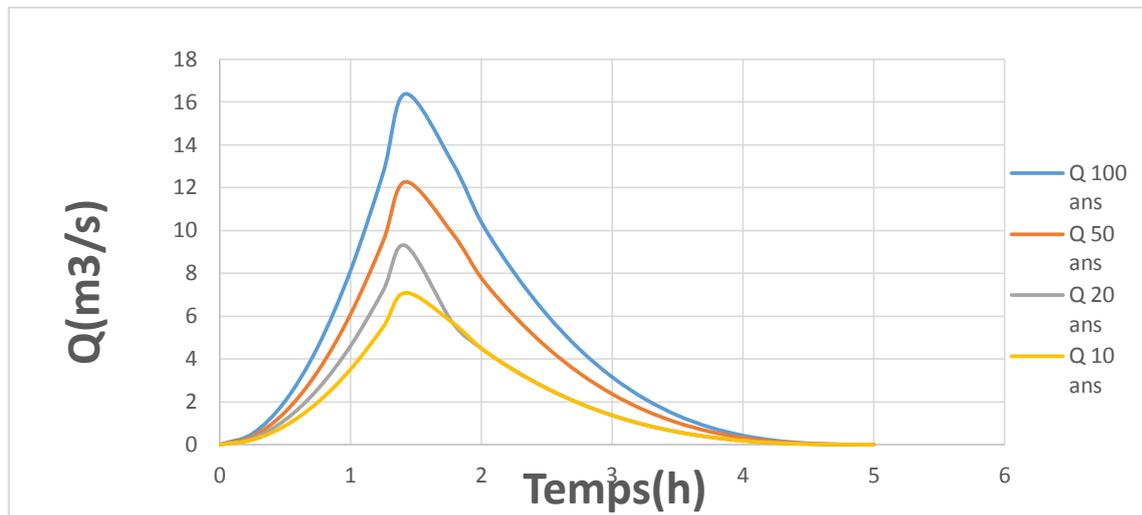


Figure III.14 : Hydrogrammes des crues probables en fonction du temps selon méthode de Turraza

### III.5.3 Choix de la crue de projet

Elle est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval. Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en crues à l'aval.

Pour notre cas on peut considérer que le risque d'avoir des pertes en vies humaines dans le cas d'une rupture est faibles ainsi que pour les dommages matériels ; donc nous avons opté pour une crue de projet de probabilité 1 % (T =100 ans).  $Q_{\max 1\%} = 16.38 \text{ m}^3/\text{s}$

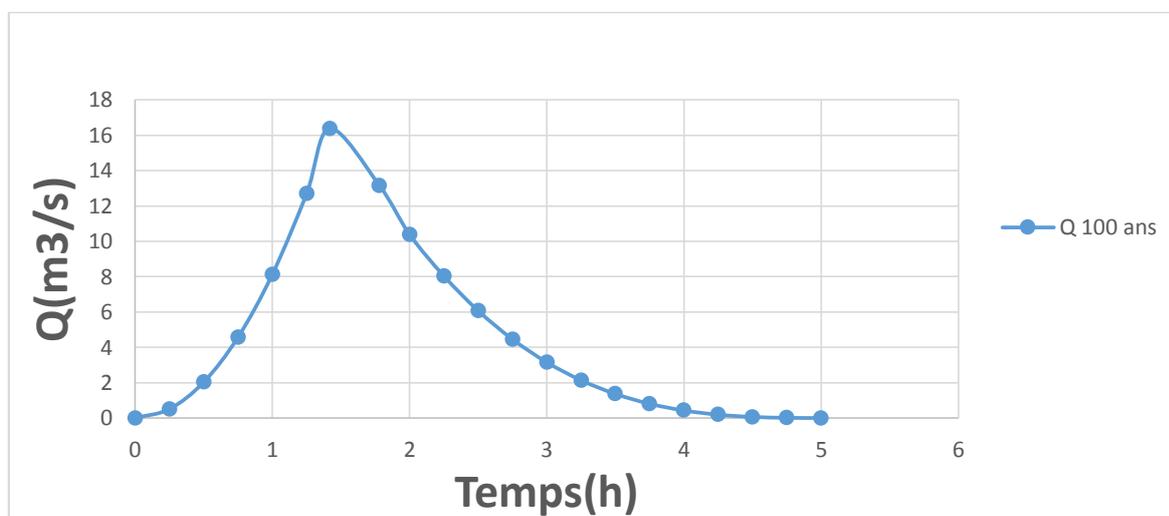


Figure III.15 : Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour centennial

### III.6 REGULARISATION DE L'ÉCOULEMENT

L'objet de l'étude de régularisation est de déterminer la capacité de la retenue collinaire, de façon à ce que la régularisation des apports de l'Oued soit optimum. Pour notre projet la retenue étant destinée à l'irrigation.

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

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

#### III.6.1 Répartition des besoins

La répartition mensuelle des besoins est présentée dans le tableau suivant :

La surface irriguée est de 10 Ha et la quantité et les besoins annuels sont estimés à 46460 m<sup>3</sup>

Mois	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Total
<b>Besoins (m3)</b>	1100	1052	0	0	3203	3500	3535	4560	6150	6821	5213	1325	46459.6
<b>Besoins (%)</b>	3.01	2.88	0	0	8.77	9.59	9.69	12.50	16.86	18.70	14.29	3.63	100

#### III.6.2 Courbes « Hauteurs –Capacités –Surface »

Les courbes hauteurs-capacités-surfaces nécessaires aux calculs de régularisation et de simulation de la gestion de la retenue.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots(III.46)$$

Où ;  $\Delta V_i = \frac{2}{3} \cdot S_i \cdot \Delta H$ .

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

$\Delta H$  : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives.

$\Delta V_i$  : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m<sup>3</sup>).

cote (NGA)	Hauteur(m)	$\Delta h(m)$	S (m2)	$\Delta V (m3)$	V (m3)
179	0	0	0	0	0
180	1	1	200.838	133.892	133.892
181	2	1	569.926	385.382	519.274
182	3	1	1012.442	791.184	1310.458
183	4	1	1747.885	1380.1635	2690.622
184	5	1	2615.536	2181.7105	4872.332
185	6	1	3607.589	3111.5625	7983.895
186	7	1	4637.514	4122.5515	12106.45
187	8	1	5773.608	5205.561	17312.01
188	9	1	7154.258	6463.933	23775.94
189	10	1	8581.773	7868.0155	31643.96
190	11	1	10103.67	9342.7215	40986.68
191	12	1	11747.16	10925.416	51912.09
192	13	1	13589.84	12668.502	64580.6

**Tableau III.29** : Courbes « Hauteurs –Capacités –Surface »

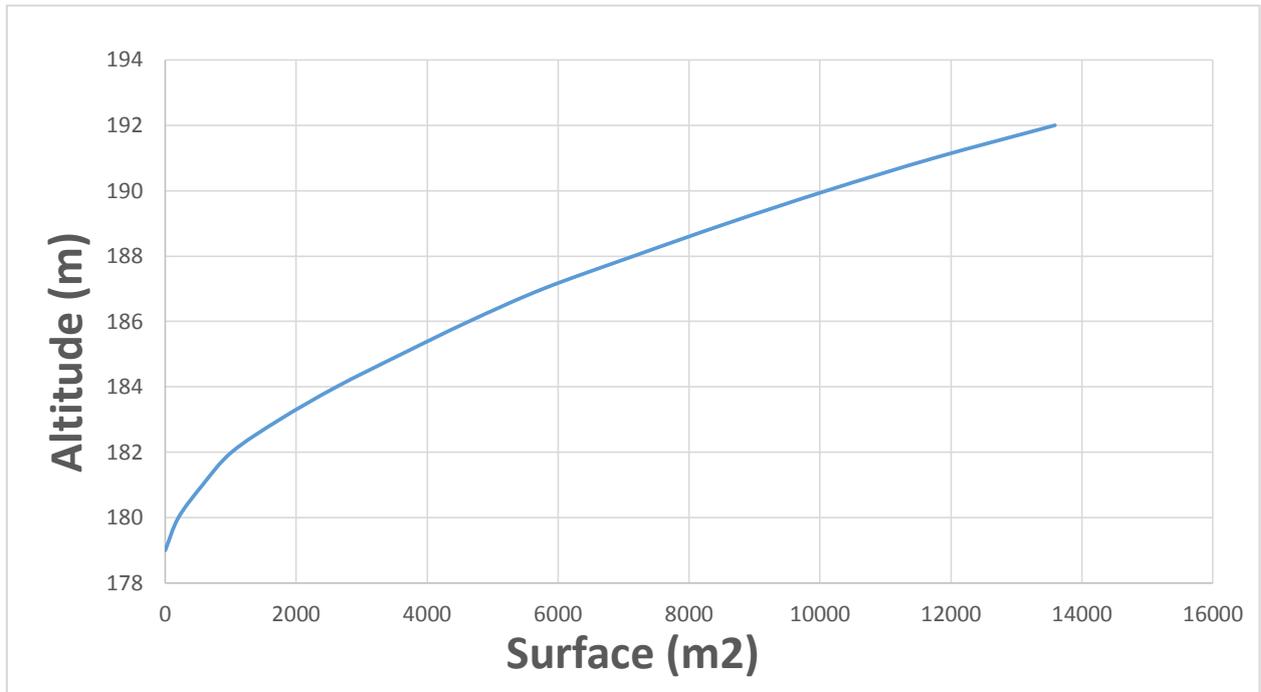


Figure III.17 : Courbes Surface\_Hauteur

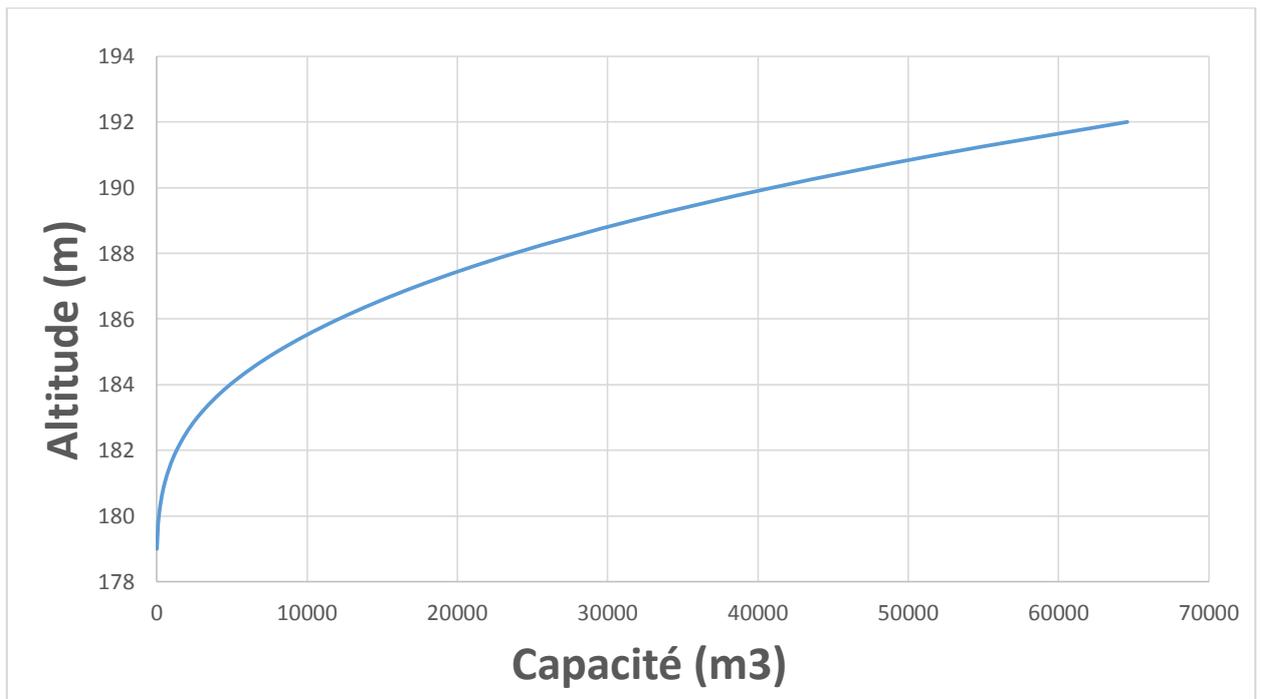


Figure III.18 : Courbes Capacité\_Hauteurs

**III.6.3 Volume utile**

**III.6.3.1 Détermination de la période de bonne hydraulicité**

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

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau **Tableau III.30**.

**Tableau III.30** : Le volume utile de la retenue

Mois	W80%	U80%	W-U	Volume (m3)
Octobre	2113.22	1100	1013.22	<b>27626</b>
Novembre	4601.6	1052	3549.6	
Décembre	7867.6	0	7867.6	
Janvier	7588	0	7588	
Février	6478.5	3203	3275.5	
Mars	5824	3500	2324	
Avril	4704.6	3535.6	1169	
Mai	5399.9	4560	839.9	
Juin	3429.5	6150	-2720.5	
Juillet	475.4	6821	-6345.6	
Aout	182.74	5213	-5030.26	
Sept	375.11	1325	-949.89	

**$V_s = 27626 \text{ m}^3$**

**$V_d = 15046 \text{ m}^3$**

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$  D'où :  $V_u = V_d$

Alors :  **$V_u = 15046 \text{ m}^3$**

Le volume normal de la retenue sera :  **$V_{NNR} = 18867 \text{ m}^3$**

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

➤ **1<sup>ère</sup> Consigne d'exploitation**

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

➤ **2<sup>ème</sup> Consigne d'exploitation**

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

**Chapitre III : ETUDES HYDROLOGIQUE**

Mois	W80%(m3)	U80%(m3)	W-U (m3)	1ère consigne			2ème consigne		
				Vrf	Vri	S (m3)	Vrf	Vri	S (m3)
					3820.54		2807.32	3820.54	1013.22
<b>Oct</b>	2113.22	1100	1013.22	4833.76	4833.76	0	270.94	3820.54	3549.6
<b>Nov</b>	4601.6	1052	3549.6	8383.36	8383.36	0	4047.15	3820.54	7867.69
<b>Déc</b>	7867.6	0	7867.6	16250.96	16250.96	0	3670.39	3820.45	150.06
<b>Jan</b>	7588	0	7588	23838.96	18867	4971.96	11258.39	11258.39	
<b>Fév</b>	6478.5	3203	3275.5	22142.5	18867	3275.5	14533.89	14533.89	
<b>Mar</b>	5824	3500	2324	21191	18867	2324	16857.89	16857.89	
<b>Av</b>	4704.6	3535.6	1169	20036	18867	1169	18026.89	18026.89	
<b>Mai</b>	5399.9	4560	839.9	19706.9	18867	839.9	18866.79	18866.79	
<b>juin</b>	3429.5	6150	-2720.5	16146.5	16146.5	0	16146.29	16146.29	
<b>juil</b>	475.4	6821	-6345.6	9800.9	9800.9	0	9800.69	9800.69	
<b>Août</b>	182.74	5213	-5030.26	4770.64	4770.64	0	4770.43	4770.43	
<b>Sep</b>	375.11	1325	-949.89	3820.75	3820.75	0	3820.54	3820.54	
<b>Total</b>	<b>49040</b>	<b>46460</b>	<b>Volume excédentaire à évacuer</b>			<b>12581</b>	<b>Volume excédentaire à évacuer</b>		<b>12581</b>

**Tableau III.31 : Régularisation saisonnière sans pertes**

### 6.3.1 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

#### A- Pertes par évaporation

$$V_{ep} = E_s \times S_{moy} \dots\dots\dots (III.47)$$

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

$E_s$  : Evapotranspiration mensuelle (m).

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

$V_{moy}$  : volume moyenne (m<sup>3</sup>)

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i}V_{rf,i+1}}{2} \dots\dots\dots (III.48)$$

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

#### B- Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (III.49)$$

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

$\delta$  : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette (Sol a faible perméabilité  $\delta = 0.5$ ).

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

Dans la présente étude, une régularisation en tenant compte des pertes a été procédé.

#### ➤ La première approximation

Les résultats du calcul de la régularisation sans tenir compte des pertes (1ere approximation) sont présentés dans les **tableaux III.32**

### Chapitre III : ETUDES HYDROLOGIQUE

Mois	V <sub>rf</sub>	V <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> )	S <sub>moy</sub> (m <sup>2</sup> )	Es	V <sub>inf</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>evap</sub> (m <sup>3</sup> )	P (m <sup>3</sup> )	W <sub>80%</sub> (m <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (m <sup>3</sup> )	W-U-P (m <sup>3</sup> )	1 ère consigne			2 eme consigne		
	(m <sup>3</sup> )			(mm)							V <sub>ri</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (m <sup>3</sup> )	S' (m <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>rf</sub> (m <sup>3</sup> )	S' (m <sup>3</sup> )
Octo	3820.54											3820.54		3000.64	3820.54	819.89
	4833.76	4327.15	1973.45	87	21.63	171.69	193.32	2113.22	1100	819.89	4640.43	4640.43	0	460.68	3820.54	3359.86
Nove	8383.36	6608.56	2655.89	59	33.04	156.69	189.74	4601.6	1052	3359.86	8000.29	8000.29	0	1742.18	3820.54	2078.35
Déce	16250.96	12317.16	4272.27	44	61.58	187.9	249.56	7867.6	0	7618.03	15618.33	15618.3	0	9360.21	9360.215	0
Janvier	18867	17558.98	5641.68	47	87.79	265.15	352.95	7588	0	7235.04	22853.37	21512	1341.3	16595.26	16595.26	0
Février	18867	18867	5966.2	60	94.3	357.97	452.31	6478.5	3203	2823.18	24335.19	21512	2823.1	19418.45	19418.45	0
Mars	18867	18867	5966.2	91	94.3	542.93	637.26	5824	3500	1686.73	23198.73	21512	1686.7	21105.18	21105.18	0
Avril	18867	18867	5966.2	112	94.3	668.22	762.55	4704.6	3535.6	406.42	21918.44	21512	406.4	21511.63	21511.63	0
Mai	18867	18867	5966.2	140	94.3	835.27	929.61	5399.9	4560	-89.712	21422.29	21422.29	0	21421.91	21421.91	0
Juin	16146.5	17506.75	5628.58	155	87.53	872.43	959.96	3429.5	6150	-3680.4	17741.82	17741.82	0	17741.45	17741.45	0
Juillet	9800.9	12973.7	4449.81	173	64.86	769.81	834.68	475.4	6821	-7180.29	10561.54	10561.54	0	10561.16	10561.16	0
Aout	4770.64	7285.77	2854.45	156	36.42	445.29	481.72	182.74	5213	-5511.98	5049.55	5049.552	0	5049.18	5049.18	0
Septe	3820.75	4295.695	1963.90	131	21.47	257.27	278.74	375.11	1325	-1228.64	3820.91	3820.913	0	3820.54	3820.54	0
Volume excédentaire à évacuer													6257.7	6257.7		

Tableau III.32 : La régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

**AN:**  $V'_s = 23949 \text{ m}^3$      $V'_d = 17691 \text{ m}^3$      $S' = 6257.7 \text{ m}^3$

$V_s > V_d$ , donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que là l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc.

**AN:**  $V'_u = V_d = 17691 \text{ m}^3$      $V'_{NNR} = 21512 \text{ m}^3$

✓ **Estimation de l'erreur**

Les volumes des pertes sont considérés comme consommation, pour ces calculs nous devons vérifier la condition suivante :

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \times 100 \quad \text{Avec} \quad \varepsilon < 1\% \text{ a } 2\% \dots\dots\dots (III.50)$$

**AN:**     $\zeta = 17\% > 2\%$  Donc il faut faire des approximations successives des volumes moyens jusqu'à stabilisation de ces pertes.

➤ **La 2eme approximation :**

Les résultats du calcul de la régularisation sans tenir compte des pertes (2eme approximation) sont présentés dans les tableaux III.26.

### Chapitre III : ETUDES HYDROLOGIQUE

Mois	$V_{rf}$	$V_{moy}$ (m <sup>3</sup> )	$S_{moy}$ (m <sup>2</sup> )	$Es$	$V_{inf}$ (m <sup>3</sup> )	$V_{evap}$ (m <sup>3</sup> )	$P$ (m <sup>3</sup> )	$W_{80\%}$	$U_{80\%}$	$W-U-P$	$V'_{rf}$ (m <sup>3</sup> )	$V'_{ri}$ (m <sup>3</sup> )	$S'$ (m <sup>3</sup> )	$V'_{ri}$ (m <sup>3</sup> )	$V'_{rf}$	$S'$
	(m <sup>3</sup> )			(mm)											(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )
Octo	3820.54											3820.34		2997.56	3820.5	822.93
	4640.434	4230.4	1944.08	87	21.15	169.13	190.28	2113.22	1100	822.93	4643.272	4643.272	0	454.18	3820.5	3366.319
Nove	8000.293	6320.3	2570.83	59	31.6	151.67	183.28	4601.6	1052	3366.3	8009.591	8009.591	0	2240.0	3820.5	1580.475
Déce	15618.33	11809.3	4133.75	44	59.04	181.88	240.93	7867.6	0	7626.6	15636.26	15636.26	0	9866.69	9866.69	0
Janvier	21512	18565.1	5891.9	47	92.82	276.92	369.74	7588	0	7218.2	22854.51	21794.6	1059.91	17084.94	17084.94	0
Février	21512	2151	6601.7	60	107.56	396.10	503.66	6478.5	3203	2771.8	24566.44	21794.6	2771.83	19856.78	19856.78	0
Mars	21512	2151	6601.7	91	107.56	600.75	708.31	5824	3500	1615.68	23410.28	21794.6	1615.68	21472.47	21472.47	0
Avril	21512	2151	6601.7	112	107.56	739.39	846.95	4704.6	3535.6	322.04	22116.65	21794.6	322.04	21794.51	21794.51	0
Mai	21422.29	21467.1	6591.16	140	107.33	922.76	1030.0	5399.9	4560	-190.19	21604.4	21604.4	0	21604.32	21604.32	0
Juin	17741.82	19582.0	6140.81	155	97.91	951.82	1049.7	3429.5	6150	-3770.2	17834.16	17834.16	0	17834.08	17834.08	0
Juillet	10561.54	14151.6	4764.03	173	70.75	824.17	894.93	475.4	6821	-7240.5	10593.63	10593.63	0	10593.54	10593.54	0
Aout	5049.552	7805.5	3005.61	156	39.02	468.87	507.90	182.74	5213	-5538.1	5055.463	5055.46	0	5055.37	5055.378	0
Sept	3820.54	4435.0	2006.20	131	22.17	262.81	284.98	375.11	1325	-1234.8	3820.586	3820.58	0	3820.5	3820.5	0
<b>Volume excédentaire à évacuer</b>													<b>5769.5</b>		<b>5769.5</b>	

**Tableau III.33 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes**

$$V''_s = 23553.5 \text{ m}^3 \quad V''_d = 17974 \text{ m}^3 \quad S'' = 5769.5 \text{ m}^3$$

$V''_s > V''_d$  donc la retenue fonctionne à un seul temps.  $V_u = V_d = 16848.05 \text{ m}^3$

Donc, nous aurons :  $V''_{\text{NNR}} = 21794.5 \text{ m}^3$

➤ **Estimation de l'erreur**

✓  $V'_u = 17691 \text{ m}^3$

✓  $V''_u = 17974 \text{ m}^3$

$$\zeta = \frac{17974 - 17691}{17691} \cdot 100 \quad \text{le résultat est: } \zeta = 1.5 \%$$

$\zeta = 1.3\% < 2\%$  condition vérifier

Désignation	Unité	Quantité
Volume mort	m3	<b>3820.34</b>
Volume utile	m3	<b>17974</b>
Volume NNR	m3	<b>21794.5</b>
Quantité d'eau pour l'irrigation	m3	<b>46960</b>
Cote VM	mNGA	<b>183.9</b>
Côte NNR	mNGA	<b>187.25</b>
Norme d'irrigation	m3/ha	<b>5000</b>
Surface à irriguer	ha	<b>10</b>

**Tableau III.34** : Récapitulatif des résultats

Avec une norme d'irrigation de 5000 m3/ha, nous obtenons une superficie à irriguer de 10 ha

### III.7 LAMINAGE DES CRUES

On appelle laminage d'une crue la réduction du débit de pointe de son hydrogramme de crue par les moyens artificiels et cela à travers un réservoir. Le laminage a un rôle important dans le fonctionnement adéquat de l'ouvrage, sa sécurité d'une part, d'une autre part d'optimiser le coût de l'ouvrage d'évacuation et de contrer les inondations à l'aval.

➤ **Principe du laminage :**

Volume entrant = volume emmagasiner + volume sortant

$$Qdt = Sdh + qdt \dots\dots\dots (III.51)$$

Avec :

Q : Le débit entrant de la crue.

q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé)

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

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (III.52)$$

D'où :

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

Il existe plusieurs procédés de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step, Muskingam ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de Muskingam

**Méthode de KOCHERINE :**

La méthode se base sur les principes suivants:

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

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

$$Q = mb\sqrt{2.g.H^{\frac{3}{2}}} \dots\dots\dots (III.53)$$

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

b: largeur du déversoir (m).

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

$$H_0 = H + \alpha \frac{V_0^2}{2g} \dots\dots\dots(III.54)$$

H<sub>0</sub>:charge globale.

V<sub>0</sub>:vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots(III.55)$$

Avec: S = b.H

Tous les résultats sont rassemblés dans les tableaux ci après:

donnees		largeur	hauteur	debit	surface	vitesse	Wd3
<b>g</b>	<b>9.81</b>	<b>10</b>	<b>0.2</b>	<b>1.9412907</b>	<b>2</b>	<b>0.97064535</b>	<b>7150.2832</b>
<b>a</b>	<b>1</b>	<b>9.5</b>	<b>0.3</b>	<b>3.3880598</b>	<b>2.85</b>	<b>1.18879291</b>	<b>7836.98832</b>
<b>2*g</b>	<b>19.62</b>	<b>9</b>	<b>0.4</b>	<b>4.94171934</b>	<b>3.6</b>	<b>1.37269982</b>	<b>8538.11492</b>
<b>2.g<sup>0,5</sup></b>	<b>4.429446918</b>	<b>8.5</b>	<b>0.5</b>	<b>6.52258146</b>	<b>4.25</b>	<b>1.53472505</b>	<b>9253.63552</b>
<b>Q<sub>1%</sub></b>	<b>16.38</b>	<b>8</b>	<b>0.6</b>	<b>8.06979389</b>	<b>4.8</b>	<b>1.68120706</b>	<b>9983.55012</b>
<b>W<sub>1%</sub></b>	<b>132687</b>	<b>7.5</b>	<b>0.7</b>	<b>9.53353364</b>	<b>5.25</b>	<b>1.81591117</b>	<b>10727.8587</b>
<b>m=</b>	<b>0.49</b>	<b>7</b>	<b>0.8</b>	<b>10.8712279</b>	<b>5.6</b>	<b>1.9412907</b>	<b>11486.5613</b>
		<b>6.5</b>	<b>0.9</b>	<b>12.0454409</b>	<b>5.85</b>	<b>2.05904972</b>	<b>12259.6579</b>
		<b>6</b>	<b>1</b>	<b>13.0225739</b>	<b>6</b>	<b>2.17042898</b>	<b>13047.1485</b>
		<b>5.5</b>	<b>1.1</b>	<b>13.772009</b>	<b>6.05</b>	<b>2.27636512</b>	<b>13849.0331</b>
		<b>5</b>	<b>1.2</b>	<b>14.2655149</b>	<b>6</b>	<b>2.37758582</b>	<b>14665.3117</b>
		<b>4.5</b>	<b>1.3</b>	<b>14.4768182</b>	<b>5.85</b>	<b>2.47466979</b>	<b>15495.9843</b>
		<b>4</b>	<b>1.4</b>	<b>14.3812827</b>	<b>5.6</b>	<b>2.5680862</b>	<b>16341.0509</b>

**Tableau III.35:** Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE :

On fait le calcul en variant la largeur (**b**) de (4 à 10) m selon la formule:  $Q = mb\sqrt{2.g.H^{\frac{3}{2}}}$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Hauteur	vitesse	Hauteur total	Débit m <sup>3</sup> /s												
			4	4.5	5	5.5	6	6.5	7	7.5	8	8.5	9	9.5	10
m	m/s	m													
0.2	2.57	0.54	3.4	3.8	4.3	4.7	5.1	5.5	6.0	6.4	6.8	7.2	7.7	8.1	8.5
0.3	2.47	0.61	4.2	4.7	5.2	5.7	6.2	6.8	7.3	7.8	8.3	8.8	9.4	9.9	10.4
0.4	2.38	0.69	5.0	5.6	6.2	6.8	7.4	8.1	8.7	9.3	9.9	10.5	11.2	11.8	12.4
0.5	2.38	0.79	6.1	6.8	7.6	8.4	9.1	9.9	10.6	11.4	12.1	12.9	13.7	14.4	15.2
0.6	2.28	0.86	7.0	7.8	8.7	9.6	10.5	11.3	12.2	13.1	13.9	14.8	15.7	16.6	17.4
0.7	2.17	0.94	7.9	8.9	9.9	10.9	11.9	12.9	13.8	14.8	15.8	16.8	17.8	18.8	19.8
0.8	2.06	1.02	8.9	10.0	11.1	12.2	13.3	14.4	15.6	16.7	17.8	18.9	20.0	21.1	22.2
0.9	1.94	1.09	9.9	11.1	12.4	13.6	14.9	16.1	17.3	18.6	19.8	21.1	22.3	23.5	24.8
1	1.82	1.17	11.0	12.3	13.7	15.1	16.4	17.8	19.2	20.6	21.9	23.3	24.7	26.0	27.4
1.1	1.68	1.24	12.0	13.6	15.1	16.6	18.1	19.6	21.1	22.6	24.1	25.6	27.1	28.6	30.1
1.2	1.53	1.32	13.2	14.8	16.5	18.1	19.8	21.4	23.0	24.7	26.3	28.0	29.6	31.3	32.9
1.3	1.37	1.40	14.3	16.1	17.9	19.7	21.5	23.3	25.1	26.9	28.6	30.4	32.2	34.0	35.8
1.4	1.19	1.47	15.5	17.4	19.4	21.3	23.3	25.2	27.1	29.1	31.0	32.9	34.9	36.8	38.8

Tableau III.36: Détermination de H<sub>0</sub> et Q en fonction de b

**Chapitre III : ETUDES HYDROLOGIQUE**

<b>h</b>	<b>Vch</b>	<b>q</b>	<b>4</b>	<b>4.5</b>	<b>5</b>	<b>5.5</b>	<b>6</b>	<b>6.5</b>	<b>7.5</b>	<b>8</b>	<b>8.5</b>	<b>9</b>	<b>9.5</b>	<b>10</b>
<b>0.2</b>	<b>7150.2832</b>	<b>13.5</b>	<b>3.4</b>	<b>3.8</b>	<b>4.3</b>	<b>4.7</b>	<b>5.1</b>	<b>5.5</b>	<b>6.0</b>	<b>6.4</b>	<b>6.8</b>	<b>7.2</b>	<b>7.7</b>	<b>8.1</b>
<b>0.3</b>	<b>7836.98832</b>	<b>13.2</b>	<b>4.2</b>	<b>4.7</b>	<b>5.2</b>	<b>5.7</b>	<b>6.2</b>	<b>6.8</b>	<b>7.3</b>	<b>7.8</b>	<b>8.3</b>	<b>8.8</b>	<b>9.4</b>	<b>9.9</b>
<b>0.4</b>	<b>8538.11492</b>	<b>12.9</b>	<b>5.0</b>	<b>5.6</b>	<b>6.2</b>	<b>6.8</b>	<b>7.4</b>	<b>8.1</b>	<b>8.7</b>	<b>9.3</b>	<b>9.9</b>	<b>10.5</b>	<b>11.2</b>	<b>11.8</b>
<b>0.5</b>	<b>9253.63552</b>	<b>12.6</b>	<b>6.1</b>	<b>6.8</b>	<b>7.6</b>	<b>8.4</b>	<b>9.1</b>	<b>9.9</b>	<b>10.6</b>	<b>11.4</b>	<b>12.1</b>	<b>12.9</b>	<b>13.7</b>	<b>14.4</b>
<b>0.6</b>	<b>9983.55012</b>	<b>12.3</b>	<b>7.0</b>	<b>7.8</b>	<b>8.7</b>	<b>9.6</b>	<b>10.5</b>	<b>11.3</b>	<b>12.2</b>	<b>13.1</b>	<b>13.9</b>	<b>14.8</b>	<b>15.7</b>	<b>16.6</b>
<b>0.7</b>	<b>10727.85872</b>	<b>11.6</b>	<b>7.9</b>	<b>8.9</b>	<b>9.9</b>	<b>10.9</b>	<b>11.9</b>	<b>12.9</b>	<b>13.8</b>	<b>14.8</b>	<b>15.8</b>	<b>16.8</b>	<b>17.8</b>	<b>18.8</b>
<b>0.8</b>	<b>11486.56132</b>	<b>11.5</b>	<b>8.9</b>	<b>10.0</b>	<b>11.1</b>	<b>12.2</b>	<b>13.3</b>	<b>14.4</b>	<b>15.6</b>	<b>16.7</b>	<b>17.8</b>	<b>18.9</b>	<b>20.0</b>	<b>21.1</b>
<b>0.9</b>	<b>12259.65792</b>	<b>11.4</b>	<b>9.9</b>	<b>11.1</b>	<b>12.4</b>	<b>13.6</b>	<b>14.9</b>	<b>16.1</b>	<b>17.3</b>	<b>18.6</b>	<b>19.8</b>	<b>21.1</b>	<b>22.3</b>	<b>23.5</b>
<b>1</b>	<b>13047.14852</b>	<b>11.1</b>	<b>11.0</b>	<b>12.3</b>	<b>13.7</b>	<b>15.1</b>	<b>16.4</b>	<b>17.8</b>	<b>19.2</b>	<b>20.6</b>	<b>21.9</b>	<b>23.3</b>	<b>24.7</b>	<b>26.0</b>
<b>1.1</b>	<b>13849.03312</b>	<b>10.7</b>	<b>12.0</b>	<b>13.6</b>	<b>15.1</b>	<b>16.6</b>	<b>18.1</b>	<b>19.6</b>	<b>21.1</b>	<b>22.6</b>	<b>24.1</b>	<b>25.6</b>	<b>27.1</b>	<b>28.6</b>
<b>1.2</b>	<b>14665.31172</b>	<b>10.4</b>	<b>13.2</b>	<b>14.8</b>	<b>16.5</b>	<b>18.1</b>	<b>19.8</b>	<b>21.4</b>	<b>23.0</b>	<b>24.7</b>	<b>26.3</b>	<b>28.0</b>	<b>29.6</b>	<b>31.3</b>
<b>1.3</b>	<b>15495.98432</b>	<b>10.1</b>	<b>14.3</b>	<b>16.1</b>	<b>17.9</b>	<b>19.7</b>	<b>21.5</b>	<b>23.3</b>	<b>25.1</b>	<b>26.9</b>	<b>28.6</b>	<b>30.4</b>	<b>32.2</b>	<b>34.0</b>
<b>1.4</b>	<b>16341.05092</b>	<b>9.7</b>	<b>15.5</b>	<b>17.4</b>	<b>19.4</b>	<b>21.3</b>	<b>23.3</b>	<b>25.2</b>	<b>27.1</b>	<b>29.1</b>	<b>31.0</b>	<b>32.9</b>	<b>34.9</b>	<b>36.8</b>

**Tableau III.37:** Débits déversants en fonction de h et b et le volume de crue



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

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left( 1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}} \right) \dots\dots\dots(III.56)$$

$Q_{\%}$  :Débit maximum de crue considérée en m<sup>3</sup>/s.

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

$V_{cr}$  :Volume de la crue correspondant au  $Q_{\%}$  en m<sup>3</sup>.

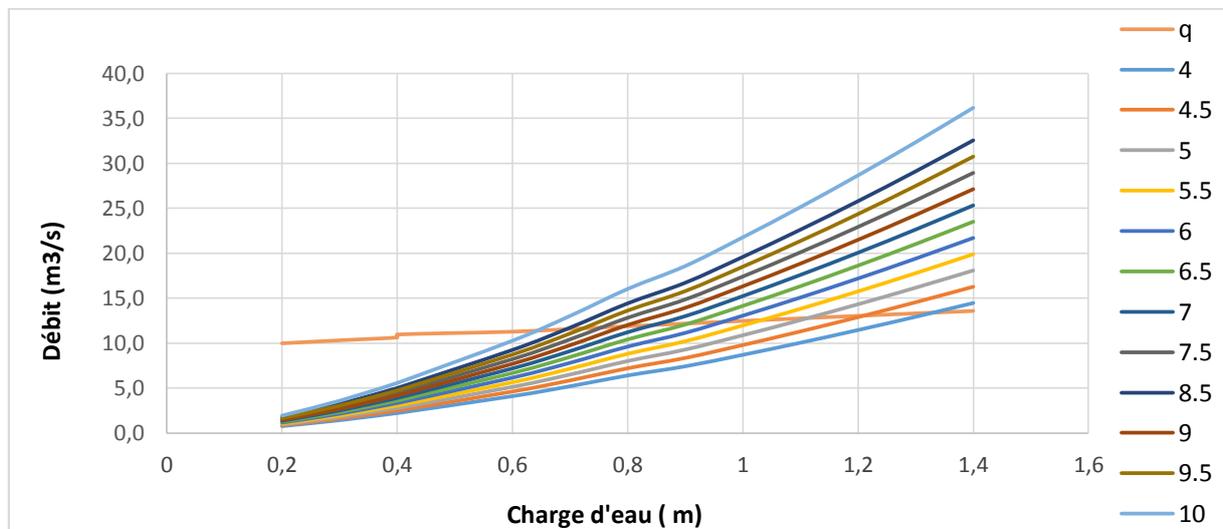
$$V_{cr} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b \dots\dots\dots(III.57)$$

$T_b$ : temps global de la crue.

D'après le **tableau III.37**, on trace des courbes croissantes représentées dans la **Figure III.19**, la courb  $H=f(q, Q)$  nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le **tableau III.37**, on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir puisque la courbe  $V=f(q, Q)$  qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique (Voir **Figure III.20**).

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



Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le tableau suivant :

B(m)	q laminé (m3/s)	Hd (m)	NPHE (mNGA)	Vforcé (m3)
4	9.72	1.40	188.65	13546.71
4.4	10.06	1.30	188.55	12860.01
5	10.40	1.20	188.45	12158.88
5.5	12.05	1.10	188.35	11443.36
6	11.06	1.00	188.25	10713.44
6.5	11.38	0.90	188.15	9969.14
7	11.45	0.80	188.05	9210.43
7.5	11.56	0.70	187.95	8437.34
8	12.31	0.60	187.85	7649.85
8.5	12.61	0.50	187.75	6847.96
9	12.90	0.40	187.65	6031.68
9.5	13.18	0.30	187.55	5201.01
10	13.46	0.20	187.45	4355.94

**Tableau III.39** : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHERINE

### III.8 ETUDE D'OPTIMISATION

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement. Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

#### III.8.1 La revanche

C'est la distance verticale entre la crête de la digue et le plan d'eau de la retenue(NPHE).

Elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de

Propagation des vagues V dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (III.59)$$

La hauteur des vagues H est estimée à l'aide des formules suivantes :

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch [F = 0.188 km].

**a) Formule de MALLET-PACQUANT**

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(III.60)$$

**AN : H= 0.63 m      V=1.92 m/s      R= 0.81 m**

**b) Formule Simplifiée**

$$R=1+0,3 \sqrt{F} \dots\dots\dots (III.61)$$

**AN :      R= 1.13 m**

On prend la valeur de formule simplifiée Donc : **R=1,13m**

**III.8.2 Tassement**

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

$$T= 0.015 H_b \dots\dots\dots (III.62)$$

$$T= 0.001 H_b^{3/2} \dots\dots\dots (III.63)$$

T : Tassement de la crête du barrage.

H<sub>b</sub> : Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à **0,12 m**

**III.8.3 Largeur en crête**

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

**1) Formule de KNAPEN :**

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.64)$$

**2) Formule de F-PREECE :**

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

**3) Formule pratique :**

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(III.66)$$

**4) Formule Anonyme (simplifiée) :**

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(III.67)$$

$H_b$  : Hauteur du barrage [m] ;

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

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + T \dots\dots\dots(III.68)$$

<b>B(m)</b>	<b>H(m)</b>	<b>R(m)</b>	<b>T(m)</b>	<b>Cote de la crête mNGA</b>	<b>Hb(m)</b>
4	1.40	1.13	0.12	189.90	10.42
4.4	1.30	1.13	0.12	189.80	10.32
5	1.20	1.13	0.12	189.70	10.22
5.5	1.10	1.13	0.12	189.60	10.12
6	1.00	1.13	0.12	189.50	10.02
6.5	0.90	1.13	0.12	189.40	9.92
7	0.80	1.13	0.12	189.30	9.82
7.5	0.70	1.13	0.12	189.20	9.72
8	0.60	1.13	0.12	189.10	9.62
8.5	0.50	1.13	0.12	189.00	9.52
9	0.40	1.13	0.12	188.90	9.42
9.5	0.30	1.13	0.12	188.80	9.32
10	0.20	1.13	0.12	188.70	9.22

**Tableau III.40** : Variation de la hauteur du barrage

<b>formules</b>	<b>largeur en crête</b>												
	<b>Résultats obtenue</b>												
<b>B(m)</b>	4	4.5	5	5.5	6	6.5	7	7.5	8	8.5	9	9.5	10
Hb(m)	10.42	11.01	10.91	10.81	10.71	10.61	10.51	10.41	10.31	10.21	10.11	10.01	9.91
Knapeen	5.32	5.47	5.44	5.42	5.39	5.37	5.34	5.32	5.29	5.27	5.24	5.22	5.19
E .F.Preece	4.55	4.64	4.63	4.61	4.59	4.58	4.56	4.54	4.53	4.51	4.49	4.48	4.46
Simplifiée	4.86	5.00	4.98	4.95	4.93	4.91	4.88	4.86	4.83	4.80	4.78	4.75	4.73
Pratique	5.38	5.53	5.50	5.47	5.45	5.42	5.40	5.37	5.35	5.32	5.29	5.27	5.24

**Tableau III.41** : Récapitulatif des résultats de calcule de largeur de crête

On prendra pour la largeur optimale  $b_{cr} = 5.5m$

### III.8.4 Calcul des coûts

#### III.8.4.1 Calcul de la digue

En premier lieu, on calcule le volume de la digue pour les différentes lames déversante afin de déterminer son coût.

- ✓ tracer le profil longitudinal du barrage et on va choisir des sections à travers le barrage.
- ✓ On détermine la hauteur de la digue connaissant la cote de crête et celle au pied du barrage.
- ✓ Calcul de la largeur au pied du barrage au droit de la section

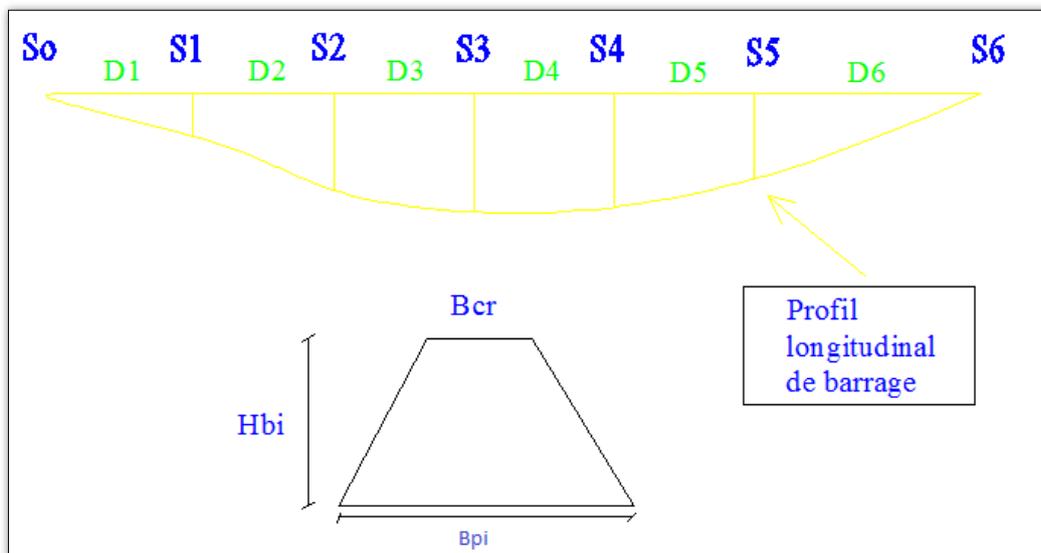
$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) \times H_{bi} \dots\dots\dots(III.69)$$

$b$  : largeur en crête

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

Et  $m_1$  et  $m_2$  sont le fruit du talus amont et aval.

- ✓ Calcul de la section  $S = ((b + B_{pi})/2) \times H_{bi}$ .
- ✓ Calcul du volume total du barrage  $V_b = \sum V_i$  avec  $V_i = ((S_i + S_{i+1})/2) \times d$



**Figure III.22** : principe de calcul du volume d'un barrage

On a aussi :  $H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots(III.70)$

<b>B (m)</b>	<b>4</b>	<b>4.5</b>	<b>5</b>	<b>5.5</b>	<b>6</b>	<b>6.5</b>	<b>7</b>	<b>7.5</b>	<b>8</b>	<b>8.5</b>	<b>9</b>	<b>9.5</b>	<b>10</b>
<b>q max (m3/s)</b>	<b>14.70</b>	<b>14.60</b>	<b>14.40</b>	<b>14.20</b>	<b>14.10</b>	<b>13.90</b>	<b>13.70</b>	<b>13.50</b>	<b>13.40</b>	<b>13.20</b>	<b>13.00</b>	<b>12.80</b>	<b>12.60</b>
<b>hd(m)</b>	<b>1.4</b>	<b>1.3</b>	<b>1.2</b>	<b>1.1</b>	<b>1</b>	<b>0.9</b>	<b>0.8</b>	<b>0.7</b>	<b>0.6</b>	<b>0.5</b>	<b>0.4</b>	<b>0.3</b>	<b>0.2</b>
<b>H barrage(m)</b>	<b>10.42</b>	<b>10.32</b>	<b>10.22</b>	<b>10.12</b>	<b>10.02</b>	<b>9.92</b>	<b>9.82</b>	<b>9.72</b>	<b>9.62</b>	<b>9.52</b>	<b>9.42</b>	<b>9.32</b>	<b>9.22</b>
<b>Cote de crête (m)</b>	<b>189.9</b>	<b>189.8</b>	<b>189.7</b>	<b>189.6</b>	<b>189.5</b>	<b>189.4</b>	<b>189.3</b>	<b>189.2</b>	<b>189.1</b>	<b>189</b>	<b>188.9</b>	<b>188.8</b>	<b>188.7</b>
<b>Surface N°0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>Surface N°1</b>	<b>34.87</b>	<b>33.04</b>	<b>31.25</b>	<b>29.51</b>	<b>27.81</b>	<b>26.16</b>	<b>24.55</b>	<b>22.99</b>	<b>21.47</b>	<b>20</b>	<b>18.55</b>	<b>17.19</b>	<b>15.85</b>
<b>Surface N°2</b>	<b>80.97</b>	<b>78.24</b>	<b>75.55</b>	<b>72.91</b>	<b>70.31</b>	<b>67.76</b>	<b>65.25</b>	<b>62.79</b>	<b>60.37</b>	<b>58</b>	<b>55.67</b>	<b>53.39</b>	<b>51.15</b>
<b>Surface N°3</b>	<b>145.07</b>	<b>141.44</b>	<b>137.85</b>	<b>134.31</b>	<b>130.81</b>	<b>127.36</b>	<b>123.95</b>	<b>120.59</b>	<b>117.27</b>	<b>114</b>	<b>110.77</b>	<b>107.59</b>	<b>104.45</b>
<b>Surface N°4</b>	<b>227.17</b>	<b>222.64</b>	<b>218.15</b>	<b>213.71</b>	<b>209.31</b>	<b>204.96</b>	<b>200.65</b>	<b>196.39</b>	<b>192.17</b>	<b>188</b>	<b>183.87</b>	<b>179.79</b>	<b>175.75</b>
<b>Surface N°5</b>	<b>274.97</b>	<b>269.99</b>	<b>265.05</b>	<b>260.16</b>	<b>255.31</b>	<b>250.51</b>	<b>245.75</b>	<b>241.04</b>	<b>236.37</b>	<b>231.75</b>	<b>227.17</b>	<b>222.64</b>	<b>218.15</b>
<b>Surface N°6</b>	<b>183.87</b>	<b>179.79</b>	<b>175.75</b>	<b>171.76</b>	<b>167.81</b>	<b>163.91</b>	<b>160.05</b>	<b>156.24</b>	<b>152.47</b>	<b>148.75</b>	<b>145.07</b>	<b>141.44</b>	<b>137.85</b>
<b>Surface N°7</b>	<b>110.77</b>	<b>107.59</b>	<b>104.45</b>	<b>101.36</b>	<b>98.31</b>	<b>95.31</b>	<b>92.35</b>	<b>89.44</b>	<b>86.57</b>	<b>83.75</b>	<b>80.97</b>	<b>78.24</b>	<b>75.55</b>
<b>Surface N°8</b>	<b>55.67</b>	<b>53.39</b>	<b>51.15</b>	<b>48.96</b>	<b>46.81</b>	<b>44.71</b>	<b>42.65</b>	<b>40.64</b>	<b>38.67</b>	<b>36.75</b>	<b>34.87</b>	<b>33.04</b>	<b>31.25</b>
<b>Surface N°9</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>	<b>8847.38</b>	<b>8643.06</b>	<b>8441.3</b>	<b>8242.1</b>	<b>8045.47</b>	<b>7851.39</b>	<b>7659.88</b>	<b>7470.93</b>	<b>7284.54</b>	<b>7100.72</b>	<b>6919.45</b>	<b>6740.75</b>	<b>6564.613</b>
<b>Cout (DA)</b>	<b>2477</b>	<b>2420</b>	<b>2363</b>	<b>2307</b>	<b>2252</b>	<b>2198</b>	<b>2144</b>	<b>2091</b>	<b>2039</b>	<b>1988</b>	<b>1937</b>	<b>1887</b>	<b>1838</b>
	<b>2664</b>	<b>0568</b>	<b>5640</b>	<b>7880</b>	<b>7316</b>	<b>3892</b>	<b>7664</b>	<b>8604</b>	<b>6712</b>	<b>2016</b>	<b>4460</b>	<b>4100</b>	<b>0916.4</b>

**Tableau III.42** : Cout et volume de la digue

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 2.5 et 2 mètres, et pour Le prix du mètre cube du remblai estestimé à 700 DA.

**III.8.4.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues**

**a) Cout du déversoir :**

On opte pour le déversoir type « Creager » ce dernier s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement. Le

Déversoir sera construit en béton armé. La section transversale du déversoir est donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left( \frac{X}{H} \right)^{1,80} \dots\dots\dots(III.71)$$

Ou :

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

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dev} = S \times b \dots\dots\dots(III.72).$$

S : Section transversale (m<sup>2</sup>).

B : Largeur déversant (m).

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 45000 DA (Entreprise de AMENHYD.2019).

Profil N°	b (m)	h <sub>dév</sub> (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	Coûts (DA)
1	4	1.4	3	12.0	540 000
2	4.5	1.3	3.3	14.9	668 250
3	5	1.2	3.45	17.3	776 250
4	5.5	1.1	3.6	19.8	891 000
5	6	1	3.825	23.0	1 032 750
6	6.5	0.9	4.05	26.3	1 184 625
7	7	0.8	4.65	32.6	1 464 750
8	7.5	0.7	5.25	39.4	1 771 875
9	8	0.6	5.85	46.8	2 106 000
10	8.5	0.5	6.9	58.7	2 639 250
11	9	0.4	8.4	75.6	3 402 000
12	9.5	0.3	10.5	99.8	4 488 750
13	10	0.2	15	150.0	6 750 000

Tableau III.43 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

**b) Coût du coursier :**

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire afin d'assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est de 69 mètres (selon le plan topographique). Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{beton}} = S_{\text{beton}} \times L_{\text{cou}} \dots \dots \dots (III.73)$$

L'épaisseur du radier et celle des murs bajoyers est égale à 0,5 mètre.

On considère la largeur du coursier égale à celle du déversoir

b(m)	H <sub>d</sub> (m)	Q <sub>lam</sub> (m <sup>3</sup> /s)	b coursier	S <sub>mur</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>rad</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>tot</sub> (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	Cout(DA)
4	1.4	13.58	4	1.07	2	3.07	55.25	4143425
4.5	1.3	13.31	4.5	1.02	2.25	3.27	58.80	4410169
5	1.2	13.04	5	0.96	2.5	3.46	62.36	4677372
5.5	1.1	10.05	5.5	0.91	2.75	3.66	65.85	4938934

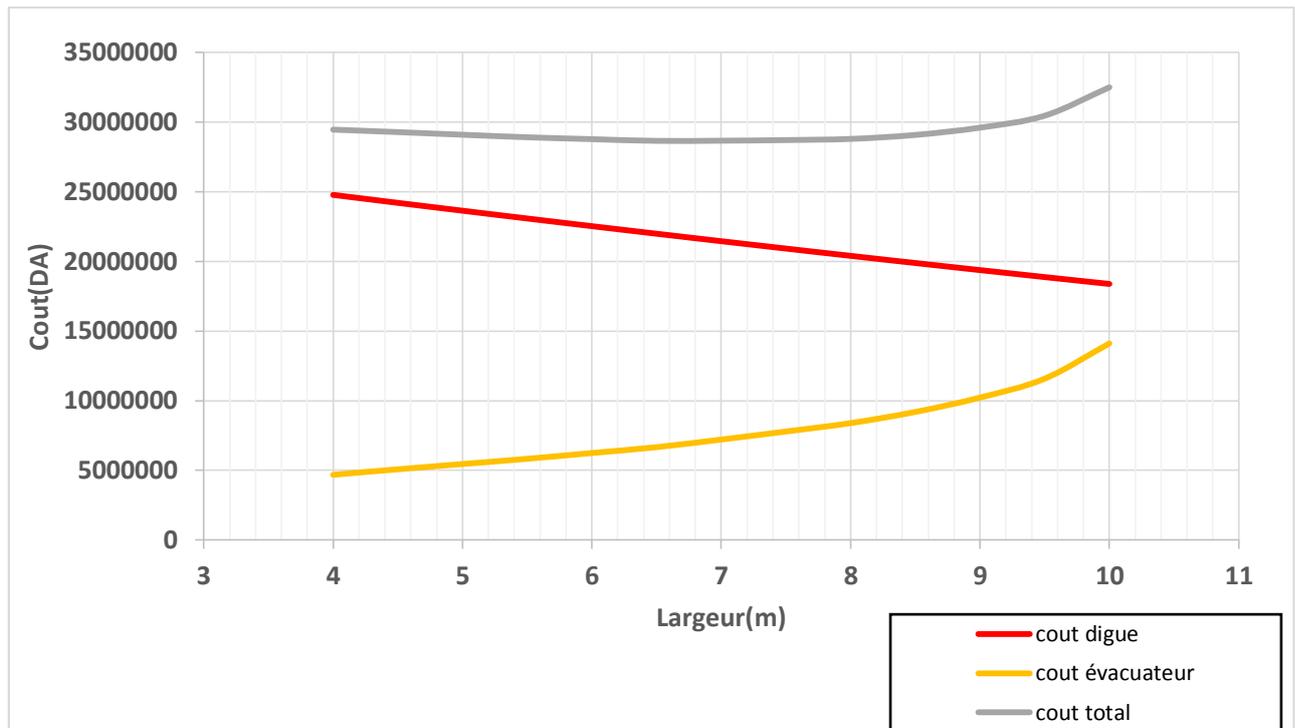
6	1	12.47	6	0.86	3	3.86	69.50	5480765
6.5	0.9	12.18	6.5	0.81	3.25	4.06	73.08	5749005
7	0.8	11.89	7	0.76	3.5	4.26	76.65	6017368
7.5	0.7	11.58	7.5	0.71	3.75	4.46	80.23	6285891
8	0.6	11.28	8	0.66	4	4.66	83.81	6554494
8.5	0.5	10.96	8.5	0.61	4.25	4.86	87.39	6823202
9	0.4	10.64	9	0.55	4.5	5.05	90.98	7092000
9.5	0.3	10.32	9.5	0.50	4.75	5.25	94.56	7360857
10	0.2	9.99	10	0.45	5	5.45	98.14	5480765

**Tableau III.44** : Coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes

### III.8.4.3 Le coût total

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné ci-après :

<b>b (m)</b>	<b>H<sub>d</sub>(m)</b>	<b>Coût digue (DA)</b>	<b>Coût évacuateur (déversoir + coursier) (DA)</b>	<b>Coût total(DA)</b>
4	1.4	24772664	4683425	29456089
4.5	1.3	24200568	5078419	29278987
5	1.2	23635640	5453622	29089262
5.5	1.1	23077880	5829934	28907814
6	1	22527316	6245471	28772787
6.5	0.9	21983892	6665390	28649282
7	0.8	21447664	7213755	28661419
7.5	0.7	20918604	7789243	28707847
8	0.6	20396712	8391891	28788603
8.5	0.5	19882016	9193744	29075760
9	0.4	19374460	10225202	29599662
9.5	0.3	18874100	11580750	30454850
10	0.2	18380916.4	14110857	32491773



**Figure III.23 :** Courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur  $b$  du déversoir

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure III.23 La longueur optimale du déversoir est de 4 m pour un débit laminaire ;  $q_{\text{laminaire}} = 9.8 \text{ m}^3/\text{s}$ , et une charge d'eau sur le seuil déversant ;  $H = 1.4 \text{ m}$ .

**Note :**

D'après la mesure de sécurité, la hauteur de chute important entre le niveau des plus hautes eaux et celui du fond de la vallée et la charge d'eau importante pour éviter sur élévation des murs bajoyers on a décidé de choisie la largeur de évacuateur  $b=7.5\text{m}$  pour  $q_{\text{laminaire}} = 11.56 \text{ m}^3/\text{s}$ , et une charge d'eau sur le seuil déversant ;  $H = 0.7 \text{ m}$ .

**CONCLUSION**

L'étude hydrologique effectuée nous a permis d'avoir tous les Caractéristiques et paramètres essentiels (crue, précipitation, bassin Versant .... ), qui seront des éléments fondamentaux dans le dimensionnement du barrage.

<b>Paramètre</b>	<b>Valeur</b>
Site de la retenue	<b>Sidi lakhdar</b>
Destination de la retenue	<b>Irrigation</b>
Bassin versant $S_{bv}$	<b>1.965 km<sup>2</sup></b>
Périmètre du bassin versant P	<b>8.47 km</b>
Longueur du thalweg principal L	<b>3.70 km</b>
Apport moyen annuel A	<b>0,101 Mm<sup>3</sup></b>
Apport fréquentiel A <sub>80%</sub>	<b>0,049 Mm<sup>3</sup></b>
Débit max Q <sub>max</sub> (pour une période de 100 ans)	<b>16.38 m<sup>3</sup>/s</b>
Côte du niveau mort NVM	<b>183.9 mNGA</b>
Côte du niveau normal de la retenue NNR	<b>187.25 mNGA</b>
Superficie de la cuvette	<b>6538 m<sup>2</sup></b>
La charge déversant Hd	<b>0.7 m</b>
Côte du niveau des plus hautes eaux NPHE	<b>187.95 mNGA</b>
Côte Crête Digue	<b>189.2 mNGA</b>
La revanche R	<b>1,13 m</b>
Volume mort V <sub>mort</sub>	<b>3820.05 m<sup>3</sup></b>
Volume utile V <sub>U</sub>	<b>17974.5 m<sup>3</sup></b>
Volume total de la retenue V <sub>t</sub>	<b>21794.55 m<sup>3</sup></b>
Hauteur du barrage H <sub>b</sub>	<b>9.72 m</b>
Largeur en crête bcr	<b>5.5 m</b>
Capacité d'évacuation du déversoir Q <sub>e</sub>	<b>11.56 m<sup>3</sup>/s</b>

**Figure III.43** : Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'aménagement collinaire

## Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

### INTRODUCTION

Dans ce chapitre on vise le choix de la variante de la digue approprié à notre site parmi des différentes propositions selon des critères et conditions favorable pour notre retenue. Ensuite, le calcul générale de la digue, l'étanchéité, la protection des talus Et en finissent par une étude comparative du cout des variants pour qu'on choisir la plus économique.

### IV.1 CRITÈRE À PRENDRE POUR L'EMPLACEMENT DE L'AXE DU RETENUE

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

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

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

### IV.2 CHOIX DU TYPE DE LA RETENUE

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

- ✓ La topographie du site.
- ✓ La morphologie de la vallée.
- ✓ Les conditions géologiques et géotechniques.
- ✓ Les matériaux de construction.

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

### IV.3 LES VARIANTES À CHOISIR

Pour notre cas, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site (on à une quantité insuffisante d'enrochement pour barrage d'enrochement) permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a deux variantes au choix :

- barrage en terre homogène en argile.
- barrage en terre zonée à noyau d'argile
- barrage en enrochement à masque amont

**a. Barrage Homogène**

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

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

**b. Barrage zoné**

Le barrage à noyau argileux sépare les fonctions d'étanchéité et de résistance. Un matériau le plus étanche possible (argileux) compose le noyau et est entouré par des matériaux plus résistants mais moins étanches (enrochements ou alluvions). En plus de pouvoir construire une pente plus raide et donc d'économiser du matériau, un meilleur contrôle des écoulements qui percent le barrage.

**c. Digue en enrochement à masque amont**

L'étanchéité est placée sur le parement amont du barrage (figue). Les matériaux utilisés pour la réalisation de l'étanchéité sont :

- ✓ une dalle en béton armé avec très peu de joints (épaisseur 30 à 80 cm)
- ✓ masque en béton bitumineux composés de deux à trois couches d'enrobés routiers plus riches en liant (7 à 9 %).

Le problème commun à tous les types de barrages à masque amont est la liaison étanchéité-fondation. On réalise, en général, une plinthe en béton ancrée à la fondation.

**IV.5 DIMENSIONS GÉNÉRALES DE LA RETENUE**

**IV.5.1 Hauteur de la digue**

La hauteur totale de la digue **H<sub>b</sub>=9.72 m** est définie précédemment dans le chapitre hydrologie et donnée par la relation suivante :

$$H_b = NNR - C_f + R + H_{dév} + T \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

NNR	Côte du niveau normal de la retenue (NNR=187.25mNGA)
C <sub>f</sub>	Côte du thalweg (C <sub>f</sub> = 179.48 mNGA)
R	revanche (R=1,13m)
H <sub>dév</sub>	Charge déversant (H <sub>d</sub> =0.7 m)
T	Tassement (T=0.12m)

Donc la côte en crête est de **189.2 mNGA**.

#### IV.5.2 Largeur en crête

La largeur en crête a été déjà définie dans l'étude d'optimisation dans le chapitre de l'hydrologie égale à **bcr=5.5m**

#### IV.5.3 Longueur en crête

La longueur en crête est de **65 m** obtenue par mesure sur le plan du site à l'échelle 1/500<sup>e</sup> à la cote correspondante.

#### IV.5.4 Pentés des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations, comme montre le tableau ci-après :

Hauteur du barrage	Type du barrage	Pentes des talus	
		Amont	Aval
3<H<5	Homogène à fort zoné	1/2.5 1/2	½ 1/2
5<H<10	homogène granulométrie étendue homogène à fort pourcentage d'argile zoné	1/2 1/2.5 1/2	1/2 1/2.5 1/2.5
10 à 20 m	Homogène, granulométrie étendue. Homogène, à fort pourcentage d'argile. A zones.	1/2,5 1/3,5 1/3	1/2,5 1/2,5 1/3

**Tableau IV.1** : Valeurs indicatives des fruits de talus

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

On opte pour :

- Parement **amont**  $m_1=2.5$  m.
- Parement **aval**  $m_2=2.5$  m.

Ce qui va être vérifié après avec le calcul de la stabilité.

#### IV.5.5 Revêtement de la crête et des talus de la digue

La crête de la digue sera revêtue d'une couche de produit asphaltique de 40 cm d'épaisseur, afin d'éviter les fissures dues au retrait des matériaux argileux et de permettre en plus le passage (en principe exceptionnel) d'un véhicule.

##### a- Talus aval

Pour les barrages en sol homogène la solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de terre végétale (TVO) d'une épaisseur de 20 à 30 cm, ou bien une couche d'enrochement d'épaisseur de 30cm pour plus de sécurité.

**b- Le talus amont**

Le but principal du rip-rap mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues. L'expérience a, en général, montré que le rip rap déversé était le type de protection de talus le plus efficace.

➤ **Méthode de US ARMY corps of Engineers**

Les ingénieurs de l'US Army utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

$$H_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \times \sqrt{F} \dots\dots\dots(IV.2)$$

**Tableau IV.2 :** Epaisseur de l'enrochement et d<sub>50</sub> minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement(m)	Dmin(m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,40	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,70	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,80	0,45

Nous avons la hauteur des vagues H<sub>v</sub> = 0.66 m, donc 0,62 m <H<sub>v</sub>< 1,20 m donc :

**e= 0.45 m et Dmin = 0.30m**

**IV.6 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE**

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. Pour déterminer la classe de notre barrage nous nous sommes basé sur le tableau suivant :

Type de sol de fondation	Classe des barrages			
	I	II	II	IV
	Hauteur de barrage (m)			
Sol rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, Terrain argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

**Tableau IV.3 :** Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

- Le barrage de Sidi Lakhdar fait partie **de la quatrième IV** catégorie d'ouvrage hydrotechnique.

## IV.7 ETANCHÉITÉ DE LA RETENUE

### IV.7.1 Noyau

Pour la deuxième variante où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage. Vers le sommet, le noyau doit être monté au-dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage.

#### IV.7.1.2 Dimensionnements du noyau

- **Hauteur du noyau**

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots (IV.3)$$

Avec :  $H_b$  : hauteur du barrage (m).

$H_n$  : hauteur du noyau (m).

$$H_n = H_b - 1 = 9.72 - 1 = 8.72 \text{ m.}$$

$$H_n = 8.72 \text{ m}$$

- **La largeur en crête du noyau**

La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$b_{cn} = 1/6 \cdot H_b \dots\dots\dots (IV.4)$$

$$AN : b_{cn} = 1.62 \text{ m.}$$

- **Les fruits des talus du noyau**

Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau. La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges et du gradient hydraulique dans le noyau. Pour ce faire, il faut procéder à la vérification de la condition suivante :

$$\frac{\Delta H}{b_{noy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (IV.5)$$

Avec :

$I_{adm}$  : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation.

Les Valeurs de  $I_{adm}$  en fonction du type du sol

**Tableau IV.4 :** Valeur de  $i_{adm}$  en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile	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

$b_{moy}$  : largeur moyenne du noyau, donnée par la formule :

$$b_m = (L_{cn} + L_b) / 2 \dots\dots\dots (IV.6)$$

Avec :  $L_{cn}$  : largeur en crête du noyau.

$L_b$  : largeur en base du noyau.

$\Delta H$  : la charge d'eau

$$\Delta H = H_1 - H_2 \dots\dots\dots (IV.7)$$

Avec :  $H_1$  : Hauteur d'eau à l'amont correspond au NPHE, ( $H_1=8.47$  m)

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

On a un barrage de classe IV donc  **$i_{adm}=1.95$**

**A.N :**  $b_{moy} > (8.47/1.95) = 5$  m

On aura :  **$b_{moy} = 5$  m**

$$L_b = 2 * b_{moy} - L_{cn} \dots\dots\dots (IV.8)$$

**AN :  $L_b = 8$  m**

De la formule ci-après on détermine les fruits de talus :

$$L_b = 2 * m * H_n + L_{cn} \dots\dots\dots (IV.9)$$

On aura :  **$m=0.6$**

- **La cote en crête du noyau**

$$N_{CN} = C_{fon d} + H_n = 179.48 + 8.47 = 187.95 \text{ m NGA}$$

**IV.7.2 Les drains**

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

**a. Dimensionnement Du Drain Tapis :**

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain-tapis filtrant

destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

➤ **Longueur du drain tapis**

$$L_d = L_b / 4 \dots \dots \dots (IV.10)$$

$L_b$  : Longueur transversale du barrage ( $L_b = 54.1$ )

**A.N :  $L_d = 13.52\text{m}$ .**

On recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de  $e = 0.80$  m.

**b. Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme)**

➤ **Hauteur :**

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots \dots \dots (IV.11)$$

Avec :

$H_b$  : Hauteur de la retenue ( $H_b = 9.72$  m)

On prend  $H_p = 0,2 H_b$ , donc on aura :  $H_p = 1.94$  m. On prend  **$H_p = 2$  m**

➤ **Fruit des talus :**

$$m_1 = (1 \div 2) ; m_2 = (1,5 \div 2,5)$$

Donc, on prend :  **$m_1 = 1.5$  ;  $m_2 = 2.5$**

➤ **Largeur au sommet :**

La largeur ( $b_p$ ) est calculée comme suit :

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots \dots \dots (IV.12)$$

On prend  $b_p = 1/3 H_p$  ; Ce qui donne :  **$b_p = 0.7$  m.**

**c. Dimensionnement du drain vertical**

Lorsqu'il y a de grands risques d'anisotropie, la seule solution valable est la projection d'un drainage vertical sous forme de bandes d'enrochements ou de graviers protégées de part et d'autre par des filtres de transition. L'eau d'infiltration est acheminée vers l'aval du barrage par un réseau de tuyaux parallèles ou par un drain tapis filtrant s'il faut drainer la fondation, La largeur minimale d'un tel drainage est de 0.7 mètre et sa position idéale est à l'aval de l'axe du barrage, sa hauteur doit être supérieure à la hauteur normale de la retenue (NNR).

### IV.7.3 Les Filtres

Un filtre est destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif.

Les filtres sont constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et éléments fins des terres drainées.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont basés sur les conditions de Terzaghi, perfectionnés en suite par les travaux du corps d'ingénieurs de l'année et le bureau de réclamation des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de Sherard (1984).

➤ **Critères de conception**

$\frac{D_{15}^{\text{filtre}}}{d_{85}^{\text{sol}}} \leq 4 \div 5$  : Condition d'entraînement des particules fines pour le phénomène de renard.

$\frac{D_{15}^{\text{filtre}}}{d_{15}^{\text{sol}}} > 4 \div 5$  : Condition de perméabilité.

$\frac{D_{50}^{\text{filtre}}}{d_{50}^{\text{sol}}} < 25$  : Condition de parallélisme des courbes granulométriques.

$\frac{D_{60}^{\text{filtre}}}{D_{10}^{\text{filtre}}} \leq 20$  : Condition d'uniformité du filtre.

La perméabilité du matériau de filtre peut raisonnablement être estimée par l'expression :

$$K=0.35(D_{15})^2 \dots\dots\dots(IV.13)$$

Ou :  $D_{15}$  en mm

K : obtenue en cm/s.

### IV.8 ETANCHÉITÉ DE LA FONDATION

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité du noyau en argile. Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue. La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau imperméable. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 2,5m (au niveau du lit de l'oued) et la pente des talus est  $m = 1$ .

### IV.9 ETUDE TECHNICO-ÉCONOMIQUE

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

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

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots \dots \dots (IV.14)$$

Avec :

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

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

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

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi} \dots \dots \dots (IV.15)$$

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

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

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_{bi} \dots \dots \dots (IV.16)$$

Avec :

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

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots \dots \dots (IV.17)$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots \dots \dots (IV.18)$$

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

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires nous déterminons les coûts des différentes variantes.

**a. Barrage homogène en argile**

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai.

Données et dimensionnement :

- Pente des talus :
  - Amont  $m_1 = 2.5$
  - Aval  $m_2 = 2.5$
- Hauteur de barrage au droit du lit :  $H_b = 9.72$  m

Coupe	Hi(m)	Bi(m)	Si (m <sup>2</sup> )	Smoy (m <sup>2</sup> )	Li(m)	Vi (m <sup>3</sup> )
0	0	5.5	0	0	0	0
1	2.2	16.5	24.2	12.1	9.09	109.98
2	4.2	26.5	67.2	45.7	7.034	321.45
3	6.2	36.5	130.2	98.7	6.16	607.992
4	8.2	46.5	213.2	171.7	8.12	1394.20
5	9.2	51.5	262.2	237.7	17.19	4086.06
6	7.2	41.5	169.2	215.7	3.03	653.571
7	5.2	31.5	96.2	132.7	4.02	533.454
8	3.2	21.5	43.2	69.7	3.28	228.616
9	0	5.5	0	21.6	7.1	153.36
<b>Total</b>					<b>65</b>	<b>8088</b>

Tableau IV.5 : Volume de recharge (Argile)

Désignation des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Remblai en argile du corps de la digue	m <sup>3</sup>	6081	700	23627800
Protection talus amont en Rip-Rap (enrochement)	m <sup>3</sup>	701	2500	4252500
Protection talus aval en TVO	m <sup>3</sup>	370	500	485000
Transition talus amont gravier d'une épaisseur de 15 cm	m <sup>3</sup>	267	2500	1417500
Transition talus amont sable d'une épaisseur de 15 cm	m <sup>3</sup>	267	2000	1134000
Enrochement drain du pied	m <sup>3</sup>	826	2500	4565000
Gravier pour drain vertical d'une épaisseur de 70 cm	m <sup>3</sup>	131	2500	1077500
Sabler pour drain vertical d'une épaisseur de 30 cm	m <sup>3</sup>	105	2000	370000
Gravier pour tapis drainant	m <sup>3</sup>	431	2500	3577500
Sabler pour tapis drainant	m <sup>3</sup>	313	2000	1226000
<b>Montant (DA)</b>	<b>11 749 200</b>			

Tableau IV.6 : Le coût de Première variante

**b. Digue zonée**

Ce sont des digues formées essentiellement par un noyau en terre imperméable qui assure l'étanchéité de la digue, compris entre des zones perméables qui assurent la stabilité de l'ensemble.

Désignation des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Remblai en argile (Noyau)	m3	2292	1300	2979600
Remblai en matériaux limoneux - graveleux et sable (recharge de la digue)	m3	3908	700	2735600
Protection talus amont en Rip-Rap (enrochement)	m3	701	2500	1752500
Protection talus aval en TVO	m3	370	500	185000
Transition talus amont gravier d'une épaisseur de 15 cm	m3	267	2500	667500
Transition talus amont sable d'une épaisseur de 15 cm	m3	267	2000	534000
Transition recharge - noyau en sable d'une épaisseur de 20 cm	m3	599	2000	1198000
Transition recharge - noyau en gravier d'une épaisseur de 20 cm	m3	599	2500	1497500
Enrochement drain du pied	m3	404	2500	1010000
Transition drain du pied gravier	m3	58	2500	145000
Transition drain du pied sable	m3	58	2000	116000
<b>Montant (DA)</b>	<b>12 820 700</b>			

**Tableau IV.7 : Le coût de Deuxième variante**

**c. Digue en enrochement avec masque**

C'est un ouvrage intéressant et très stable car la résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids propre du massif, il supporte assez bien les tassements et ne soumet sa fondation qu'à des pressions modérées ; ce pendant c'est un ouvrage dont la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécaniques des roches préexistantes ainsi que de leur mise en place pour le remblai.

La formule pour déterminer l'épaisseur du masque en béton est donnée par :

$$e=0.3+0.001*H_b \dots \dots \dots (IV.19).$$

Avec : H<sub>b</sub> : hauteur du barrage

**A.N** : e = 0.3 m pour plus de sécurité on prend une épaisseur de 0.4m

**e=0.40m**

Désignation Des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (Da)	Montant (Da)
Recharge (Enrochement)	m3	7125	1000	7125000
Masque Béton d'une épaisseur de 40 cm	m3	993	45000	44685000
<b>Montant(DA)</b>	<b>51 810 000</b>			

**Tableau IV.8 : Le coût de Troisième variante**

Variante	Coût Totale (DA)
Digue homogène	11 749 200
Digue zonée	12 820 700
Digue en enrochement avec masque	51 810 000

**Tableau IV.9** : récapitulatif les coûts des différentes variantes étudiées

## CONCLUSION

D'après l'estimation du coût des différentes variantes on a remarqué que la variante homogène est la plus rentable. Prenant aussi les paramètres techniques en considération :

- On peut éliminer la variante trois car les enrochements sont très loin de notre site.
- Notre fondation est argileuse donc on aura suffisamment d'argile in situ pour la digue homogène
- La première variante est facile à réaliser. (pas de risque d'étanchéité ou filtre à l'intérieur de la retenue)

Pour ces raisons nous avons opté pour la variante de la digue homogène

## Chapitre V : ETUDE DE LA VARIANTE CHOISIE

### INTRODUCTION

Basé sur les résultats acquis au chapitre précédent, dans cette partie on cherche à confirmer le choix de notre variante retenue, par une étude de stabilité et une étude d'infiltration en détaillant le calcul des outils d'étanchéités et les filtres.

### V.1 DETAIL CONSTRUCTIF DU BARRAGE

Le tableau suivant résume les différentes caractéristiques de la digue :

<b>Revanche (m)</b>	1.13	
<b>Hauteur (m)</b>	9.72	
<b>Longueur en crête (m)</b>	65	
<b>largeur en crête (m)</b>	5.5	
<b>Pente de talus</b>	<b>Talus Amont</b>	2.5
	<b>Talus Aval</b>	2.5
<b>Classe de l'ouvrage</b>	IV	

**Tableau V.1** : différentes caractéristiques de la digue.

### V.2 PROTECTION DES TALUS

Les talus d'un barrage en terre sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage et en ce qui concerne parement amont, à l'attaque des vagues. Il y a donc lieu, en général, en prévoir une protection des talus.

#### V.2.1 Talus aval

Le talus aval des barrages en matériaux locaux est soumis au processus de l'altération superficielle naturelle. C'est la raison pour laquelle on protège par la construction d'un revêtement le talus aval, on utilise une couche de 30 cm de tènement

#### V.2.2 Talus amont

La protection est destinée à éviter que les matériaux terreux qui constituent la retenue ne soient érodés par les vagues qui se forment notamment dans la partie supérieure de la retenue sous l'action du vent.

Dans notre cas d'une protection amont en enrochement, l'épaisseur de cet enrochement varie de 0.3 à 1m. Les éléments de l'enrochement doivent être tels que 50% des pierres aient un diamètre supérieur à 20cm, les éléments les plus petits n'ayant pas un diamètre inférieur à 10 cm.

Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues  $H_v=0.66$  m et de leur vitesse de propagation par La méthode de « U.S.ARMAY ».

D'après le **tableau IV.2** on trouve que l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement égale à 0.45m et le  $D_{50min}$  égale à 0.3m.

### **V.3 PROTECTION DE LA CRETE**

La crête de la digue sera revêtue d'une couche de produit asphaltique de 40 cm d'épaisseur, incliné de 2% afin d'éviter les fissures dues au retrait des matériaux argileux et de permettre en plus le passage (en principe exceptionnel) d'un véhicule.

### **V.4. ETANCHEITE DE LA FONDATION**

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer une bonne liaison entre la fondation et le corps de la digue.

Elle doit être réalisée lorsque la fondation imperméable n'est pas atteinte après décapage.

Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.

- La clé d'étanchéité est constituée d'argiles compactées.
- La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 2m
- Largeur en base est de 2.0 m.
- La pente des talus de la clé d'étanchéité est  $m = 1$ .

### **V.5. DISPOSITIF DE DRAINAGE DU REMBLAI**

Pour éviter le phénomène de RENARD, les sous pressions et pressions interstitielles dans le corps du barrage, on prévoit un dispositif de drainage qui a pour rôle d'intercepter les eaux d'infiltration, et de les faire sortir en aval du barrage sans causer de dégât préjudiciable au barrage.

Les dispositifs drainant les plus appropriés pour remplir ces fonctions sont :

#### **V.5.1.Drain prisme**

Prisme de drainage : Il est constitué d'un remblai de pierre. Il est envisagé en cas d'existence du niveau d'eau variable au bief aval.

C'est le type de drain le plus répandu, ayant donné des satisfactions en pratique pour son efficacité. Sa réalisation est difficile et demande une grande main d'oeuvre.

La section transversale du drain prisme a une forme trapézoïdale avec des fruits des parements du coté amont du barrage  $m_1 = 1.5$  et du coté aval pas moins de  $m_2 = 2.5$ .

La largeur en crête du drain prisme ( $bp = 0.7m$ ) doit être fixée selon les normes de construction, mais ne pourra en aucun cas être utilisée comme route ou piste.

La hauteur de prisme est :  $H_p = 2 m$

Largeur en base du prisme est : **Bp= 8.7 m**

### V.5.2. Drain tapis

Pour l'interception des infiltrations dans le massif d'un barrage en terre on dispose habituellement dans la partie aval de massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur une longueur de **Ld = 13.52 m**

### V.5.3. Drain Vertical

Préconisé en d'apparition des eaux au bief aval.

Le niveau du drain est  $N_{dr} = 2 \text{ m}$

## V.6 CALCUL DES FILTRES

La fonction principale du filtre est de retenir les particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers, lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des particules fines du massif à drainer, on interpose, alors un filtre sur les deux côtés du drain.

Dans notre cas il faut construire trois filtres situés :

1. A l'amont : entre le remblai d'argile et la protection en enrochement .
2. Entre l'argile de la corp de la retenue, qui doit être drainé, et les matériaux constituant les drains .
3. Sous le pied aval du barrage (sous le prisme de drainage en enrochement).

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

### Règles des filtres :

L'exigence primordiale aux sols des filtres est qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du phénomène de Renard.

### Condition 1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1+0.05\eta) \cdot \frac{n}{1-n} \dots \dots \dots (V.1)$$

D'où :

$\eta$ : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre,  $\eta = D_{60}/D_{10}$ .

$n$  : Porosité du sol en fonction d'unité  $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$ .

$n_0 = 0,4$  pour les sols caillouteux.

$n_o = 0,45$  pour les sols argileux.

**Condition 2 :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots (V.2)$$

$D_{15}$  : Diamètre de filtre.

$d_{85}$ : Diamètre du sol à protéger.

**Détermination de la courbe granulométrique des filtres**

En tenant compte des règles suivantes :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots\dots\dots (V.3)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots (V.4)$$

Avec :

$D_{50}$  : diamètre de filtre

$D_{15}$  : diamètre du sol à protéger.

• **Granulométrie de sol a protégé**

**$d_{15} = 0.0005 \text{ mm}$**

**$d_{50} = 0.004 \text{ mm}$**

**$d_{85} = 0.02 \text{ mm}$**

❖ La première couche de filtre est entre le Corps du barrage et la première couche de drain à des limites suivantes :

$0.006 \text{ mm} < D_{15} < 0.02 \text{ mm}$

$0.05 \text{ mm} < D_{50} < 0.23 \text{ mm}$

La courbe granulométrique moyenne est :

**$D_{15} = 0.013 \text{ mm}$**

**$D_{50} = 0.14 \text{ mm}$**

❖ La deuxième couche des filtres on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$0.156 \text{ mm} < D_{15} < 0.52 \text{ mm}$

$1.7 \text{ mm} < D_{50} < 8.12 \text{ mm}$

D'où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes :

$$D_{15} = 0.34 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 5 \text{ mm}$$

**Filtre N° 01 :**

- **Vérification de l'absence du RENARD dans le sol des filtres :**

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du Renard il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[n]{\eta} (1+0.05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (V.5)$$

D'après la courbe granulométriques de F<sub>1</sub> :

$$\text{AN : } \eta = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 33 \text{ coefficient d'hétérogénéité ;}$$

$$n = 0.45 - 0.1 \cdot \log \eta = 0.3 ;$$

$$D_{60} = 0.30 \text{ mm, } D_{10} = 0.009 \text{ mm}$$

$$\frac{D_5}{D_{17}} = 0.72 > 0.66$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.

- **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.013}{0.20} = 0.07 < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

**Filtre N° 02 :**

- **Vérification de l'absence du RENARD dans le sol des filtres :**

Pour qu'il n'y a pas le phénomène du Renard il faut que :

$$D_5 = 0.25 \text{ mm ; } D_{10} = 0.3 \text{ mm ; } D_{17} = 0.4 \text{ mm ; } D_{60} = 10 \text{ mm}$$

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[n]{\eta} (1+0.05\eta) \frac{n}{1-n}$$

**Avec :**

$$D_5 / D_{17} = 0.63 > 0.6 \text{ pour } n = 0.29 \text{ et } \eta = 33$$

La condition est vérifiée donc le phénomène de RENARD inexistant.

- **Vérification de la condition de TERZAGUI (zone de transition) :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = 1.7 < 4$$

On prévoit :

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur 15 cm.
- La deuxième couche en gravier d'épaisseur 15 cm.
- L'enrochement (rip-rap) d'épaisseur = 45 cm.

## **V.7 ETUDE DES INFILTRATIONS**

### **V.7.1 Objectif de calcul d'infiltration**

L'objectif de cette partie est de déterminer :

- La zone submergée du corps de la digue.
- Les pressions interstitielles.
- Le tracé de la ligne de saturation.
- Le débit de fuite à travers le corps de la digue et la fondation.

### **V.7.2 Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques pour les barrages en terre**

Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :

- Que le sol est homogène et isotrope, c'est à dire que la perméabilité horizontale est identique à la perméabilité verticale ;
- Que la ligne phréatique suit la loi de la parabole de Kozeny ;
- Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

### **V.7.3 Positionnement de la ligne de saturation**

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ». Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, et elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ;La zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse. Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \dots \dots \dots (V.6)$$

Tel que :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots \dots \dots (V.7)$$

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont

$$b = m_1 \cdot H_e = 2.5 \cdot 7.77 = 19.42 \text{ m}$$

L'emprise de la digue :  $L_b = 54.1 \text{ m}$   **$L_b = 54.1 \text{ m}$**

$$d = L_b - L_p - L_t - 0.7 \cdot b = 27.15 \text{ m} \quad \quad \quad \mathbf{d = 18.28 \text{ m}}$$

$L_p$  : longueur du drain prisme

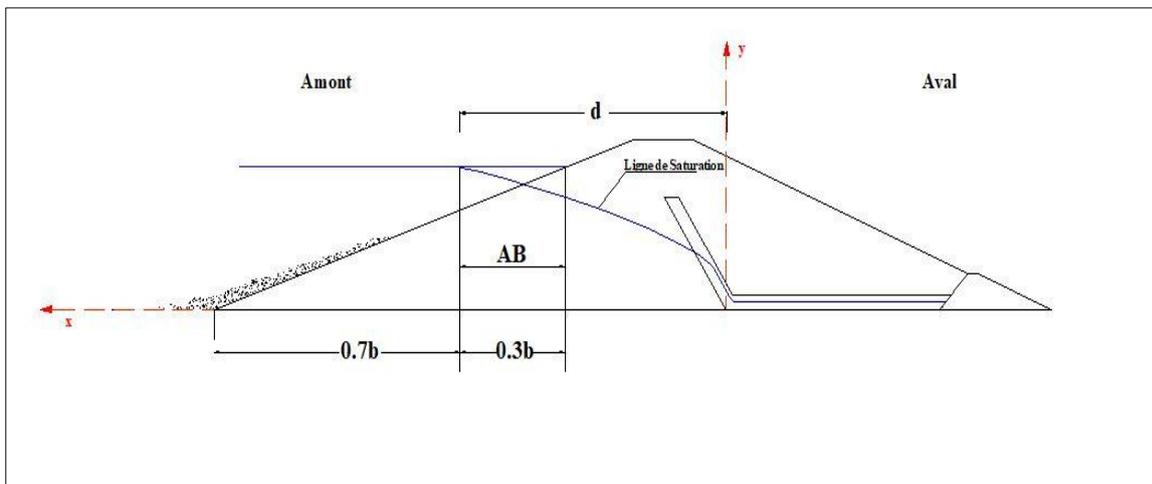
$L_t$  : longueur du drain tapis

$h = H_e$  : La hauteur d'eau en amont ( **$h = 7.77 \text{ m}$** ).

On trouve  **$Y_0 = 1.33 \text{ m}$**

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$y^2 = 2xy_0 + y_0^2 \quad \text{on aura} \quad \mathbf{Y^2 = 2.66X + 1.76}$$



**Figure V.3** Positionnement de la ligne de saturation

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau ci-après

**Tableau V.2** : Coordonnées de la parabole de KOZENY :

<b>X</b>	0.5	1.5	3	5.5	8	10	12
<b>Y</b>	1.75	2.39	3.12	4.05	4.8	5.32	5.8

### V.7.2 Débit d'infiltration

#### V.7.2.1 travers la digue

D'après la loi de Darcy, le débit d'infiltration est :

$$q = K.I.A \dots\dots\dots(V.8)$$

Avec :

- **q** : débit d'infiltration (m<sup>2</sup>/s/ml).
- **I** : gradient hydraulique.
- **K** : Coefficient de perméabilité. (K=1\*10<sup>-7</sup>m/s).
- **A** : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par :  $I = \frac{dy}{dx}$  et  $A = y.1$

Donc

$$q = K. y \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (V.9)$$

Avec

$$y \frac{dy}{dx} = y_0$$

D'où

$$q = K.y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml} \dots\dots\dots (V.10)$$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q.L \dots\dots\dots (V.11)$$

$$y_0 = 1.33 \text{ m}$$

$$K = 1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$$

$$q = 1 \times 10^{-7} \times 1.33 = 1.33 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s/ml}$$

Donc

$$Q_I = q \cdot L = 1.33 \times 10^{-7} \times 65 = 8.64 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_d = 8.64 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

### V.7.2.2 travers la fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy.

$$q = K \cdot I \cdot A \dots\dots\dots (V.12)$$

Avec :

- **K** : Coefficient de perméabilité. **K=2.7\*10<sup>-8</sup> m/s**

$$I = H/L_b \dots\dots\dots (V.13)$$

- **H** : Charge de la retenue, **H= 7.77 m**
- **L<sub>b</sub>** : 50m L'emprise du barrage.
- **A** : Section d'infiltration par unité de longueur. **A=T.1**
- **T** : Profondeur du sol de fondation perméable. **T=5 m**

D'où :

$$q = K \cdot I \cdot T \dots\dots\dots (V.14)$$

$$q = 2.7 \times 10^{-8} \times \frac{7.77}{54} \times 5 = 1.94 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s/ml}$$

Donc :

$$Q_F = q \cdot L = 1.94 \times 10^{-8} \times 65 = 1.26 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

### V.7.2.3 Débit total d'infiltration

$$Q = Q_F + Q_D$$

$$Q = 8.64 \times 10^{-6} + 1.26 \times 10^{-6} = 1.61 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 9.9 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

- Le débit de fuite journalier à travers toute la digue **0.85 m<sup>3</sup>/jour**
- Le débit de fuite annuel à travers toute la digue **312.2 m<sup>3</sup>/ans**

**V.7.2.4 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage**

**A. Dispositif d'étanchéité**

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \dots\dots\dots(V.12)$$

Avec :

- $\Delta H$  : perte de charge dans le corps de la digue.
- $\delta n$  : épaisseur moyenne de la digue.
- $I_{adm}$  : gradient hydraulique admissible, déterminé à partir du tableau suivant.

Notre barrage appartient à la **classe IV**

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	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

**Tableau V.3** : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

$I_{adm}=1,95$

Donc :

- $\Delta H=7.77$  m
- $\delta n=28$  m

$$I = 0,27 \leq I_{adm}$$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

**B. Fondation du barrage**

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée, si et seulement, si la condition suivante est vérifiée :

$$I < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots(V.13)$$

Avec :

- **I<sub>cr</sub>** : gradient d'infiltration critique, déterminé en fonction du type du sol de la fondation. Il est donné par le tableau suivant.

Type de sol	Classe de l'ouvrage
	IV
Argile compactée	1,08
Limon	0,54
Sable moyen	0,48
Limon sableux	0,34
Sable fin	0,26

**Tableau V.4** : Gradient admissible pour les fondations

- **K<sub>s</sub>** : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d'après le tableau suivant

Classe de l'ouvrage	I	II	III	IV
<b>K<sub>s</sub></b>	1.25	1.20	1.15	1.10

**Tableau V.5** : Détermination du coefficient de sécurité

**I<sub>f</sub>** : gradient d'infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d'après la formule Suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \dots\dots\dots(V.14)$$

Avec

- **T<sub>c</sub>** : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation, T<sub>c</sub>=5 m.
- **H** : charge d'eau, H=7.77 m.
- **L** : longueur à la base du barrage L=54 m.

Nous aurons donc : **I<sub>f</sub> = 0,13**

La fondation est en argile, à partir du tableau des gradients admissible pour les différents types de fondations, nous trouvons

$$I_{cr} = 1,08.$$

Notre retenue appartient à la classe IV ce qui nous donne **K<sub>s</sub>=1,1**

Donc :

$$\frac{I_{cr}}{K_s} = 0,98 \dots\dots\dots(V.15)$$

Ce qui nous donne  $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$  donc la résistance d'infiltration à travers les fondations est vérifiée.

## V.8 ETUDE DE STABILITE

La stabilité d'un remblai est déterminée par sa capacité à résister, le long des surfaces de glissement potentielles, aux efforts de cisaillement dérivant de l'application des surcharges poussées de l'eau (et éventuellement les forces sismiques) et des charges permanentes dépendant du poids du remblai et des pentes des talus. Le calcul de stabilité du remblai peut être effectué selon différentes méthodes. L'une des méthodes la plus simple et la plus utilisée pour des barrages constitués de matériaux non homogène, est la méthode de FELLENIUS dite « Suédoise ».

### V.8.1 méthode de FELLENIUS

Il est admis que la rupture a lieu suivant une surface de glissement en forme de cylindre. Cette hypothèse étant faite, plusieurs cercles de glissement sont tracés sur une coupe transversale du talus et le cercle le plus critique est recherché, c'est-à-dire celui qui présente le coefficient de sécurité le plus faible.

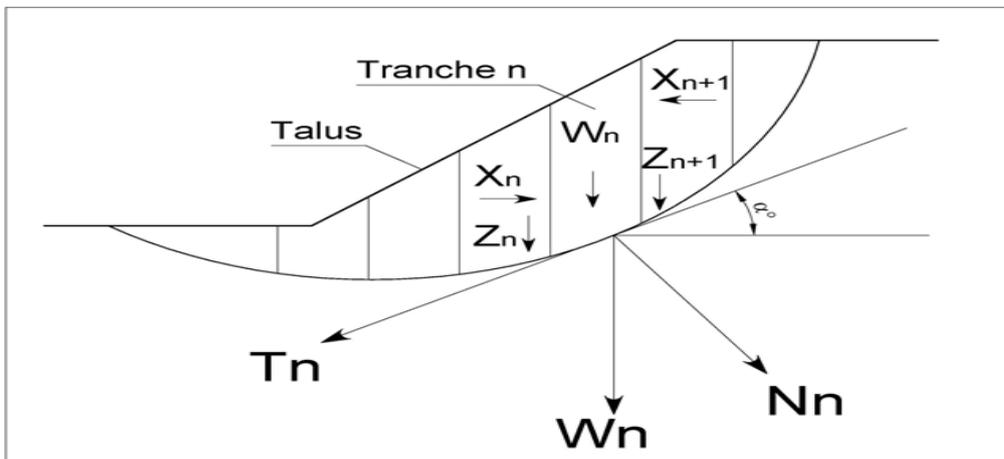


Figure V.4 : Schéma de calcul de la tranche verticale sur le talus

Pour simplifier les calculs, Fellenius admet les hypothèses suivantes :

1. Au niveau de chaque tranche :  $X_{n-1} - X_n = 0$  et  $Z_{n-1} - Z_n = 0$
2. La force tangentielle T a tendance à entraîner le glissement, elle est motrice.  $T_i$  est la composante tangentielle du poids de toute la matière contenue dans la tranche n, sol et eau
3. La force N est stabilisatrice car elle mobilise le frottement interne, elle crée une force résistante ( $N \times tg \phi$ ) opposée à T.

Si R est le rayon du cercle de glissement, le moment des forces résistantes est :

$$\left( \sum_{i=1}^n N_i \times tg \phi + C \times L \right) \times R \dots \dots \dots (V.16)$$

Où : L désigne la longueur de l'arc du cercle.

Le moment des forces motrices est :

$$\sum_{i=1}^n T_i \times R \dots\dots\dots(V.17)$$

**V.8.2 Détermination de la zone des cercles critiques**

Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.

- Tracer deux lignes au milieu du talus (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
- Tracer les arcs des cercles de rayons R<sub>1</sub> et R<sub>2</sub> avec : R<sub>1</sub>= K<sub>1</sub>×H<sub>b</sub> et R<sub>2</sub>= K<sub>2</sub>×H<sub>b</sub>.

Où : H<sub>b</sub> : Hauteur totale du barrage.

K<sub>1</sub>-K<sub>2</sub> : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

Pente de talus	1	2	2.5	3	4	5	6
K <sub>1</sub> = R <sub>1</sub> /H <sub>b</sub>	0.75	0.75	0.875	1.0	1,5	2,2	3
K <sub>2</sub> = R <sub>2</sub> /H <sub>b</sub>	1.5	1.75	2.025	2.3	3.75	4.8	5.5

**Tableau V.6 : Valeurs des K<sub>1</sub> et K<sub>2</sub>**

Pour notre retenue, nous allons prendre :

talus	Pente du talus	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	R <sub>1</sub> (m)	R <sub>2</sub> (m)
Amont	2.5	0.875	2.025	8.5	19.68
Aval	2.5	0.875	2.025	8.8	19.68

L'intersection de R<sub>1</sub> et R<sub>2</sub> avec les deux lignes précédentes nous donne la zone des cercles (centres des cercles).

- Tracer une courbe de rayon R qui doit être dans la limite du talus.
- Partager la zone limitée par la courbe (cercle de glissement) en parties verticales d'épaisseurs b=0,1R.
- Numéroté toutes les parties qui se trouvent à droite du centre "O", et des chiffres négatifs à gauche du centre "O".

**V.8.3 Forces agissant sur une tranche**

**V.8.3.1 Poids propre de la tranche**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche, elle est donnée par la formule suivante :

$$G_i = b \sum \gamma_i h_i \dots\dots\dots (V.18)$$

Où :  $G_i$  : poids propre de la tranche.

$b$  : largeur d'une tranche ( $b=0.1R$ ).

$h_i$  : hauteurs des tranches.

$\gamma_i$  : densité du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne de saturation et des fondations).

Le poids «  $G_i$  » étant une force qui présente deux composantes :

$$N_i = G_i \times \cos\alpha \dots\dots\dots (V.19)$$

$$T_i = G_i \times \sin\alpha \dots\dots\dots (V.20)$$

- ✓  $N_i$  : composante normale stabilisatrice.
- ✓  $T_i$  : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

Avec :

$$\cos\alpha = \sqrt{1 - \sin^2\alpha} \dots\dots\dots (V.21)$$

$$\sin\alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section}}{\text{nombre total des tranches}} \dots\dots\dots (V.22)$$

### V.8.3.2 Force de pression interstitielle

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$U_i = \gamma_w \times h \times dl \dots\dots\dots (V.23)$$

$dl$  : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

$$dl = \frac{2\pi \times R \times \theta}{360^\circ} \approx \frac{b}{\cos\alpha} \dots\dots\dots (V.24)$$

- ✓  $\theta$  : angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

### V.8.3.3 Forces de cohésion

$$F_c = C \times dl \dots\dots\dots (V.25)$$

$C$  : cohésion du sol considéré.

### V.8.3.4 Forces de frottement

$$F_f = (N_i - U_i dl) \text{tg}\varphi \dots\dots\dots (IV.26)$$

- ✓  $\varphi$  : angle de frottement interne qui dépend de la nature du sol et de la disposition de la surface de glissement par rapport à la ligne phréatique.

**V.8.3.5 Force sismique**

$$T'_i = \alpha \times G_i \dots\dots\dots (V.27)$$

- ✓ a : Coefficient de séisme (Notre site se situe sur la zone sismique IIb donc le coefficient de l'accélération sismique est de **a=0.25**).
- ✓ G<sub>i</sub> : poids de la tranche.

**V.3.1.3. Classement des forces**

Nous pouvons classer toutes ces forces comme suit :

**A. Les forces stabilisatrices**

Les forces stabilisatrices sont les forces de frottement et les forces de cohésion ainsi que la composante normale du poids propre de la tranche et la force interstitielle. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M^t_{résistant} = \sum_{i=1}^n R \cdot [C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha) - U_i \cdot l_i) \text{tg} \varphi_i] \dots\dots\dots (V.28)$$

**B. Les forces déstabilisatrices**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (T<sub>n</sub>), (force de cisaillement) du poids (G<sub>n</sub>) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M^t_{moteur} = \sum_{i=1}^n R \cdot W_i \cdot \sin \alpha = R \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha \dots\dots\dots (V.29)$$

**C. Coefficient de sécurité admissible**

Une fois le coefficient de sécurité déterminé, il s'agit de conclure si l'ouvrage serait stable ou non. Pour cela, il est nécessaire de comparer le coefficient critique à un coefficient dit admissible. Ce coefficient de sécurité est fixé d'après l'expérience et, il varie selon le cas de sollicitation normale ou exceptionnelle.

Coefficient	Valeur
Coefficient de sécurité admissible sans séisme	1.15 - 1.20
Coefficient de sécurité admissible avec séisme	1.05 - 1.1

**Tableau V.7 :** Valeurs des coefficients de stabilité admissibles

**V.8.4 Coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement**

Le coefficient de sécurité «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

**Retenue pleine :**

$$K_{ss} = \frac{\sum[(N_i - U_i \times l_i) \text{tg} \varphi_i] + \sum C_i \times dl}{\sum T_i} \dots\dots\dots (V.30)$$

$$K_{as} = \frac{\sum[(N_i - U_i \times l_i) \text{tg} \varphi_i] + \sum C_i \times dl}{\sum T_i + \frac{1}{R} \times \sum T'_i \times dn_i} \dots\dots\dots (V.31)$$

**Retenue vide :**

$$K_{ss} = \frac{\sum(N_i \times \text{tg} \varphi_i) + \sum(C_i \times dl)}{\sum T_i} \dots\dots\dots (V.32)$$

$$K_{as} = \frac{\sum(N_i \times \text{tg} \varphi_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \times dl}{\sum T_i + \frac{1}{R} \times \sum T'_i \times dn_i} \dots\dots\dots (V.33)$$

**Vidange rapide**

$$K_{ss} = \frac{\sum(N_i \times \text{tg} \varphi_i) + \sum(C_i \times dl)}{\sum T_i} \dots\dots\dots (V.34)$$

$$K_{as} = \frac{\sum(N_i \times \text{tg} \varphi_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \times dl}{\sum T_i + \frac{1}{R} \times \sum T'_i \times dn_i} \dots\dots\dots (V.35)$$

Avec :

- ✓  $K_{ss}$  : coefficient de sécurité sans séisme.
- ✓  $K_{as}$  : coefficient de sécurité avec séisme.
- ✓  $d_{ni}$  : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

Les caractéristiques géotechniques des sols sont représentées dans le **tableau V.11** suivant

Paramètres	Unité	Digue	Fondation
$\varphi^\circ$	Degré	19	26
C	t/m2	0.3	0.1
$\gamma_{sat}$	t/m3	2.1	-
$\gamma_d$	t/m3	1.76	-
$\gamma'$	t/m3	1.1	-

**Tableau V.8** : Caractéristique géotechnique :

La densité déjaugée  $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$ .

Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement :

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		kss	kas
Fin de construction	Talus aval		
	R=12	1.85	1.29
	R=15	1.95	1.32
	R=18	2.11	1.4
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R=12	1.79	1.26
	R=15	1.79	1.24
	R=18	2.06	1.37
Vidange rapide	Talus amont		
	R=12	1.06	1.18
	R=15	1.81	1.24
	R=18	1.68	1.08

**Tableau V.9 :** Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

### V.8.5 présentation de GEOSTUDIO

C'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. Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel et apparaissent à son lancement.

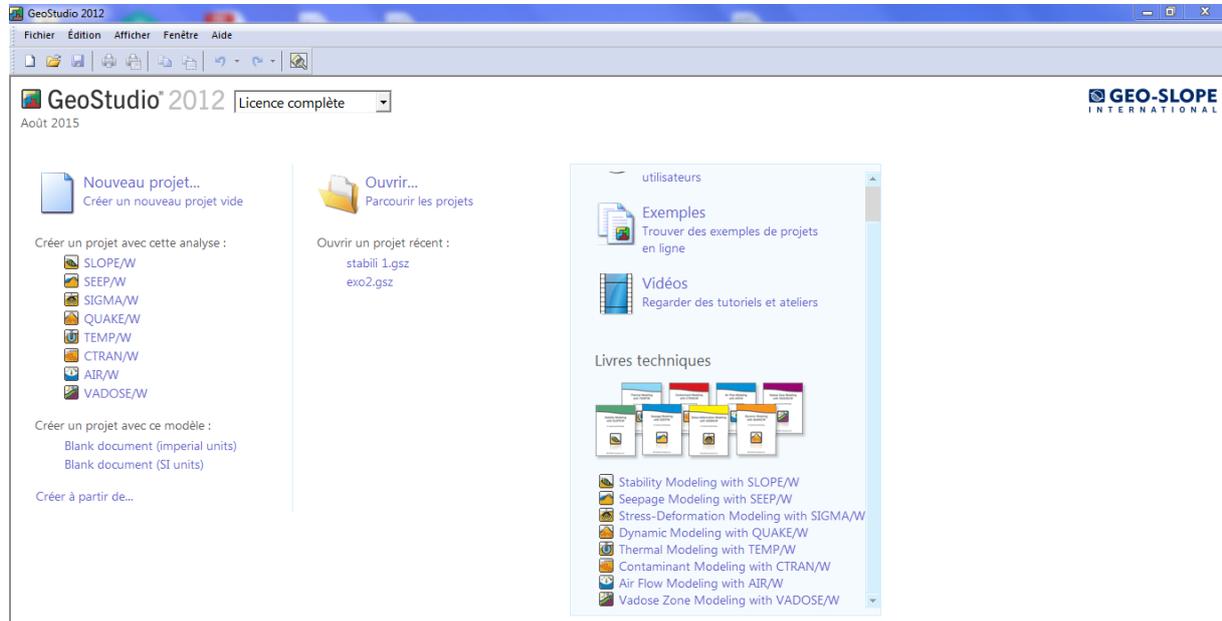


Figure V.5 : Fenêtre de lancement

- **S L O P E / W** : permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques.
- **S E E P / P** : permet de calculer les infiltrations des eaux (par la méthode des éléments finis)
- **S I G M A / W** : permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes /déformations (par la méthode des éléments finis).
- **Q U A K E / W** : permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (par la méthode des éléments finis).
- **T E M P / W** : permet d'analyser les problèmes géothermique du sol (par la Méthode des éléments finis).
- **C T R A N / W** : permet en utilisant les éléments finis de modéliser la circulation des contaminants à travers des matériaux poreux tels que le sol et la roche. la formulation complète de CTRAN/W permet d'analyser des problèmes simples de suivi des

particules en fonction du mouvement de l'eau, ou des processus complexes impliquant la diffusion, la dispersion, l'adsorption, la décroissance radioactive.

### V.8.6 Étude de stabilité du barrage avec logiciel geostudio

Le logiciel a été utilisé pour le calcul de l'infiltration, la vidange rapide et la stabilité pour différents cas d'exploitation

#### V.8.6.1 Fin de construction

##### a) Talus aval

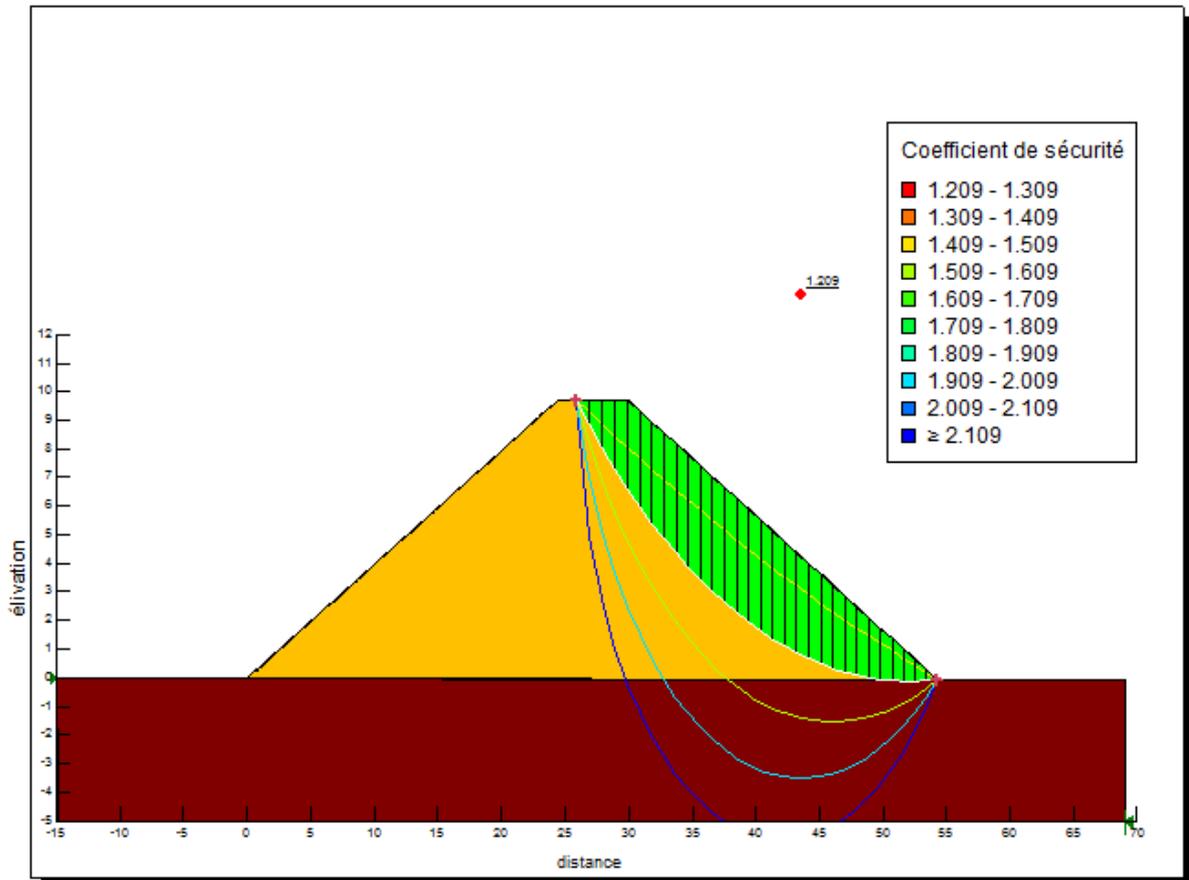


Figure V.6 : Cercle de glissement critique avec R=39 m par la méthode de Spencer talus Aval (Fs= 1.209)

b) Talus amont

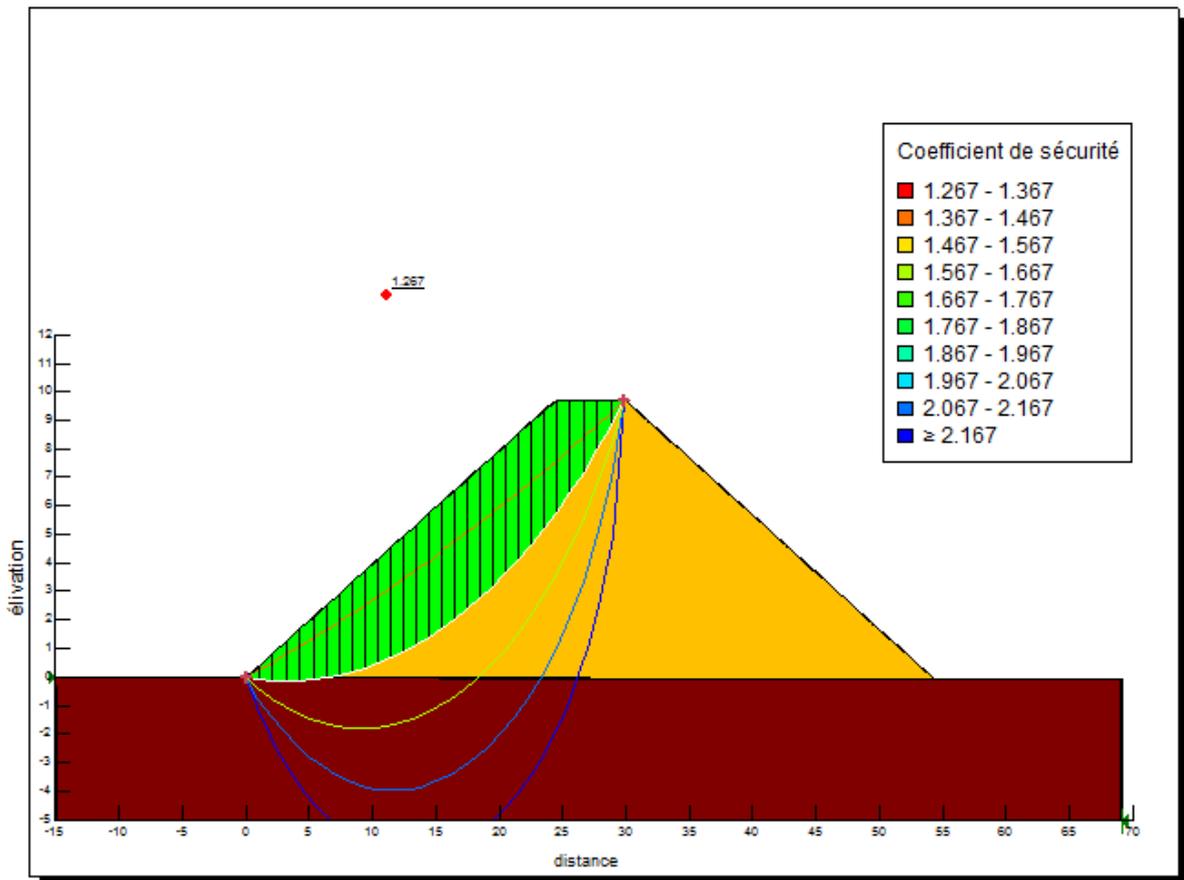


Figure V.7 : Cercle de glissement critique avec  $R=41\text{ m}$  par la méthode de Spencer talus Amont ( $F_s= 1.267$ )

V.8.6.2 Calcul des Infiltration

Tableau V.12 : les données nécessaire pour calcule des infiltrations dans geostudio (SEEP/W)

	Recharge	Derain	Fondation
Teneur en eau S (m3/m3)	0.14	0.15	0.14
D10%(mm)	0.001	0.35	0.001
D60%(mm)	0.02	5	0.02
k (m/s)	1*E-7	0.02	2.7*E-8

a) Sans Drain

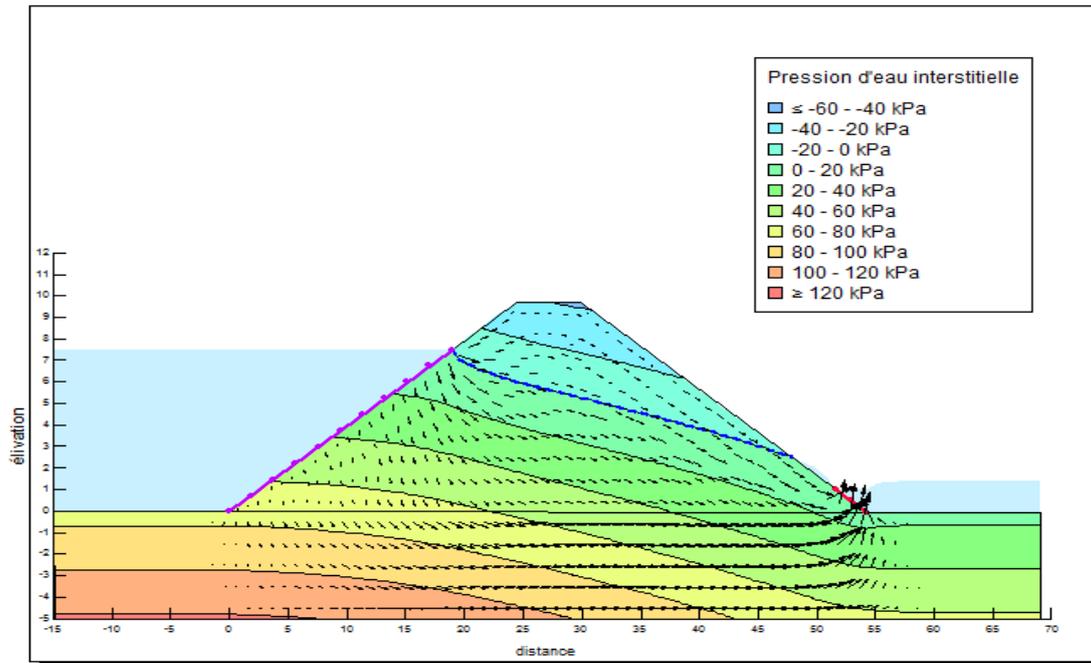


Figure V.8 : ligne de saturation et la pression interstitielle de la digue sans mettre Drain

b) Avec Drain verticale

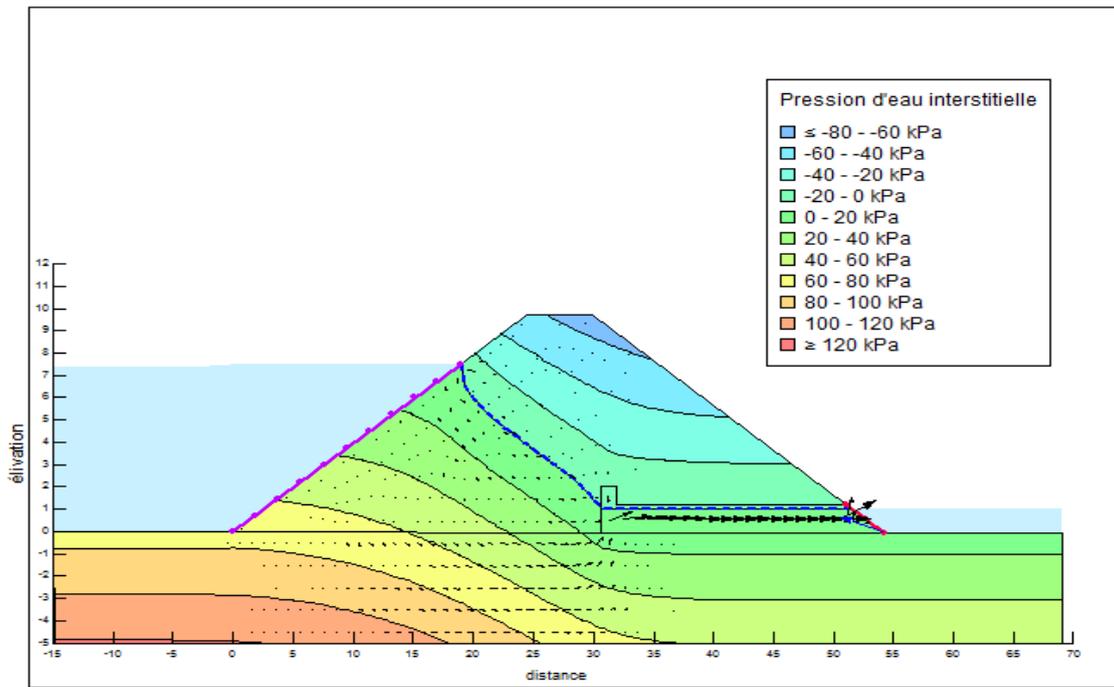


Figure V.10 : ligne de saturation et la pression interstitielle de la digue Avec un Drain Verticale

V.8.6.1 Fonctionnement normal

a) Talus Amont

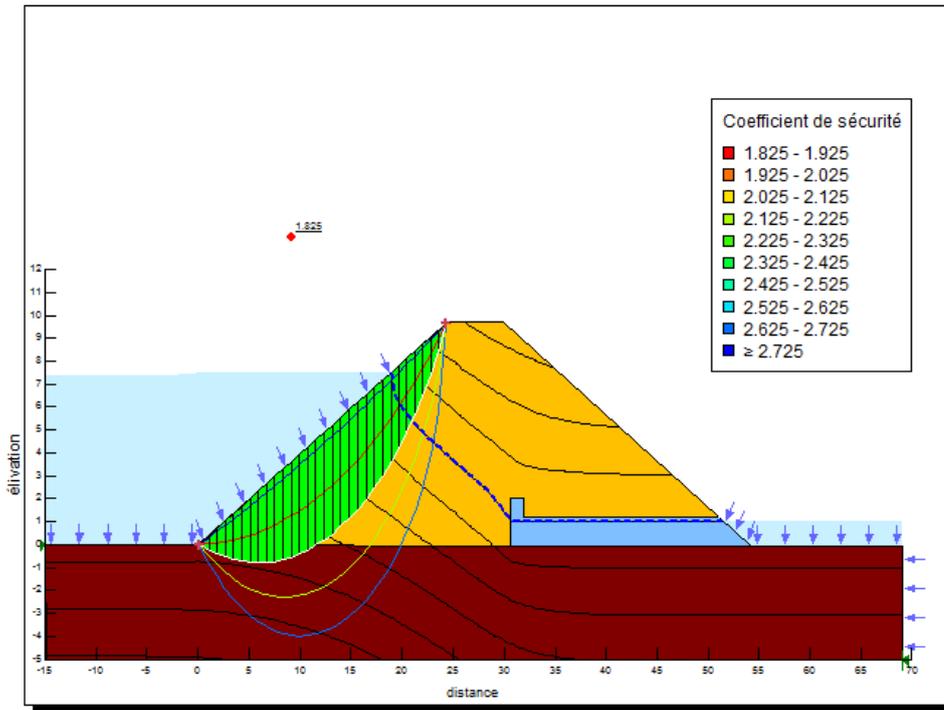


Figure V.11 : Cercle de glissement critique avec R=25 m par la méthode de Spencer talus Amont (Fs= 1.825)

b) Talus Aval

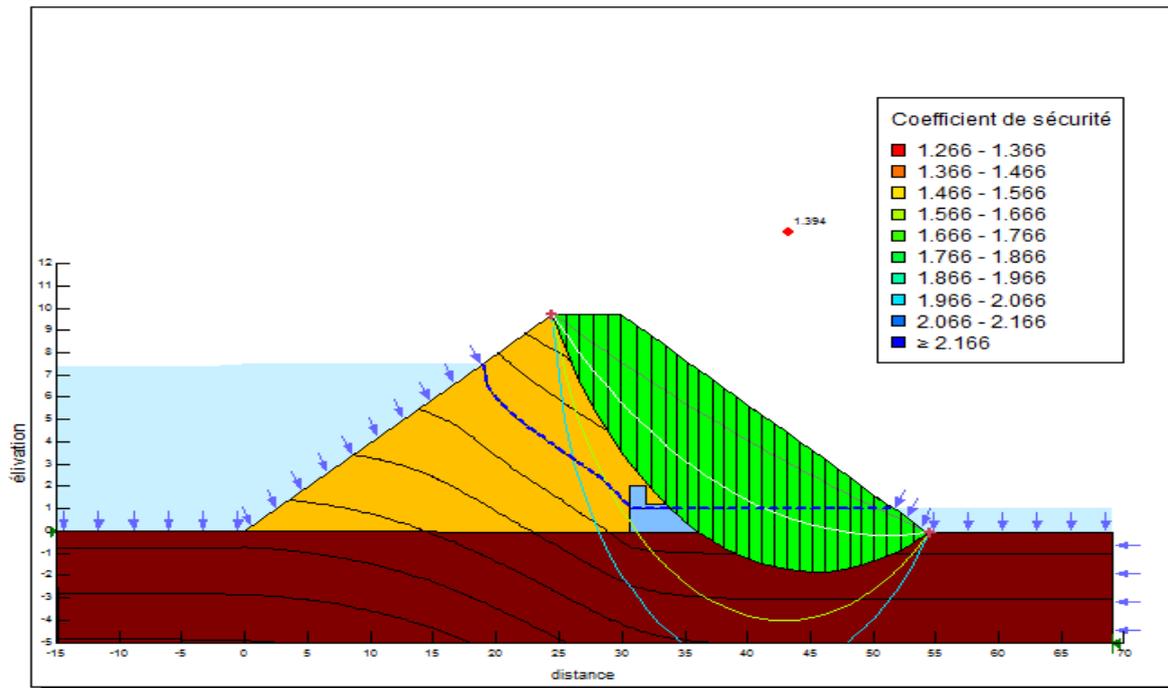


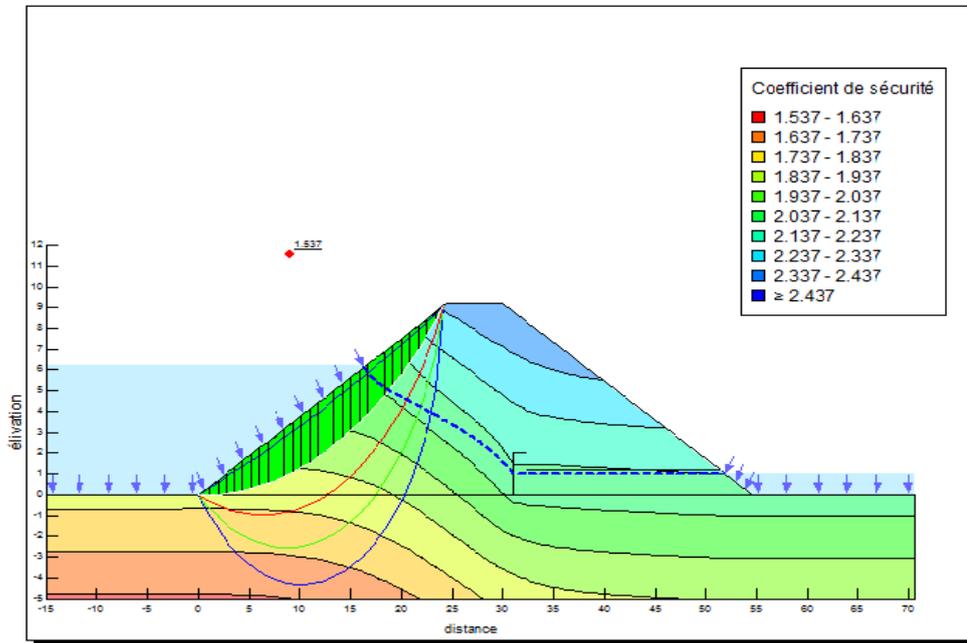
Figure V.12 : Cercle de glissement critique avec R=41 m par la méthode de Spencer talus Aval (Fs= 1.394)

### V.8.6.3 Stabilité lors de la vidange rapide

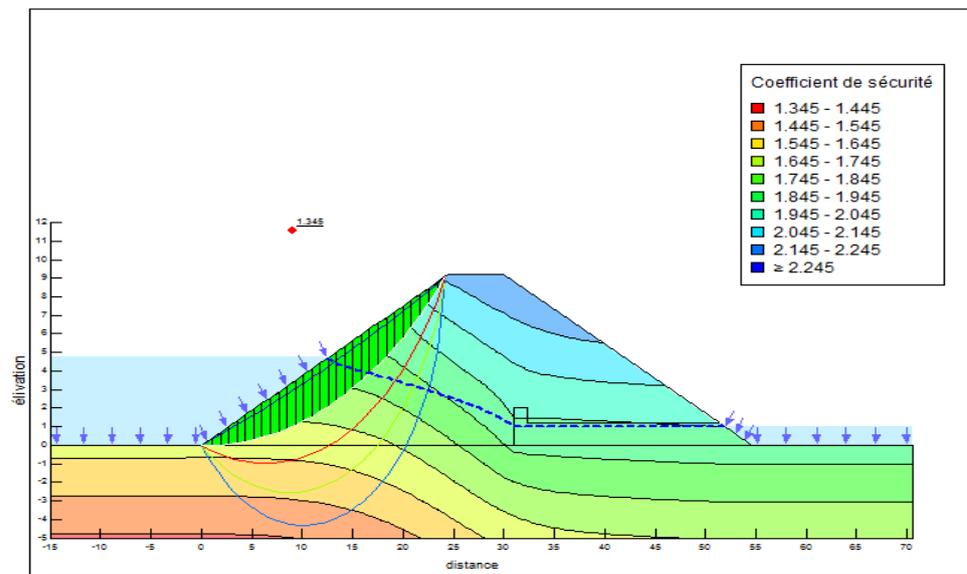
Le logiciel permet de calculer le coefficient de stabilité à chaque intervalle de temps lors de la vidange rapide faite à 1.5 jours

**Remarque :** le temps de vidange 1.5 jour juste pour mettre en évidence la variation de ligne de saturation et coefficient de sécurité leur vidange rapide

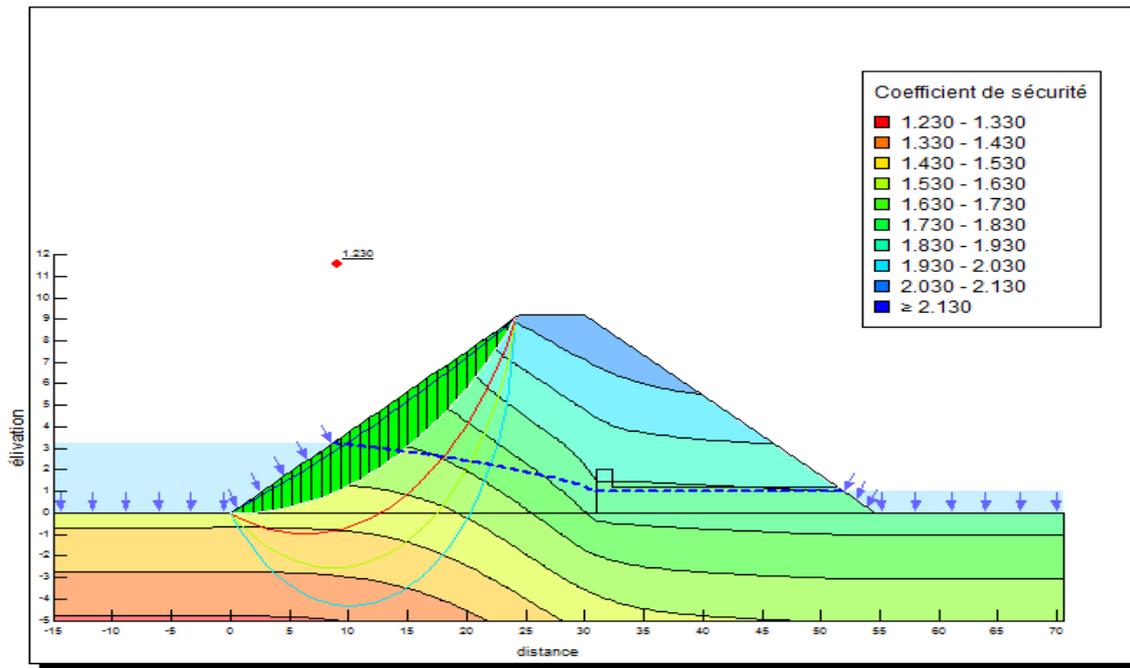
➤ **Stabilité lors de la vidange rapide de talus Amont**



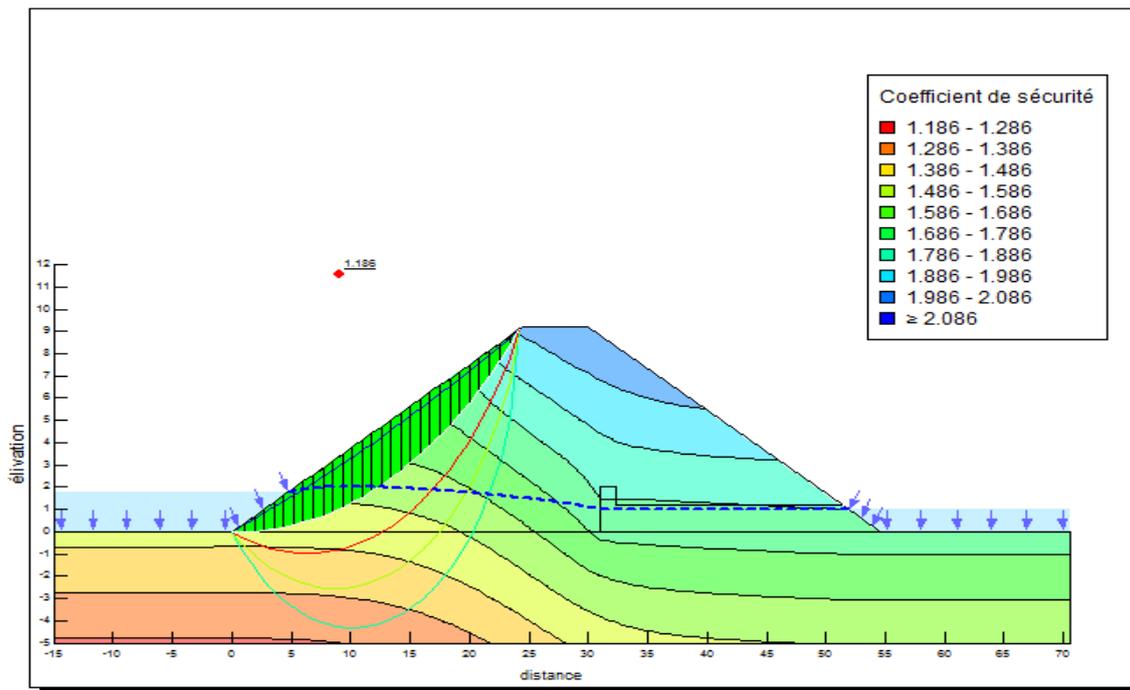
**Figure V.13 :** variation de ligne saturation et coefficient de sécurité  $F_s= 1.537$  pour Rayon cercle de glissement  $R= 30m$  (6 heure)



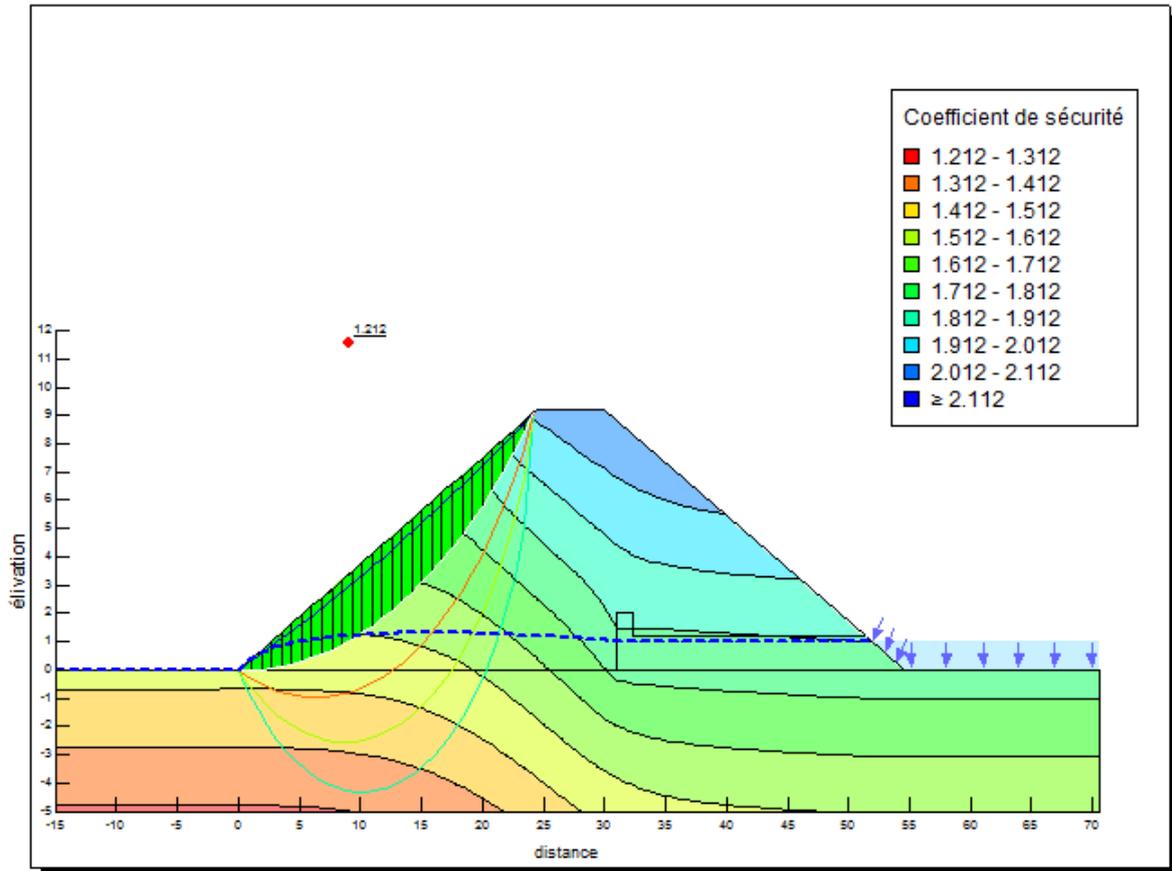
**Figure V.14 :** variation de ligne saturation et coefficient de sécurité  $F_s= 1.345$  pour Rayon cercle de glissement  $R= 30m$  (13.2 heure)



**Figure V.15** : variation de ligne saturation et coefficient de sécurité  $F_s = 1.230$   
pour Rayon cercle de glissement  $R = 30m$  (20.4 heure)



**Figure V.16** : variation de ligne saturation et coefficient de sécurité  $F_s = 1.186$   
pour Rayon cercle de glissement  $R = 30m$  (1.15 jour)



**Figure V.17** : variation de ligne saturation et coefficient de sécurité  $F_s= 1.212$   
pour Rayon cercle de glissement  $R= 30m$  (1.5 jour)

**Interprétation des résultats :**

D’après comparaison les Résultat de la méthode FELLENIUS et Méthode SPENCER, il ya une différence entre le coefficient de sécurité  $F_s$ . à cause de l’hypothèse et condition au limité de la méthode.

Pour la méthode FELLENIUS dans le cas au le massif homogène et la rupture circulaire Et méthode de SPENCER a été développée pour la rupture quelconque.

### V.8.6.4 Résultats de l'analyse statique

Les résultats de l'analyse sont présentés dans les figures allant de figure V.17 à V.20 sous forme de lignes de contours qui couvrent entièrement la zone modélisée

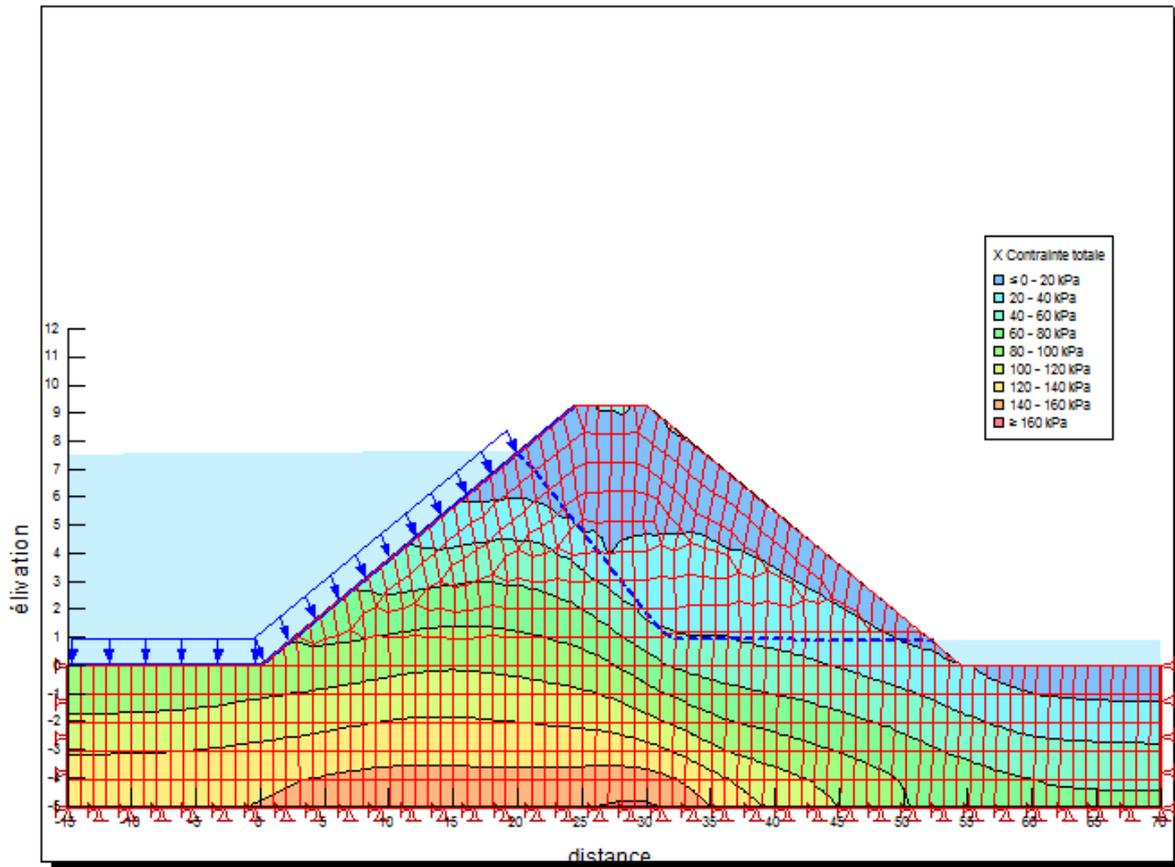


Figure V.17 : variation des contraintes totale horizontale

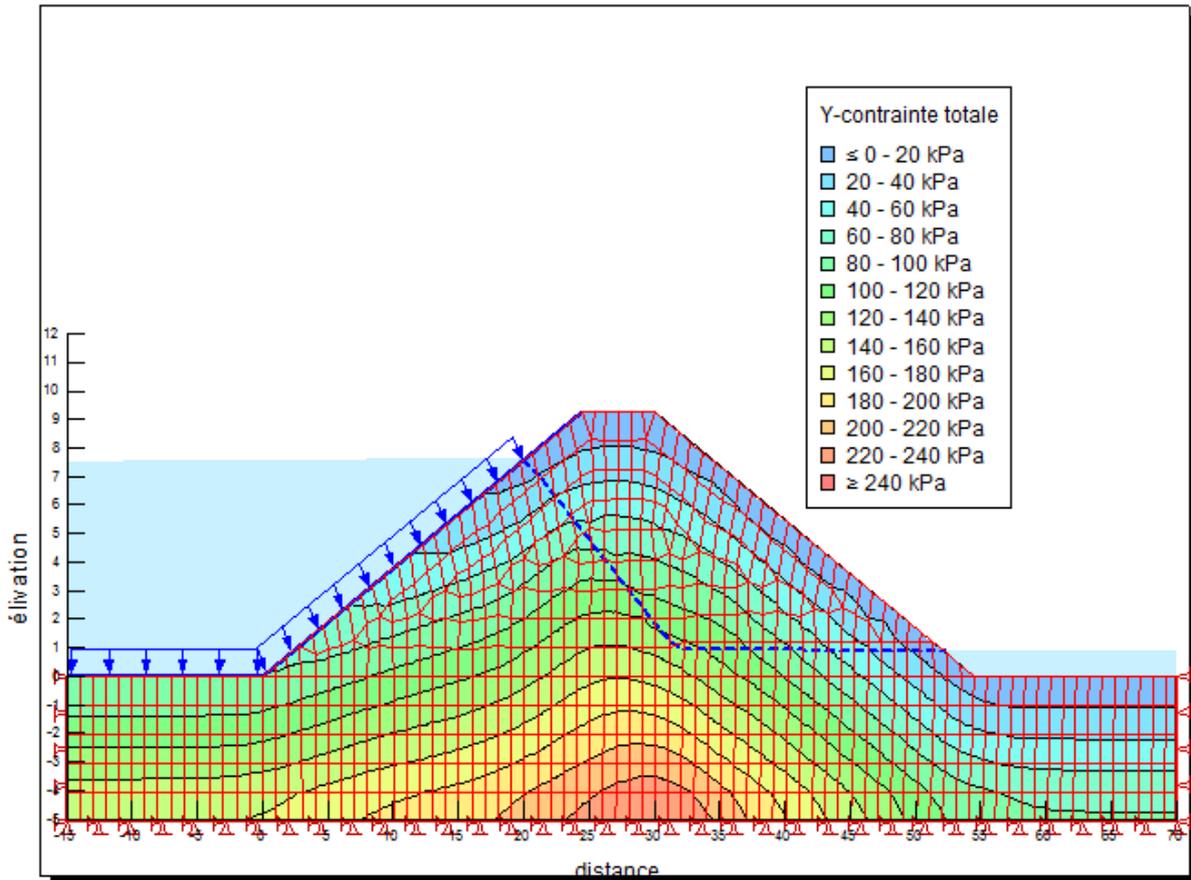


Figure V.18 : variation des contraintes totale verticale

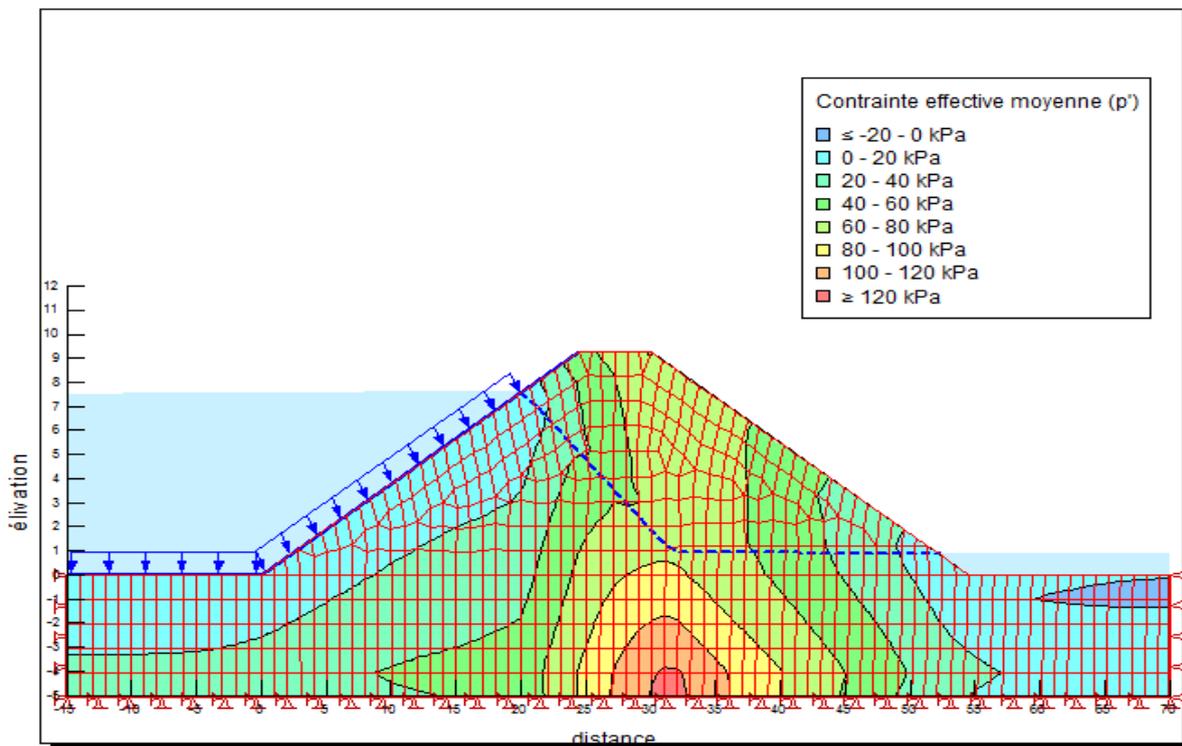


Figure V.19 : variation des contraintes effective moyenne

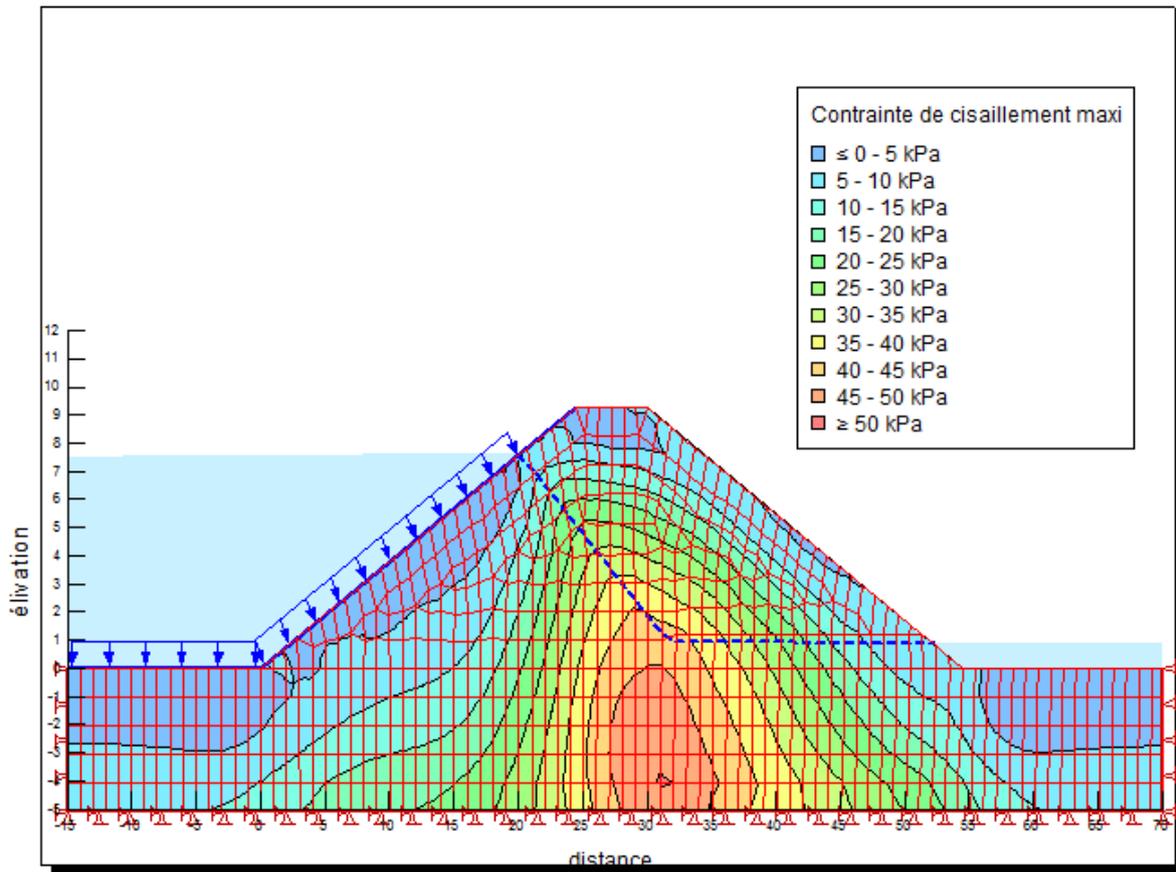


Figure V.20 : variation des contraintes maximale de cisaillement

## CONCLUSION

A la fin de ce chapitre on a pu avoir une appréciation générale sur la Retenue de Sidi lakhder, telle que la stabilité de la digue, l'étanchéité de la fondation et celle de la digue. Concernant la stabilité, le coefficient de sécurité minimum calculé par la méthode FELLENIUS pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissibles avec et sans séisme.

D'après les résultats obtenus, de calculé GEOSLOPE (Méthode SPENCER) la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tous les cas de sollicitation.

Dans note cas la retenue de Sidi lakhder est digue homogène donc la méthode de fellenius plus précise et proche de la réalité d'où les fruits des talus amont et aval sont acceptés.

## Chapitre VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

### INTRODUCTION

Les barrages en terres nécessitent d'autres organes pour le bien fonctionnement et l'exploitation, en générale ce sont les ouvrages annexes. Dans ce chapitre on va être exposer au dimensionnement de ces derniers ainsi que leur calcul hydraulique en premier lieu.

Parmi les ouvrages annexes prévus pour les barrages citons :

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuation de crues (l'évacuateur de crues).
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Pour le dimensionnement de ces ouvrages, des études géologiques et hydrologiques sont indispensables pour la connaissance du terrain, la déterminer des caractéristiques physico-géographiques et morphologiques de celui-ci ainsi que le débit de la crue.

### VI.1 EVACUATEUR DE CRUES

C'est un ouvrage d'une importance primordiale, essentiel à la sécurité du barrage. La conception de l'évacuateur dépend du débit à évacuer, de la hauteur de chute entre le niveau des plus hautes eaux et celui du fond de la vallée. Et en fin de la topographie et de la nature des terrains qui avoisinent le barrage

#### Ouvrage d'évacuation de crues

Les évacuateurs de crue sont les organes qui permettent le transit des crues à travers le barrage en contrôlant les côtes maximales atteintes par le barrage de manière à ce qu'elles restent inférieures aux côtes assurant la stabilité de l'ouvrage. ils 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.

## **VI.1.1 Différents types d'évacuateurs de crue**

### **VI.1.1.1 Evacuateur central**

Il est fait en béton, en maçonnerie ou en gabions et est encadré par des bajoyers (murs latéraux qui protègent la digue).

A l'aval du barrage, un bassin de dissipation permet de réduire l'énergie de l'eau après la chute. La longueur du bassin est égale à au moins 1,5 fois la hauteur de chute. Sa profondeur est de 30 à 40 cm.

### **VI.1.1.2 Evacuateur latéral**

L'évacuateur de crues latéral est un chenal ouvert creusé dans les berges du cours d'eau et situé à côté d'une extrémité de la digue. Son implantation dépend des conditions topographiques et géologiques du site. En général, il est composé de :

- un chenal d'amenée qui dirige le courant vers le passage
- un seuil qui détermine le débit d'écoulement
- un chenal d'évacuation qui raccorde l'ouvrage au lit principal du cours d'eau. Ce chenal contient des seuils destinés à réduire l'énergie de l'eau. Le chenal peut être revêtu ou non en fonction de la nature des sols de fondation, les seuils sont en béton ou en gabions.

#### **A. Évacuateur de crue latéral à entonnement frontal**

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- Le coût peu onéreux
- La difficulté de modification.

#### **B. Évacuateur de crues latéral à entonnement latéral**

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant. L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

### VI.1.1.3 Evacuateur en charge

Dans les évacuateurs en charge l'eau transite vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposée sous le barrage, ou latéralement en rive. Cette conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puits ou d'une tour, ou par un déversoir de surface à crête souvent circulaire, appelé tulipe.

#### A. Evacuateur de crues en puits (tulipe)

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

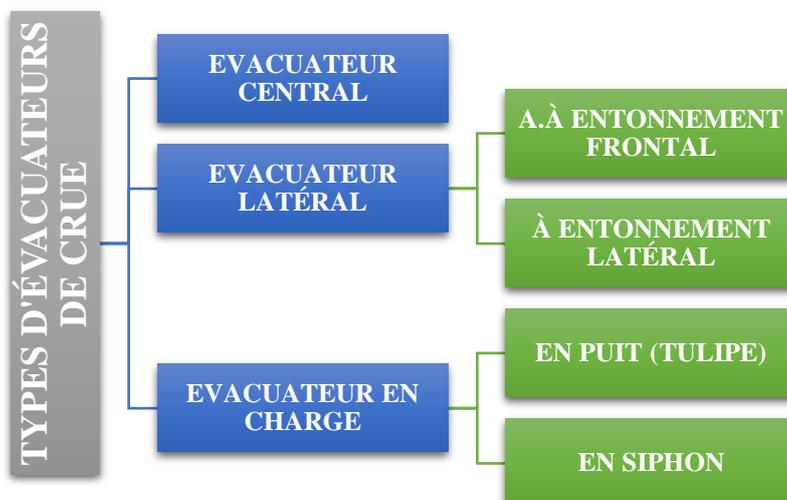
#### B. Evacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- Amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.



#### **VI.1.1.4 Critères de choix de l'évacuateur de crue**

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

- La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- Les exigences topographiques du site.
- Les exigences géologiques de la fondation.
- La facilité d'entretien.
- La facilité de réalisation et modification.
- Le coût de l'ouvrage.
- Le type de barrage.

#### **VI.1.1.5 Choix de la variante**

Le choix de la rive où l'évacuateur sera implanté dépend des conditions topographiques favorables, dans notre étude nous optons pour un évacuateur de crue latéral à entonnement latéral avec un déversoir type Craeger (1951), en rive gauche de l'oued qui présente les meilleures conditions de pente.

### **VI.2 DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE**

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.

Caractéristiques de l'évacuateur de crue

- Déversoir de type Greager
- Niveau normal de la retenue NNR = 187.25 m NGA.
- Niveau les plus hautes eaux : NPHE = 187.95 m NGA.
- Débit de pointe à évacuer  $Q_{\text{évacuer}} = 11.56 \text{ m}^3/\text{s}$
- Largeur du déversoir  $B = 7.5 \text{ m}$

### VI.2.1 Canal d'approche

Le canal d'approche permet de guider l'écoulement de la crue vers le seuil déversant.

Le canal d'approche doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence.

Les dimensions du canal (largeur et longueur) seront subordonnées à la longueur, au type, à l'emplacement du déversoir et aux caractéristiques du terrain.

Les vitesses doivent être suffisamment petites, pour que les pertes d'énergie et l'érosion soient minimales.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V = \frac{Q_{max}}{(P+h)b} \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

• Q : Débit à évacuer (m<sup>3</sup>/s), **Q = 11.56 m<sup>3</sup>/s**

• H : Charge d'eau (m) et, **H = 1.9 m**

$$H = h + P \dots\dots\dots (VI.2)$$

• S<sub>canl</sub> : Section du canal en (m<sup>2</sup>)

$$S = H \times b \dots\dots\dots (VI.3)$$

• P : Hauteur de pelle en (m), **P = 1.2 m**

• h : Lambe déversante en (m), **h = 0.7 m**

• b : largeur du déversoir, **b = 7.5 m**

$$V = 0.81 \text{ m/s}$$

La vitesse admissible pour le tronçon (1 ÷ 2.2) m/s,  $V < V_{adm}$ , donc pas de risque d'érosion

#### VI.2.1.1 Hauteur du mur du canal d'approche

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante :

$$R = 0,61 + 0,14V (H)^{1/3} \dots\dots\dots (VI.4)$$

$$R = 0,75 \text{ m}$$

La hauteur de mur est

$$H_m = h + P + R \dots\dots\dots (VI.5)$$

Donc :  $H_m = 2.65 \text{ m}$

#### VI.2.1.2 Longueur du canal d'approche

D'après le plan topographique, la longueur du canal d'approche est égale à 15.5 m

### VI.2.1.3 Pente du canal d'approche

Pour obtenir un écoulement uniforme il est important de créer une contre pente.

Pour un régime uniforme on a :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} * i_0^{1/2} \dots \dots \dots (VI.6)$$

De l'équation on obtient :  $i_0 = \left( \frac{n*V}{R^{2/3}} \right)^2$

Q : Débit évacué en [m<sup>3</sup>/s].

S : section mouillé rectangulaire en [m<sup>2</sup>] ; S= (P+h) x b.

i<sub>0</sub> : Pente du fond.

R : rayon hydraulique en [m] ; R=S/P.

V : Vitesse d'écoulement en [m/s] ; V=Q/S.

P : Périmètre de section mouillé en [m] ; P= ((h+p) x 2) +b.

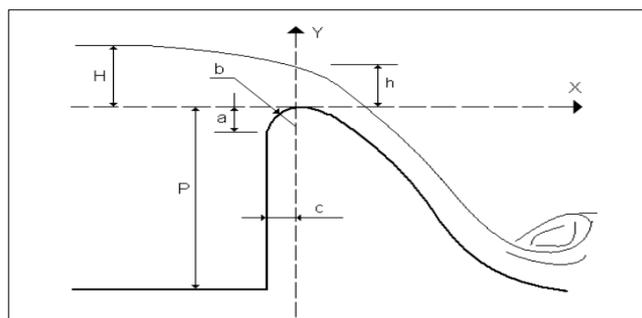
n : Coefficient de Manning en [ $\frac{S}{m^{1/2}}$ ]

**AN :** i<sub>0</sub> = 0.0001 on prendre **0.10 %**

### VI.2.2 Le déversoir

Le déversoir situé à l'amont de l'évacuateur contrôle le débit de celui-ci.

Le profil Greager est généralement adopté puisqu'il conduit à une lame déversante qui adhère à la forme de ce profil.



**Figure VI.1 :** Dimensions du déversoir.

a = 0,12H = **0.1 m**

b = 0,4H = **0.28 m**

c = 0,3H = **0.21 m**

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

$$y = \frac{x^{1,85}}{2h_d^{0,85}} \dots \dots \dots (VI.7)$$

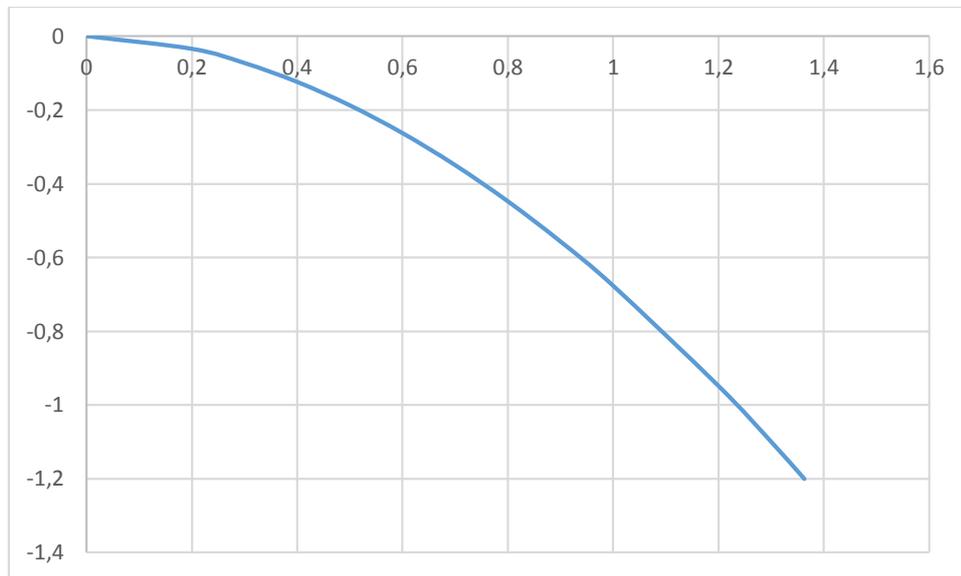
Où : x : Distance horizontale en m.

Y : Distance verticale en m.

h<sub>d</sub> : la charge sur le déversoir

<b>X</b>	<b>0</b>	<b>0.2</b>	<b>0.3</b>	<b>0.4</b>	<b>0.5</b>	<b>0.6</b>	<b>0.7</b>	<b>0.8</b>	<b>0.9</b>	<b>1</b>	<b>1.2</b>	<b>1.3</b>	<b>1.363</b>
<b>Y</b>	<b>0</b>	<b>0.03</b>	<b>0.07</b>	<b>0.124</b>	<b>0.18</b>	<b>0.26</b>	<b>0.35</b>	<b>0.448</b>	<b>0.55</b>	<b>0.67</b>	<b>0.94</b>	<b>1.10</b>	<b>1.20</b>

**Tableau VI.1** : Coordonnés du profil de Creager



**Figure VI.2** : Dimensions et géométrie du déversoir.

**VI.2.3 Chenal d'écoulement**

Fait directement suite au déversoir. Sa section est de forme rectangulaire avec une pente assurant un régime de type fluvial entre (0.1% et 0.2%) ; i=0,15%, sa longueur est déterminée en fonction de la topographie elle est égale à 16 m.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, nous calculons la profondeur critique "y<sub>c</sub>" et la pente critique.

**VI.2.3.1 Profondeur critique**

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots(VI.8)$$

Avec :

- Q : Débit à évacuer (m<sup>3</sup>/s), **Q = 11.56 m<sup>3</sup>/s**
- b : largeur du chenal, **b=7.5 m**
- g : l'accélération de pesanteur, **g=9,81m/s**

AN :  $h_c = 0,58 \text{ m}$

**VI.2.3.2 Pente critique**

La pente critique se détermine par la formule de Manning :

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (VI.9)$$

Avec :

$R_H$  : rayon hydraulique en [m] ;

I : pente en [m/m] ;

S : section mouillée ;

K : coefficient de Manning –Strickler ( $K = 71$ )

Pour une section rectangulaire  $h=h_c$  
$$I_{cr} = \left[ \frac{Q \cdot (b + (2 \cdot h_c))^{2/3}}{K \cdot (b \cdot h_c)^{5/3}} \right]^2$$

AN :  $I_{cr} = 0.28 \%$

**VI.2.3.3 Hauteur normale**

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots (VI.10)$$

Q= le débit à évacuer ;  $Q = 11.56 \text{ m}^3/\text{s}$

S : section du chenal ;  $S = b \cdot h_n$ .

I : pente du chenal ;  $I = 0,15 \%$

C : coefficient de Chezy ;  $C = R^{1/6}/n$ .

$n = 0,014$

R : rayon hydraulique  $R = \frac{S}{P} = \frac{b \cdot h_n}{2 \cdot h_n + b}$  ;

i(%)	n	b(m)	P(m)	S(m)	R=S/P	Q (m3/s)	hn(m)
0.15	0.014	7.5	8.9	5.25	0.59	11.56	<b>0.64</b>

**Tableau VI.2** : Calcul de la profondeur normale (chenal)

✓ **Interprétation des résultats :**

$I = 0.15 \%$  et  $I_{cr} = 0.28 \%$

$h_n = 0.7 \text{ m}$  et  $h_{cr} = 0.62 \text{ m} \Rightarrow I < I_{cr}$  et  $h_n > h_c$

Donc le régime devient fluvial, et donc pas de formation de ressaut hydraulique.

**VI.2.3.4 Calcul de la courbe**

La conception de l'évacuateur de crue nécessite a une courbe ou niveau de chenal d'écoulement devra être portée aux changements de direction, pour des raisons topographiques. Au niveau de cette courbure il ya une surélévation du plan d'eau sur le bord extérieur du canal

$$\Delta h = 4.6 \frac{V^2}{2g} \text{Log}_{10} \left( \frac{R_2}{R_1} \right) \quad \text{AN :} \quad V = 2.2 \text{ m/s} \quad \Delta h = 0.1 \text{ m} \quad \text{..... (VI.11)}$$

Avec :

V : la vitesse d'écoulement dans un canal (m/s)

g : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>) ;

R2 : Rayon extérieur du coude (m)

R1 : Rayon intérieur du coude (m)

R = 36 m

R1 = R - b/2

R2 = R + b/2

R1 = 32.25 m et R2 = 39.75 m

La hauteur d'eau au niveau de coude et :

$$H_{\text{coude}} = h_n + \Delta h/2$$

Avec :

H : hauteur d'eau dans le tronçon considéré

Δh/2 : Surélévation ou abaissement de l'eau ou tronçon considéré

H<sub>coude</sub> : hauteur d'eau au niveau de coude

Le rayon de courbure de la courbe est de 36 m avec un angle de 71 degrés

La profondeur d'eau au niveau du coude est de 0.64m avec une vitesse d'écoulement 2.2 m/s

On obtient Δh=0.1 m avec de profondeur du coté droite de 0.59 m et du côté gauche de 0.69 m

**VI.2.3.5 La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite**

$$R = 0,61 + 0,14(V)^{1/3} \quad \text{..... (VI.12)}$$

**R = 0.80 m**

La hauteur de mur est

$$H_m = h_e + R \dots\dots\dots (VI.13)$$

**Côté gauche :**  $h_e=0.69$  m  $H_m= 1.49$  m on prend **Hmg = 1.75 m**

**Côté droite :**  $h_e=0.59$  m  $H_m= 1.39$  m on prend **Hmd = 1.5 m**

**VI.2.4 convergeant**

Le convergeant est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergeant est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots (VI.14)$$

Avec :

- $l_1$  : est la largeur au plafond du bief amont,  **$l_1=7.5$  m**
- $l_2$  : est la largeur au plafond de la section de contrôle,  **$l_2=5.5$  m**

$$L = 2,5 (7.5 - 5.5) = 5 \text{ m}$$

La longueur du convergent est de **5 m**

**VI.2.5 Le coursier**

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et permet de conduire l'eau au talweg. Pour assurer de bonnes conditions à l'écoulement, il est conseillé de le construire en béton avec une section rectangulaire dans les barrages collinaires. Les courants qui aboutissent au pied d'un coursier. Mais ils doivent rejoindre le cours d'eau à une vitesse très inférieure, l'énergie en excès doit être dissipée.

**VI.2.5.1 Largeur du coursier**

Pour assurer de bonnes conditions d'écoulement et de construction, on donne au coursier une section rectangulaire, de la même largeur, à la fin de convergeant **bcr=5.5m**

**VI.2.5.2 Longueur du coursier**

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique 69 mètre, ensuite on va la vérifier avec le calcul de ligne d'eau.

**VI.2.5.3 La profondeur critique**

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 b}{g \cdot S^3} = 1 \dots\dots\dots (VI.15)$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \dots\dots\dots (VI.16)$$

- **b** : est la largeur du coursier égale à 5.5 m

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{11.56^2}{9.81 \cdot 5.5^2}} = 0.76m$$

$$h_{cr} = 0.67 \text{ m}$$

**VI.2.5.4 La pente critique**

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique. Pour calculer  $I_{cr}$  nous associerons donc la relation du régime uniforme

$$Q = S_c \cdot C_c \cdot \sqrt{R_c \cdot I_{cr}} \dots\dots\dots (VI.17)$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2 \cdot b}{g \cdot S_c^3} = 1 \dots\dots\dots (VI.18)$$

Pour une section rectangulaire ( $S=h \cdot b$ ) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C_c^2 \cdot R_c} \dots\dots\dots (VI.19)$$

Avec :

- **$I_{cr}$**  : pente critique
- **$S_c$**  : section critique

$$S_c = b \cdot h_{cr} \dots\dots\dots (VI.20)$$

- **$R_c$**  : rayon critique

$$R_c = S_c / P_c \dots\dots\dots (VI.21)$$

- **$P_c$**  : périmètre critique

$$P_c = 2 \cdot h_{cr} + b \dots\dots\dots (VI.22)$$

- **$C_c$**  : coefficient de Chézy

$$C_c = R_c^{1/6} / n \dots\dots\dots (VI.23)$$

- **n** : coefficient de rugosité, n=0,014 (revêtement en béton).

La pente critique est :

$$I_{cr} = \frac{9,81 \cdot 0,67}{64,05^2 \cdot 0,52} = 0,003$$

$$I_{cr} = 0,3\%$$

**VI.2.5.5 Calcul de la profondeur normale**

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à-dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes) elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots (VI.24)$$

Avec,

**S** : section du coursier ;  $S = b \cdot h_n$  ; **I** : pente du coursier  $I = 20\%$

**C** : coefficient de Chézy  $C_n = R^{1/6} / n$  ; **R** : rayon hydraulique  $R = \frac{S}{P} = \frac{b \cdot h_n}{2 \cdot h_n + b}$  ;

De la même manière que pour le chenal d'écoulement, et par itérations on aura :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (b + h_n)^{5/3} \cdot (2h_n + b)^{-2/3} \dots\dots\dots (VI.25)$$

i(%)	n	b(m)	P(m)	S(m)	R=S/P	Q (m3/s)	hn(m)
20	0.014	5.5	5.9	1.26	0.18	11.56	<b>0.24</b>

**Tableau IV.3** : Calcul de la profondeur normale (coursier)

Nous aurons :

$$h_n = 0,24 \text{ m}$$

Nous constatons que  $h_n < h_{cr}$  et  $i_c > i_0$ , donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal à forte pente

**VI.2.5.6 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier**

Calcul de la ligne d'eau avec la Méthode Indirecte d'intégration Numérique

Q (m <sup>3</sup> /s)	Strickler	I (m/m)	yn	yc	Régime	L coursier (m)
11.56	71	0.2	0.24	0.67	Torrentiel	69

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant que  $dQ/dx$  est nul :

$$dy/dx = (S_o - S_f) / (1 - Fr_2^2) \dots\dots\dots (VI.26).$$

Avec,

$S_o$  : pente du fond ;  $S_f$  : pente de la ligne d'énergie.

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie  $S_f$  peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning.

L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_o - (n^2 Q^2) / (A^2 R^3)}{1 - (Q^2 B) / (g A^3)} \dots\dots\dots (VI.27)$$

On donne des valeurs arbitraires à  $y_i$  et on calcul la distance  $\Delta x$  correspondante aux profondeurs  $y_i$  et on calcul la profondeur moyenne :

$$Y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2} \dots\dots\dots (VI.28)$$

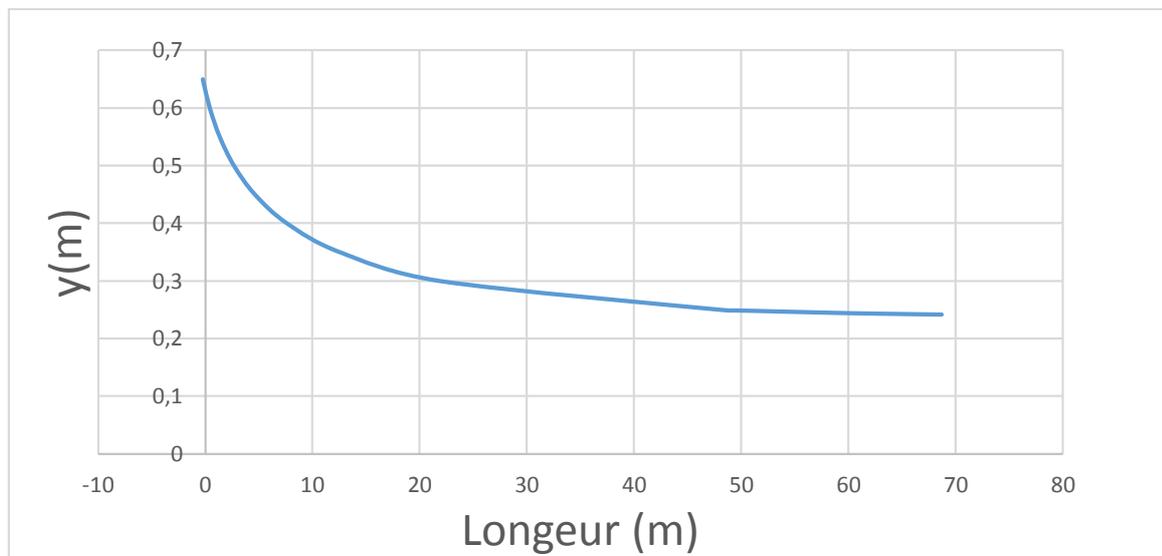
Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul  $\Delta x$  à chaque valeur de  $y_i$ , utilisant  $y_{moy}$  et en l'ajoute à  $\Delta x$  cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieure à la longueur  $L$  on continue avec une valeur de  $y_i' < y_i$  jusqu'à trouver la somme de  $\Delta x$  égale à la longueur  $L$  de coursier.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

y	ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr <sup>2</sup>	1-FR <sup>2</sup>	n <sup>2</sup> Q <sup>2</sup> /A <sup>2</sup> R <sup>4</sup> (4/3)	I0-G1	Δx	L
0.67										
0.65	0.66	2.64	5.32	0.496	2.961	-1.9614	0.00825	0.19175	-0.20457497	0
0.6	0.625	2.5	5.25	0.476	3.487	-2.4873	0.00972	0.19028	-0.6535747	0
0.55	0.575	2.3	5.15	0.447	4.478	-3.4784	0.01251	0.18749	-0.92760385	1
0.5	0.525	2.1	5.05	0.416	5.884	-4.8837	0.01650	0.18350	-1.33069535	3
0.45	0.475	1.9	4.95	0.384	7.944	-6.9441	0.02243	0.17757	-1.95528217	5
0.4	0.425	1.7	4.85	0.351	11.091	-10.0907	0.03162	0.16838	-2.99641367	8
0.35	0.375	1.5	4.75	0.316	16.145	-15.1448	0.04668	0.15332	-4.93881109	13
0.3	0.325	1.3	4.65	0.280	24.801	-23.8014	0.07310	0.12690	-9.37816113	22
0.25	0.275	1.1	4.55	0.242	40.938	-39.9382	0.12393	0.07607	-26.2508292	48
0.249	0.2495	0.998	4.499	0.222	54.817	-53.8170	0.16886	0.03114	-1.72812084	50
0.245	0.247	0.988	4.494	0.220	56.498	-55.4984	0.17436	0.02564	-8.65941719	59
0.244	0.2445	0.978	4.489	0.218	58.249	-57.2492	0.18011	0.01989	-2.87836171	61
0.243	0.2435	0.974	4.487	0.217	58.970	-57.9698	0.18248	0.01752	-3.30867401	65
0.242	0.2425	0.97	4.485	0.216	59.702	-58.7024	0.18489	0.01511	-3.88497459	69

Tableau IV.4 : Calcul de la ligne d'eau avec la méthode indirecte d'intégration numérique

Figure VI.3 : Profil de la ligne d'eau au niveau du coursier



On a :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots (VI. 29)$$

Fr : Nombre de Froude ; V : Vitesse de sortie du coursier tel que  $V = \frac{Q}{S}$

AN:  $V = \frac{Q}{S} = \frac{11.56}{5.5 * 0.242} = 8.79 \text{ m/s}$                       **V=8.79 m/s**

Donc :  $Fr = \frac{.8.79}{\sqrt{9.81 * 0.242}} = 5.74$                       **Fr=5.74**

**VI.2.5.6 Hauteur des murs du coursier**

On a:  $H_m = h_e + R$  et  $R = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$

**A. Hauteur des murs au début du coursier**

**Vdc** : vitesse au début de coursier  
**hdc** : hauteur d'eau au début de coursier  
 $V = 3.13 \text{ m/s}$   
 $hdc = 0.67 \text{ m}$

AN :  $R = 0.81 \text{ m}$  et  $Hmd = 1.53 \text{ m}$  on prend **Hmd = 1.75 m**

**B. Hauteur des murs à la fin du coursier**

**Vfc** : vitesse à la fin de coursier  
**hfc** : hauteur d'eau à la fin de coursier  
 $V = 8.79 \text{ m/s}$   
 $hfc = 0.24 \text{ m}$

AN :  $R = 0.99 \text{ m}$  et  $Hmf = 1.14 \text{ m}$  on prend **Hmf = 1.30 m**

**VI.2.6 Dissipateur d'énergie**

Le principe de la dissipation de l'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Dans les bassins à ressaut hydraulique, l'énergie dissipée peut être exprimée en fonction du nombre de Froude au niveau de la section initiale du ressaut Fr. Le meilleur intervalle du nombre de Froude qui assure une dissipation d'énergie élevée et la régularité du courant aval est celui

compris entre 4.5 et 9 (ressaut stable). Pour des grandes valeurs, le ressaut est dit fort. Il est appelé faible ou oscillant pour des faibles valeurs de  $Fr$ . Ces valeurs entraînent la formation des ondulations dans le courant aval ou à des tourbillons instables voire à une dissipation d'énergie quasiment nulle.

$Fr = 5.74$  Froude est compris entre 4.5 et 9 donc nous aurons une formation d'un ressaut stable

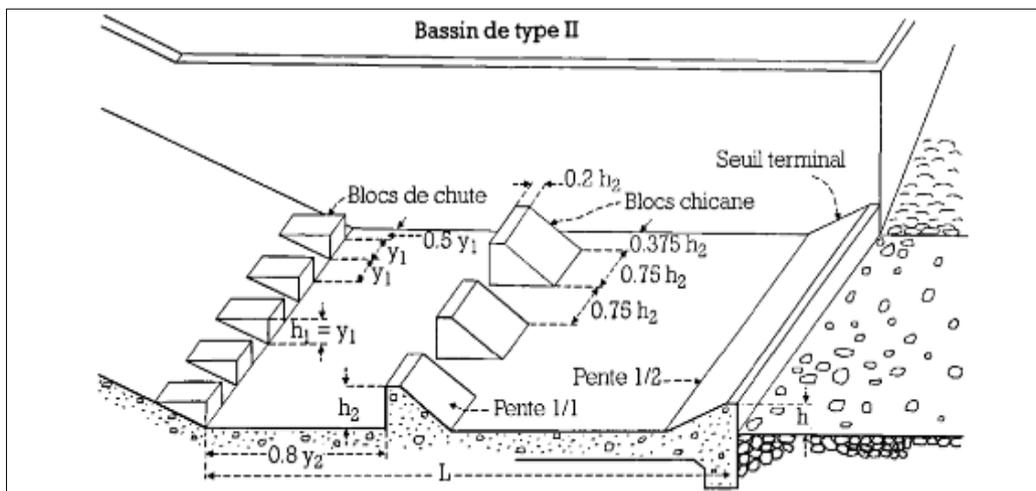
Pour la dissipation de l'énergie nous avons opté pour un bassin de dissipation à ressaut. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval.

Nous avons :

- $V = 8.79 < 15$  m/s
- $Fr = 5.74 > 4,5$

Nous allons opter pour bassin de **type II**

**Figure VI.4:** Bassin de dissipation USBR type III (Design of Small Dams, 1987)



### VI.2.6.1 Dimensionnement du bassin

On a  $Fr = 5.74$  et  $y_1 = 0.24$  m

D'après l'abaque.  $\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \times (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) = 7.63$  D'où  $y_2 = 1.82$  m.

$y_1$  : Tient d'eau avant le ressaut en (m).

$y_2$  : Tient d'eau après le ressaut en (m)

### VI.2.6.2 Longueur du bassin

D'après l'abaque (annexe VI.1) On a :  $L/y_2 = 2.5$  Donc :

$L = 4.55\text{m}$ . On prend :  $L = 5 \text{ m}$ .

### VI.2.6.3 Dimensionnement des blocs de chute

On a :  $h_1 = y_1 = e_1 = s = 0,24 \text{ m}$

$h_1$  : Hauteur des blocs de chute à l'entrée.

$S_1$  : L'espace entre les blocs de chute.

$e_1$  : épaisseur du bloc de chute

Donc Le nombre des blocs de chutes est de **11 blocs**.

### VI.2.6.4 Dimensionnement des blocs de chicane

D'après l'abaque (annexe VI.1)

$$\frac{h_2}{y_1} = 1.75 \Rightarrow h_2 = 0.42\text{m} \quad s_2 = e_2 = 0.75 \cdot h_2 = 0.31 \text{ m} \quad l = 0,2 h_2 = 0,10 \text{ m}$$

$h_2$  : hauteur du bloc chicane.

$l$  : largeur du seuil.

$S_2$  : L'espace entre les blocs de chicane.

$e_2$  : épaisseur des blocs de chicane.

Donc Le nombre des blocs de chicanes est de **9 blocs**.

### VI.2.6.4 Hauteur de seuil terminal

$$\frac{h_4}{y_1} = 1.5 \Rightarrow h_4 = 0.35\text{m}$$

### VI.2.6.5 Hauteur des murs dans le bassin de dissipation

Pour la hauteur des murs barjoier de bassin dissipation se la même que canal de fuite

### VI.2.7 Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale revêtu par des enrochements avec un talus 1/1 et une pente de 0,08 % a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

#### VI.2.7.1 La hauteur critique

$$h_{cr} = \left( 1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.105 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \dots\dots\dots (VI.30)$$

Avec :  $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$  et  $\sigma = \frac{K \cdot m}{b}$  (m = 1).

AN :  $K = \sqrt[3]{\frac{11.56^2}{9,81 \cdot 5.5^2}} = 0.76$  et  $\sigma = \frac{0.76 \cdot 1}{5.5} = 0.13$

D'où :  $h_{cr} = \left(1 - \frac{0,13}{3} + 0,105 \cdot 0,13^2\right) \cdot 0.76 = 0.72m$

**h<sub>cr</sub> = 0.72 m**

**VI.2.7.2 Pente critique**

$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}}$  ..... (VI.31)

AN :  $I_{cr} = \frac{11.56^2}{3.96^2 \cdot 30.35^2 \cdot 0.57} \cdot 100\% = 1.62\%$

**I<sub>cr</sub> = 1.62 %**

**VI.2.7.3 Profondeur normale dans le canal**

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I}$  ..... (VI.32)

Pour la hauteur normale nous avons :

$S_n = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n$  ..... (VI.33)

$P_n = b + 2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2}$  ..... (VI.34)

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (m h_n^2 + b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2}$  ..... (VI.35)

Le résultat du calcul par itération donne :

i(%)	n	b(m)	P(m)	S(m)	R=S/P	Q (m3/s)	hn(m)
0.8	0.035	5.5	6.9	3	0.43	11.56	<b>0.51</b>

**Tableau VI.5** : Calcul de la profondeur normale (canal de fuite)

**Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \times h_n^2 + b \times h_n} \quad \text{D'où} \quad V = 3.5 \text{ m/s}$$

Le sol du canal est constitué par des blocs d'encrochement grossiers.

**VI.2.7.4 La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite**

$$H = h_n + R \qquad R = 0.61 + 0.14 \times (h_n)^{1/3} \qquad R = 0.7 \text{ m.}$$

Alors :  $H_{\text{mur}} = 1.20 \text{ m.}$  En prend  **$H_{\text{mur}} = 1.5 \text{ m}$**

**VI.3 OUVRAGE DE VIDANGE**

C'est un ouvrage destiné principalement à vider le barrage. Il se compose de : un orifice muni d'une vanne et une conduite d'évacuation.

Il peut assurer les fonctions suivantes :

- Vidanger complètement de la retenue (purge et entretien)
- Servir éventuellement d'évacuateur auxiliaire
- Abaisser le niveau d'eau pour ou en cas de danger pour le barrage (naturels ou conflits armés)
- Contrôler de la montée du plan d'eau lors du premier remplissage

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage. Exceptionnellement, pour les gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre. Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue

**VI.3.1 Calcul du débit de vidange**

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots \dots \dots (VI.36)$$

Avec :

- $Q_r$  : débit entrant dans la retenue pendant la vidange, pris égal à débit moyen annuel
- $V$  : volume utile,  $V_u = 17974.5 \text{ m}^3$
- $T$  : temps de vidange,  $T = 1.5 \text{ jours} = 129600 \text{ secondes}$

$$Q_{vf} = \frac{17974.5}{129600} + \frac{0,101 \cdot 10^6}{31,56 \cdot 10^6} = 0,13 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = 0,17 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

### VI.3.2 Calcul diamètre de la conduite de vidange de fond

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant l'équation de Bernoulli :

En appliquant l'équation de Bernoulli entre les sections (1-1) et (2-2) et en considérant que les pertes de charges linéaires sont négligeables sur cette courte conduite de vidange, alors (charge constante).

$$H_1 = Z_1 + \frac{P_1}{\varpi} + \frac{V_1^2}{2 \times g} \dots\dots\dots (VI.37)$$

$$H_2 = Z_2 + \frac{P_2}{\varpi} + \frac{V_2^2}{2 \times g} \dots\dots\dots (VI.38)$$

$$H_1 = H_2 \dots\dots\dots (VI.39)$$

Où :

- ✓  $Z_1 = HE$  (différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval.  $HE = 7.77 \text{ m}$ )
- ✓  $P_1 = 0$  (pression atmosphérique)
- ✓  $P_2 = 0$  (pression atmosphérique)
- ✓  $V_1 = 0$  (surface libre d'eau)
- ✓  $Z_2 = 0$  (plan de référence)

Il vient alors :

$$V_2 = \sqrt{2 \times g \times HE} \dots\dots\dots (VI.40)$$

Le débit sortant de la conduite de vidange est donné par l'expression :

$$Q_v = \mu \times S \times V_2 \dots\dots\dots (VI.41)$$



✓  $n$  : rugosité de la conduite en acier,  $n=0.013$

AN ;  $\lambda = 0.025$  d'où  $\sum \zeta_i = 9.37 \text{ m}$

Ce qui nous donne :  $\mu = 0.281$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à  $D_v = 255 \text{ mm}$

Nous adoptons la valeur de :  $D_v = 300 \text{ mm}$

#### IV.3.3 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

$$V = Q / S \dots\dots\dots (VI.46)$$

AN:  $V = 2.42 \text{ m/s}$

### VI.4 OUVRAGE DE PRISE D'EAU

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normale de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec la destination prévue.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale

#### VI.4.1 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau

D'après le tableau III.35, La consommation maximale est en mois de September :

$$V_{\max} = 5760 \text{ m}^3$$

Donc :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{5760}{30 * 3600 * 8} = 0,0066 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nous supposons que la consommation se fait 8 heures par jour pendant 30 jours.

#### VI.4.2 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre

$$Q = \mu S \sqrt{2g.H} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \dots\dots\dots (VI.47)$$

Avec

- $\mu$  : coefficient de débit,  $\mu=0,3$
- $S$  : section de la conduite en  $m^2$
- $H$  : charge d'eau minimale,  $H=4,42m$

Nous trouvons :  $S=0,0023 m^2$

Le diamètre de la prise d'eau sera égal à

$$D= 54.11 \text{ mm}$$

Nous prenons : **D = 60 mm**

✓ **Correction de la valeur de coefficient  $\mu$**

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \dots\dots\dots (VI.48)$$

Avec :

- $\sum \xi$  : Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

Nous supposons que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D} \dots\dots\dots (VI.49)$$

Avec :

- $\lambda = 0,037$

$$\sum \xi = 13.11$$

Donc

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + 13.11}} = 0,266$$

**S=0,0026 m<sup>2</sup>**

Nous trouvons :  $D = 64 \text{ mm}$

nous prenons : **D = 70 mm**

#### VI.4.3 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

$$V=Q/S \dots\dots\dots (VI.50)$$

$$V = 2.53 \text{ m/s}$$

La conduite de prise d'eau aura un diamètre **de 70 mm**, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage

### CONCLUSION

Les ouvrages annexes d'un barrage sont d'une importance capitale puisqu'ils sont liés à la sécurité et à l'exploitation de l'ouvrage dans Notre étude nous optons :

- Un évacuateur de crue latéral à entonnement latéral à seuil libre sur la rive gauche
- un bassin d'amortissement à ressaut de type II (USBR) et de longueur égale à 5.5m avec des blocs de chute et des blocs de chicane.
- Diamètre optimal de la conduite de vidange est de 300 mm
- Finalement la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 70 mm, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage.

## Chapitre VII : Organisation de Chantier

### Introduction

L'organisation de chantier est l'utilisation optimale des moyens matériels et humains afin d'achever le projet (retenue) dans les délais mais aussi le plus économiquement possible et dans les règles de l'art. Ceci ne sera fait qu'une fois un schéma ou un programme d'exécution sera projeté d'une manière intelligente.

Les principes de base observés dans l'organisation de chantier sont :

- Mécanisation du chantier à un degré maximal et l'utilisation d'un matériel efficace et d'un personnel hautement qualifié.
- Coordination des différentes phases de construction en matière de simultanéité des travaux à exécuter sur le chantier pour accélérer la réalisation.
- Réalisation du retenue et des ouvrages annexes dans la période la plus sèche de l'année.

### VII .1 Travaux préparatoire

Installation du chantier, implantation du barrage et mis en place éventuelle des déviations de circulation, reconnaissance complémentaire des ballastières.

La préparation du terrain inclut également les décapages et dessouchages de l'emprise totale des installations de chantier. Le nettoyage de la cuvette (enlèvement des arbres) peut s'étaler jusqu'à la mise en eau de l'ouvrage.

#### VII .1.1 Installation du chantier

##### ➤ Installations destinées au personnel

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

#### VII .1.2. Installations destinées au stockage des matériaux

Elles sont regroupées dans le tableau VII.1 :

**Tableau VII.1** : matériaux et leur endroit de stockage :

matériaux	Endroit de stockage
Ciments	silos métalliques baraquements en bois ou en métal
Agrégats	en plein air (on doit seulement prévoir un cloisement entre les différents types d'agrégats,

	pour éviter leur mélange et on évite les soleillement direct)
Aciers	Baraquement, hangars (faible humidité)
Eau	Réservoir en béton ou grand citerne métallique

### VII .1.3. Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé afin d'assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

### VII .1.4. Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

## VII .2 Travaux de réalisation

### VII .2.1 Travaux de terrassements

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

### VII .2.2 Travaux d'excavations

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux. Ces derniers comprennent le décapage, l'excavation et la mise en dépôt des déblais suivant les étapes suivantes :

- Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transportée vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.
- Excavation de la clé d'ancrage au-dessous de la digue.

### VII .2.3 Travaux sur la digue

Les phases de construction de la digue sont les suivantes :

- 1) Remblai de la clé d'encrage à partir de la zone d'emprunt après compactage par couche.
- 2) Remblai sur la fondation et construction de la conduite vidange de fond et l'ouvrage de prise avec les travaux de béton.

- 3) Remblai et compactage du corps de la digue par couche successive avec le drain incliné.
- 4) La protection en enrochement du talus et la construction du tapis drainant ainsi que le prisme de drainage en utilisant le maximum des matériaux excavés à partir de la zone d'emprunt et de la tranchée d'ancrage.
- 5) Aménagement du canal d'amenée et la construction du seuil de déversement avec le coursier et le bassin de dissipation.
- 6) La protection du talus aval et la crête de la digue, après réalisation des routes et pistes d'accès d'entretien et d'exploitation ;
- 7) Finalisation des ouvrages de sortie en aval aussi on procède à l'aménagement final du site et les corrections des alentours du barrage avec le reboisement des versants et la correction torrentielle

### **VII .3. Les moyens du chantier**

La construction d'une digue en terre nécessite La présence de moyens humains et matériels :

#### **VII.3.1 Les moyens humains**

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

#### **VII.3.2. Moyens matériels du chantier**

En générale le matériel prévu à cet effet est illustré dans le tableau VII.2 :

**Tableau VII.2** : matériel nécessaire à la réalisation de la retenue collinaire

<b>Moyens matériels</b>	<b>fonctionnement</b>	<b>Exemple</b>
Bulldozer	l'extraction de matériaux indésirables l'épandage grossier	
Niveleuse	distribution du matériau Le réglage et la finition.	

<p>Camions malaxeurs d'une capacité de 8 m<sup>3</sup></p>	<p>le transport du béton des centrales de bétonnage vers les différentes zones de coulage.</p>	
<p>Un chargeur Pelle mécanique</p>	<p>le chargement des matériaux pour l'ouverture des fosses</p>	
<p>Camions bennes de 14 m<sup>3</sup> de capacité</p>	<p>le transport du mélange</p>	
<p>Compacteur vibrant à roues lisses compacteur pneumatique</p>	<p>Le compactage</p>	
<p>Grues mobiles.</p>	<p>Le coffrage et le décoffrage</p>	

## VII.4 PLANIFICATION

### VII.4.1 Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'oeuvre et les autres moyens de mise en oeuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail
- observations instantanées
- analyse des tâches
- chronométrage
- définition des objectifs et des attributions
- simplification des méthodes
- stabilisation des postes de travail.

### VII.4.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau
- Méthodes basées sur le graphique

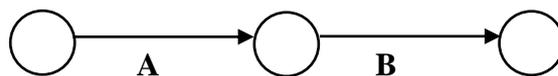
#### VII.4.2.1 Méthodes basées sur le réseau

##### A. Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

##### ❖ Réseau à flèches

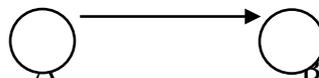
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des noeuds



L'opération **A** précède l'opération **B**

##### ❖ Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

## **B. Construction du réseau**

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

### **a. Etablissement d'une liste des tâches**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

### **b. Détermination des tâches antérieures**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels
- Regroupement des graphes partiels
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage
- Construction du réseau

### **c. Méthode du chemin critique (Critical Path Method/CPM)**

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- ✓ **1<sup>ère</sup> phase** : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
- ✓ **2<sup>ème</sup> phase** : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon L'unité de temps retenue.
- ✓ **3<sup>ème</sup> phase** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

### **d. Les étapes de la planification**

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

#### **❖ Collection des informations**

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

#### **❖ Décomposition du projet**

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières, nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

## **VII 4.2.2 Relations entre les tâches**

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation ; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

**A. Les paramètres de la méthode C.P.M**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

<b>DCP</b>	<b>TR</b>
<b>DFP</b>	<b>DCPP</b>
<b>DFPP</b>	<b>MT</b>

Avec :

- ✓ **TR** : temps de réalisation
- ✓ **DCP** : date de commencement au plus tôt
- ✓ **DCPP** : date de commencement au plus tard
- ✓ **DFP** : date de finition au plus tôt
- ✓ **DFPP** : date de finition au plus tard
- ✓ **MT** : marge totale.

Et :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

**B. Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante

$$C.C \iff \left\{ \begin{array}{l} MT=0 \\ \sum TR_{C.C} = DTP \end{array} \right.$$

**C. Attribution des durées de chaque opération**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- ✓ Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- ✓ Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante :

$$T = \frac{Q.N}{n} \dots\dots\dots(VII.1)$$

Avec :

- Q : quantité de travail
- N : rendement
- n : nombre d'équipes

**VII.4.2.3 Les plannings**

Il existe trois types de plan de travail

**A. Plan de travail au plus tôt**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

**B. Plan de travail au plus tard : (PTPP)**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

**A. Plan de travail intermédiaire**

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

**VII.4.2.4 Symboles des différentes opérations**

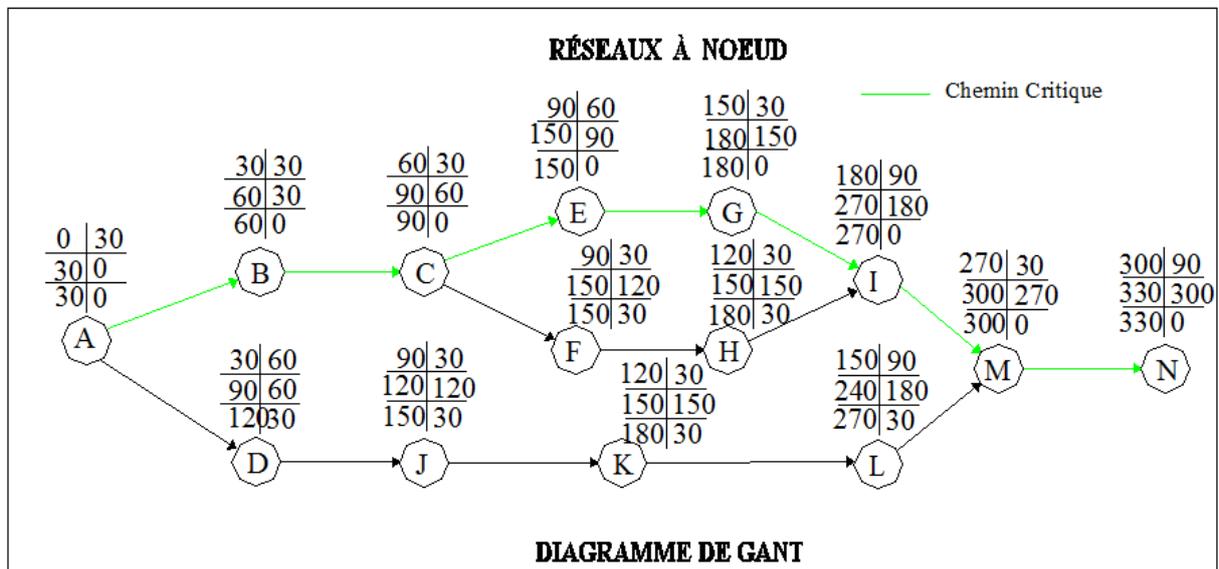
Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.3 : Symboles des opérations réalisées**

Phase des travaux	Opération	Duré (jours)
Travaux de préparation, installation de chantier, (développement du réseau routier assurant l'accès au chantier)	A	30
Réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange	B	30
Décapage de la terre végétale sur le verrou et ouverture de tranché d'ancrage	C	30
Préparation des zones d'emprunt	D	60

Déforestation de la cuvette	E	60
Remblai de la tranche d'ancrage et compactage	F	30
Remblai sur la fondation et construction de la conduite vidange de fond	G	30
Mise en place du système de drainage (prisme de drainage).	H	30
Remblai et compactage du corps de la digue et le drain par couche successive	I	90
Revêtement des talus	J	30
Excavation de la zone d'implantation de l'évacuateur de crues	K	30
Coffrage, ferrailage et Coulage de l'évacuateur de crue	L	90
Equipements hydrauliques.	M	30
Finalisation des ouvrages de sortie	N	30

**VII.4.2.5 Détermination des chemins critiques par la méthode Réseau à nœuds**



**Figure VII.1 : Réseau a nœuds**

**VII.4.2.6 Détermination des chemins critiques par la méthode de Tableau**

D'après le chemin critique le temps de réalisation de la retenue égal à **11 mois**

Le diagramme de Henry L. Gantt (1910) est représenté dans la planche n° 5. Cette méthode consiste à placer les tâches à effectuer dans l'ordre défini par la priorité et en tenant compte des ressources encore disponibles.

Opération	TR (mois)	D.P		D.F.P		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
<b>A</b>	30	0	30	0	30	0
<b>B</b>	30	30	60	30	60	0
<b>C</b>	30	60	90	60	90	0
<b>D</b>	60	30	90	60	120	30
<b>E</b>	60	90	150	90	150	0
<b>F</b>	30	90	120	120	150	30
<b>G</b>	30	150	180	150	180	0
<b>H</b>	30	120	150	150	180	30
<b>I</b>	90	180	270	180	270	0
<b>J</b>	30	90	120	120	150	30
<b>K</b>	30	120	150	150	180	30
<b>L</b>	90	150	240	180	270	30
<b>M</b>	30	270	300	270	300	0
<b>N</b>	30	300	330	300	330	0

## VII.5 DEVIS ESTIMATIF DU BARRAGE ET DES OUVRAGES ANNEXES

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages :

**Tableau VII.5** : Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes

N	Désignation	Unité	Quantité	Prix (DA)	Montant (DA)
<b>LA DIGUE</b>					
1	Décapage de la couche végétale d'une épaisseur de 30 cm	m3	995	500	497500
2	Remblai en argile du corps de la digue	m3	6081	700	4256700
3	Protection talus aval en TVO	m3	370	500	185000
4	Protection talus amont en Rip-Rap (enrochement)	m3	701	2500	1752500
5	Transition talus amont gravier	m3	267	2500	667500
6	Transition talus amont Sable	m3	267	2500	667500
7	Enrochement drain du pied	m3	826	2500	2065000
8	Gravier pout tapis drainant et drain vertical	m3	562	2500	1405000
9	Sabler pout tapis drainant et drain vertical	m3	418	2000	836000
<b>L'EVACUATEUR DE CRUES</b>					
1	Excavations en grande masse dans un terrain naturel	m3	935	800	748000
2	Fourniture et mise en place du béton propreté dosé à 250 kg/m3	m3	132	20000	2640000
3	Fourniture et mise en place du béton armé dosé à 350 kg/m3	m3	210	45000	19350000

**CHAPITRE VII : ORGANISATION DE CHANTIER**

4	Remblai derrière les murs de l'évacuateur + compactage	m3	250	500	225000
5	Enrochement (canal de fuite)	m3	42	2300	105000
Vidange de fond et prise d'eau					
1	Déblai	m3	48	800	38400
2	Remblai	m3	41	500	20500
3	Fourniture et mise en place du béton armé dosé à 350 kg/m3	m3	5.25	45000	236250
4	Fourniture et mise en place du Conduite en acier DN 300 pour vidange de font	ml	75	30000	2250000
5	Fourniture et mise en place du Conduite en acier DN 70 pour prise d'eau	ml	75	25000	1875000
6	Vanne de vidange DN300 type papillon	U	2	45000	90000
7	Vanne de conduite prise d'eau DN70 type papillon	U	1	15000	15000
8	Regard de vidange	U	1	70000	70000
9	Trappe pour chambre de vanne	U	1	10000	10000
Travaux de Realisation					
	Cout opération et entretien			4 538 680	
	Cout des études géotechniques et topographiques			3 130 792	
	Cout contrôle et suivi des travaux			2 269 340	
	<b>Montant total</b>			<b>30 399 662</b>	

(Source : Entreprise AMENHYD.2018)

## VII.6 LE COUT UNITAIRE DU METRE CUBE D'EAU

Pour apprécier la rentabilité des aménagements projetés, le coût total de l'ouvrage est ramené au volume d'eau régularisable durant la durée estimée d'exploitation. Le coût estimé des études géotechniques, de l'opération et de l'entretien de l'ouvrage, de la construction de l'aménagement ainsi que du contrôle et suivi des travaux est pris en compte dans ce coût total.

$$\frac{\text{Cout du projet}}{\text{Volume régularisable} \times \text{durée d'exploitation}} = \frac{31\,399\,662}{17979.5 \times 15}$$
$$= \mathbf{90.03 \text{ DA/m}^3}$$

### Conclusion

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens

## CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce mémoire de fin d'études, nous avons fait l'étude d'une retenue collinaire située sur Oued Titingeul, commune de Sidi Lakhdar (wilaya de Mostaganem). La région de Sidi lakhdar est dotée d'un régime agricole nécessitant des besoins en eau importants en matière d'irrigation pour irriguer 10 hectares.

Sur la base des comparaisons économiques faites et en tenant compte des conditions topographiques, géologiques, géotechnique et hydrologique de la région, avec tous ce qu'elle comporte comme paramètres, essentiellement l'étude des apports et des crues.

À la lumière du travail réalisé par cette étude on peut tirer les conclusions suivantes :

- ❖ Du point de vue géologique, le site proposé est avéré favorable à l'implantation d'une retenue.
- ❖ Le choix de la variante a été fait compte tenu de plusieurs paramètres (géologiques, type des sols) et on a opté pour une digue en terre homogène vu la disponibilité, sur place, des matériaux en quantités et qualité satisfaisantes ajouté à la facilité de réalisation.
- ❖ On constate que les zones d'emprunts prospectées sont très vastes et recèlent des volumes suffisant, couvrant les besoins nécessaires pour la réalisation du corps du barrage.
- ❖ L'aménagement collinaire de l'affluent d'oued Titingeul est destiné à l'irrigation des terres agricoles, d'une superficie estimée à 10 ha.
- ❖ La hauteur de la digue retenue sera de 9.72 m et un volume utile 17974.5 m<sup>3</sup>.
- ❖ L'évacuateur de crues de type Creager est positionné en rive gauche, qui représente les meilleures conditions topographiques.

Pour conclure nous pouvons dire que La retenue de l'affluent de l'oued Titingeul est faisable du point de vue géologique, hydrologique et économique.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**Bernardo A. R., L. Santos (2004).** Manuel de conception et projets typiques des digues en terres : procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger. - Recherche Google. [en ligne]. [http://www.on-mali.org/pdf/on\\_dgemrh\\_01\\_digue\\_en\\_terre.pdf](http://www.on-mali.org/pdf/on_dgemrh_01_digue_en_terre.pdf) [Consulté le 22 /07/ 2018].

**CARLIER.M, (1972)** Hydraulique générale et appliquée.

**Degoutte G. (2002),** Petits barrages : Recommandation pour la conception. CEMAGREF Editions,

**HASSANE.M,** Les ouvrages annexes de barrage (extrait du cours d'ouvrages hydrotechniques).

**Khelifa MAALEL ; Zouheir HAFSIA (2012).** Polycopié du cours OUVRAGES HYDRAULIQUES - PDF. Université de TUNIS EL MANAR [en ligne].

<https://docplayer.fr/45499512-Polycopie-du-cours-ouvrages-hydrauliques.html>

[Consulté le 22 /07/2018].

**MIHOUBI M.K (2013),** Ouvrages Hydrotechniques, Polycopie de cours, ENSH, Blida.

**Patrick Le Delliou (2007),** les barrages conception et maintenance. nouvelle Editions,

Recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblai  
Guidelines for the justification of embankments dams and levees  
ISBN 979-10-96371-01-3 – dépôt légal 3<sup>ème</sup> trimestre 2016, Edition Cfbr - 2016  
[www.barrages-cfbr.eu](http://www.barrages-cfbr.eu)

**ROLLEY. R (1977),** Techniques des barrages en aménagement rural.

Barrage en terre **G.I. JURAVLEV.** Edition colosse Moscou 1966.

**TECSULT,2008** Étude du Programme National des Retenues Collinaires : Région hydrographique « ALGÉROIS SOUMMAM » Lot No 1, Novembre 2008.rapport final

**TOUAIBIA, B ; B. BENLAOUKLI (2004).** Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.

**TOUAIBIA.B (2001)** Polycopié de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH. Blida.

**Fatoumata Binta SIDIBE, (2006).** ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL DU PROJET D'AMENAGEMENT DES TROIS BARRAGES URBAINS DE OUAGADOUGOU [en ligne], Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) ,86p, [http://documentation.2ieedu.org/cdi2ie/opac\\_css/doc\\_num.php?explnum\\_id=995.pdf](http://documentation.2ieedu.org/cdi2ie/opac_css/doc_num.php?explnum_id=995.pdf) [consulté le 28/08/ 2018]

## **REFERENCES SITO-GRAPHIQUERS**

Étude préalable à la construction d'un barrage [en ligne], <http://tpelyceeaugusterenoir.e-monsite.com/pages/2-etude-prealable-a-la-construction-d-un-barrage.html> [Consulté le 08/07/ 2018].

Wikibardig : Barrages en terre homogène ou pseudo-zonés - Wikhydro[en ligne], [http://wikhydro.developpementdurable.gouv.fr/index.php/Wikibardig:Barrages\\_en\\_terre\\_homog%C3%A8ne\\_ou\\_pseudo-zon%C3%A9s](http://wikhydro.developpementdurable.gouv.fr/index.php/Wikibardig:Barrages_en_terre_homog%C3%A8ne_ou_pseudo-zon%C3%A9s)[Consulté le 08/07 /2018]

Comité Français des Barrages et Réservoirs. [en ligne]. Disponible à l'adresse : <http://www.barrages-cfbr.eu/>[Consulté le 20/08/2018].

# Annexes

**1 : Répartition des pluies des pluies mensuelle et maximales journalières**

Code station : 040612
Nom station : MOSTAGNEM
X : 266.45
Y : 293.4
Z : 151

Anneé													Pjmax
1972													
1973	18.2	2.1	17.8	30	3.8	26.4	13.5	34.3	0.3	4.3	0	0	34.3
1974	3.1	71.7	23.6	0	5.5	13.5	37	35.6	17.8	3.6	0	1.9	71.7
1975	6.3	2.1	20.4	18.8	14.7	11.5	7.1	13.5	13.5	8.3	0.5	8.9	20.4
1976	12.1	22.7	13.6	17.1	39.3	6.8	5	1.4	28.3	4.8	0.9	0.1	39.3
1977	0.6	10	17.1	14.6	18.1	3	12	31.2	11.1	1.6	0	0	31.2
1978	0	27.4	9.2	37.4	19.7	24	11.3	11.2	0.4	3.1	8.2	0	37.4
1979	13.2	18.2	5.3	101.9	20.9	13.9	38.4	23.5	8.1	0	0	0	101.9
1980	3.7	4.7	3.7	41.6	47.7	31.7	13.3	35.2	2.1	11.6	0.6	0.4	47.7
1981	1.1	5.9	0	9.2	5.8	16.8	3.4	7.7	4.9	0	0	0.3	16.8
1982	3.6	51.8	21.7	23.2	0	25.9	5.6	0.3	0.2	0	0	13.8	51.8
1983	0	0.9	65.8	19.4	29.8	17.8	26.4	3.9	14.7	0.4	0	0	65.8
1984	3.9	5.4	173.7	23.7	4.1	2.6	13.6	19.6	21.8	0	0	0	173.7
1985	3.3	42.4	14	47.2	31.1	22.5	24.8	5.6	2.4	4.7	0.7	0	47.2
1986	54	6.4	14.9	21	24.1	16.5	3	1.2	9	2.4	4	0.4	54
1987	3.8	13.8	14.7	17.5	24	15.4	13.8	19.7	66.5	1.3	0	1.2	66.5
1988	6.8	9	17.3	5.3	6.1	9.6	43.8	5.9	1.3	0	0.8	7.6	43.8
1989	6.3	3.4	6.7	29.8	48.2	0.3	15	19.4	7	0	2	0.7	48.2
1990	3.8	11.7	13.2	13.3	8	10.8	43.6	2.1	12.5	1.3	1.1	0	43.6
1991	4.2	16.7	32.9	3.7	14.2	25.8	14	2.9	25	17.1	3.3	0.3	32.9
1992	1.1	1.2	22.7	8.3	0	44.5	4.8	15.4	10.9	3.4	0	2.4	44.5
1993	2.7	34.2	22.5	4.2	20.3	14.7	0	12.2	6.2	0	0	0	34.2
1994	7.1	10.6	14.3	1.9	13.8	15.4	14.8	6.6	0.3	0	5.7	0	15.4
1995	16.7	5.2	27.3	21.6	55.7	17.1	9.5	23.1	16.4	0	5.6	0.3	55.7
1996	23.1	16.6	0.8	12.8	30.8	3.4	0	42.5	10.9	0.9	1.7	2.2	42.5
1997	9.8	23.6	21.8	15	16.8	8.8	3.1	12.8	16.6	0	1.4	5.1	23.6
1998	3.6	3.9	12.8	36.7	23.7	33.1	33.2	0.4	3	0.9	0.4	12	36.7
1999	18.4	8.9	28.8	14.5	1.8	0	8.1	6.3	14.9	0.3	0	0	28.8
2000	57.1	33.6	59.8	10.3	11.4	59.1	1.1	58.1	5.9	0.7	0	0.1	59.8
2001	3.7	9.9	87.2	19.4	4.2	0	13.6	12.8	30.1	0.6	0	8.6	87.2
2002	0.5	22.8	12.9	2.6	10.2	12.9	5.7	20.8	4.5	0.6	0	0.1	22.8
2003	0	10.3	12.4	24.3	15.9	10.8	4.5	2.1	36.4	4.2	0	0	36.4
2004	1.2	18.9	58.4	35.9	5.4	12.8	8.2	3.3	0	0.7	0.7	0	58.4
2005	9.7	19.9	32.5	11.8	47.1	13.7	4.7	8.6	72.4	1.7	0	0	72.4
2006	25.1	0	0	48.2	17.8	6.3	13.2	16.3	0	0	0	0	48.2
2007	29.6	32.3	19.3	16.2	18.8	1.8	8.8	4.4	8.9	5.3	3.8	0	32.3
2008	22.2	12.7	69.9	24.6	16	2.8	11.1	8.8	8.4	0.4	0	1.4	69.9
2009	5.1	2.7	9.6	7.4	14.8	12.3	18.8	28.2	5.2	0.4	0	16.1	28.2
2010	3.6	22.4	16.6	4.8	30.1	12.2	23.3	46.1	15	1.3	0	0	46.1
2011	4.3	21.4	45	15.7	15	33.4	14.2	19	2.4	0	0	0	45
2012	9.6	6	17.8	71.8	23	10.9	15.2	41.1	32.1	0	3.3	2	71.8

**Annexe .2 : Calcul du test de Wilcoxon**

### Pluie moyenne annuelle

X	Y	XUY classé	Rang	Origine	XUY classé	Rang	Origine
422.3	294.1	154	1	X	365.7	23	X
454.5	199.6	190.6	2	Y	381.7	24	Y
350.7	228.6	199.6	3	Y	393.6	25	Y
356.4	190.6	206.7	4	X	404.6	26	X
342.1	509.5	226.3	5	Y	417.3	27	Y
426.2	336.5	228.6	6	Y	422.3	28	Y
470.4	338	265.5	7	Y	422.3	29	X
454.2	297.8	268.7	8	Y	426.2	30	X
154	226.3	279.6	9	X	441.6	31	X
404.6	526.5	289.7	10	Y	454.2	32	X
361.9	381.7	294.1	11	Y	454.5	33	X
441.6	265.5	297.8	12	Y	460.6	34	X
460.6	289.7	318.3	13	X	470.4	35	X
318.3	339.5	336.5	14	Y	487.3	36	Y
350.7	497.5	338	15	Y	497.5	37	Y
206.7	422.3	339.5	16	Y	509.5	38	Y
279.6	265.5	340.1	17	Y	526.5	39	Y
365.7	487.3	342.1	18	X			
	268.7	350.7	19	X			
	393.6	350.7	20	X			
	340.1	356.4	21	X			
	417.3	361.9	22	X			

### Annexe.3 : Table de Khi<sup>2</sup>

#### Loi de Khi-deux

Le tableau donne x tel que  $P(K > x) = p$

p	0,999	0,995	0,99	0,98	0,95	0,9	0,8	0,2	0,1	0,05	0,02	0,01	0,005	0,001
dd														
l														
1	0,0000	0,0000	0,0002	0,0006	0,0039	0,0158	0,0642	1,6424	2,7055	3,8415	5,4119	6,6349	7,8794	10,8276
2	0,0020	0,0100	0,0201	0,0404	0,1026	0,2107	0,4483	3,2189	4,6052	5,9915	7,8240	9,2103	10,5966	13,8155
3	0,0243	0,0717	0,1148	0,1848	0,3518	0,5844	1,0052	4,6416	6,2514	7,8147	9,8374	11,3449	12,8382	16,2662
4	0,0908	0,2070	0,2971	0,4294	0,7107	1,0636	1,6488	5,9866	7,7794	9,4877	11,6678	13,2767	14,8603	18,4668
5	0,2102	0,4117	0,5543	0,7519	1,1455	1,6103	2,3425	7,2893	9,2364	11,0705	13,3882	15,0883	16,7496	20,5150
6	0,3811	0,6757	0,8721	1,1344	1,6354	2,2041	3,0701	8,5581	10,6446	12,5916	15,0332	16,8119	18,5476	22,4577
7	0,5685	0,9893	1,2390	1,5643	2,1673	2,8331	3,8223	9,8032	12,0170	14,0671	16,6224	18,4753	20,2777	24,3219
8	0,8571	1,3444	1,6465	2,0325	2,7326	3,4895	4,5936	11,0301	13,3616	15,5073	18,1682	20,0902	21,9550	26,1245
9	1,1519	1,7349	2,0879	2,5324	3,3251	4,1682	5,3801	12,2421	14,6837	16,9190	19,6790	21,6680	23,5894	27,8772
10	1,4787	2,1559	2,5582	3,0591	3,9403	4,8652	6,1791	13,4420	15,9872	18,3070	21,1608	23,2093	25,1882	29,5883
11	1,8339	2,6032	3,0535	3,6087	4,5748	5,5778	6,9887	14,6314	17,2750	19,6751	22,6179	24,7250	26,7568	31,2641
12	2,2142	3,0738	3,5708	4,1783	5,2260	6,3038	7,8073	15,8120	18,5493	21,0261	24,0540	26,2170	28,2995	32,9095
13	2,6172	3,5650	4,1069	4,7654	5,8919	7,0415	8,6339	16,9848	19,8119	22,3620	25,4715	27,6882	29,8195	34,5282
14	3,0407	4,0747	4,6604	5,3682	6,5706	7,7895	9,4673	18,1508	21,0641	23,6848	26,8728	29,1412	31,3193	36,1233
15	3,4827	4,6009	5,2293	5,9849	7,2609	8,5468	10,3070	19,3107	22,3071	24,9958	28,2595	30,5779	32,8013	37,6973
16	3,9416	5,1422	5,8122	6,6142	7,9616	9,3122	11,1521	20,4651	23,5418	26,2962	29,6332	31,9999	34,2672	39,2524
17	4,4161	5,6972	6,4078	7,2550	8,6718	10,0852	12,0023	21,6146	24,7690	27,5871	30,9950	33,4087	35,7185	40,7802
18	4,9048	6,2648	7,0149	7,9082	9,3905	10,8649	12,8570	22,7595	25,9894	28,8693	32,3462	34,8053	37,1565	42,3124
19	5,4068	6,8440	7,6327	8,5670	10,1170	11,6509	13,7158	23,9004	27,2036	30,1435	33,6874	36,1909	38,5823	43,8202
20	5,9210	7,4338	8,2604	9,2367	10,8508	12,4426	14,5784	25,0375	28,4120	31,4104	35,0196	37,5662	39,9968	45,3147
21	6,4467	8,0337	8,8972	9,9146	11,5913	13,2396	15,4446	26,1711	29,6151	32,6706	36,3434	38,9322	41,4011	46,7970
22	6,9830	8,6427	9,5425	10,6000	12,3380	14,0415	16,3140	27,3015	30,8133	33,9244	37,6595	40,2894	42,7957	48,2679
23	7,5292	9,2604	10,1957	11,2926	13,0905	14,8480	17,1865	28,4288	32,0069	35,1725	38,9683	41,6384	44,1813	49,7282
24	8,0849	9,8862	10,8564	11,9918	13,8484	15,6587	18,0618	29,5533	33,1962	36,4150	40,2704	42,9798	45,5585	51,1786
25	8,6493	10,5197	11,5240	12,6973	14,6114	16,4734	18,9398	30,6752	34,3816	37,6525	41,5661	44,3141	46,9279	52,6197
26	9,2221	11,1602	12,1981	13,4086	15,3792	17,2919	19,8202	31,7946	35,6332	38,8951	42,8558	45,6417	48,2899	54,0520
27	9,8028	11,8078	12,8785	14,1254	16,1514	18,1139	20,7030	32,9117	36,7412	40,1133	44,1400	46,9629	49,6449	55,4760
28	10,3909	12,4613	13,5647	14,8475	16,9279	18,9392	21,5880	34,0266	37,9159	41,3371	45,4188	48,2782	50,9934	56,8923
29	10,9861	13,1211	14,2565	15,5745	17,7084	19,7677	22,4751	35,1394	39,0875	42,5570	46,6927	49,5879	52,3356	58,3012
30	11,5880	13,7867	14,9535	16,3082	18,4927	20,5992	23,3641	36,2502	40,2560	43,7730	47,9618	50,8922	53,6720	59,7031
40	17,9164	20,7065	22,1643	23,8376	26,5093	29,0505	32,3450	47,2685	51,8051	55,7585	60,4361	63,8907	66,7660	73,4020
50	24,6739	27,9907	29,7067	31,6639	34,7643	37,8886	41,4492	58,1638	63,1671	67,5048	72,6133	76,1539	79,4900	86,6608
60	31,7383	35,5345	37,4849	39,6994	43,1880	46,4589	50,6406	68,9721	74,3970	79,0819	84,5799	88,3794	91,9517	99,6072
70	39,0364	43,2752	45,4417	47,8934	51,7393	55,3289	59,8978	79,7146	85,5270	90,5312	96,3675	100,4252	104,2149	112,3169
80	46,5199	51,1719	53,5401	56,2128	60,3915	64,2778	69,2069	90,4053	96,5782	101,879	108,069	112,3288	116,3211	124,8392
90	54,1552	59,1963	61,7541	64,6347	69,1260	73,2911	78,5584	101,053	107,565	113,145	119,648	124,1163	128,2989	137,2084
100	61,9179	67,3276	70,0649	73,1422	77,9295	82,3581	87,9453	111,866	118,498	124,342	131,141	135,8067	140,1695	149,4493
120	77,7551	83,8516	86,9233	90,3667	95,7046	100,823	106,805	132,806	140,232	146,567	153,918	158,9502	163,6482	173,6174
140	93,9256	100,854	104,034	107,814	113,659	119,029	125,758	153,853	161,827	168,813	176,470	181,8403	186,8468	197,4508
160	110,360	117,679	121,345	125,440	131,756	137,545	144,783	174,828	183,310	190,516	198,846	204,530	209,823	221,0190
180	127,011	134,884	138,820	143,209	149,968	156,152	163,888	195,743	204,70	212,30	221,07	227,056	232,619	244,3705
200	143,842	152,241	156,432	161,100	168,278	174,835	183,002	216,80	226,02	233,99	243,18	249,445	255,264	267,5405
250	186,554	196,160	200,93	206,24	214,39	221,80	231,01	268,59	279,05	287,88	298,03	304,939	311,346	324,8324
300	229,96	240,66	245,97	251,86	260,87	269,06	279,21	320,39	331,78	341,39	352,42	359,906	366,844	381,4252



Stabilité pour le cas de fin de construction **R=12 m**

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	Ui	dn	a*Gn*dn
-5	0	0	0	0	-0.38	0.92	0	0	0	0	0.3484	0.4	0	0	12	0
-4	0	0	0	0	-0.31	0.95	0	0	0	0	0.3643	0.4	0	0	12	0
-3	1.13	0.87	0	0	-0.23	0.97	1.730256	-0.399	1.683	1.1613	0.36106	0.4	0.57	0	11.565	2.401
-2	1.2	1.68	0	0	-0.15	0.99	3.54816	-0.545	3.505	1.214	0.36	0.4	1.192	0	11.16	4.751
-1	1.2	2.36	0	0	-0.08	1.00	4.98432	-0.383	4.969	1.203	0.361	0.4	1.689	0	10.82	6.471
0	1.2	2.92	0	0	0.00	1.00	6.16704	0	6.167	1.2	0.364	0.4	2.09	0	10.54	7.80
1	1.2	3.35	0	0	0.08	1.00	7.0752	0.544	7.054	1.20	0.369	0.4	2.398	0	10.325	8.76
2	1.2	3.67	0	0	0.15	0.99	7.75104	1.192	7.658	1.214	0.378	0.4	2.603	0	10.165	9.454
3	1.2	3.86	0	0	0.23	0.97	8.15232	1.881	7.93	1.233	0.39	0.4	2.69	0	10.07	9.851
4	1.2	3.91	0	0	0.31	0.95	8.25792	2.540	7.857	1.261	0.405	0.4	2.671	0	10.045	9.954
5	1.2	3.8	0	0	0.38	0.92	8.0256	3.086	7.408	1.3	0.427	0.4	2.51	0	10.1	9.727
6	1.2	3.5	0	0	0.46	0.89	7.392	3.411	6.557	1.35	0.456	0.4	2.22	0	10.25	9.09
7	1.2	2.97	0	0	0.54	0.84	6.27264	3.377	5.285	1.424	0.116	0.4	1.797	0	10.515	7.914
8	1.2	2.01	0	0	0.62	0.79	4.24512	2.612	3.346	1.522	0.348	0.4	1.137	0	10.995	5.60
9	0.28	0.63	0	0	0.69	0.72	0.310464	0.214	0.224	0.3880	0.3643	0.4	0.0761	0	11.685	0.435

Kss=1.85

kas=1.29

Stabilité pour le cas de fin de construction **R=15 m**

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	dn	a*Gn*dn
-5	0	0	0	0	-0.36	0.93	0	0	0	0	0	0.38	0	0	0	0
-4	0.33	0.28	0	0	-0.29	0.96	0.162624	-0.046	0.155	0.344	0.101	0.38	0.06	0	0	0
-3	1.5	1.16	0	0	-0.21	0.98	3.0624	-0.656	2.9912	1.535	0.460	0.38	1.196	0	14.42	5.299
-2	1.5	2.17	0	0	-0.14	0.99	5.7288	-0.818	5.670	1.51	0.454	0.38	2.268	0	13.915	9.565
-1	1.5	3.02	0	0	-0.07	1.00	7.9728	-0.569	7.95	1.503	0.4511	0.38	3.18	0	13.49	12.906
0	1.5	3.72	0	0	0.00	1.00	9.8208	0	9.820	1.5	0.45	0.38	3.92	0	13.14	15.485
1	1.5	4.27	0	0	0.07	1.00	11.2728	0.8052	11.244	1.50	0.451	0.38	4.497	0	12.865	17.402
2	1.5	4.66	0	0	0.14	0.99	12.3024	1.757	12.176	1.51	0.454	0.38	4.870	0	12.67	18.704
3	1.5	4.9	0	0	0.21	0.98	12.936	2.772	12.63	1.53	0.460	0.38	5.054	0	12.55	19.481
4	1.5	4.96	0	0	0.29	0.96	13.0944	3.741	12.548	1.56	0.469	0.38	5.019	0	12.52	19.673
5	1.5	4.83	0	0	0.36	0.93	12.7512	4.554	11.91	1.605	0.481	0.38	4.764	0	12.585	19.256
6	1.5	4.46	0	0	0.43	0.90	11.7744	5.0461	10.638	1.6601	0.498	0.38	4.255	0	12.77	18.043
7	1.5	3.79	0	0	0.50	0.87	10.0056	5.002	8.665	1.732	0.519	0.38	3.466	0	13.105	15.734
8	1.5	2.7	0	0	0.57	0.82	7.128	4.073	5.849	1.827	0.548	0.38	2.339	0	13.65	11.675
9	0.38	0.86	0	0	0.64	0.77	0.575168	0.3697	0.4405	0.496	0.141	0.38	0.176	0	0	0

**Kss= 1.95**

**kas=1.32**

Stabilité pour le cas de fin de construction **R=18 m**

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	Dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	Ui	dn	a*Gn*dn
-5	0.84	0.78	0	0.07	-0.33	0.94	1.217	-0.405	1.148	0.890	0	0.38	0.459	0	17.575	2.568
-4	1.8	1.5	0	0.98	-0.27	0.96	6.692	-1.784	6.45	1.867	0.412	0.38	2.580	0	16.76	13.459
-3	1.8	2	0	1.65	-0.20	0.98	9.603	-1.92	9.40	1.837	0.385	0.38	3.763	0	16.175	18.639
-2	1.8	2.68	0	2.12	-0.13	0.99	12.687	-1.691	12.57	1.816	0.384	0.38	5.029	0	15.6	23.751
-1	1.8	3.34	0	2.39	-0.07	1.00	15.31	-1.02	15.279	1.804	0.390	0.38	6.11	0	15.135	27.812
0	1.8	4.18	0	2.48	0.00	1.00	18.152	0	18.15	1.8	0.405	0.38	7.261	0	14.67	31.955
1	1.8	4.92	0	2.39	0.07	1.00	20.318	1.354	20.273	1.804	0.423	0.38	8.109	0	14.345	34.976
2	1.8	5.67	0	2.12	0.13	0.99	22.160	2.954	21.962	1.816	0.446	0.38	8.784	0	14.105	37.508
3	1.8	6.42	0	1.65	0.20	0.98	23.605	4.721	23.128	1.83	0.476	0.38	9.251	0	13.965	39.558
4	1.8	7.16	0	0.98	0.27	0.96	24.623	6.56	23.731	1.86	0.51	0.38	9.492	0	13.93	41.16
5	1.8	7.99	0	0.07	0.33	0.94	25.450	8.48	23.995	1.90	0.569	0.38	9.59	0	13.97	42.665
6	1.8	7.55	0	0	0.40	0.92	23.91	9.56	21.921	1.96	0.589	0.38	8.768	0	14.225	40.828
7	1.8	6.75	0	0	0.47	0.88	21.38	9.97	18.912	2.035	0.610	0.38	7.565	0	14.625	37.52
8	1.8	5	0	0	0.53	0.85	15.84	8.44	13.399	2.127	0.638	0.38	5.359	0	15.5	29.462
9	0.84	2.05	0	0	0.60	0.80	3.030	1.81	2.42	1.05	0.31	0.38	0.969	0	16.975	6.173

Kss= 2.11

kas=1.4

Stabilité pour le cas de Fonctionnement normal **R=12 m**

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	Dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	dn	a*Gn*dn
-5	0	0	0	0	-0.38	0.92	0	0	0	0	0	0.38	0	0	0	0
-4	0	0	0	0	-0.31	0.95	0	0	0	0	0	0.38	0	0	0	0
-3	0.74	0.57	0	0	-0.23	0.97	0.742	-0.171	0.722	0.760	0.228	0.38	0.288	0	11.715	1.043
-2	1.2	1.37	0	0	-0.15	0.99	2.893	-0.445	2.858	1.214	0.364	0.38	1.143	0	11.315	3.92
-1	1.2	2.05	0	0	-0.08	1.00	4.32	-0.333	4.316	1.20	0.361	0.38	1.726	0	10.975	5.70
0	1.2	2.61	0	0	0.00	1.00	5.512	0	5.512	1.2	0.36	0.38	2.204	0	10.695	7.07
1	1.2	3.05	0	0	0.08	1.00	6.44	0.495	6.422	1.20	0.361	0.38	2.569	0	10.475	8.097
2	1.2	3.44	0	0	0.15	0.99	7.265	1.117	7.178	1.21	0.364	0.38	2.871	0	10.28	8.96
3	1.2	3.55	0	0	0.23	0.97	7.497	1.73	7.295	1.233	0.369	0.38	2.918	0	10.225	9.199
4	1.2	3.6	0	0	0.31	0.95	7.60	2.339	7.234	1.261	0.378	0.38	2.893	0	10.2	9.306
5	1.2	3.5	0	0	0.38	0.92	7.3	2.843	6.823	1.3	0.39	0.38	2.729	0	10.25	9.09
6	1.2	3.2	0	0	0.46	0.89	6.75	3.119	5.995	1.352	0.405	0.38	2.398	0	10.4	8.43
7	1.2	2.67	0	0	0.54	0.84	5.639	3.036	4.751	1.424	0.427	0.38	1.9	0	10.665	7.216
8	1.4	1.8	0	0	0.62	0.79	4.43	2.729	3.495	1.776	0.532	0.38	1.398	0	11.1	5.907
9	0.15	0.33	0	0	0.69	0.72	0.087	0.060	0.062	0.20	0.06	0.38	0.025	0	0	0

Kss= 1.79

kas=1.26

Stabilité pour le cas de Fonctionnement normal **R=15 m**

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	Dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	dn	a*Gn*dn
-5	0	0	0	0	-0.38	0.92	0	0	0	0	0	0.38	0	0	15	0
-4	0	0	0	0	-0.31	0.95	0	0	0	0	0	0.38	0	0	15	0
-3	1.43	0.84	0	0	-0.23	0.97	2.114	-0.487	2.057	1.469	0.440	0.38	0.82	0	14.58	3.69
-2	1.5	1.85	0	0	-0.15	0.99	4.88	-0.751	4.82	1.518	0.455	0.38	1.93	0	14.075	8.24
-1	1.5	2.7	0	0	-0.08	1.00	7.128	-0.548	7.106	1.504	0.451	0.38	2.842	0	13.65	11.67
0	1.5	3.4	0	0	0.00	1.00	8.976	0	8.97	1.5	0.45	0.38	3.59	0	13.3	14.32
1	1.5	3.95	0	0	0.08	1.00	10.428	0.802	10.397	1.504	0.451	0.38	4.158	0	13.025	16.29
2	1.5	4.34	0	0	0.15	0.99	11.457	1.762	11.321	1.518	0.455	0.38	4.528	0	12.83	17.64
3	1.5	4.58	0	0	0.23	0.97	12.091	2.79	11.764	1.541	0.462	0.38	4.705	0	12.71	18.44
4	1.5	4.64	0	0	0.31	0.95	12.249	3.769	11.655	1.576	0.472	0.38	4.662	0	12.68	18.63
5	1.5	4.5	0	0	0.38	0.92	11.88	4.569	10.966	1.625	0.487	0.38	4.386	0	12.75	18.17
6	1.5	4.14	0	0	0.46	0.89	10.92	5.044	9.695	1.69	0.507	0.38	3.878	0	12.93	16.95
7	1.5	3.47	0	0	0.54	0.84	9.16	4.932	7.719	1.78	0.534	0.38	3.087	0	13.265	14.58
8	1.5	2.38	0	0	0.62	0.79	6.283	3.866	4.952	1.903	0.57	0.38	1.981	0	13.81	10.41
9	0.25	0.54	0	0	0.69	0.72	0.237	0.164	0.171	0.346	0.1039	0.38	0.068	0	14.73	0.419

**Kss= 1.79**

**kas=1.24**

Stabilité pour le cas de Fonctionnement normal **R=18 m**

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	Dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	dn	a*Gn*dn
-5	0	0	0	0	-0.36	0.93	0	0	0	0	0	0.38	0	0	18	0
-4	1.73	1.56	0	0	-0.29	0.96	4.74	-1.357	4.5518	1.805	0.541	0.38	1.8207	0	17.22	9.815
-3	1.8	2.41	0	0.28	-0.21	0.98	8.189	-1.754	7.9990	1.842	0.514	0.38	3.199	0	16.655	16.36
-2	1.8	3.15	0	0.78	-0.14	0.99	11.52	-1.646	11.405	1.818	0.473	0.38	4.562	0	16.035	22.17
-1	1.8	3.9	0	1.02	-0.07	1.00	14.374	-1.026	14.3380	1.804	0.466	0.38	5.735	0	15.54	26.80
0	1.8	4.65	0	1.12	0.00	1.00	16.948	0	16.948	1.8	0.470	0.38	6.779	0	15.115	30.741
1	1.8	5.39	0	1.02	0.07	1.00	19.095	1.3639	19.046	1.804	0.483	0.38	7.618	0	14.795	33.901
2	1.8	6.14	0	0.78	0.14	0.99	20.995	2.9994	20.780	1.818	0.504	0.38	8.312	0	14.54	36.633
3	1.8	6.89	0	0.28	0.21	0.98	22.381	4.7961	21.8620	1.842	0.538	0.38	8.744	0	14.415	38.716
4	1.8	7.24	0	0	0.29	0.96	22.936	6.5532	21.980	1.878	0.563	0.38	8.792	0	14.38	39.578
5	1.8	7.08	0	0	0.36	0.93	22.429	8.0105	20.950	1.927	0.578	0.38	8.380	0	14.46	38.919
6	1.8	6.64	0	0	0.43	0.90	21.035	9.0152	19.005	1.992	0.597	0.38	7.603	0	14.68	37.056
7	1.8	5.68	0	0	0.50	0.87	17.994	8.9971	15.583	2.078	0.623	0.38	6.233	0	15.16	32.735
8	1.8	3.63	0	0	0.57	0.82	11.49984	6.57133	9.437	2.193	0.658	0.38	3.774	0	16.185	22.334
9	0.3	0.67	0	0	0.64	0.77	0.35376	0.2274	0.270	0.391	0.117	0.38	0.108	0	17.665	0.749

Kss= 2.06

kas=1.37

Stabilité pour le cas de vidange rapide **R=12 m**

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	Dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	dn	a*Gn*dn
-5	0	0	0	0	-0.42	0.91	0	0	0	0	0	0.38	0	0	0	0
-4	0	0	0	0	-0.33	0.94	0	0	0	0	0	0.38	0	0	0	0
-3	0.85	0	0.43	0	-0.25	0.97	0.767	-0.191	0.743	0.87	0.263	0.38	0.297	0	11.785	1.085
-2	1.2	0	1.22	0	-0.17	0.99	3.074	-0.512	3.031	1.217	0.365	0.38	1.21	0	11.39	4.202
-1	1.2	0	1.88	0	-0.08	1.00	4.737	-0.394	4.721	1.204	0.361	0.38	1.888	0	11.06	6.287
0	1.2	0	2.42	0	0.00	1.00	6.098	0	6.09	1.2	0.36	0.38	2.43	0	10.79	7.896
1	1.2	0	2.48	0	0.08	1.00	6.249	0.52	6.227	1.204	0.361	0.38	2.491	0	10.76	8.069
2	1.2	0	3.14	0	0.17	0.99	7.912	1.318	7.802	1.217	0.365	0.38	3.12	0	10.43	9.903
3	1.2	0	3.31	0	0.25	0.97	8.341	2.085	8.076	1.239	0.371	0.38	3.230	0	10.345	10.354
4	1.2	0	3.34	0	0.33	0.94	8.416	2.805	7.935	1.272	0.381	0.38	3.174	0	10.33	10.433
5	1.2	0	3.22	0	0.42	0.91	8.114	3.38	7.376	1.32	0.396	0.38	2.95	0	10.39	10.117
6	1.2	0	2.9	0	0.50	0.87	7.30	3.65	6.328	1.385	0.415	0.38	2.531	0	10.55	9.251
7	1.2	0.38	1.97	0	0.58	0.81	5.766	3.364	4.684	1.477	0.443	0.38	1.873	0	10.825	7.491
8	1.2	1.18	0.28	0	0.67	0.75	3.197	2.131	2.383	1.609	0.482	0.38	0.953	0	11.27	4.324
9	0	0	0	0	0.75	0.66	0	0	0	0	0	0.38	0	0	12	0

Kss= 1.66

kas=1.18

Stabilité pour le cas de vidange rapide **R=15 m**

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	Dli	C*dli	tang $\emptyset$	N*tang $\emptyset$	Ui	dn	a*Gn*dn
-5	0	0	0	0	-0.38	0.92	0	0	0	0	0	0.38	0	0	15	0
-4	0	0	0	0	-0.31	0.95	0	0	0	0	0	0.38	0	0	15	0
-3	1.22	0	0.93	0	-0.23	0.97	2.38	-0.549	2.318	1.253	0.37	0.38	0.460	0	14.535	4.155
-2	1.5	0	1.92	0	-0.15	0.99	6.04	-0.930	5.975	1.518	0.455	0.38	2.390	0	14.04	10.189
-1	1.5	0	2.75	0	-0.08	1.00	8.662	-0.666	8.636	1.504	0.451	0.38	3.454	0	13.625	14.163
0	1.5	0	3.42	0	0.00	1.00	10.77	0	10.773	1.5	0.45	0.38	4.30	0	13.29	17.18
1	1.5	0	3.94	0	0.08	1.00	12.411	0.954	12.374	1.504	0.451	0.38	4.949	0	13.03	19.405
2	1.5	0	4.32	0	0.15	0.99	13.608	2.093	13.445	1.518	0.455	0.38	5.378	0	12.84	20.967
3	1.5	0	4.53	0	0.23	0.97	14.269	3.292	13.884	1.541	0.462	0.38	5.553	0	12.735	21.806
4	1.5	0	4.57	0	0.31	0.95	14.395	4.429	13.697	1.576	0.472	0.38	5.478	0	12.715	21.964
5	1.5	0.16	4.24	0	0.38	0.92	13.778	5.299	12.718	1.62	0.487	0.38	5.087	0	12.8	21.163
6	1.5	1.15	2.87	0	0.46	0.89	12.076	5.573	10.713	1.69	0.507	0.38	4.285	0	12.99	18.824
7	1.5	2.18	1.15	0	0.54	0.84	9.377	5.049	7.902	1.78	0.534	0.38	2.342	0	13.335	15.006
8	1.5	2.22	0	0	0.62	0.79	5.86	3.606	4.619	1.903	0.57	0.38	1.847	0	13.89	9.768
9	0.16	0.36	0	0	0.69	0.72	0.101	0.070	0.0731	0.221	0.06	0.38	0.029	0	14.82	0.180

Kss= 1.81

kas=1.24

Stabilité pour le cas de vidange rapide **R=18 m**

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	Dli	C*dli	tang $\emptyset$	N*tang $\emptyset$	Ui	dn	a*Gn*dn
-5	0.16	0	0.15	0	-0.33	0.94	0.050	-0.016	0.047	0.169	0.0509	0.38	-0.082	0	17.925	0.1084
-4	1.8	0	1.04	0.74	-0.27	0.96	5.39	-1.439	5.20	1.867	0.405	0.38	-5.68	0	17.11	11.079
-3	1.8	0	2.67	1.42	-0.20	0.98	12.904	-2.58	12.64	1.837	0.423	0.38	5.057	0	15.955	24.706
-2	1.8	0	3.3	1.88	-0.13	0.99	16.196	-2.159	16.051	1.816	0.413	0.38	6.420	0	15.41	29.950
-1	1.8	0	3.9	2.15	-0.07	1.00	18.99	-1.266	18.956	1.80	0.412	0.38	7.582	0	14.975	34.141
0	1.8	0	4.33	2.24	0.00	1.00	20.802	0	20.802	1.8	0.417	0.38	8.321	0	14.715	36.733
1	1.8	0	5.25	2.15	0.07	1.00	24.102	1.606	24.048	1.804	0.436	0.38	9.619	0	14.3	41.359
2	1.8	0	6.35	1.88	0.13	0.99	27.725	3.696	27.477	1.816	0.461	0.38	10.991	0	13.885	46.196
3	1.8	0	7.08	1.42	0.20	0.98	29.574	5.914	28.976	1.837	0.489	0.38	11.59	0	13.75	48.79
4	1.8	0	6.8	0.47	0.27	0.96	26.634	7.102	25.670	1.867	0.536	0.38	10.268	0	14.365	45.912
5	1.8	0.86	6.49	0	0.33	0.94	27.256	9.085	25.69	1.909	0.572	0.38	10.279	0	14.325	46.854
6	1.8	2.09	4.1	0	0.40	0.92	22.119	8.847	20.272	1.963	0.589	0.38	8.109	0	14.905	39.56
7	1.8	3.39	2.67	0	0.47	0.88	20.832	9.721	18.424	2.035	0.610	0.38	-14.36	0	14.97	37.422
8	1.8	4.73	0	0	0.53	0.85	14.984	7.991	12.675	2.127	0.638	0.38	5.070	0	15.635	28.114
9	0.75	1.81	0	0	0.60	0.80	2.389	1.43	1.911	0.937	0.050	0.38	0.764	0	17.095	4.901

Kss= 1.68

kas=1.08

**Annexe.7 : Abaques de calcul de bassin de dissipation USBR type II**

