

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد محمد الله عرباوي"

ⵓⵔⵓⵙⵓⵔ ⵓⵔⵓⵎⵓⵏ ⵍⵎⵓⵔⵓⵔⵓⵏ ⵍⵎⵓⵔⵓⵔⵓⵏ ⵍⵎⵓⵔⵓⵔⵓⵏ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

**Etude d'une retenue collinaire sur oued ZEMLANE
(W.Médéa)**

Présenté par :

BOUDEF Sabrina

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
ZAROUAL Ayoub	M.C.A	Président
TOUMI Samir	M.C.B	Examinateur
HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examinatrice
BENLAOUKLI Bachir	M.C.A	Promoteur

Session Octobre 2020

Dédicace

Je dédie ce travail

A mes chers parents qui ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui

*Le dévouement ne peut exprimer mon respect, mon amour éternel et la
Considération de votre sacrifice pour mon éducation et mon bonheur. Merci
pour tout le soutien et l'amour que vous m'avez apporté depuis que je suis
enfant, et j'espère que vos bénédictions seront toujours avec moi.*

*Puisse ce travail modeste, devenir la réalisation de votre souhait et le résultat
de vos nombreux sacrifices. Que Dieu vous accorde la santé, le bonheur et la
longévité.*

A mes adorables sœurs : Sérine, Nabila et Linda

*En témoignage de mes sentiments fraternels, de ma profonde compassion et de
ma gratitude, je vous souhaite une vie heureuse et que Dieu Tout-Puissant
vous bénisse.*

A mes amis et tous ceux qui m'ont aidé

Je vous remercie de tout mon cœur, et vous souhaite tout le bonheur du monde.

Que dieu vous garde pour moi.

Sabrina

Remerciement

Tout d'abord, je remercie le Dieu Tout-Puissant de m'avoir donné cette Ambition, cette force, cette volonté et ce courage pour mener à bien cette Humble œuvre faite avec amour, enthousiasme et honnêteté.

Ensuite, je voudrais remercier mes chers parents pour leurs efforts afin de M'aider moralement et financièrement, et M'encourager toujours à faire de mon mieux. Et mes chères sœurs qui Ont toujours été là pour moi.

*Je suis très reconnaissante à mon encadreur **Mr. BENLAOUKLI.B**, pour son aide, ses conseils et ses suggestions.*

*Je remercie également Mr **AMMARI.A** pour ses conseils et ses orientations Qui m'ont été très utiles et le seront sans doute durant tout mon parcours. Ainsi que Mr. **BOUKHELIFA.M** pour son aide et ses suggestions tout au long de l'élaboration de mon mémoire.*

Je tiens également à remercier les membres du jury qui évalueront Et apprécieront la qualité de mon travail.

Je tiens également à remercier tous les enseignants de l'ENSH pour leur Inspiration, leurs conseils et leur assistance tout au long du processus de Formation.

ملخص:

تهدف هذه المذكرة إلى الدراسة التنفيذية لسد صغير على واد " زملان " (ولاية مديّة) من الناحية التقنية والاقتصادية، لسقي ما يقارب 20 هكتارا من الأراضي الفلاحية. ككل دراسة تنفيذية قمنا بدراسة طوبوغرافية جيولوجية وهيدرولوجية. وبدراسة للأشكال المطروحة من أجل تحديد الشكل المناسب لجسم السد الذي يتم تصميمه. ارتفاعه 12 م وسعته تقدر ب 276000م³ وذلك من أجل توفير المياه القابلة للاستعمال. الكلمات المفتاحية: الدراسة التنفيذية – سد صغير – واد " زملان "

Résume :

Ce projet de fin d'études a pour objectif l'exécution d'une retenue collinaire sur oued Zemlane (W.Médéa) du point de vue technique et économique, destiné à l'irrigation d'un périmètre de 20 ha.

Comme toute étude d'exécution, il est impératif de faire une étude topographique, géologique, hydrologique ainsi qu'une étude des variantes afin de fixer le choix du type de digue à concevoir.

Il s'agit d'une digue de 12 m de hauteur, d'une capacité de 267,000 m³ permettant d'assurer un volume d'eau suffisant.

Mots clés : Retenue collinaire- étude d'exécution-oued Zemlane.

Abstract:

The aim of our dissertation is the study and execution of a water reservoir on the stream of Zemlane (W.Medea) from technical and economic point of view in order to irrigate a perimeter of 20 ha.

For this, we study the topography, geology and hydrology, we also study different variants in order to repair the choice of the reservoir to design.

It is a 12 m high dike with a capacity of 267,000 m³ to ensure a sufficient volume of water.

Keywords: water reservoir - execution –Stream of Zemlane

Table des matières

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	3
I.1 Situation géographique de la commune de CHENIGUEL :	3
I.2 Choix et reconnaissance du site	4
I.3 Zone d'implantation de la retenue collinaire.....	4
I.4 Implantation de l'axe de la digue :	4
I.5 Caractéristiques morphologiques du site :	5
Conclusion.....	5

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Introduction	7
II.1 Géologie et hydrogéologie.....	7
II.1.1 Géologie de la région d'étude	7
II.1.2 Hydrogéologie	9
II.1.3 Sismicité	9
II.1.4 Matériaux de construction	10
II.1.5 Zone d'emprunt proche du site	10
Conclusion	11
II.2 Etude géotechnique :	11
II.2.1 Prospection Géotechnique du Terrain	11
II.2.2 Prospection géotechnique de laboratoire:	12
Conclusion.....	16

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction.....	17
III.1 Bassin versant et son complexe :	17
III.2 Bassin versant de CHENIGUEL :.....	18
III.3 Etude hydro-morpho-métrique du bassin versant de CHENIGUEL : 19	
III.3.1 Paramètres géométriques :	19
III.3.2 Paramètres de forme :.....	19
III.3.3 Paramètres du relief :.....	20
III.3.4 Paramètres hydrographiques :	27
III.4 Etude climatologique :	32
III.4.1 La température :.....	32
III.4.2 La pluviométrie :	33
III.4.3 Evaporation :	35
III.4.4 Humidité :.....	36
III.4.5 Insolation :.....	36
III.4.6 Vent :	36
III.5 Etude pluviométrique :.....	37
III.5.1 Estimation des pluies journalières maximales :	37
III.6 Evaluation des apports :.....	44
III.6.1 Apports moyens annuels A_0	44
III.6.2 Irrégularité des apports.....	48
III.6.4 Les apports solides	49
III.7 Etude des crues.....	50
III.7.1 Estimation du débit maximum	51
III.7.2 Hydrogramme de crue	52
III.7.3 Choix de la crue de projet	55
III.8 Régularisation :	55
III.8.1 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$:.....	55
III.8.2 Répartition mensuelle de la demande :	56
III.8.3 Courbes « Hauteur-Capacité-Surface » :	56
III.8.4 Calcul du volume utile :.....	58

III.9 Laminage des crues	64
III.9.1 Méthode de Muskingum :	65
III.10 Etude d'optimisation	75
III.10.1 Calcul de la revanche	75
III.10.2 Largeur en crête.....	76
III.10.3 Calcul du volume et du coût de la digue.....	77
III.10.4 Calcul du coût de l'évacuateur de crues	78
Conclusion.....	81

Chapitre IV : Etude des variantes de la digue

Introduction.....	83
IV.1 Choix du type du barrage	83
IV.1.1 Digue en terre homogène	83
IV.1.2 Digue zoné à noyau étanche.....	83
IV.2 Définition du profil général de la retenue.....	84
IV.2.1 Hauteur de la retenue.....	84
IV.2.2 Largeur en crête.....	84
IV.2.3 La longueur en crête.....	84
IV.2.4 Choix des pentes des talus.....	85
IV.3 Digue en terre homogène.....	85
IV.3.1 Pentes des talus.....	85
IV.3.2 Protection des talus.....	85
IV.3.3 Calcul des drains	87
IV.4 Digue zoné a noyau d'argile.....	89
IV.4.1 Pentes des talus.....	89
IV.4.2 Protection des talus.....	89
IV.4.3 Etanchéité de la retenue.....	90
IV.4.4 Dimensionnement du tapis drainant.....	92
IV.4.5 Clé d'étanchéité	92

IV.5 Détermination du cout des matériaux pour les différentes variantes .	92
IV.5.1 Digue en terre homogène	93
IV.5.2 Digue en terre zonée.....	94
Conclusion	95

Chapitre V : Etude de la variante retenue

Introduction.....	97
V.1 Protection des talus.....	97
V.1.1 Le talus aval	97
V.1.1 Le talus amont	97
V.2 Protection de la crête.....	98
V.3 Drainage et filtres :	98
V.3.1 Dispositif de drainage du remblai	98
V.3.2 Les filtres:.....	100
V.4 Calcul d'infiltration à travers la digue et la fondation.....	103
V.4.1 Tracer de la ligne de saturation	103
V.4.2 Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite)	105
V.5 Calcul de stabilité	106
V.5.1 Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)	106
V.5.2 Stabilité des talus.....	107
V.5.3 Méthode de FELLENIUS.....	107
V.5.4 Conséquences de l'instabilité des talus	108
V.5.5 Localisation de la zone d'étude (Méthode de Fondev)	109
V.5.6 Calcul des forces appliquées à chaque tranche	110
V.5.7 Classement des forces	112
V.5.8 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	112
Conclusion.....	114

Chapitre VI : Etude des ouvrages annexes

Introduction.....	116
VI.1 L'évacuateur de crues.....	116
VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue	116
VI.1.2 Différents types d'évacuateurs de crue.....	116
VI.1.3 Choix de la variante.....	117
VI.1.4 Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue	118
VI.1.5 Etude de stabilité	132
VI.1.6 Calcul de ferrailage	141
VI.2 Vidange de fond	147
VI.2.1 Types d'ouvrages de vidange	147
VI.2.2 Choix fu type d'ouvrage de vidange	148
VI.2.3 Calcul du débit de vidange	148
VI.2.4 Calcul de la section de la conduite de vidange et son diamètre	148
VI.2.5 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite	150
IV.3 Ouvrage de prise d'eau.....	150
VI.3.1 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau	150
VI.3.2 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre	150
VI.3.3 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite	151
Conclusion.....	152

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction.....	154
VII.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	154
VII.1.1 Installations destinées au personnel	154
VII.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux	154
VII.1.3 Installations destinées à la réparation des engins.....	155
VII.1.4 Installation destinée pour la préfabrication	155
VII.2 Moyens du chantier	155
VII.2.1 Moyens humains.....	155

VII.2.2 Moyens matériels	155
VII.3 Planification.....	155
VII.3.1 Définition.....	155
VII.3.2 Techniques de la planification	155
VII.4 Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes	159
Conclusion.....	160

Chapitre VIII : Protection et sécurité du travail

Introduction.....	162
VIII.1 Causes des accidents de travail :	162
VIII.1.1 Le facteur materiel:	162
VIII.1.2 Le facteur humain:	163
VII.2 Causes des maladies professionnelles :.....	163
VIII.2.1 Les poussières:	163
VIII.2.2 Le bruit	163
VIII.3 Conditions dangereuses dans le chantier :.....	164
VIII.4 Actions dangereuses :.....	164
VIII.5 Mesures préventives	164
VIII.6 Méthode et moyens de prévention.....	164
VIII.7 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.....	165
Conclusion.....	166
 Conclusion générale	 168
 Bibliographie	 170

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I-1 : Localisation de la commune de CHENIGUEL	3
---	---

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Figure II-1 : Extrait de la carte géologique de la région	8
Figure II-2 : Carte de micro zonage sismique du territoire national- RPA99 /APRES ADDENDA.....	10

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III-1 : Bassin topographique et bassin réel	17
Figure III-2 : Délimitation du bassin versant de CHENIGUEL	18
Figure III-3 : Carte des courbes de niveau du bassin versant de CHENIGUEL	21
Figure III-4 : Carte hypsométrique du bassin versant de CHENIGUEL	22
Figure III-5 : Courbe hypsométrique du bassin versant de CHENIGUEL ...	23
Figure III-6 : Carte du réseau hydrographique du bassin versant de CHENIGUEL	28
Figure III-7 : Répartition des températures annuelles.....	32
Figure III-8 : Répartition des pluies moyennes annuelles	34
Figure III-9 : Répartition saisonnière des pluies moyenne annuelle.....	35
Figure III-10 : Courbe pluvio-thermique	35
Figure III-11 : Résultat d'ajustement à la loi de GUMBEL.....	39
Figure III-12 : Résultat d'ajustement par la loi LOG NORMAL	41
Figure III-13 : Résultat d'ajustement par la loi de GEV	42
Figure III-14 : Résultat de comparaison entre les trois lois d'ajustement ...	43
Figure III-15 : Répartition mensuelle des apports de fréquence 80%.....	49
Figure III-16 : Représentation des hydrogrammes des crues pour différente période de retour.....	54
Figure III-17 : Courbe capacité-hauteur.....	57
Figure III-18 : Courbe surface-hauteur	57
Figure III-19 : Courbe volumétrique	58
Figure III-20 : Représentation graphique de l'hydrogramme d'entrée et de sortie	65
Figure III-21 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue....	66

Figure III-22 : Evacuateur a surface libre (wikibarding, 2000)	67
Figure III-23 : Modélisation de la courbe surface-hauteur	68
Figure III-24 : Courbe caractéristique de la cuvette.....	69
Figure III-25 : Hydrogramme d'entrée et de sortie	73
Figure III-26 : Modélisation de la courbe capacité-hauteur.....	74
Figure III-27 : Courbe d'optimisation	80

Chapitre IV : Etude des variantes de la digue

Figure IV-1 : Coupe transversale d'une digue homogène.....	83
Figure IV-2 : Coupe transversale d'une digue zonée	84

Chapitre V : Etude de la variante choisie

Figure V-1 : Calcul l'infiltration qui travers le corps de la digue.....	104
Figure V-2 : Forces exercées sur une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O, Ri)	108

Chapitre VI : Etude des ouvrages annexes

Figure VI-1 : Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral	117
Figure VI-2 : Schéma du profil du seuil déversant type Creager	122
Figure VI-3 : Ligne d'eau dans le coursier	126
Figure VI-4 : Schéma du bassin de dissipation type II.....	129
Figure VI-5 : Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir	133
Figure VI-6 : Pré-dimensionnement du déversoir.	134
Figure VI-7 : Les forces agissantes sur le déversoir et la semelle.....	137
Figure VI-8 : Les forces agissantes sur le coursier	140
Figure VI-9 :Diagramme des contraintes sur la semelle	145

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1 : Coordonnées de la retenue collinaire d'oued Zemlane	4
--	---

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Tableau II-1 : Coordonnées géographiques des différents sondages	12
Tableau II-2 : Résultat de l'essai in situ au pénétromètre	13
Tableau II-3 : Résultats des essais d'humidité	14
Tableau II-4 : Résultats des essais des limites d'ATTERBERG	14
Tableau II-5 : Résultats de perméabilité	14
Tableau II-6 : Résultats des essais chimiques	15
Tableau II-7 : Résultats des essais de compression simple	15
Tableau II-8 : Résultats des essais de cisaillement à la boîte de CASAGRANDE	15
Tableau II-9 : Résultats de l'essai de compressibilité	16

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III-1 : Répartition de la surface du bassin versant	23
Tableau III-2 : Les altitudes caractéristiques du bassin versant de CHENIGUEL	24
Tableau III-3 : Classification du relief selon l'indice de pente global	25
Tableau III-4 : Détermination de l'indice de pente de roche	26
Tableau III-5 : Longueurs des courbes de niveau	27
Tableau III-6 : Tableau récapitulatif du calcul du temps de concentration ..	30
Tableau III-7 : Récapitulatif des caractéristiques hydro-morpho-métrique du bassin versant	31
Tableau III-8 : Répartition de la température moyenne annuelle	32
Tableau III-9 : Répartition de la pluie moyenne annuelle	33
Tableau III-10 : Répartition saisonnière des pluies annuelles	34
Tableau III-11 : Répartition mensuelle de l'évaporation au barrage BOUGHAZOUL	36
Tableau III-12 : Répartition mensuelle de l'évaporation au barrage GHRIB	36

Tableau III-13 : Répartition annuelle des P_jmax de la station de AIN BOUCIF	37
Tableau III-14 : Caractéristiques de la série des P_j max.....	37
Tableau III-15 : Ajustement à la loi de GUMBEL	39
Tableau III-16 : Ajustement à la loi Log-Normale	40
Tableau III-17 : Ajustement à la loi de GEV	42
Tableau III-18 : Récapitulatif de l'Apport moyen interannuelle.....	45
Tableau III-19 : Caractéristiques de l'écoulement	48
Tableau III-20 : Moyennes mensuelles des apports de fréquence 80%	49
Tableau III-21 : Récapitulatif des résultats des apports solides et volumes morts.....	50
Tableau III-22 : débits maximaux de crue	52
Tableau III-23 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue	53
Tableau III-24 : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour	53
Tableau III-25 : Répartition mensuelle de l'apport annuel 80%	55
Tableau III-26 : répartition mensuelle des besoins	56
Tableau III-27 : Surfaces submergées et les volumes d'eau.....	56
Tableau III-28 : Détermination de la période à bonne hydraulicité.....	59
Tableau III-29 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes....	60
Tableau III-30 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques	62
Tableau III-31 : Les volumes des pertes dans la retenue.	62
Tableau III-32 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes....	63
Tableau III-33 : Calcul de la courbe caractéristique de la cuvette Cote (m)	69
Tableau III-34 : Calcul de l'hydrogramme laminé	70
Tableau III-35 : Hydrogramme laminé pour les différentes largeurs b.....	71
Tableau III-36 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum.....	74
Tableau III-37 : Récapitulatif des résultat.....	75
Tableau III-38 : Largeur en crête	76
Tableau III-39 : Calcul du cout de la digue	78
Tableau III-40 : Calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs	79
Tableau III-41 : Coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes....	79
Tableau III-42 : Récapitulatif des prix totaux pour les différentes largeurs déversantes	80
Tableau III-43 : Caractéristiques du barrage.....	81

Chapitre IV : Etude des variantes de la digue

Tableau IV-1 : Valeurs indicatives des pentes des talus	85
Tableau IV-2 : Valeurs du coefficient C	86
Tableau IV-3 : Epaisseur de l'enrochement et D_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.....	86
Tableau IV-4 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation	91
Tableau IV-5 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage ...	91
Tableau IV-6 : Caractéristiques du noyau	92
Tableau IV-7 : Volume des recharges pour la variante terre homogène.....	93
Tableau IV-8 : Volume du Rip-Rap pour la variante terre homogène.....	94
Tableau IV-9 : Volume des recharge et noyau pour la variante terre zonée..	94
Tableau IV-10 : Volume du Rip-Rap pour la variante terre zoné	95
Tableau IV-11 : Cout de différentes variantes de la digue.....	95

Chapitre V : Etude de la variante choisie

Tableau V-1 : Profil général de la retenue.....	97
Tableau V-2 : Caractéristiques du revêtement en Rip-Rap	98
Tableau V-3 : Récapitulatif des dimensions du dispositif de drainage	99
Tableau V-4 : Les coordonnées de la parabole.....	105
Tableau V-5 : Coefficient de stabilité admissible des talus.....	109
Tableau V-6 : Valeurs de K_1, K_2 en fonction des pente de talus	109
Tableau V-7 : Valeurs de K_1, K_2 dans notre cas	109
Tableau V-8 : Valeurs du coefficient de sécurité	114

Chapitre VI : Etude des ouvrages annexes

Tableau VI-1 : Valeurs des paramètres K et n	120
Tableau VI-2 : : Coordonnées du parement amont du déversoir	120
Tableau VI-3 : : Coordonnées du parement aval du déversoir.....	121
Tableau VI-4 : Coordonnées de la surface supérieure de la nappe liquide franchissant un déversoir standard type WES, à paroi amont verticale.....	121
Tableau VI-5 : Résultat du calcul de la ligne d'eau du coursier	126
Tableau VI-6 : Hauteurs des murs bajoyers du coursier	127
Tableau VI-7 : Choix tu type de bassin selon l'USBR.....	127
Tableau VI-8 : Dimensions des dents défectrices	129
Tableau VI-9 : Dimensions des blocs de chicane.....	130
Tableau VI-10 : Récapitulatif des résultats	131

Tableau VI-11 : Calcul des sous-pression par la méthode de Bligh	135
Tableau VI-12 : Ensemble des dispositifs minimaux préconisés.....	148
Tableau VI-13 : Coefficients de perte de charge singulière	149

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII-1 : Paramètres de la méthode.....	156
Tableau VII-2 : Symboles des opérations réalisées	157
Tableau VII-3 : Devis estimatif de la digue	158
Tableau VII-4 : Devis estimatif de l'évacuateur de crue	158
Tableau VII-5 : Devis estimatif de l'ouvrages de prise et de vidange	159

Chapitre VIII : Protection et sécurité du travail

Tableau VIII-1 : Plan de sécurité	179
--	-----

Liste des planches

Planche N°1 : Plan d'aménagement de la retenue collinaire sur Oued Zemlane (W. Médéa)

Planche N°2 : Profil en long et Coupe géologique de la digue.

Planche N°3 : Coupe détaillée de la variante choisie de la digue

Planche N°4 : Profil en long de l'évacuateur de crue

Planche N°5 : Calcul de la stabilité des talus (Trois cas) et les infiltrations

Planche N°6 : Planning des travaux d'exécution

Introduction générale

Introduction générale

La situation du secteur d'agriculture étant devenue alarmante, nous devons voir la nécessité de développer de nouveaux mécanismes agricoles dans notre pays. Dans ce cas, tout le potentiel doit être utilisé, car les ressources en eau d'aujourd'hui sont considérées comme un facteur décisif de l'augmentation de la production agricole et de la croissance économique du pays, ainsi que l'amélioration des conditions de vie des citoyens.

Le pays a fait de gros efforts pour accroître la mobilisation des ressources en eau et a contribué à mieux répondre aux besoins en eau de la population, de l'agriculture et de l'industrie au cours de la dernière décennie.

A cet effet, l'état a initié un plan d'étude de projets de retenues collinaires sur tout le territoire de la Wilaya pour stocker de grandes quantités d'eau, principalement utilisées pour l'irrigation agricole.

Notre travail sera donc consacré à l'étude d'aménagement d'une retenue collinaire dans la commune de CHENIGUEL dans la wilaya de MEDEA pour assurer le stockage de grandes quantités d'eau, principalement pour l'irrigation agricole.

Cet aménagement comprend une digue en terre à base de matériaux locaux et des structures annexes composées d'un évacuateur de crue, d'une prises d'eau, et d'un ouvrage de vidange de fond.

CHAPITRE I

Présentation de la zone d'étude

Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons les caractéristiques topographiques de la commune de Cheniguel, et cela dans le but d'analyser les possibilités de créer une retenue collinaire sur oued Zemlane du point de vue topographique, et déterminer les caractéristiques de la retenue et l'endroit le plus adéquat pour l'implantation de son axe.

Cette retenue collinaire a pour objectif de mobiliser les ressources en eau par le biais d'un réservoir de stockage permettant l'irrigation.

I.1 Situation géographique de la commune de Cheniguel :

La commune de Cheniguel est située dans l'extrême nord des hautes plaines centrales Algériennes, au piedmont sud de l'atlas tellien (mont de TITTERI).

Elle se trouve à environ 157 km au sud d'Alger, à 109 km au sud-est de Médéa, à 89 km au sud-ouest de Bouira, et à 19 km à l'est de Chellalet El Adhaoura.

Cette commune est délimitée par les régions suivantes :

- Au nord : la commune de Ridane ;
- A l'est : la commune de Maamoura ;
- Au sud : la commune de Ain ouksir ;
- A l'ouest : la daïra de Chellalet al adhouara.

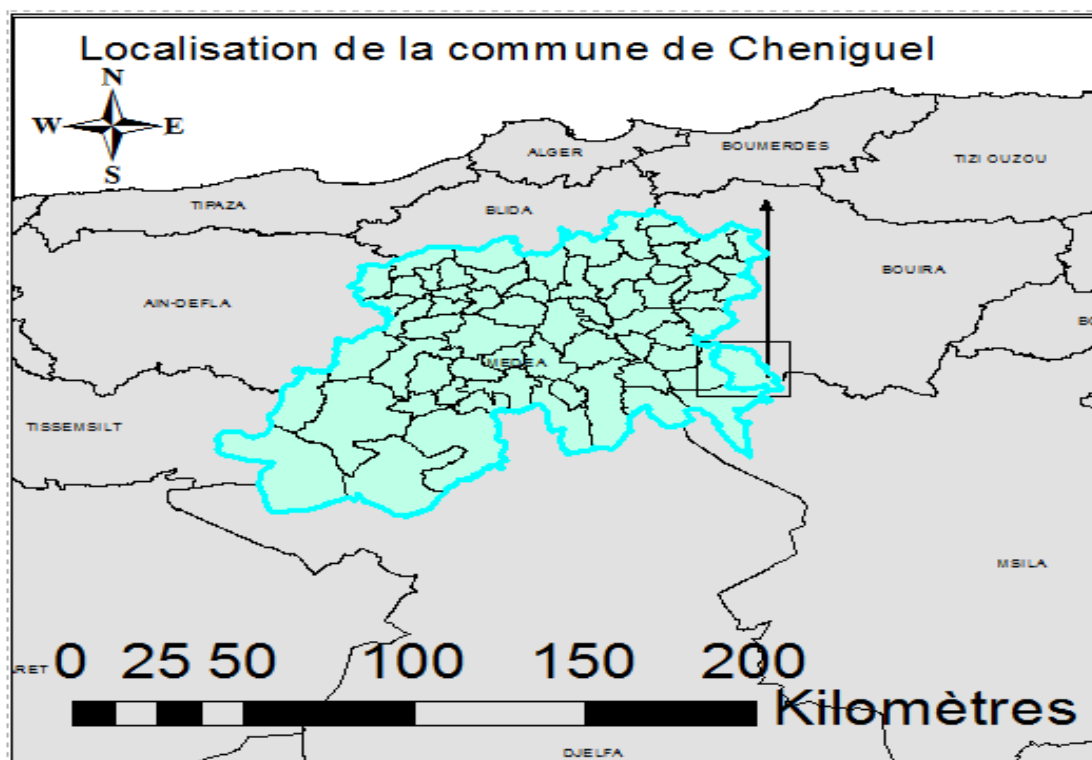


Figure I-1 : Localisation de la commune de CHENIGUEL

I.2 Choix et reconnaissance du site

Le but de cette étude est la recherche d'un site apte à la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques.

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

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

En tenant compte des points énumérés ci-dessus, et après la visite effectuées le long d'oued Zemlane, Nous avons opté pour un axe de la digue qui se situe sur une distance de 400m de la route goudronnée avec la présence d'une piste qui mène jusqu'au site et en parallèle.

I.3 Zone d'implantation de la retenue collinaire

Le site de la retenue collinaire projetée sur oued Zemlane, se localise dans la commune de Cheniguel, à environ 4km au nord-ouest de la route nationale n°60.

Le tableau suivant donne les coordonnées exactes du site de la retenue collinaire en système de coordonnées Lambert du Nord de l'Algérie et UTM.

Tableau I-1 : Coordonnées de la retenue collinaire d'oued Zemlane

	X(km)	Y(km)	Z(m) NGA
Coordonnées Lambert	571.672	299.887	987
Coordonnées UTM : zone 31	544.495	3983.235	987

I.4 Implantation de l'axe de la digue :

Le choix de l'axe sera fait sur plan topographique suivant les conditions suivantes :

- L'assurance d'une importante quantité d'eau qui devra être piégée par la retenue ;
- Le Parfait emplacement de la retenue du point de vu Géologique ;
- Le resserrement de la gorge entre les deux rives ou l'étréitesse de la vallée procurera un volume minimum pour la retenue.

- L'accessibilité du choix de l'emplacement du site proche des voies d'accès commode déjà existantes afin d'éviter la surcharge du coût et du temps d'une création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre ;
- La convenance du site à l'emplacement des ouvrages annexes.

La mobilisation des ressources en eau constitue l'un des défis majeurs à relever dans l'avenir en raison de leur raréfaction, de l'irrégularité de leur répartition dans le temps et dans l'espace et de l'augmentation constante des quantités nécessaires à la satisfaction des besoins essentiels et parfois vitaux des populations.

Cet objectif est prioritaire puisqu'il constitue un préalable à tout autre projet de développement dans tous les secteurs, sociaux ou économiques et notamment à l'agriculture.

L'augmentation de la production agricole est liée directement à l'extension des surfaces irriguées qui est la priorité du programme national de développement du monde rural. Un tel objectif devient réalisable si on met à la disposition des agriculteurs une quantité nécessaire et suffisante d'eau.

La commune de Cheniguel recèle des potentialités non négligeables dont la mise en valeur s'impose naturellement, c'est dans ce cadre qu'a été initié le projet d'étude d'une retenue collinaire sur oued Zemlane.

I.5 Caractéristiques morphologiques du site :

La région se présente généralement comme une région montagneuse, au relief assez fort, et aux pentes abruptes.

Les chaînes de montagnes les plus escarpées s'élèvent jusqu'à 1271 m environ « Djebel Si Ali Bouneb ».

Oued Zemlane prend naissance de quelque chaabats, descendant des versants sud-Est du Djebel Si Ali Bouneb avec un sens d'écoulement du Sud-Ouest vers le Nord- Ouest.

Conclusion

De façon générale, nous pouvons dire que le site proposé pour la réalisation d'une retenue collinaire dans la commune de Cheniguel, est très favorable vue que La nature morphologique de ce site présente un relief accidenté, exprimé par des dépressions naturelles favorables au stockage de l'eau.

CHAPITRE II

**Etude géologique
et géotechnique**

Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons les caractéristiques géologiques et géotechniques nécessaires à la réalisation d'une retenue collinaire.

Ce chapitre sera donc mené en adoptant une double approche :

- **Une approche géologique** : à partir de laquelle les caractéristiques lithologiques, structurales, géomorphologiques et hydrogéologiques sont déterminées en se basant sur les prospections géologiques effectuées sur terrain.
- **Une approche géotechnique** : selon laquelle la caractérisation géotechnique du terrain sera réalisée à partir du traitement et d'interprétation des données géotechniques relatives aux sondages réalisés sur site.

II.1 Géologie et hydrogéologie

II.1.1 Géologie de la région d'étude

La géologie locale a été établie à la base de nos observations de terrains et de nos travaux de reconnaissance.

La retenue collinaire dans la commune de Cheniguel se trouve sur l'un des derniers étranglements d'oued Zemlane.

Il est localisé dans une dépression marneuse souvent couverte par des cultures céréales en amont immédiat d'une gorge gréseuse.

La série stratigraphique de la zone d'étude englobe des terrains appartenant au quaternaire, au tertiaire (Miocène) et au secondaire (Trias, Crétacé).

Cette région est caractérisée par une érosion assez bien prononcée et une couverture végétale très faible.

Elle fait partie d'une zone marneuse étendue, au pied d'une masse gréseuse alternant avec des marnes, déboisée et ne contient que quelques bouquets d'arbres très dispersés.

- **Marne de l'Oligocène :**

Dans la région du site de la retenue, on rencontre sur les deux rives des marnes grisâtres à bleuâtres oligocènes, altérées en surface et souvent recouverte sur les pentes et en fond de vallée par des dépôts quaternaires.

Par endroits, le long du lit mineur de l'oued, on observe le substratum marneux légèrement altéré en surface, schisteux, ainsi que sur les deux rives sous les terrasses le long de l'oued et sur les talus.

Ces marnes constituent le substratum de notre zone d'étude, elles prédominent en surface et en profondeur. Ces marnes sont à la limite d'une alternance de marne et de gré.

- **Hautes terrasses alluvionnaires :**

Il s'agit de hautes terrasses (zone de plateaux) qui recouvrent les marnes sur les deux rives en amonts de l'axe. Elles sont d'une extension assez fréquente, leurs épaisseurs sont de l'ordre de deux à trois mètres. Elles sont constituées d'argile brun foncé à noirâtre.

- **Basses terrasses alluvionnaires :**

Ces terrasses existent de part et d'autre de l'oued, discontinues sur les deux rives et de faible extension latérale. Leurs épaisseurs varient de 3 à 4 m maximum au-dessus du niveau du lit de l'oued et des affleurements marneux.

Elles sont constituées d'argile limono-sableuses brunes avec beaucoup d'éléments grossiers de nature gréseuse surtout.

- **Lit de l'oued :**

Le lit de l'oued paraît de faible charriage, il est composé d'alluvions grossières de 1 à 80 mm de diamètre, avec 10 à 20 % d'éléments grossiers de 150 à 200 mm, arrondies, à matrice limono-sableuse, argileuse.

Au niveau du lit mineur, l'épaisseur de ces alluvions ne dépasse pas le mètre.

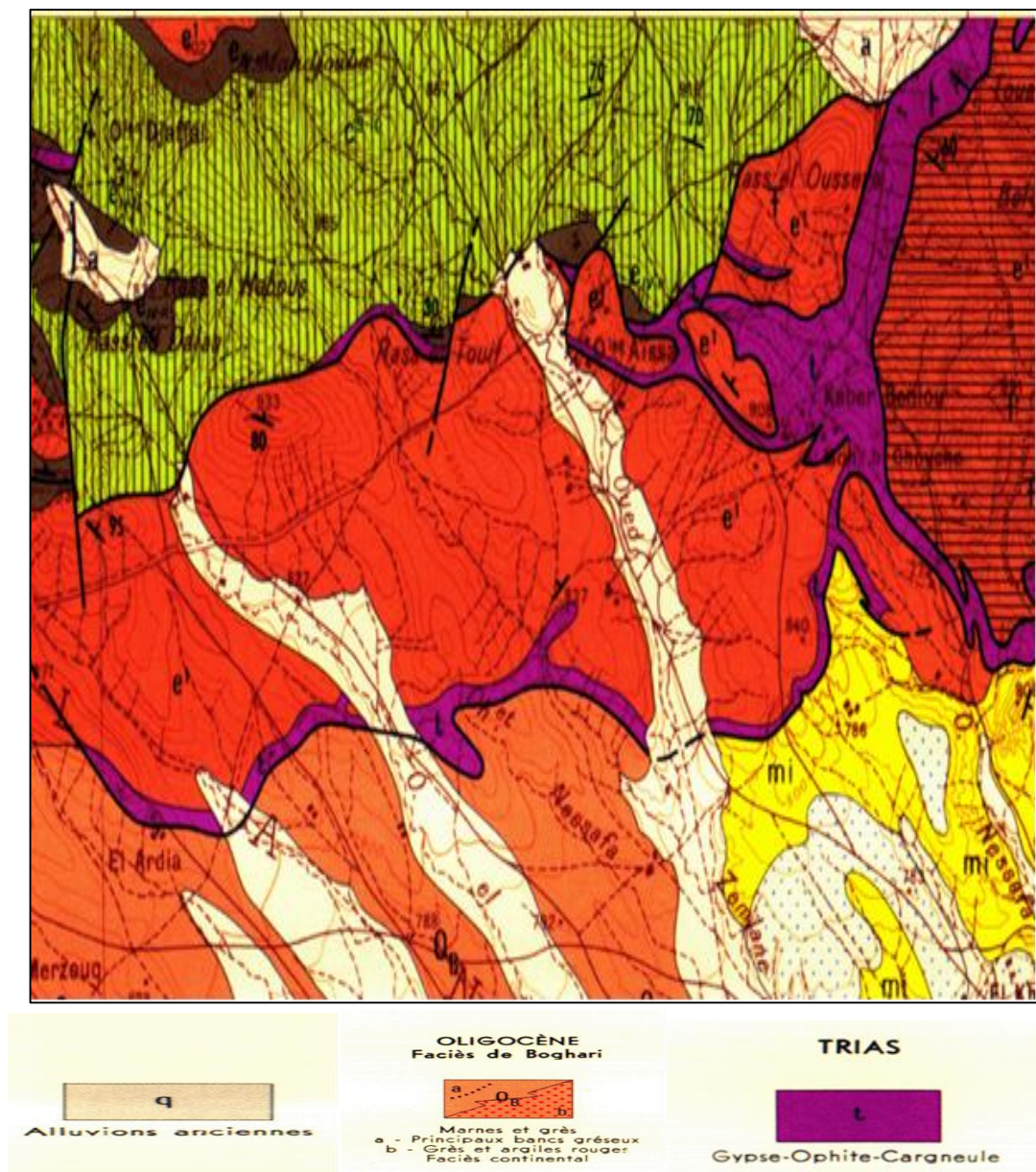


Figure II-1 : Extrait de la carte géologique de la région (DSA)

II.1.2 Hydrogéologie

II.1.2.1 Aquifère

L'aquifère est localisé à environ 80 km au Sud -Est de la ville de Médéa. Il est limité au nord par l'Atlas Blideen et au sud par les monts de Berrouaghia.

D'une direction générale SO-NE, il s'étend sur environ 280Km², depuis la localité de Mahdjoub au SO jusqu'à la localité d'El omaria au NE.

II.1.2.2 Contexte géologique et hydrogéologique

L'aquifère fait partie du bassin néogène de Chellalet El Adhaoura qui fait suite au bassin de Médéa.

Cette région est formée par des collines dénuées très fortement rodées que dominent les plateaux gréseux du Ganntas et de Médéa.

La formation géologique concernée correspond à des conglomérats et grès du miocène supérieur sous forme de rubans (dont la largeur est environ 1 Km et la longueur de plusieurs) pris dans une masse marneuse et argileuse de même age géologique.berrouaghia

L'aquifère donne lieu à plusieurs émergences dont au moins une atteints un débit d'étiage supérieur à 5 l/S

La région étudiée présente les caractéristiques hydrogéologiques suivantes :

- Absence de ressources en eaux profondes ;
- Faible développement des roches perméables ;
- Nombre appréciable de petits exutoires sous forme de sources à faibles débits.

II.1.3 Sismicité

La zone considérée par l'air d'étude est de zone II a. Son niveau minimal de protection sismique est accordé selon l'importance de l'ouvrage qui dépend de sa destination (pour notre cas Retenue collinaire) et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Cette classification vise à protéger les personnes et les biens économiques de la communauté.

(Classification faite sur la base des Règles Parasismiques Algériennes 99 / version 2003 après modificatifs et compléments aux règles parasismiques algériennes 'Document Technique Réglementaire DTR B C 248').

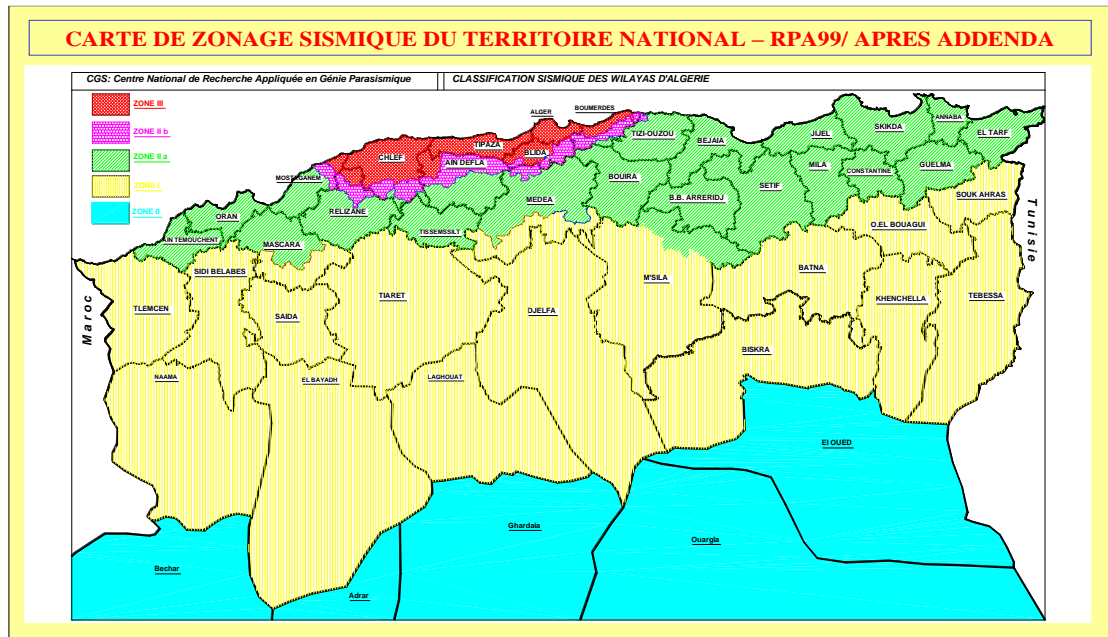


Figure II-2 : Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA99 /APRES ADDENDA(DSA)

II.1.4 Matériaux de construction

Les matériaux nécessaires à la construction des ouvrages sont les suivants :

- **Alluvions pour les filtres, les drains et les agrégats à béton :**

Les alluvions ont été reconnues, en amont de l'axe du barrage le long d'oued Zemlane, il s'agit de gravier avec sable et cailloux avec un pourcentage réduit de particules fines, sur la base des essais décrets, ces dépôts constituent un excellent matériau pour les filtres et drains.

- **Matériaux argileux pour le remblai de la digue :**

Ces matériaux étanches proviennent d'une zone d'emprunt située dans la cuvette de la future retenue collinaire. La surface reconnue couvre environ 15000 m², ce qui correspond à un volume exploitable de l'ordre de 45000 m³, en considérant une épaisseur exploitable moyenne de 3 m, cette quantité est surabondante par rapport aux besoins.

- **Enrochement pour les protections amont et aval de la digue et pour la protection aval des ouvrages hydrauliques :**

Zone située en rive gauche d'oued Zemlane, à environ 1-2 Km en amont de l'axe de la retenue collinaire.

II.1.5 Zone d'emprunt proche du site

La disponibilité sur le site, des terres pour le remblai de la digue dans la cuvette et l'enrochement pour la protection de talus (rip-rap) dans le fond de l'oued, ce qui va minimiser le coût de réalisation de cette retenue collinaire. En outre, elle accroît la capacité de stockage. (Cela est possible après la vérification de caractéristiques de sols "étude géotechnique")

Conclusion

La structure géologique du substratum de marnes et son comportement hydrogéologique ne s'oppose guère à la réalisation d'une digue en terre homogène. L'étanchéité du site et son assiette est assurée par les marnes du bed-rock.

Les matériaux de construction d'une digue en terre homogène sont largement disponibles dans la cuvette et ses proximités.

Nous affirmons donc que toutes les conditions géologiques et hydrogéologiques sont favorablement réunies pour la réalisation d'une digue en terre homogène sur le site d'oued Zemlane commune de Cheniguel, wilaya de Médéa.

II.2 Etude géotechnique :

II.2.1 Prospection Géotechnique du Terrain

La campagne de reconnaissance de terrain est basée essentiellement sur :

La réalisation de plusieurs sondages d'une profondeur moyenne de cinq mètres en différentes zones du site de la retenue collinaire (zone d'emprise de la digue et les zones d'emprunts) ;

Des essais de laboratoire, comprenant les essais d'identification, les essais mécaniques ainsi que les essais chimiques.

Une évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction de la retenue colinéaire ;

Des essais in situ afin d'apprécier la résistance mécanique de la fondation.

II.2.1.1 Essai in situ au pénétromètre

L'essai au pénétromètre dynamique lourd est un essai in situ, le principe consiste en l'enfoncement d'une tige normalisée dans le sol à l'aide d'une masse 'mouton' (à poids et hauteur de chute définis) et à compter le nombre de coups nécessaires pour un enfoncement de 20 cm de la tige dans le sol. Les résultats de chantier sont ensuite reconvertis en résistance de pointe donnée à partir d'une formule de battage ; dans le cas de la formule des Hollandais :

$$Q_d = \frac{M^2 * H * g}{M * CT} * \frac{1}{S} * \frac{N_{d10}}{\Delta h} \quad (II.1)$$

Avec :

Qd : Résistance de la pointe (Pa) ;

M : masse frappante = mouton (Kg) ;

g : accélération terrestre (m/s²) ;

H : hauteur de la chute (m) ;

CT : masse frappée = enclume + tiges (Kg) ;

S : section droite de la pointe (m²) ;

N_{d10} : nombre de coups pour un enfoncement de 10 cm ;

Δh : enfoncement de 10 cm de la pointe (m).

II.2.2 Prospection géotechnique de laboratoire :

II.2.2.1 Description lithologique des différents sondages :

Tableau II-1 : Coordonnées géographiques des différents points de sondages

Numéro de sondage	Coordonnées géographiques
Sondage N°1	X=3.519 Y=35.998
Sondage N°2	X=3.520 Y=35.999
Sondage N°3	X=3.519 Y=35.998
Sondage N°4	X=3.518 Y=35.000
Sondage N°5	X=3.516 Y=35.997

- **Sondage N°1**

0,00 - 1,00m : sable argileux –marneux à graveleux grisâtre a noirâtre avec une présence de concrétions calcaires.

1,00 - 5,00m : Argile marneuse légèrement sableuse brunâtre a grisâtre avec une présence d'alluvions de diamètre millimétriques a décimétriques et des traces d'oxydation.

- **Sondage N°2**

0,00-2,00m : Sable argileux brunâtre avec une présence de racines végétales et de concrétions calcaires.

2,00 -5,00m : Sable calcaireux ocre riche en alluvions avec une présence de coquilles.

- **Sondage N°3**

0,00 - 1,00m : Sable légèrement argileux brunâtre riche en alluvions de diamètre millimétriques avec une présence de coquilles, de concrétions calcaires et de des traces de racines végétales.

1,00 - 3,00m : Sable argileux brunâtre avec une présence de coquilles, de concrétions calcaires et des traces de racines végétales.

3,00 - 5,00m : Sable graveleux légèrement argileux brunâtre avec une présence de coquilles.

- **Sondage N°4**

0,00-1,00m : Argile marneuse sableuse grisâtre riche en calcaires avec une présence de coquilles et des racines végétales.

1,00 -3,00m : Argile sablo-marneuse grisâtre riche en calcaire et de coquilles.

3,00 - 5,00m : Sable graveleux argilo-marneux grisâtre avec une présence de coquilles.

- **Sondage N°5**

0,00-1,00m : Argile sablo-marneuse ocre riche en racines végétales avec une présence d'alluvions.

1,00 -5,00m : Roche grisâtre.

II.2.2.2 Résultats des essais au pénétromètre :

L'objet essentiel des essais au pénétromètre dynamique lourd effectués sur site est de déterminer l'épaisseur de la couche de recouvrement et de déduire le niveau de la couche résistante qui servira à l'ancrage des fondations de notre ouvrage.

Tableau II-2 : Résultat de l'essai in situ au pénétromètre

N°d'essai	Profondeur (m)	Résistance de la pointe R_p (bars)	Observations
P 01	0.20 – 0.80	$381 < R_p < 490$	Refus à 0.80 m, avec $R_p = 490$ bars
P 02	0.20 – 2.80	$16 < R_p < 46$	Refus à 7.60 m, avec $R_p = 245$ bars
	3.00 – 5.00	$38 < R_p < 140$	
	5.20 – 7.60	$113 < R_p < 245$	
P 03	0.20 – 1.40 m	$36 < R_p < 150$	Refus à 7.80 m, avec $R_p = 83$ bars
	1.60 – 4.00 m	$78 < R_p < 150$	
	4.20 – 5.80 m	$62 < R_p < 120$	
	6.00 – 7.80 m	$56 < R_p < 83$	

L'analyse des résultats obtenus à partir des essais au pénétromètre dynamique a permis de constater ce qui suit :

L'allure des pénétrogrammes dynamiques est presque la même pour tous les points. Les résistances de pointes sont moyennes en surface puis progressent à partir de 2.00m de profondeur.

❖ **Contrainte admissible à partir des essais pénétrométriques :**

La contrainte admissible Q_{adm} sera déterminée dans le cas des fondations superficielles fondées à une profondeur (D), sur la base des résultats des essais obtenus par les essais au pénétromètre dynamique en appliquant la formule suivante :

$$Q_{adm} = \frac{R_p}{\alpha} \quad (II.2)$$

Avec :

- Q_{adm} : contrainte admissible (bar) ;
- α : Coefficient réducteur ($\alpha = 25$) ;
- R_p : résistance de pointe (bar) .

A partir de 1.20 m de profondeur par rapport à la côte actuelle du terrain naturel, la résistance de pointe minimale est de 90 bars, d'où une contrainte admissible :

$$Q_{adm} = 90 / 25 = 3.60 \text{ bars}$$

Donc la contrainte admissible à adopter pour cet ouvrage est de 3.6 bars.

II.2.2.3 Résultats des essais au laboratoire :

L'ensemble des résultats des essais au laboratoire est donné ci -après :

❖ Essais physiques :

a. Humidité :

Tableau II-3 : Résultats de l'essai d'humidité

Sondages N°	Profondeur (m)	ω (%)	γ_h (t/m^3)	γ_d (t/m^3)	S_r (%)	Observations
SC01	3.00-4.00	25,96	1,67	2,18	77	Sol non saturé dense
SC02	4.00-5.00	15,90	1,80	3,02	60	Sol non saturé dense
SC03	3.00-4.00	15,19	1,77	2,51	71	Sol non saturé dense
SC04	4.00-5.00	16,10	1,64	3,45	48	Sol non saturé dense

Avec :

ω : Teneur en eau.

γ_h : Densité humide.

γ_d : Densité sèche.

S_r : Degré de saturation

b. Limites d'ATTERBERG :

Tableau II-4 : Résultats des essais des limites d'ATTERBERG

Sondage N°	Profondeur (m)	L_L (%)	L_P (%)	I_P (%)	Interprétation des résultats selon la norme XP P 94-011
SC01	3.00-4.00	59	30	29	Sol argileux, plastique
SC02	4.00-5.00	57	19	38	Sol argileux, plastique
SC03	3.00-4.00	66	31	35	Sol argileux, plastique
SC04	4.00-5.00	60	29	31	Sol argileux, plastique

Avec :

L_L : Limite de liquidité.

L_P : Limite de plasticité.

I_P : Indice de plasticité.

c. Perméabilité :

Tableau II-5 : Résultat de perméabilité

Echantillon	$K(m/s)$	Observation
S1	$2 \cdot 10^{-9}$	Sol imperméable
S4	$6 \cdot 10^{-9}$	Sol imperméable

❖ **Essais chimiques :****Tableau II-6 :** Résultats des essais chimiques

Sondage	Profondeur (m)	Sulfates (%) SO ₄ ⁻	Chlorures Cl ⁻ (%)	Matières organiques (%)	Observations
SC01	3.00 - 4.00	0.15	0.07	0.94	La teneur en matières organiques révèle la nature inorganique du sol analysé et une agressivité en dessous de la classe d'exposition
SC02	3.00 - 4.00	2.68	0.08	/	une agressivité dépassant la classe d'exposition XA3 (niveau fort)
SC03	3.00 - 4.00	0.04	0.05	/	une agressivité en dessous de la classe d'exposition XA1 (non agressif)
SC04	4.00 - 5.00	0.07	0.04	/	une agressivité en dessous de la classe d'exposition XA1 (non agressif)

NB : D'un point de vue purement chimique, nous sommes en présence d'un sol hétérogène.

❖ **Essais mécaniques :****1. Essais de compression simple :****Tableau II-7 :** Résultats des essais de compression simple

Sondage N°	Profondeur (m)	Résistance à la Compression (MPa)	Interprétation des résultats selon RPA 99/ VERSION 2003
SC04	3.00-4.00	10.764	Sol rocheux

2. Essais de cisaillement à la boîte de Casagrande :**Tableau II-8 :** Résultats des essais de cisaillement à la boîte de CASAGRANDE

Sondage N°	Profondeurs (m)	Type d'essai	Interprétation des résultats	
			C (bars)	φ (°)
SC01	3.00 - 4.00	UU	0.00	43
SC02	4.00 - 5.00	UU	0.5	35

Avec :

C : Cohésion (Kg / cm²).

φ : Angle de frottement interne en degré.

3. Essais de compressibilité à l'odomètre

Tableau II-9 : Résultats de l'essai de compressibilité

Sondage N°	Profondeur (m)	P _c (bars)	C _c (%)	C _G (%)	Interprétation des résultats
SC01	3.00 – 4.00	0.94	26.91	8.97	Sol assez compressible, gonflant, consolidé
SC02	4.00 – 5.00	0.69	42.85	11.29	Sol très compressible, gonflant, consolidé
SC03	1.00 – 2.00	0.51	42.52	7.64	
SC04	4.00 – 5.00	0.73	47.17	29.07	

Avec :

PC: Pression de consolidation

CG : Coefficient de gonflement

CC : Coefficient de compressibilité.

Conclusion

Après analyses de toutes les données géotechniques de terrain et de laboratoire effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site de la présente retenue collinaire (assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes) ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction de la retenue collinaire), nous pouvons conclure que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation d'une retenue collinaire sur Oued Zemlane, commune de Cheniguel (W.MEDEA).

CHAPITRE III

Etude hydrologique

Introduction

L'hydrologie est la science de la terre qui s'intéresse au cycle de l'eau, c'est-à-dire aux échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et le sous-sol.

Cette science s'intéresse aussi aux précipitations, à la transpiration des végétaux, et à l'évaporation directe des eaux superficielles.

Dans ce chapitre, nous allons déterminer les conditions actuelles du site de la retenue collinaire, et analyser les possibilités de réalisation du point de vue hydrologique, et cela en calculant les caractéristiques hydro-morpho-métriques de notre sous bassin, puis en effectuant l'étude climatologique, l'étude des précipitations, et aussi l'évaluation des apports (solides et liquides), ainsi que le débit maximum entrant.

À travers ce chapitre, nous allons aussi procéder au laminage des crues afin de déterminer le débit de projet, et enfin la régularisation saisonnière.

III.1 Bassin versant et son complexe :

Le bassin versant représente, en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets.

Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau, est donc défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimitent.

Généralement, la ligne de partage des eaux correspond à la ligne de crête. On parle alors de bassin versant topographique.

Toutefois, la délimitation topographique nécessaire à la détermination en surface du bassin versant naturel n'est pas suffisante. Lorsqu'un sol perméable recouvre un substratum imperméable, la division des eaux selon la topographie ne correspond pas toujours à la ligne de partage effective des eaux souterraines. Le bassin versant est alors différent du bassin versant délimité strictement par la topographie. Il est appelé dans ce cas bassin versant réel.

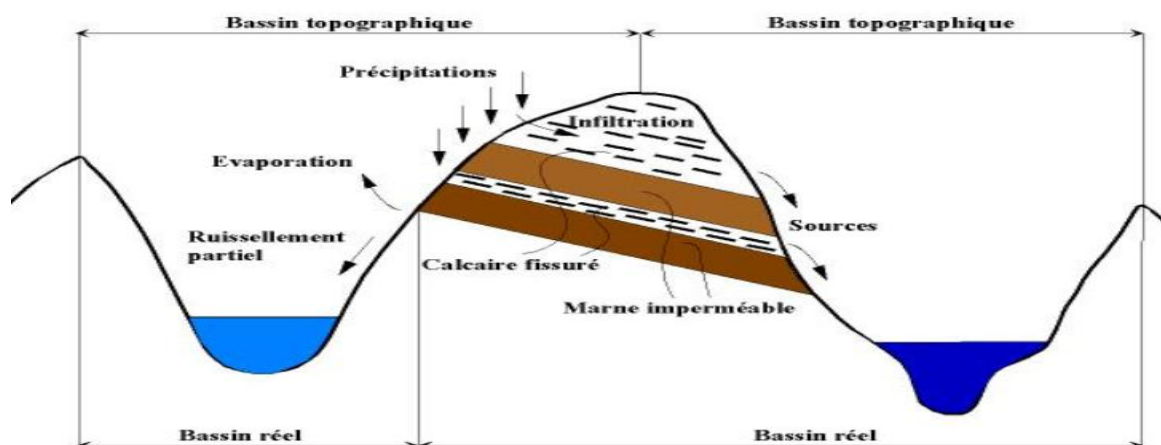


Figure III-1 : Bassin topographique et bassin réel (M.Roche, 1963) (Balaz, 2010)

III.2 Bassin versant de CHENIGUEL :

Le bassin versant d’oued ZEMLANE est situé dans la commune de CHENIGUEL. Ce bassin versant prend naissance de quelque affluent descendant des versants sud-est de Djebel Si Ali Bouneb avec un sens d’écoulement du Sud-ouest vers le Nord- Ouest.

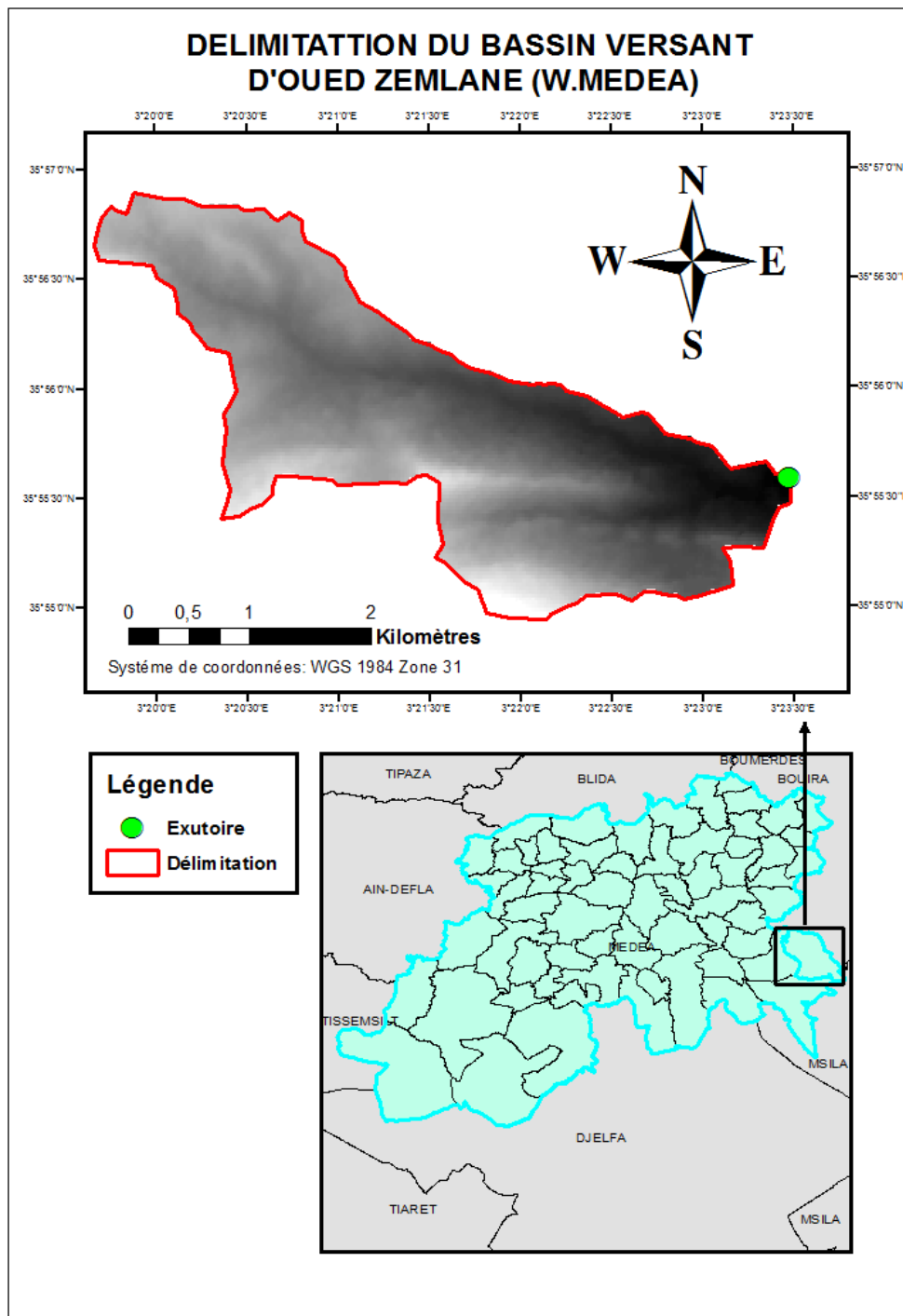


Figure III-2 : Délimitation du bassin versant de CHENIGUEL

III.3 Etude hydro-morpho-métrique du bassin versant de

CHENIGUEL :

III.3.1 Paramètres géométriques :

III.3.1.1 Surface :

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits vont être en partie reliés à sa surface.

La surface du bassin versant peut-être mesurée par superposition d'une grille dessinée sur papier transparent, par l'utilisation d'un planimètre ou mieux, par des techniques de digitalisation sur un fond topographique tel le logiciel de cartographie (Arc-gis).

La surface d'un bassin versant s'exprime généralement en « km² ».

Dans notre cas, nous avons un bassin versant d'une superficie de S=8.32 km².

III.3.1.2 Périmètre :

Le périmètre est défini par la ligne des crêtes formant le contour du bassin versant. Il se détermine à l'aide d'un curvimètre ou bien par un logiciel de cartographie en utilisant un fond topographique.

Le périmètre d'un bassin versant est exprimé en « Km ». Tel que notre bassin a un périmètre de P=17.17km.

III.3.2 Paramètres de forme :

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire qui sont plus importants.

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux.

III.3.2.1 Indice de compacité (K_c) :

L'indice de Gravelius (K_c) ; appelé aussi indice de forme, caractérise la forme du bassin et exprime l'allongement des bassins versants.

Il est égal au rapport entre le périmètre du bassin et le périmètre du cercle de surface équivalente.

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

K_c : Indice de compacité de Gravelius.

P : périmètre du bassin versant en (km).

S : surface du bassin versant en (km²).

D'où :

$$\underline{K_c = 1.67}$$

III.3.2.2 Coefficient d'allongement (C_a) :

Le coefficient d'allongement conditionne la réponse d'un bassin versant à une pluie. Il est obtenu à l'aide de la formule suivante :

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

Avec :

L : La longueur du talweg principal en (km).

S : La superficie du bassin versant en (km²).

D'où :

$$\underline{C_a = 10.50}$$

III.3.2.3 Rectangle équivalent :

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de même surface. Il permet de comparer les bassins versants entre eux du point de vue d'écoulement. Si L et l représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, alors :

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

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

D'où :

$$\underline{L = 7.40 \text{ km}} \quad \text{et} \quad \underline{l = 1.13 \text{ km}}$$

III.3.3 Paramètres du relief :

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures, etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement.

Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

- La courbe hypsométrique.
- Les altitudes caractéristiques.
- L'indice de pente globale.
- L'indice de pente de roche.
- L'indice de pente moyenne.
- La dénivelée spécifique.

Le relief joue un rôle essentiel sur le régime d'écoulement. Il est indiqué par la carte des courbes de niveau représentée par la **Figure (III-3)**.

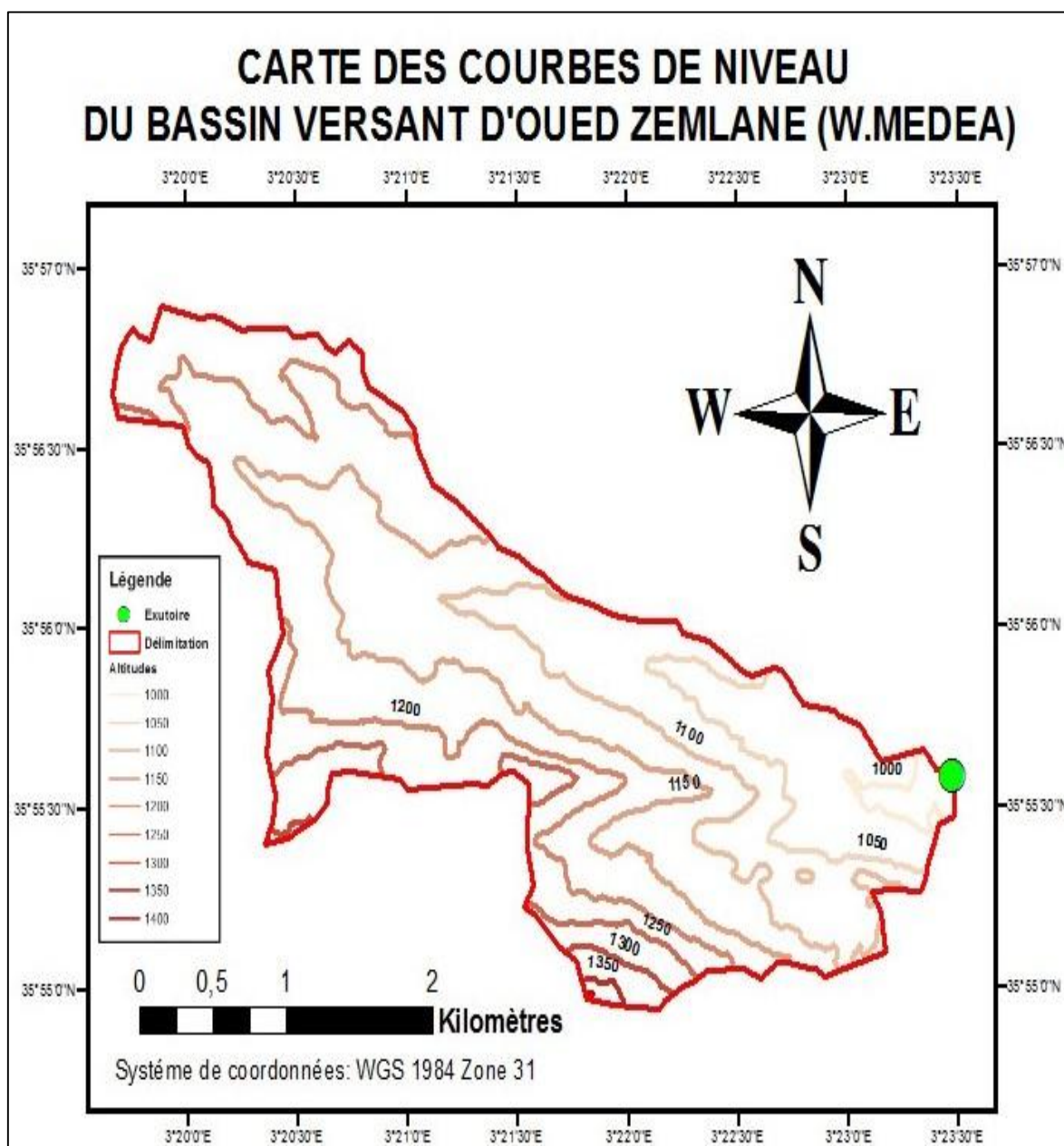


Figure III-3 : Carte des courbes de niveau du bassin versant de CHENIGUEL

Et caractérisé par la carte hypsométrique montrée dans la **Figure(III-4)**.

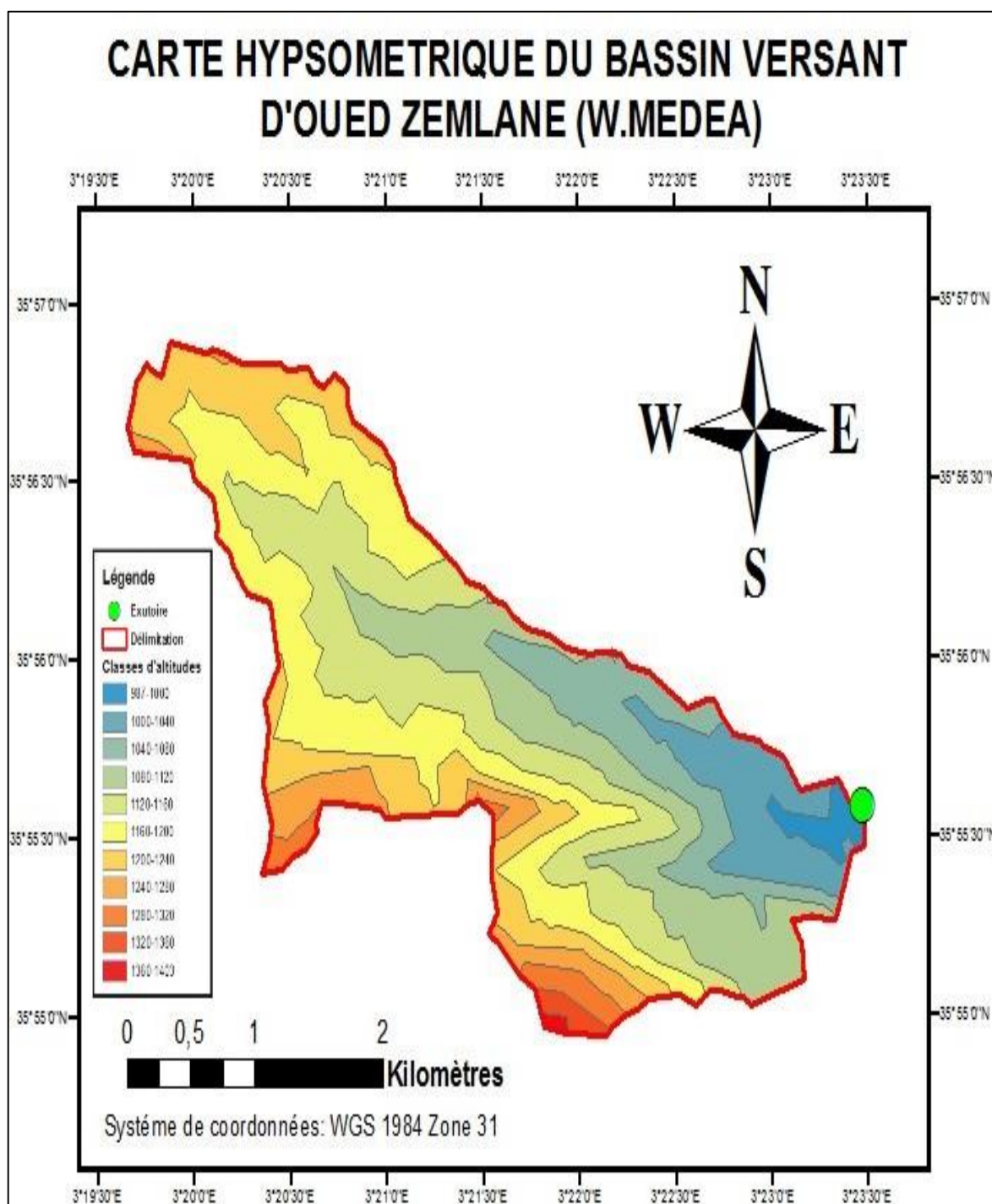


Figure III-4 : Carte hypsométrique du bassin versant de CHENIGUEL

III.3.3.1 La courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief.

Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude.

Sur un graphique, on porte en ordonnée l'altitude et en abscisse la surface souvent exprimée en %.

Les surfaces partielles par tranche d'altitude sont données dans le **Tableau (III-1)**, et la courbe hypsométrique est donnée par la **Figure (III-5)**.

Tableau III-1 : Répartition de la surface du bassin versant

Altitude1 (m)	Altitude2 (m)	H _i (m)	Surfaces partielles(m)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (m)	Surfaces cumulées (%)	Si*Hi
1360	1403	1381,5	0,02	0,24	0,02	0,24	27,63
1320	1360	1340	0,07	0,84	0,09	1,08	93,80
1280	1320	1300	0,18	2,16	0,27	3,25	234,00
1240	1280	1260	0,42	5,05	0,69	8,29	529,20
1200	1240	1220	1,23	14,78	1,92	23,08	1500,60
1160	1200	1180	1,89	22,71	3,81	45,79	2230,20
1120	1160	1140	1,63	19,59	5,44	65,38	1858,20
1080	1120	1100	1,30	15,62	6,74	81,01	1430,00
1040	1080	1060	0,79	9,49	7,53	90,50	837,40
1000	1040	1020	0,65	7,81	8,18	98,32	663,00
987	1000	993,5	0,14	1,68	8,32	100,00	139,09

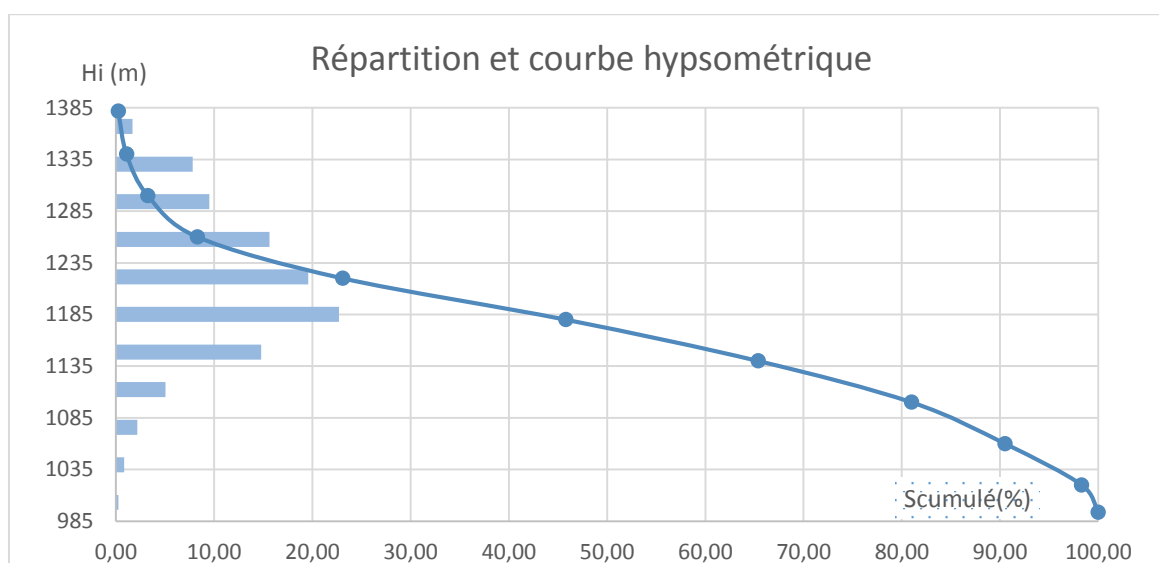


Figure III-5 : Courbe hypsométrique du bassin versant de CHENIGUEL

III.3.3.2 Les altitudes caractéristiques :

La courbe ci-dessus permet de déterminer les altitudes caractéristiques suivantes :

- **L'altitude maximale et l'altitude minimale :**

Elles sont obtenues directement à partir des cartes topographiques.

L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin, tandis que l'altitude minimale est considérée comme le point le plus bas.

D'où :

$$\underline{H_{MAX}=1403\text{m NGA}} \quad \text{et} \quad \underline{H_{MIN}=987\text{ m NGA}}$$

- **Les altitudes de fréquence 5% et 95% :**

Ce sont les altitudes correspondant respectivement aux points d'abscisse 5% et 95% de la courbe hypsométrique.

D'où :

$$\underline{H_{5\%}=1283,43\text{ m NGA}} \quad \text{et} \quad \underline{H_{95\%}=1040,00\text{m NGA}}$$

- **L'altitude médiane :**

C'est l'altitude qui correspond à 50% de la courbe hypsométrique.

D'où :

$$\underline{H_{50\%}=1146,05\text{m NGA}}$$

- **L'altitude moyenne :**

Elle est calculée par la formule suivante :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \quad (\text{III.5})$$

Tel que :

$$H_i = \frac{H_{I+n} + H_n}{2} \quad (\text{III.6})$$

Avec :

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²).

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successives (m).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

Le résultat du calcul des différentes altitudes caractéristiques est montré dans le **Tableau (III-2)**.

Tableau III-2 : Les altitudes caractéristiques du bassin versant de CHENIGUEL

	H max	H min	H5%	H95%	H50%	H moy
Altitudes (m)	1403	987	1283.43	920	1040	1023

III.3.3.3 Les indices de pente :

- ❖ **L'indice de pente global :**

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la Surface du sous bassin, et la longueur du rectangle équivalent.

On prend deux points S1, S2 sur l'axe de l'abscisse telle que 90% de la surface du sous bassin soit comprise entre ces deux valeurs, et que 5% de la surface totale du sous bassin soit inférieure à S1 et 5% soit supérieure à S2.

Les altitudes correspondantes sont lues sur la courbe hypsométrique. L'indice de Pente globale est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

L : longueur du rectangle équivalent (Km).

H_{5%} et H_{95%} : sont respectivement les altitudes correspondant à S_{5%} et S_{95%}.

D'où :

$$I_g = 3,29\%$$

Tableau III-3 : Classification du relief selon l'indice de pente global

R1	Relief très faible	$I_g \leq 0,002$
R2	Relief faible	$0,002 < I_g \leq 0,005$
R3	Relief assez faible	$0,005 < I_g \leq 0,01$
R4	Relief modéré	$0,01 < I_g \leq 0,02$
R5	Relief assez fort	$0,02 < I_g \leq 0,05$
R6	Relief fort	$0,05 < I_g \leq 0,1$
R7	Relief très fort	$0,1 \leq I_g$

D'après cette classification, nous avons un relief assez fort.

❖ **Indice de pente de roche :**

Cet indice représente la moyenne de la racine carrée des pentes, mesurées sur le rectangle équivalent, et pondéré par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau H_i et H_{i-1}.

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \quad (\text{III.8})$$

Avec :

L: longueur du rectangle équivalent (m).

S_i : surface partielle (%) comprise entre deux courbes de niveau consécutives H_i et H_{i-1}.

Tableau III-4 : Détermination de l'indice de pente de roche

Altitudes	Hi-Hi-1	Si	Si*(Hi-Hi-1)
1360-1403	43	0,02	0,86
1320-1360	40	0,09	3,60
1280-1320	40	0,27	10,80
1240-1280	40	0,69	27,60
1200-1240	40	1,92	76,80
1160-1200	40	3,81	152,40
1120-1160	40	5,44	217,60
1080-1120	40	6,74	269,60
1040-1080	40	7,53	301,20
1000-1040	40	8,18	327,20
987-1000	13	8,32	108,16

D'où :

$$I_p = 1,27$$

❖ Indice de pente moyenne du bassin versant :

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin.

Elle est considérée comme une variable indépendante qui donne une bonne indication sur le temps de concentration T_c et influe directement sur le débit de pointe lors d'une averse.

La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \quad (\text{III.9})$$

Avec :

Li : Longueur totale des courbes de niveau (km).

ΔH : Dénivelée (m)

S : surface du bassin versant (km²).

Les longueurs correspondant à chaque courbe de niveau sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III-5 : Longueur des courbes de niveau

Courbes de niveau	Longueur(km)
1000	1,85
1050	3,83
1100	7,06
1150	9,05
1200	8,91
1250	3,56
1300	1,15
1350	0,35
1400	0,03

D'où :

$$I_m = 20,96\%$$

❖ La dénivelée spécifique :

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M qui est appliquée à tous les bassins quel que soit leurs surfaces. Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

I_g : Indice de pente global (m/km).

S : Surface du bassin (km²).

D'où :

$$D_s = 94,94\text{m}$$

III.3.4 Paramètres hydrographiques :

III.3.4.1 Le réseau hydrographique :

Il se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement.

Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes, et selon la classification de Schum, qui dit « Est d'ordre (x+1), tout tronçon de cours d'eau, formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) ».

La classification de Schum de notre bassin est représentée par la **Figure(III-6)**.

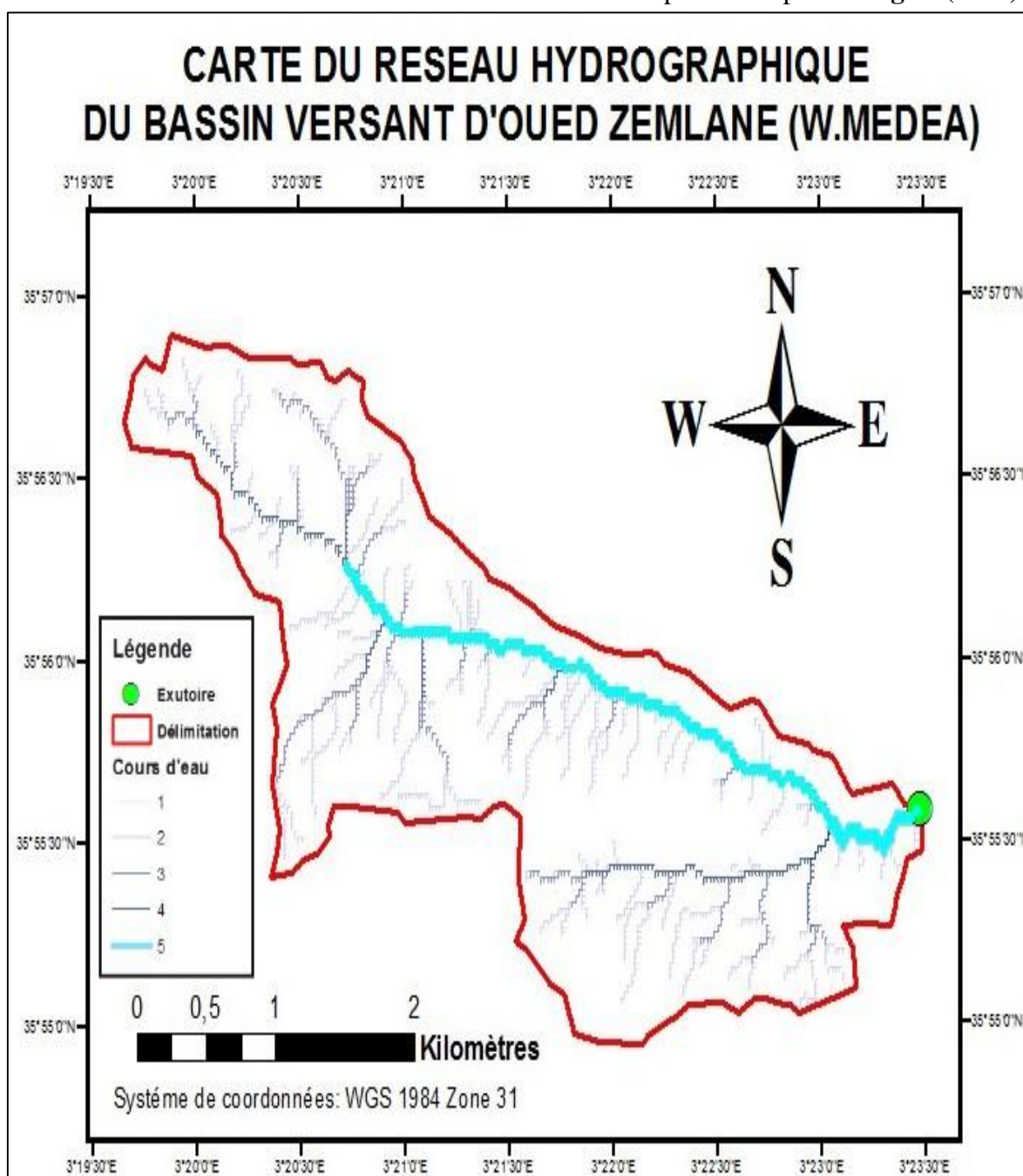


Figure III-6 : Carte du réseau hydrographique du bassin versant de CHENIGUEL

III.3.4.2 Longueur du cours d'eau principal :

C'est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il y a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant. Si les deux segments à l'embranchement sont de même ordre, on suit celui qui draine la plus grande surface. D'après le plan topographique la longueur du cours d'eau principale est : $L=9.35$ km.

III.3.4.3 La pente moyenne du cours d'eau :

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés sur le cours d'eau principal.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (\text{III.11})$$

Avec :

ΔH : dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

ΔL : distance entre ces deux points (km).

D'où :

$$\underline{I_c = 1.47\%}$$

III.3.4.4 La densité de drainage :

Elle se définit comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs du Bassin versant, à la surface.

Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface, elle est exprimée en km/km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n l_i}{S} \quad (\text{III.12})$$

Avec :

D_d : densité de drainage (km/km²) ;

l_i : la longueur de cour d'eau d'ordre i (km) ;

S : surface du bassin versant (km²).

D'où :

$$\underline{D_d = 70.99}$$

III.3.4.5 Le temps de concentration :

Le temps de concentration T_c des eaux sur un bassin, se définit comme étant le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier.

Il est composé de trois termes différents :

- ❖ T_h : Temps d'humectation ; c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.
- ❖ T_r : Temps de ruissellement ou d'écoulement ; c'est le temps qui correspond à la Durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons du sol jusqu'à un Système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur).
- ❖ T_a : Temps d'acheminement ; c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le

Système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration T_c est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes.

Théoriquement, on estime que T_c est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement.

Pratiquement le temps de concentration peut être déduit à partir des mesures sur le terrain ou estimé à l'aide de formules le plus souvent empiriques.

- **Formule de CALIFORNIA :**

$$T_c = \left(\frac{0.87 \times L_{cp}^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} \quad (III.13)$$

Avec :

L_{cp} : longueur du talweg principal en (Km).

H_{max} : Altitude maximale du bassin versant en (m).

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

- **Formule de GIANDOTTI :**

$$T_c = \frac{4. \sqrt{S} + 1,5. L}{0,8 \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (III.14)$$

Avec :

S : Surface du bassin versant en (Km²) ;

L : longueur du talweg principal en (Km) ;

H_{moy} , H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant en (m).

- **Formule de ANRH-Sogreah :**

$$t_c = 3 \left[\frac{S * L}{(10 * I)^{1.5}} \right]^{0.25} \quad (III.15)$$

Avec

S : Surface du bassin versant en (Km²) ;

L : longueur du talweg principal en (Km) ;

I : Pente moyenne du cours d'eau (%).

Tableau III-6 : Tableau récapitulatif du calcul de temps de concentration

Formule utilisée	T_c : temps de concentration trouvés (heures)
Formule de CALIFORNIA	1.25
Formule de GIANDOTTI	1.07
Formule de ANRH-Sogreah	3.25

Après avoir calculer le temps de concentration en utilisant ces trois formules, nous avons opté pour la valeur la plus petite qui est donnée par la formule de GIANDOTTI et cela par mesure de sécurité. $T_c=1.07h$

III.3.4.6 La vitesse de ruissellement :

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

C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration.

$$V_c = \frac{L}{T_c} \quad (\text{III.16})$$

Avec :

L : Longueur de talweg principal en (Km).

T_c : temps de concentration en (h).

D'où :

$$V_r = 8.77 \text{ km/h}$$

Tableau III-7 : Récapitulatif des caractéristiques hydro-morpho-métrique du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	8.32
Périmètre		P	km	17.17
Indice de compacité		KC	/	1.67
Coefficient d'allongement		KP	/	10.50
Rectangle Équivalent	Longueur	Lr	km	7.40
	Largeur	lr	Km	1.13
Altitudes	Maximale	Hmax	m	1403
	Moyenne	Hmoy	m	1147.01
	Médiane	Hmed	m	1146.05
	Minimale	Hmin	M	987
Indice de pente globale		Ig	m/Km	32.91
Indice de pente de roche		Ip	%	1.27
Indice de pente moyenne		Im	m/Km	209.66
Dénivelée spécifique		Ds	m	94.94
Longueur du thalweg principal		L	Km	9.35
Pente du thalweg principal		Ic	%	1.47
Densité de drainage		Dd	Km/Km ²	70.99
Temps de concentration		Tc	H	1.07
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	8.77

III.4 Etude climatologique :

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

Les facteurs qui déterminent le climat sont ; La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la Température et le vent qui ont une influence sur l'évaporation et la transpiration.

Pour notre zone d'étude, la station la plus représentative et celle qui dispose de plus D'enregistrements, est la station de AIN BOUCIF (code : 011104).

III.4.1 La température :

La température moyenne annuelle est d'environ 18.1 °C.

Les températures maximales, minimales et moyennes sont représentées dans le **Tableau (III-8)**.

Tableau III-8 : Récapitulation de la température moyenne annuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fer	Mar	Avr	Mai	Juin	juil	Aou	Moy Ann
T (°C)	20.8	15.5	10.5	6.5	6.3	6.8	9.5	12.1	15.6	20.4	24.7	24.5	14.4
T(MIN)	15.8	10.9	6.4	2.8	2.5	2.6	5.1	7.5	10.6	15	18.7	18.6	9.7
T (MAX)	25.8	20	14.5	10.1	10	10.9	13.8	16.6	20.6	25.7	30.6	30.3	19.1

Tel que :

T min : température minimale moyenne.

T max : température maximale moyenne.

T : température moyenne.

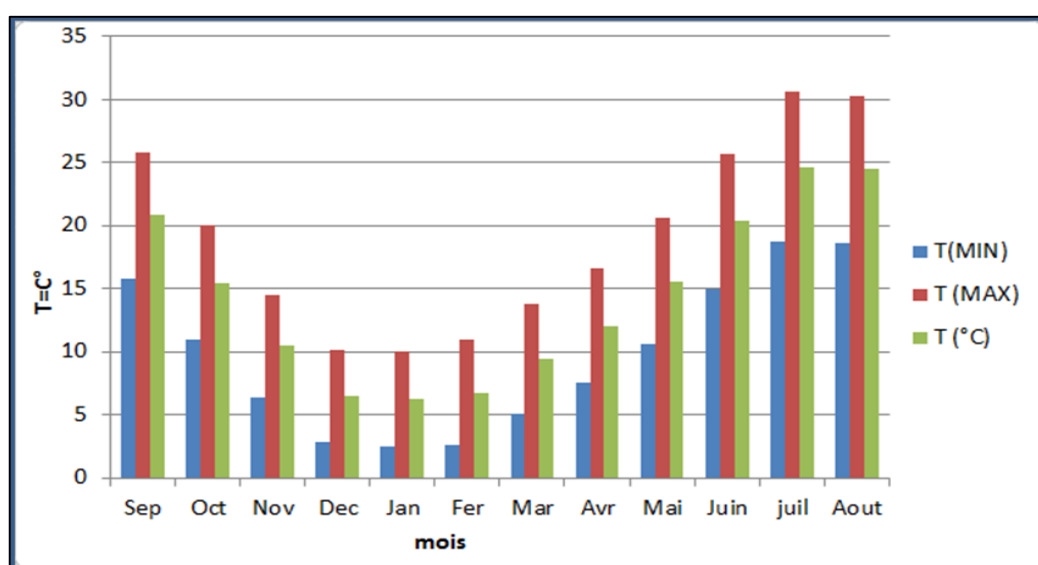


Figure III-7 : Répartition des températures annuelles (DSA)

III.4.2 La pluviométrie :

Elle peut varier en moyenne entre 30.3 et 184.6 mm

III.4.2.1 Précipitations moyennes annuelles :

Les précipitations annuelles en mm et en pourcent de cette station sont portées dans le tableau suivant :

Tableau III-9 : Récapitulation de la pluie moyenne annuelle

Année	P (mm)	Année	P (mm)	Année	P (mm)
1922/1923	527.6	1948/1949	138.8	1985/1986	111.3
1923/1924	439	1953/1954	425.2	1986/1987	131.1
1924/1925	398.7	1954/1955	300.7	1987/1988	137.1
1925/1926	442.2	1955/1956	358	1988/1989	45.2
1926/1927	437.9	1956/1957	359.9	1989/1990	38.9
1927/1928	629.2	1967/1968	145.3	1990/1991	68.5
1928/1929	655	1968/1969	130.9	1991/1992	195.5
1929/1930	578.7	1969/1970	345.6	1992/1993	240.1
1930/1931	782.5	1970/1971	208.1	1993/1994	262.1
1931/1932	548.9	1971/1972	563.5	1994/1995	415.1
1932/1933	637.3	1972/1973	563.9	1995/1996	557.1
1933/1934	908.7	1973/1974	298.6	1996/1997	562.6
1934/1935	384.5	1974/1975	261.2	1997/1998	573.2
1935/1936	837	1975/1976	391.1	1998/1999	424.1
1936/1937	425.2	1976/1977	409.3	1999/2000	302
1937/1938	309.9	1977/1978	407.6	2000/2001	482.7
1938/1939	475.6	1978/1979	350.4	2001/2002	316
1939/1940	288.4	1979/1980	274.1	2002/2003	602.5
1940/1941	277.3	1980/1981	403.4	2003/2004	606.4
1941/1942	268.9	1981/1982	420.5	2004/2005	229.7
1942/1943	312	1979/1980	274.1	2005/2006	330.3
1943/1944	249.4	1980/1981	403.4	2006/2007	550.9
1944/1945	274.5	1981/1982	420.5	2007/2008	453.0
1945/1946	282.1	1982/1983	355.6	2008/2009	574.3
1946/1947	217.3	1983/1984	238.2	2009/2010	407.3
1947/1948	383.1	1984/1985	319.6	2010/2011	378.5
				2011/2012	380.8

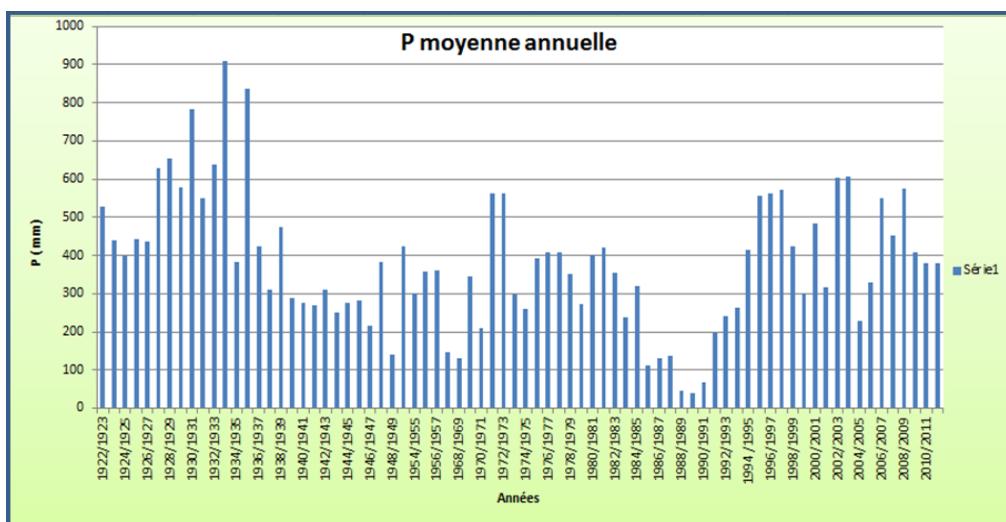


Figure III-8 : Répartition des pluies moyennes annuelles (DSA)

III.4.2.2 Précipitations moyennes saisonnières :

La subdivision des pluies de l’année est faite suivant les quatre saisons agricoles :

- ✓ L’automne : (Septembre, Octobre, Novembre)
- ✓ L’hiver : (Décembre, Janvier, Février)
- ✓ Le printemps : (Mars, Avril, Mai)
- ✓ L’été : (Juin, Juillet, Août)

Tableau III-10 : Répartition saisonnière des pluies annuelles

Mois	Automne	Hiver	Printemps	Eté	Annuel
$\bar{P}_{moy}(mm)$	104.19	151.37	105.29	21.35	382.20
$\bar{P}_{moy} (\%)$	27.26	39.60	27.54	5.58	100.00

❖ Interprétation

L’examen du tableau ci-dessus montre que :

- La saison Hivernale est la plus pluvieuse, Avec une moyenne annuelle de 151.37mm (40% du totale annuelle).
- La saison Estivale est la plus sèche avec une moyenne annuelle de 21.35mm (moins de 6 % du totale annuelle).
- Les deux saisons d’Automne et printemps ont les mêmes volumes de précipitations avec 105 mm/an. (Près de 28 % de la précipitation moyenne annuelle).

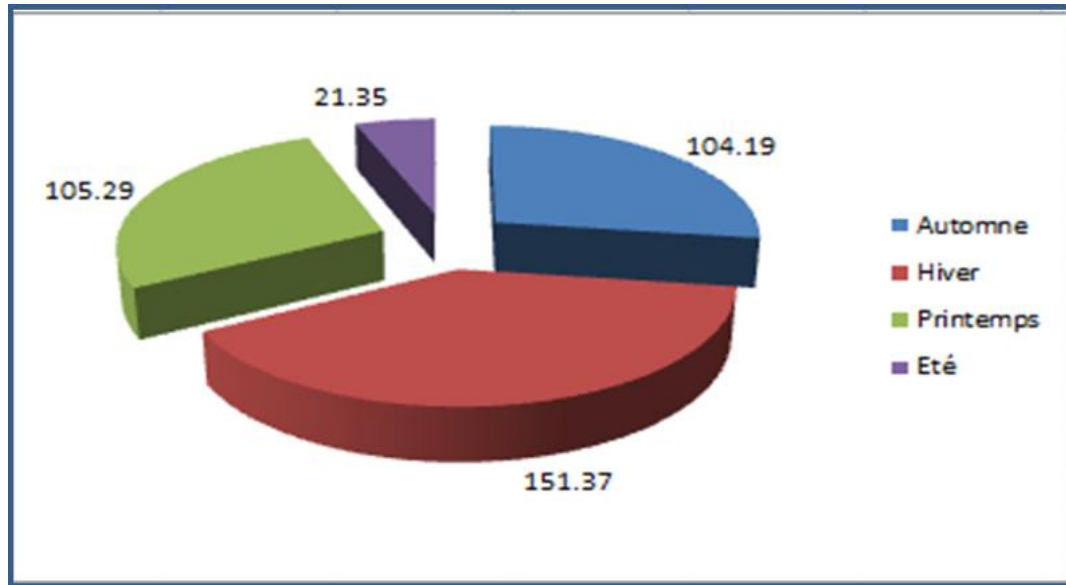


Figure III-9 : Répartition saisonnière des pluies moyenne annuelle (DSA)

Courbe pluvio-thermique :

La courbe pluvio -thermiques (combinaison de deux paramètres climatiques ; la température et les précipitations), permet la détermination du type de climat régnant dans la région.

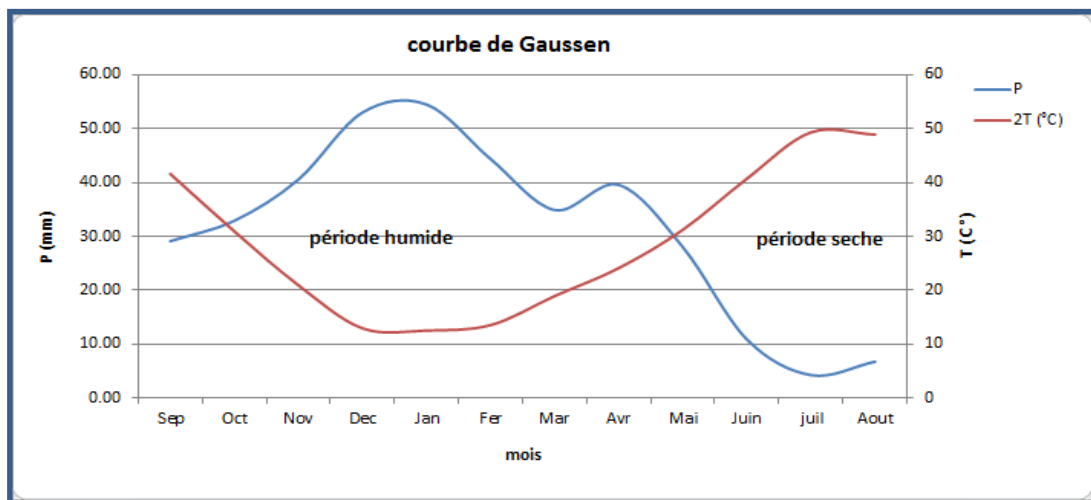


Figure III-10 : Courbe pluvio-thermique (DSA)

✚ Conclusion :

Cette courbe de synthèse nous a permis de conclure que notre climat est semi-aride.

III.4.3 Evaporation :

La valeur de l'évaporation des surfaces du plan d'eau, est une donnée clé qui intervient dans plusieurs processus hydrologiques.

Ainsi que la construction et l'exploitation des barrages exige la connaissance de l'évaporation de l'eau de la surface libre qui intervient dans le calcul de la régularisation des apports pour le dimensionnement de la retenue collinaire sur oued ZEMLANE. Généralement L'évaluation de l'évaporation en Algérie, est effectuée à partir des stations expérimentales équipée d'un bac d'évaporation ou bien par analogie avec des plans d'eau qui sont toujours mesurés.

L'absence des stations de mesures, nécessite de faire une analogie avec un autre bassin ou bien de prendre les valeurs enregistrées à un autre barrage proche.

Tableau III-11 : Répartition mensuelle de l'évaporation au barrage de BOUGHAZOUL

Mois	Sep	Oct	No v	Dec	Jan	Fev	Ma r	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Total
Evap moy	207	126	60. 7	35. 8	35. 6	55. 5	88	125	195	256	314	288	1786. 6
E %	11.5 9	7.0 5	3.4 0	2.0 0	1.9 9	3.1 1	4.93	7.0 0	10.9 1	14.3 3	17.5 8	16.1 2	100

Tableau III-12 : Répartition mensuelle de l'évaporation au barrage de GHERIB

Mois	Sep	Oct	No v	Dec	Jan	Fev	Ma r	Avr	Ma i	Jui	Juil	Aout	Total
Evap	158	99	59. 5	43. 7	34. 5	38. 8	67	93	135	175	293	213	1409.5
E %	11.2 1	7.0 2	4.2 2	3.1 0	2.4 5	2.7 5	4.75	6.6 0	9.5 8	12.4 2	20.7 9	15.1 1	100.00

✚ Les barrages les plus proches sont :

- ❖ Barrage Boughzoul à 95 km.
- ❖ Barrage Ghrib à 132 km.

III.4.4 Humidité :

L'humidité relative moyenne mensuelle est de 65.1%.

Elle atteint son maximum au mois de Décembre avec 77.4%, et 45.7% au mois de juillet.

III.4.5 Insolation :

La durée d'insolation totale est de 7.7 heures par jour (moyen journalier). Les jours d'été marquent entre 10.6 et 11.6 heures d'insolation. Les jours d'hiver marquent les durées minimales d'insolation entre 4.7 et 5.4 heures.

III.4.6 Vent :

Les vitesses moyennes mensuelles de vent varient entre 2.2 à 3.3 m/s.

III.5 Etude pluviométrique :

III.5.1 Estimation des pluies journalières maximales :

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger les ouvrages.

Pour notre étude, nous allons suivre les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- Calculer les fréquences expérimentales.
- Calculer les caractéristiques empiriques de la série de donnée.
- Ajuster graphiquement la loi choisie.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

L'étude fréquentielle des pluies journalières maximales a pour but, l'estimation des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée. Ceci nous amène à chercher la loi d'ajustement la mieux adaptée à la distribution des pluies.

Tableau III-13 : Répartition annuelle des Pjmax de la station de AIN BOUCIF

Années	P j max(mm)	Années	P j max(mm)	Années	P j max(mm)
71/72	24	83/84	32	00/01	18.6
72/73	22	84/85	24	01/02	18.4
73/74	21	85/86	16.3	02/03	24.9
74/75	28.5	86/87	24	03/04	32
75/76	19.2	92/93	26	04/05	20.2
76/77	40	93/94	19	05/06	24
77/78	21.5	94/95	20	06/07	18
78/79	33	95/96	72	07/08	28.2
79/80	30	96/97	27.4	08/09	25
80/81	25	97/98	25.3	09/10	23
81/82	26	98/99	23.4	10/11	23
82/83	34	99/00	33.5	11/12	29.1

III.5.1.1 Caractéristiques empiriques de la série de AIN BOUCIF :

La série des pluies maximales journalières de la station de AIN BOUCIF a les propriétés suivantes :

Tableau III-14 : Caractéristiques de la série des Pjmax

Caractéristiques	Valeurs
Nombre de données	44
Moyenne	23.8
Ecart type	11.1
Mediane	24.0
Coefficient de variation	0.467

III.5.1.2 Les lois d'ajustement de la série pluviométrique :

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

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "HYFRAN". On utilise la méthode de maximum de vraisemblance.

Dans notre étude on va utiliser les trois lois suivantes :

- La loi de GUMBEL (Loi doublement exponentielle).
- La loi de GALTON (Log-normale).
- La loi de GEV.

A-Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{III.19})$$

Tel que :

$$y = a(x - x_0) \quad (\text{III.20})$$

L'équation de la droite de Gumel :

$$P_{\max,j} = \frac{1}{a}y + x_0 \quad (\text{III.21})$$

$$y = -[\ln(-\ln(F(x)))] \quad \text{tel que : } F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad (\text{III.22})$$

Avec :

- 1/a : la pente de la droite de GUMBEL.
- y : variable réduite de GUMBEL.
- x : précipitation maximale journalière (mm).
- x₀ : le paramètre de position (mm).
- m : l'ordre de classement.
- n : la taille de l'échantillon

❖ Résultats de l'ajustement :

La droite de Gumel est donnée par la Figure (III-5), Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le Tableau(III-16) ci-dessous :

Tableau III-15 : Ajustement à la loi de GUMBEL

T = 1/q	q = F(X) (probabilité au non-dépassement)			
P. Retour	Fréquence	Quantile Xt	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.999	85.7	8.7	68.6 - 103
1000.0	0.995	70.1	6.84	56.7 – 83.5
100.0	0.99	63.4	6.05	51.5 – 75.2
50.0	0.98	56.6	5.26	46.3 – 66.9
10.0	0.95	47.6	4.22	39.3 – 55.8
5.0	0.9	40.6	3.44	33.9 -47.4

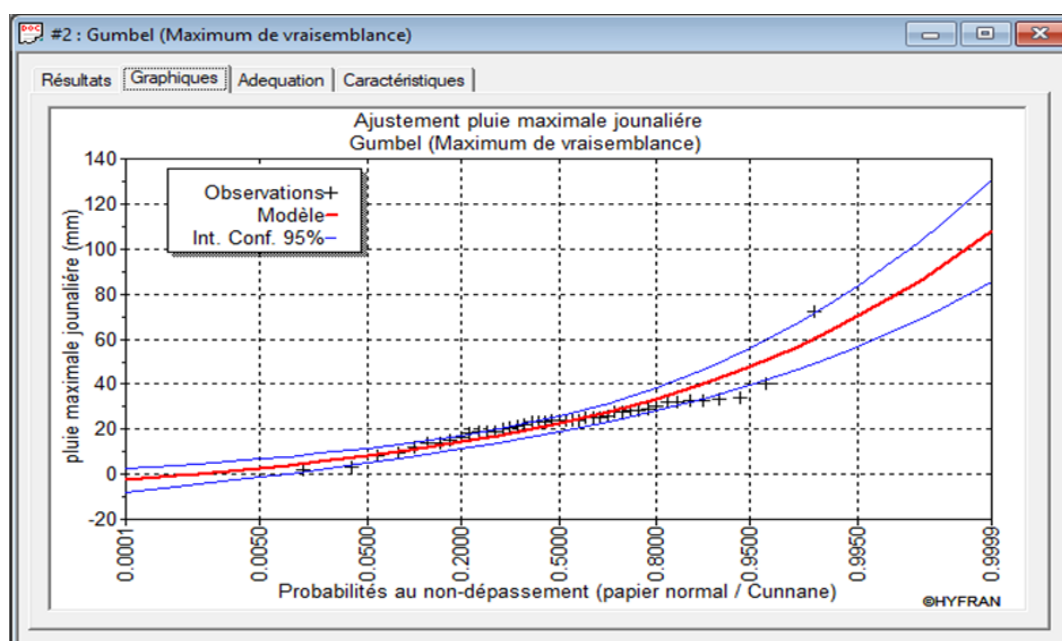


Figure III-11 : Résultat d'ajustement à la loi de GUMBEL

❖ Paramètre

Nombre d'observations : $n = 43$

$U = 18.8149$

$\text{Alpha} = 9.68345$

❖ Résultats

$\chi^2 = 11.21$

P-value = 0.0821

Degrés de liberté : 6

Nombre de classes : 9

B-Ajustement de la série pluviométrique à la loi Log normale (Loi Galton) :

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement) :

$$T = \frac{1}{1 - q} \quad (\text{III.23})$$

Et :

$$q = F(x_i) = \frac{m - 0.5}{n} \quad (\text{III.24})$$

Avec :

m : numéro d'ordre de la valeur.

n : taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement à la loi normale :

$$X_{p\%} = X_{\text{moy}} + \sigma \cdot U_{p\%} \quad (\text{III.25})$$

Avec :

 σ : écart-type. $X_{p\%}$: hauteur de pluie moyenne. $U_{p\%}$: variable réduite de Gauss.

Les résultats de calcul sont représentés par le **Tableau (III-17)** ainsi que le graphique est donné par la **Figure (III-6)**.

Tableau III-16 : Ajustement à la loi Log-normale

T = 1/q	q = F(X) (probabilité au non-dépassement)			
P. Retour	Fréquence	Quantile X_t	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.999	135	30.1	75.8-194
1000	0.995	98.8	19.1	61.4-136
100	0.99	85	15.2	55.2-115
50	0.98	72.1	11.8	49.0-95.2
10	0.95	56.3	8.01	40.6-72.0
5	0.9	45.2	5.65	34.2-56.3

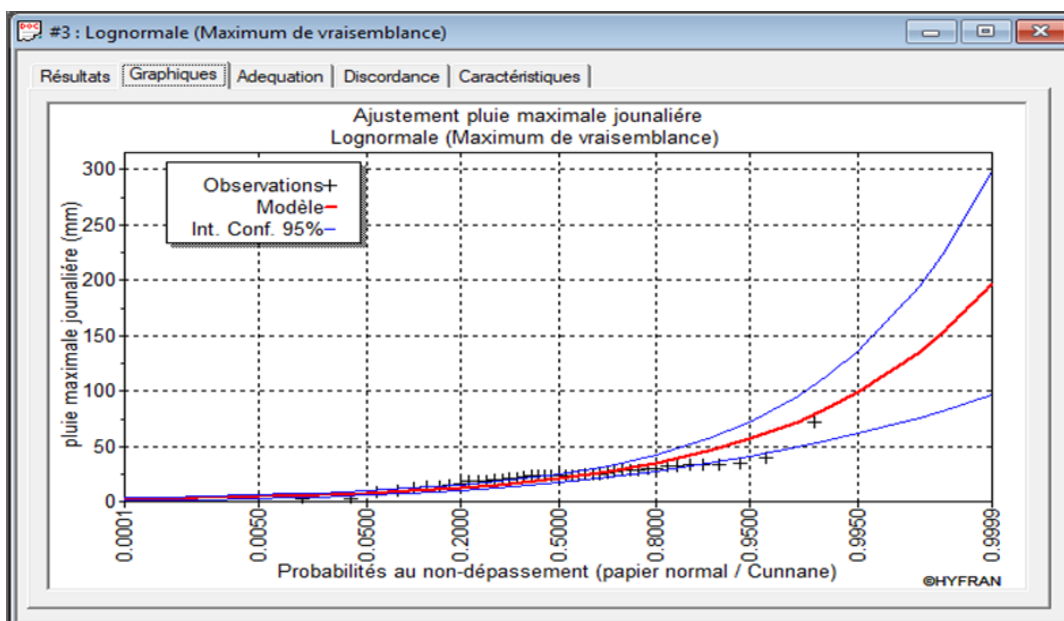


Figure III-12 : Résultat d’ajustement par la loi LOG NORMAL

❖ Paramètres

Taille : n = 43
 Mu = 3.038848
 Sigma = 0.603537

❖ Résultat de la statistique :

$\chi^2 = 24.19$
 p-value = 0.0005
 Degrés de liberté : 6
 Nombre de classes : 9

C-Ajustement de la série pluviométrique à la loi GEV :

Les quantiles de cette loi :

$$x = u + \alpha k(1 - e^{-Ky}) \tag{III.26}$$

Les paramètres de la loi de GEV, par la méthode des maximums de vraisemblance :

U=48.15
 $\alpha=17.17$
 K=0.023267

❖ Résultats de l’ajustement à la loi de GEV :

Dans le tableau suivant, on trouve les paramètres de la loi de GEV ainsi que son graphique dans la figure d’après :

Tableau III-17 : Ajustement à la loi de GEV

T = 1/q	q = F(X) (probabilité au non-dépassement)			
P. Retour	Fréquence	Quantile Xt	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.999	92.94	15.0	/
1000	0.995	72.71	9.58	42.4-80.0
100.0	0.99	54.15	7.60	41.7-71.5
50.0	0.98	48.87	5.86	40.2-63.2
10.0	0.95	36.85	4.03	36.8-52.6
5.0	0.9	31.67	3.03	33.1-45.0

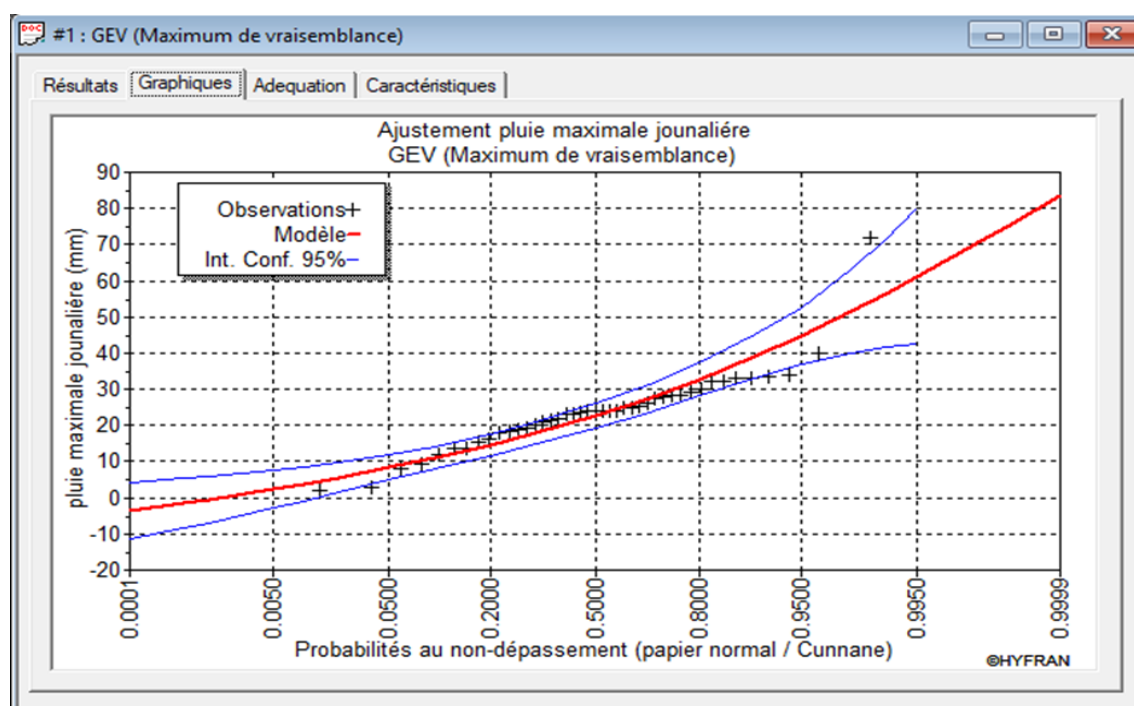


Figure III-13 : Résultat d'ajustement par la loi de GEV

❖ Paramètre

Nombre d'observations : $n = 43$

$U = 19.2755$

$\text{Alpha} = 9.51804$

$K = 0.0717686$

❖ Résultats

$X^2 = 9.53$

P-value = 0.0895

Degrés de liberté : 5

III.5.1.3 Choix de la loi d'ajustement :

Lorsqu'on procède à un ajustement d'une loi de probabilité théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte ou non. Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique et un test de dispersion.

❖ Test graphique :

Ce test est basé sur une observation visuelle des graphes d'ajustement ; il consiste à examiner l'allure des points sur le papier de probabilité, et vérifier s'il s'agit d'un bon alignement sans existence de mauvaises courbures.

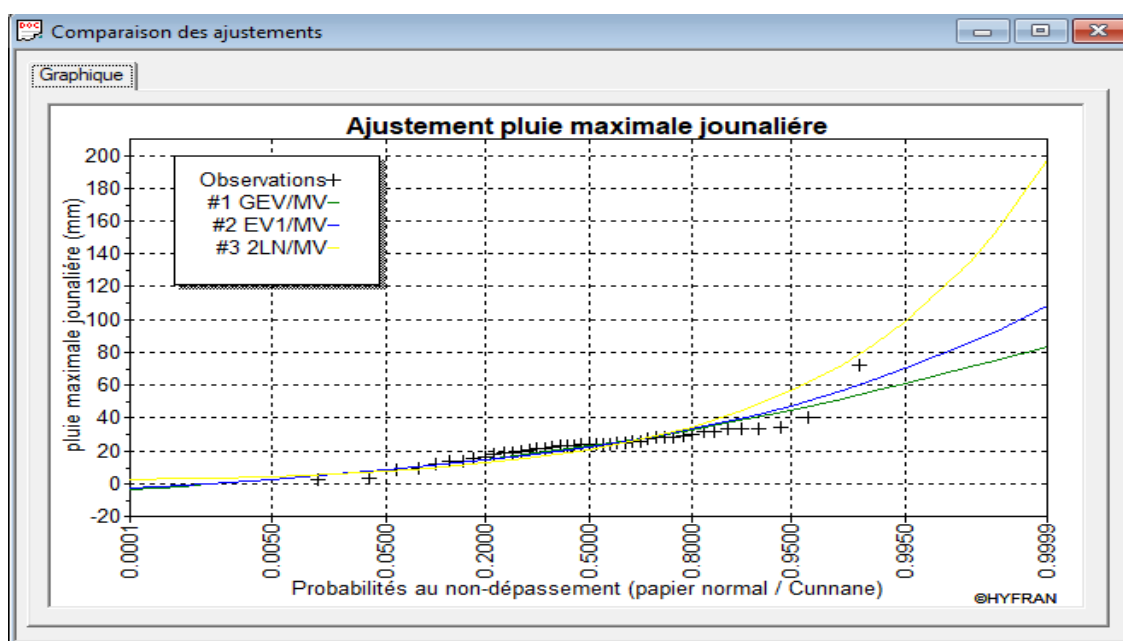


Figure III-14 : Résultat de comparaison entre les trois lois d'ajustement

❖ Interprétation des graphiques :

D'après l'examen visuel des graphiques d'ajustement présentés dans les figures III-5, III-6 et III-7, on remarque que :

- La loi GALTON (log normal) donne un mauvais ajustement par rapport aux deux autres lois, elle est donc à rejeter.
- L'ajustement graphique à la loi de GUMBEL et à celle de GEV est meilleur ; les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

❖ Test d'adéquation de Khi-deux « χ^2 » :

Appelé aussi test de Khi-carré ou de Pearson. Ce test consiste à prendre une règle de décision concernant l'ajustement, en comparant entre les valeurs calculées et théoriques de χ^2 .

Il est donné pour un seuil de signification (risque) $\alpha = 5\%$ et dépend du nombre de degré de liberté de la loi.

❖ **Interprétation des résultats du test :**

D'après le tableau au-dessus, la condition du test est vérifiée pour les deux lois. Donc, le test de Khi-deux montre que les lois GEV et GUMBEL sont adéquates.

❖ **Sélection de la loi :**

Sachant que l'adéquation de l'ajustement par les deux lois est confirmée, et que les valeurs théoriques X_i sont très proches pour les deux lois, et vu que devant une telle situation il n'existe aucun test qui nous permet de choisir entre elles ; il nous reste que de prendre la loi qui a le χ^2 calculé le plus petit. Donc on opte pour la loi de GEV.

III.6 Evaluation des apports :

Par manque de station hydrométriques au niveau de notre talweg principal, les apports seront estimés à l'aide des formules empiriques.

III.6.1 Apports moyens annuels A_0

➤ **Formule de Samie :**

$$A_0 = L_e \cdot S \quad (\text{III.29})$$

Et :

$$L_e = \bar{P}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \quad (\text{III.30})$$

Avec

L_e : lame d'eau écoulée (mm)

\bar{P} : Précipitation moyenne (m)

S : Surface du bassin versant (Km^2)

➤ **Formule de Turk**

$$A_0 = L_e \cdot S \quad (\text{III.31})$$

Et :

$$L_e = P_{\text{moy}} - D \quad (\text{III.32})$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en (m) ;

D : Déficit de l'écoulement (mm)

➤ **Formule de l'ARNH**

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{2.684} \cdot S^{0.842} \quad (\text{III.33})$$

Avec :

\bar{P} : Précipitation moyenne (mm)
S : Surface du bassin versant (Km²)

➤ **Formule de Medinger**

$$L_e = 1.024 \times (\bar{P} - 0.26)^2 \quad (\text{III.34})$$

Avec :

L_e : lame d'eau écoulée (mm)
S : Surface du bassin versant (Km²)
 \bar{P} : Précipitation moyenne (mm)

➤ **Formule de Sogreah**

$$L_e = 720 \cdot (P - 150) / 1000 \cdot 1.85 \quad (\text{III.35})$$

Et :

$$A = L_e \cdot S \quad (\text{III.36})$$

Avec :

A : Apport moyen annuel en (Hm³) ;
P : Précipitation moyenne annuel en (mm) ;

Tableau III-18 : Récapitulatif de l'apport moyen interannuel

Formule Empirique	L'apport moyen annuel (Hm ³)
F.Samie	0.35
Sogreah	0.40
F. de L'ARNH	0,43
F.Medinger	1.27
F. TURK	0.35
Moyenne	0.38

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

$$\underline{A_0 = 0.43 \text{ hm}^3.}$$

III.6.1.1 Caractéristiques de l'écoulement

A -Module de l'écoulement :

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \quad (\text{III.37})$$

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes $T = 31.536 \times 10^6 \text{ s.}$

D'où :

$$\underline{M_e = 135,28 \text{ l/s.}}$$

B -Module de l'écoulement relatif :

Il est donné par :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \quad (\text{III.38})$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement (l/s).

S : Surface de bassin versant (Km^2).

D'où :

$$\underline{M_0 = 16.26 \text{ l/s/Km}^2.}$$

C -Lame d'eau écoulée :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \quad (\text{III.39})$$

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel (l).

S : Surface de bassin versant (Km^2).

D'où :

$$\underline{L_e = 51.27 \text{ mm}}$$

D -Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_0} \quad (\text{III.40})$$

D'où :

$$\underline{C_e = 0.134}$$

E -Coefficient de variation :

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

- **Sokolovsky**

Elle est donnée par :

$$C_v = a + 0.063 \times \text{Log}_{10}(S + 1) \quad (\text{III.41})$$

Et :

$$a = 0.78 - 0.29 \times \text{Log}_{10}(M_0) \quad (\text{III.42})$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement relatif (l/s/km²).

S : Superficie du bassin (Km²).

- **Kristekly-Menkel**

Elle est donnée par :

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} + M_0^{0.27}) \quad (\text{III.43})$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

- **Antonov**

Elle est donnée par :

$$C_v = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \quad (\text{III.44})$$

Avec :

S : Superficie du bassin (Km²)

- **Formule Algérienne de N. Padoum**

Cette formule donne de bons résultats, car elle est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algérie du nord.

Elle s'écrit comme suit :

$$C_v = 0.93 \times K / M_0^{0.23} \quad (\text{III.45})$$

Avec :

K : coefficient de réduction ; on prend $K=0.66$

M : module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

Tableau III-19 : Caractéristiques de l'écoulement

Caractéristiques		Valeurs	
Module de l'écoulement M0 (l/s)		135,28	
Module spécifique M0 (l/s/km)		16.26	
Lame d'eau écoulée moyenne Le (mm)		51.27	
Coefficient de l'écoulement Ce		0.134	
Coefficient de variation Cv	F. Sokolovsky	0.35	Cv = 0.35
	F. Antonov	0.36	
	F. Kristekly –Menkel	0.33	
	F. Algérienne de N. Padoum	0.32	
	Moyenne	0.34	

Conclusion :

Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules Empiriques sera donc donné par la F de SOKOLOVSKY qui a donné une valeur proche de la valeur moyenne.

$$\underline{Cv=0.35}$$

III.6.2 Irrégularité des apports

III.6.2.1 Les apports fréquentiels

La distribution des apports fréquentiels sera régie par l'équation :

$$A_{(\%)} = \frac{A_0}{\sqrt{(C_v^2 + 1)}} \times e^{\mu\sqrt{\ln(C_v+1)}} \quad (\text{III.46})$$

Avec :

A% : Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A0: Apport moyen annuel (Hm).

Cv : Coefficient de variation.

III.6.2.2 Répartition mensuelle de l'apport 80 % :

Pour faire une répartition mensuelle des apports, on se base sur le pourcentage mensuel des apports d'une autre station hydrométrique bien contrôlé (on a choisi la station d'OMARIA comme station référentielle, qui a presque les mêmes conditions et caractéristiques climatiques, physiques hydrologiques).

Tableau III-20 : Moyennes mensuelles des apports de fréquence 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Ma	Av	Ma	Jui	Juit	Ao
A (%) Omaria	3.0	2.0	5.0	6.0	8.0	17.0	27.0	25.0	6.0	1.0	0.0	0.0
A(hm3) Zemmlane	0.017	0.011	0.028	0.033	0.045	0.096	0.15	0.14	0.03	0.005	0.0	0.0

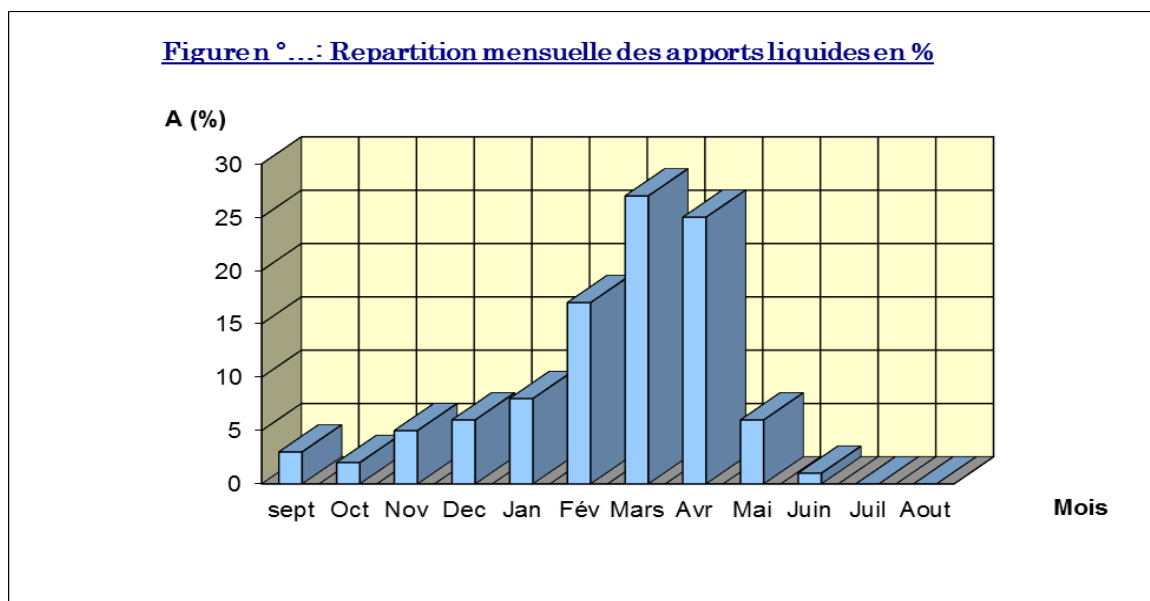


Figure III-15 : Répartition mensuelle des apports de fréquence 80% (DSA)

III.6.3 Les apports solides

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

Pour cela on doit calculer les apports solides durant une année de service du barrage et par défaut de manque de données sur les débits solides sur Oued ZEMLANE, nous opterons pour un calcul empirique en utilisant les formules suivantes :

➤ **Formule de Tixeront**

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s \cdot T}{\gamma_s} \tag{III.47}$$

Et :

$$Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S \tag{III.48}$$

Tel que :

Q_s : Débit solide en (tonne/an).

γ_s : Poids spécifique des sédiments.

T : temps d'exploitation [T = 10 ans]

α : Caractéristique de perméabilité. On prend $\alpha = 350$ (perméabilité moyenne)

➤ **Formule de Fournier :**

$$E_s = \frac{1}{36} \left[\frac{Pm^2}{Pa} \right]^{2.65} \left[\frac{h}{s} \right]^{0.46} \quad (\text{III.49})$$

Avec :

Ta : Taux d'abrasion en (t/Km² .an)

Pm : Pluie mensuelle moyenne du mois le plus pluvieux (mm).

Pan : Pluie moyenne annuelle (mm)

h : Dénivelé moyenne (m),

S : Superficie du bassin (km²)

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments, Le volume annuel est exprimé comme suit :

$$V_m = \frac{E_s * S * T}{\gamma_s} \quad (\text{III.50})$$

Tableau III-21 : Récapitulatif des résultats des apports solides et volumes morts

Formule	Apport solide (T8KM ² /ans)	Volume mort (m ³)
Tixeront	10380,00	74142,91
Fournier	18,59	2182,295

Conclusion

Vue les valeurs qu'on a obtenue, nous optons pour la valeur donnée par la F.TIXERONT qui est égal à la moyenne.

D'où :

$$V_m = 74142,9177 \text{ m}^3.$$

III.7 Etude des crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes.

Leur étude a pour but de déterminer l'Hydrogramme des crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maximaux probables correspondants.

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

Les paramètres définissant une crue sont :

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

Dans notre cas, nous allons estimer le débit maximal par la méthode empirique.

III.7.1 Estimation du débit maximum

- **Formule de Mallet-Gauthier :**

Elle donné par :

$$Q_{\max p\%} = \frac{2 * K * \log_{10}(1 + A * P_{\text{moy}}) * S * \sqrt{1 + 4 * \log_{10}(T) - \log_{10}(S)}}{\sqrt{L}} \quad (\text{III.51})$$

Avec :

- $Q_{\max P\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s) ;
- K : constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin $1 < K < 3$;
- A : Paramètre du bassin qui varie entre 20 et 30 ;
- P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle (mm) ;
- S : Surface du bassin versant (km^2) ;
- T : Période de retour (an) ;
- L : Longueur du talweg principal (km).

- **Formule de POSSENTI**

$$p\% = \frac{\mu * P_{\max} * J\% * S}{L_p} \quad (\text{III.52})$$

Avec :

- $p\%$: Pluie maximale journalière correspondant à la période de retour donnée (m).
- S : Superficie du bassin versant (km^2).
- μ : Coefficient $700 < \mu < 800$, on prend $\mu = 750$.
- L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km).

- **Formule de Giandotti**

Elle est donnée par :

$$Q_{\max p\%} = \frac{170 * S * (H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4 * S^{1/2} + 1.5L} * P_{tc} \quad (\text{III.53})$$

Avec :

- S : superficie du bassin versant (Km^2).
- L : longueur du talweg principal (Km).
- $H_{\text{moy}}, H_{\text{min}}$: altitudes moyennes et minimales (en m).

P_{tc} : pluies de courte durée.

- **Méthode de l'ANRH**

L'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques a fourni une feuille EXCEL qui permet le calcul des crues de l'Algérie du Nord. Ce travail est basé sur plusieurs études faites sur les bassins du Nord d'Algérie, il prend en compte la superficie du bassin versant, la pente moyenne du bassin versant, la pluie journalière maximale de 10 ans, paramètre g ainsi que la période de retour. Il inclut aussi deux cartes, une pour le $p_j(10)$ et l'autre pour g selon les régions du Nord.

Tableau III-22 : Débits maximaux de crue

Formule		MALLET-GAUTHIER	POSSENTI	GIANDOTTI	ANRH
f (%)	T (ans)	Q max p% (m3/s)	Q max p%(m3/s)	Q max p%(m3/s)	Q max p%(m3/s)
0.999	10000	40,88	20,13	20,61	45.19
0.999	1000	35,43	15,75	16,12	38.15
0.990	100	28,97	11,73	12,01	30.22
0.980	50	26,73	10,58	10,84	20.24
0.950	10	20,59	7,98	8,17	18.54
0.900	5	17,28	6,86	7,02	15.15

Sur la base de ces résultats, primitivement les valeurs adoptées sont celle de **MALLET GAUTHIER**.

III.7.2 Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crue tel que :

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

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

A-Pour la montée :

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \quad (III.54)$$

B-Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \quad (III.55)$$

Avec :

t_m, t_d : temps de montée et de décrue.

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

Temps de base: $t_b = t_m + t_d$. Tel que :

$$t_m = t_c = 1.07 \text{ h}$$

$$t_d = \sigma t_m = 3 * 1.07 = 3.21 \text{ h}$$

Tableau III-23 : Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue

Description du cours d'eau	σ
Petit cours d'eau et valons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables	2-2.5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normal	3.0-4.0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordement étendus	4.0-7.0

(Touaibia, 2004)

$$t_b = t_m + t_d = 4.28 \text{ h}$$

Les résultats de calcul des débits de la crue ainsi que l'hydrogramme de crue par la méthode empirique pour les différentes périodes de retour sont illustrés dans le **Tableau (III-25)** et la **Figure (III-12)**.

Tableau III-24 : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour

Période de retour	10000	1000	100	50	10	5
0	0	0	0	0	0	0
0,2	1,42	1,23	1,01	0,93	0,71	0,60
0,4	5,71	4,95	4,04	3,73	2,87	2,41
0,6	12,85	11,14	9,11	8,40	6,47	5,43
0,8	22,85	19,80	16,19	14,94	11,51	9,66
1	35,70	30,94	25,31	23,34	17,98	15,10
1,07	40,88	35,43	28,97	26,73	20,59	17,28
1,2	36,11	31,30	25,59	23,61	18,19	15,27
1,4	29,52	25,59	20,92	19,30	14,87	12,48
1,6	23,79	20,62	16,86	15,55	11,98	10,06
1,8	18,85	16,34	13,36	12,32	9,49	7,97
2	14,64	12,69	10,38	9,57	7,37	6,19
2,2	11,12	9,64	7,88	7,27	5,60	4,70
2,4	8,21	7,11	5,82	5,37	4,13	3,47
2,6	5,86	5,079	4,15	3,83	2,95	2,47
2,8	4,00	3,47	2,840	2,62	2,01	1,69
3	2,59	2,24	1,83	1,69	1,30	1,09
3,2	1,55	1,34	1,10	1,01	0,78	0,65
3,4	0,84	0,73	0,59	0,55	0,42	0,35
3,6	0,38	0,33	0,27	0,25	0,19	0,16
3,8	0,13	0,11	0,09	0,08	0,06	0,05
4	0,02	0,02	0,01	0,01	0,013	0,01
4,2	0,0006	0,0005	0,004	0,0004	0,0003	0,0002
4,28	0	0	0	0	0	0

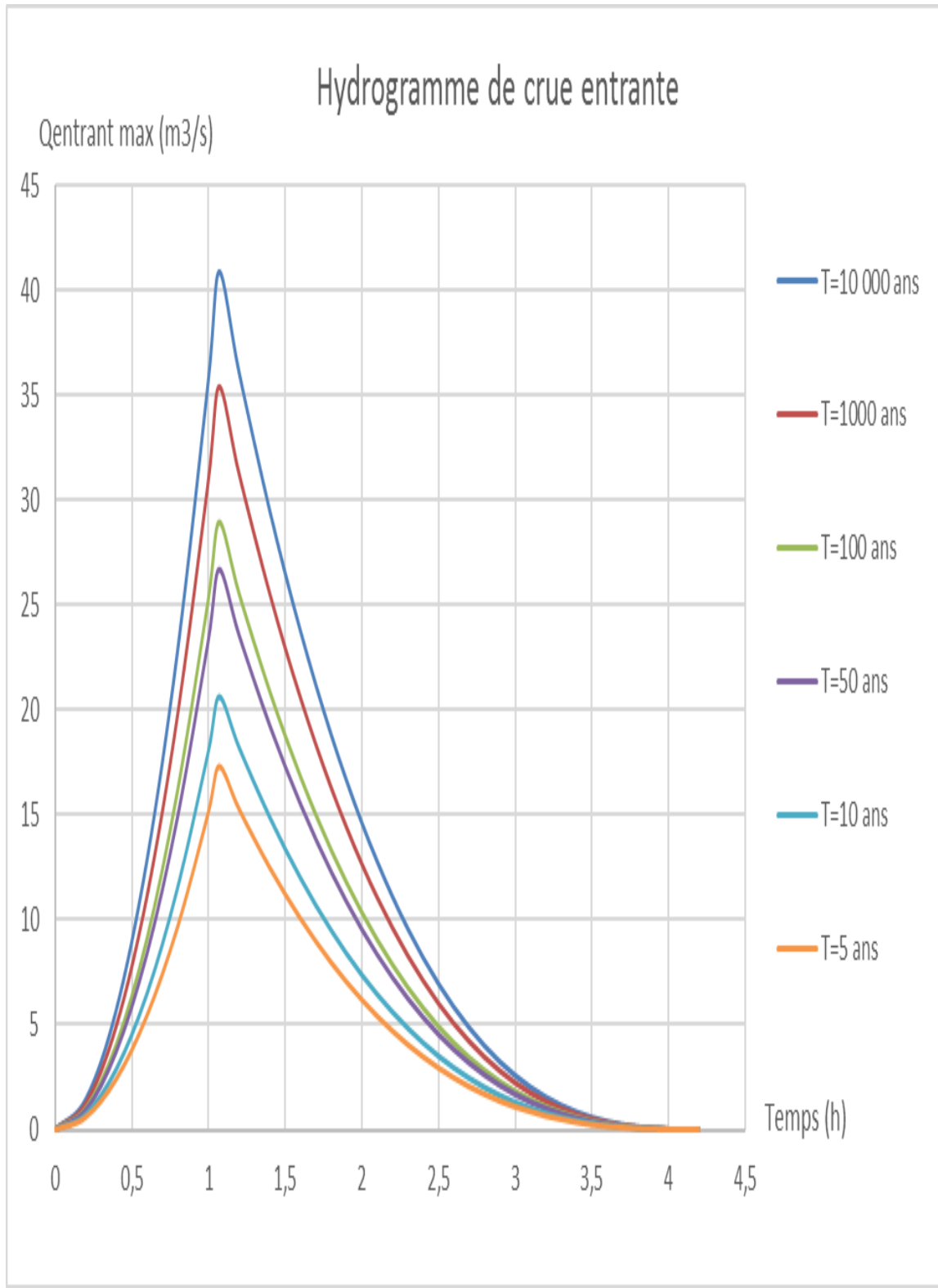


Figure III-16 : Représentation des hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour

III.7.3 Choix de la crue de projet

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

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

Dans ce contexte, on est amené à faire un choix car il est évident qu'on ne pourra jamais protéger un ouvrage contre toutes les crues pouvant survenir, on choisit donc une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité.

Dans notre cas on va opter pour la crue centennale selon la classification du comité national australien des grands barrages (CNAGB) voyant les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), ainsi que la crue centennale est la plus recommandée dans de cas pareils.

D'où :

$$Q_{\max, 1\%} = 28.97 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{Pour 100 ans.}$$

III.8 Régularisation :

La régularisation a pour objectif de déterminer la capacité optimale de la retenue ainsi que le niveau correspondant qui permettent de rendre réguliers les débits d'oued ZEMPLANE, afin de satisfaire les besoins d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible.

Il existe deux types de régularisation :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Pour notre étude, on s'intéresse à la régularisation saisonnière.

Les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- ✓ La répartition mensuelle de l'apport (A 80% Hm^3).
- ✓ La répartition mensuelle de la demande en eau.
- ✓ La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.
- ✓ Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.8.1 Répartition mensuelle de l'apport A80% :

La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III-25 : Répartition mensuelle de l'apport annuel 80%

Mois	Oc t	No v	De c	Ja n	Fe v	Ma r	Av r	Ma i	Jui	Jui l	Ao u	Se p	Anné e
W80 % (Hm^3)	0.02	0.034	0.044	0.040	0.035	0.036	0.032	0.020	0.007	0.003	0.002	0.009	0.287
W80 % (%)	8.25	12.30	15.24	13.80	12.16	12.50	11.50	7.10	2.54	1.12	0.79	3.35	100

III.8.2 Répartition mensuelle de la demande :

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation obtenue auprès de l'ANBT est donnée dans le tableau ci-dessous.

Tableau III-26 : Répartition mensuelle des besoins

Mois	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Année
U80% (Hm3)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.005	0.015	0.044	0.096	0.060	0.015	0.237
U80% (%)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.40	7.19	15.98	43.95	23.29	7.19	100

III.8.3 Courbes « Hauteur-Capacité-Surface » :

Nous allons tracer la courbe des surfaces submergées $S=f(H)$ et la courbe des volumes d'eau dans la cuvette $V=f(H)$. Les surfaces et les hauteurs sont déterminées à l'aide de la carte topographique qui représente la vue en plan du site et de la cuvette.

Les volumes sont calculés à partir de la formule suivante :

$$V_n = V_{n-1} + \Delta V_n = V_{n-1} + \left(\frac{S_{n-1} + S_n}{2} \right) \Delta H \quad (\text{III.56})$$

Et :

$$V_1 = \frac{2}{3} S_1 * H_1 \quad (\text{III.57})$$

Avec :

S_n : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_n (m^2).

S_{n-1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{n-1} (m^2).

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

V_n : Volume d'eau correspondant à la courbe de niveau H_n (m^3).

ΔV_n : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives (m^3).

Dans le tableau ci-dessous, nous présentons les surfaces ainsi que les volumes correspondants à chaque courbe de niveau :

Tableau III-27 : Surfaces submergées et les volumes d'eau

Cote (m)	H (m)	S (m2)	ΔH (m)	V (Mm3)
987	0	0	0	0
989	2	0,01	5	0,01
991	4	0,01	5	0,04
993	6	0,04	5	0,10
995	8	0,06	5	0,21
997	10	0,07	5	0,36
999	12	0,09	5	0,53
1001	14	0,12	5	0,75
1003	16	0,14	5	1,03
1005	18	0,17	5	1,35
1007	20	0,19	5	1,72
1009	22	0,23	5	2,15
1011	24	0,26	5	2,65
1013	26	0,30	5	3,23
1015	28	0,33	5	3,87

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans la Figure suivante :

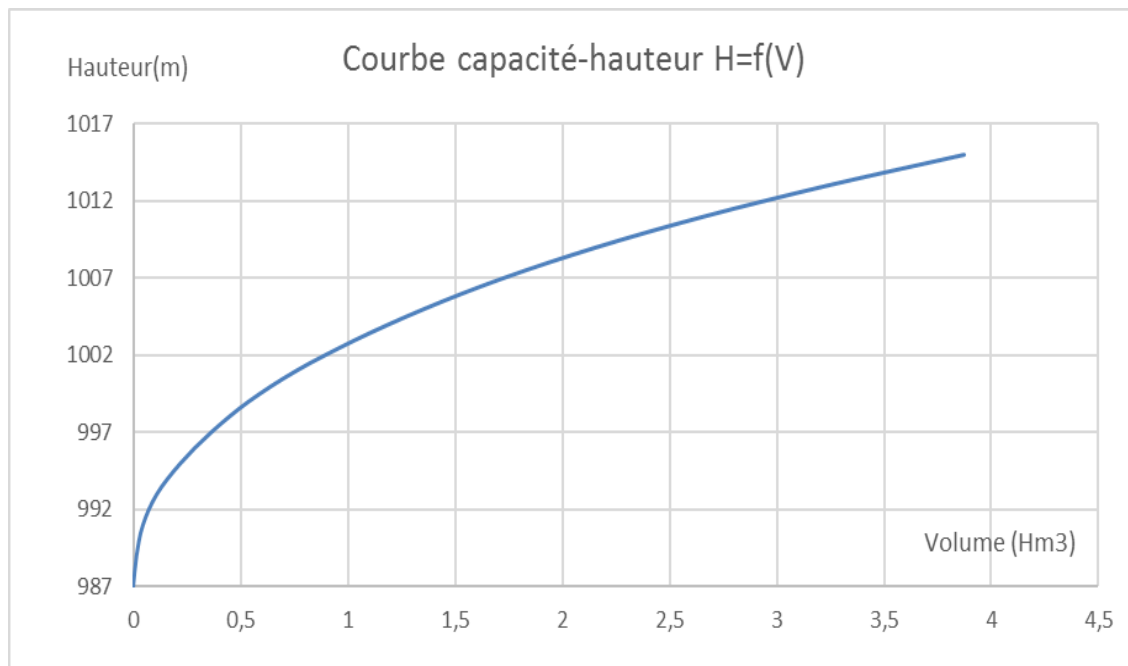


Figure III-17 : Courbe capacité-hauteur

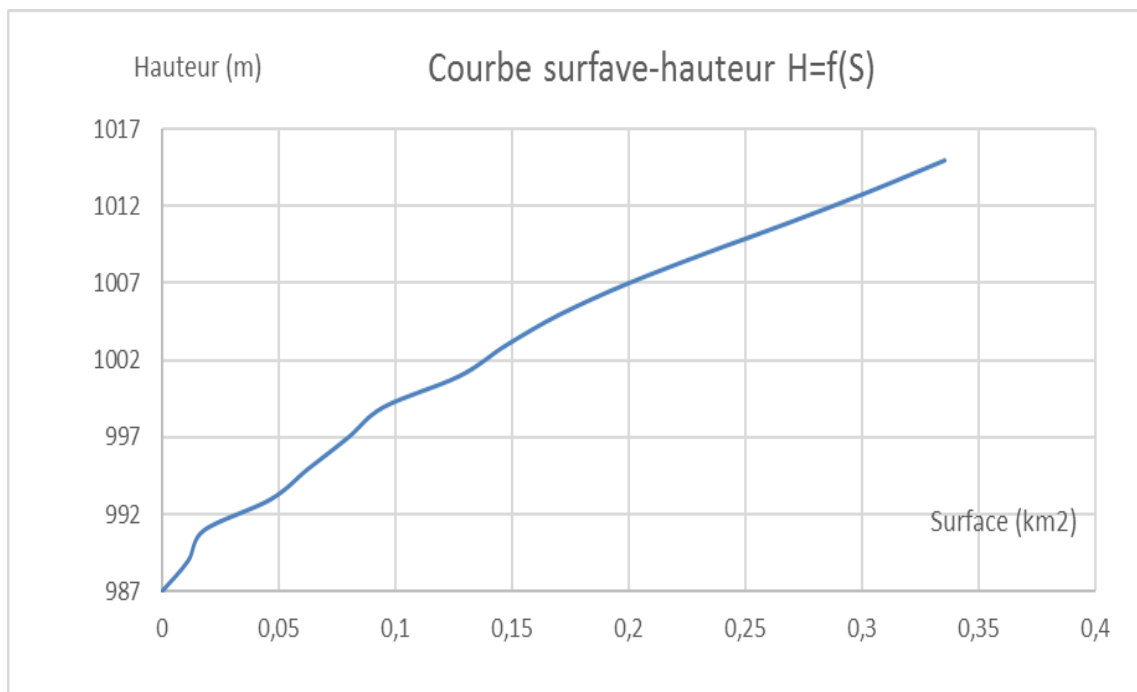


Figure III-18 : Courbe surface-hauteur

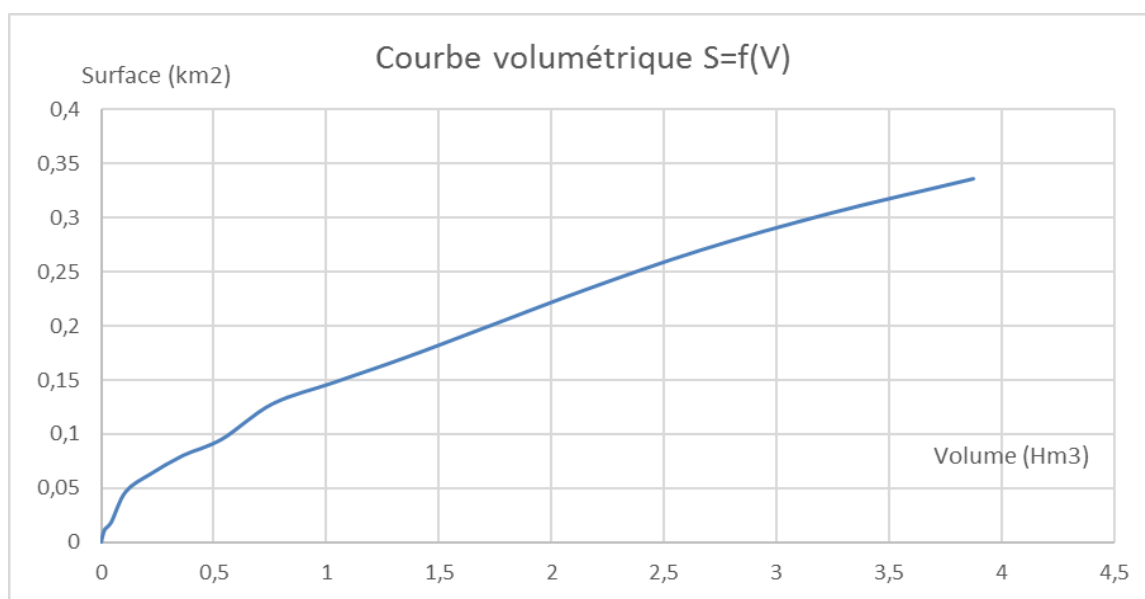


Figure III-19 : Courbe volumétrique

III.8.4 Calcul du volume utile :

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

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

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

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

Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W-U), \quad (\text{III.3})$$

Avec :

- V_{rf} : Volume de remplissage final.
- V_{ri} : Volume de remplissage initial.
- S : Volume excédentaire à évacuer.

▪ Détermination de la période à bonne hydraulicité :

Pour déterminer la période à bonne hydraulicité, on calcule la différence entre les apports mensuels et la consommation mensuelle ; la période à bonne hydraulicité commence à partir du mois où on a la plus grande série des (+). Comme le montre le tableau suivant :

Tableau III-28 : Détermination de la période à bonne hydraulicité

Mois	Jan	Fér	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sép	Oct	Nov	Déc
W_{80%}	0.040	0.035	0.036	0.032	0.020	0.007	0.003	0.002	0.010	0.024	0.035	0.044
U_{80%}	0.000	0.000	0.000	0.005	0.016	0.044	0.096	0.060	0.015	0.000	0.000	0.000
W_{80%}- U₈₀	0.040	0.035	0.036	0.026	0.005	-0.03	-0.09	-0.06	-0.006	0.024	0.035	0.044

D'après ce tableau ; la période de bonne hydraulicité est celle du mois d'Octobre jusqu'au mois de Mai.

III.8.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

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

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

1^{ère} Consigne d'exploitation :

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

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

2^{ème} Consigne d'exploitation :

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers la vidange de fond. Remplir et ensuite restituer au consommateur.

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

Tableau III-29 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Régularisation saisonnière				Première consigne d'exploitation			Deuxième consigne d'exploitation		
Mois	W _{80%}	U _{80%}	W _{80%} - U _{80%}	V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
octobre	23731	0	23731	97873,91	97873,91	0	50411,91	74142,91	-23731
Novembre	34599	0	34599	132472,9	132472,9	0	39543,91	74142,91	-34599
decembre	43821	0	43821	176293,9	267655,9	-91362	30321,91	74142,91	-43821
janvier	39672	0	39672	307327,9	267655,9	39672	34470,91	74142,91	-39672
fevrier	34970	0	34970	302625,9	267655,9	34970	39172,91	74142,91	-34970
mars	35957	0	35957	303612,9	267655,9	35957	200492,9	74142,91	126350
avril	31783	5250	26533	294188,9	267655,9	26533	236449,9	236449,9	0
mai	20423	15750	4673	272328,9	267655,9	4673	262982,9	262982,9	0
juin	7311	44001	-36690	230965,9	230965,9	0	267655,9	267655,9	0
juillet	3243	96250	-93007	137958,9	137958,9	0	230965,9	230965,9	0
aout	2295	60000	-57705	80253,9	80253,91	0	137958,9	137958,9	0
Septembre	9639	15750	-6111	74142,91	74142,91	0	80253,91	80253,91	0
totale		237001	50443			50443	74142,91		-50443

D'après le tableau ci-avant, nous avons les résultats suivants :

- **Le volume excédentaire :**

$$S = W_{80\%} - U_{80\%} = 243956 - 193513 = 50443 \text{ m}^3$$

$$S = 50443 \text{ m}^3$$

$$\text{Et : } V_s = 243956 \text{ m}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 193513 \text{ m}^3 ;$$

$V_s > V_d$ donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

- **Le volume utile :**

$$V_u = V_d = 193513 \text{ m}^3$$

$$\underline{V_u = 193513 \text{ Hm}^3}$$

- **Le volume normal de la retenue :**

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 193513 + 74142,91 = 267655,91 \text{ m}^3$$

$$\underline{V_{\text{NNR}} = 267655,91 \text{ m}^3} \text{ et :}$$

$$\underline{\text{NNR} = 994,97 \text{ m NGA.}}$$

III.8.4.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont de deux sortes :

- ✓ Pertes par évaporation.
- ✓ Pertes par infiltration.

A - Pertes par évaporation :

On a:

$$V_{\text{ep}} = E_s \cdot S_{\text{moy}} \quad (\text{III.58})$$

Avec :

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}), elle est déterminée sur la courbe $S=f(V)$. Cette courbe est représentée sur la figure II.27.

V_{moy} : volume moyen $\left[V_{\text{moy}} = \frac{V_{\text{rf},i} + V_{\text{rf},i+1}}{2} \right]$.

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

B - Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \quad (\text{III.59})$$

Avec :

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

V_{moy} : volume moyen $\left[V_{\text{moy}} = \frac{V_{\text{rf},i} + V_{\text{rf},i+1}}{2} \right]$

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

Tableau III-30 : Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique

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

$$\delta = 0,75\% = 0.0075$$

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau III-31 : Les volumes des pertes dans la retenue

Mois	V_{moy} (Mm ³)	S_{moy} (Mm ²)	Es 10 ⁻³ m	V_{ep} (Mm ³)	V_{inf} (Mm ³)	$\pi = V_{\text{evap}} + V_{\text{inf}}$ (Mm ³)
Oct	84246,48	9826,47	0,08	786,12	860,08	1646,20
Nov	103451,92	9148,75	0,446	4080,34	1151,73	5232,08
Déc	133091,23	7949,02	0,034	270,27	1543,83	1814,10
Jan	171828,97	4606,81	0,025	115,17	2328,10	2443,27
Fév	247973,83	1609,69	0,037	59,56	2869,76	2929,32
Mar	305891,51	1721,34	0,064	110,17	2851,18	2961,35
Avr	301021,08	1972,60	0,072	142,03	2809,00	2951,03
Mai	284858,84	2876,20	0,097	278,99	2652,58	2931,57
Jun	255833,55	4335,74	0,141	611,34	2381,47	2992,81
Jul	187686,20	7171,54	0,17	1219,16	1754,62	2973,79
Aou	111134,09	9415,82	0,073	687,36	1046,06	1733,42
Sep	79582,81	9994,19	0,121	1209,30	771,98	1981,28

Les résultats de la régularisation saisonnière avec pertes sont dans le tableau ci-après.

Tableau III-32 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Régularisation saisonnière						Première consigne			Deuxième consigne		
Mois	W _{80%}	U _{80%}	π	U' _{80%}	W _{80%} - U' _{80%}	V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
octobre	23731,00	0,00	1646,20	1646,20	22084,80	96227,72	96227,72	0,00	52058,12	74142,92	-22084,80
Novembre	34599,00	0,00	5232,08	5232,08	29366,92	125594,64	125594,64	0,00	44775,99	74142,92	-29366,92
decembre	43821,00	0,00	1814,10	1814,10	42006,90	167601,54	167601,54	0,00	32136,02	74142,92	-42006,90
janvier	39672,00	0,00	2521,77	2521,77	37150,23	204751,77	275775,29	- 71023,52	36992,69	74142,92	-37150,23
fevrier	34970,00	0,00	3068,12	3068,12	31901,88	307677,17	275775,29	31901,88	187506,12	74142,92	113363,20
mars	35957,00	0,00	3070,46	3070,46	32886,54	308661,83	275775,29	32886,54	219408,00	219408,00	0,00
avril	31783,00	5250,00	3052,25	8302,25	23480,75	299256,04	275775,29	23480,75	252294,53	252294,53	0,00
mai	20423,00	15750,00	3010,34	18760,34	1662,66	277437,95	277437,95	0,00	275775,29	275775,29	0,00
juin	7311,00	44001,00	3027,74	47028,74	-39717,74	237720,20	237720,20	0,00	277437,95	277437,95	0,00
juillet	3243,00	96250,00	3002,67	99252,67	-96009,67	141710,53	141710,53	0,00	237720,20	237720,20	0,00
aout	2295,00	60000,00	1770,33	61770,33	-59475,33	82235,20	82235,20	0,00	141710,53	141710,53	0,00
Septembre	9639,00	15750,00	1981,28	17731,28	-8092,28	74142,92	74142,92	0,00	82235,20	82235,20	0,00
totale	0,00	237001,00	0,00	237001,00	- 237001,00			17245,65	74142,92		-17245,65

D'après le tableau ci-avant, nous avons les résultats suivants :

- **Le volume excédentaire :**

$$S' = W_{80\%} - U'_{80\%} = 218878,02 - 201632,37 = 17245,65 \text{ m}^3$$

$$S' = 17245,65 \text{ m}^3$$

$$V_s = 218878,02 \text{ m}^3 \text{ et } V_d = 201632,37 \text{ m}^3$$

$V_s > V_d$ donc la retenue fonctionne à un seul temps.

- **Le volume utile :**

$$V'_u = V_d = 201632,37 \text{ m}^3$$

$$V'_u = 201632.37 \text{ m}^3$$

- **Le volume normal de la retenue :**

Le volume normal de la retenue sera :

$$V'_{\text{NNR}} = V'_u + V_m = 201632.37 + 74142.91 = 275775.28 \text{ m}^3$$

$$V'_{\text{NNR}} = 275775.28 \text{ m}^3$$

$$\text{NNR} = 995.12 \text{ m NGA.}$$

C- Estimation de l'erreur :

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation ,pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante : ($2\% < \varepsilon < 5\%$)

Si cette condition ($2\% < \varepsilon < 5\%$) n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

On a:

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V'_u} \cdot 100 \quad (\text{III.60})$$

AN: $\varepsilon = \frac{201632.37 - 193513}{201632.37} * 100 = 4,02$ $\varepsilon = 4.02 < 5\%$ donc la condition est vérifiée.

Donc on prend :

$$V_u = 0.201 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 0.276 \text{ Mm}^3$$

III.9 Laminage des crues

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

$$Q dt = q \cdot dt + S \cdot dt \quad (\text{III.61})$$

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 :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \quad (\text{III.62})$$

D'où :

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

Il existe plusieurs procédés de calcul, nous citons :

1. Méthode de Muskingum.
2. Méthode Step by step.
3. Méthode graphique.
4. Méthode de Kotecherine.
5. Méthode de Hidenblat.

III.9.1 Méthode de Muskingum :

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2 , l'équation précédente s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I \cdot dt - \int_{t_1}^{t_2} O \cdot dt \quad (\text{III.63})$$

Pour un petit intervalle de temps $\Delta t = t_2 - t_1$, on peut écrire :

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t \quad (\text{III.64})$$

La résolution du problème consiste à déterminer O_1 et O_2 , connaissant I_1 et I_2 . L'équation ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emmagasinement pour déterminer S_1 et S_2 .

III.9.1.1 Principe de la méthode de solution

Le laminage à travers un réservoir est dû à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond, à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage- déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la hauteur d'eau.

C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé.

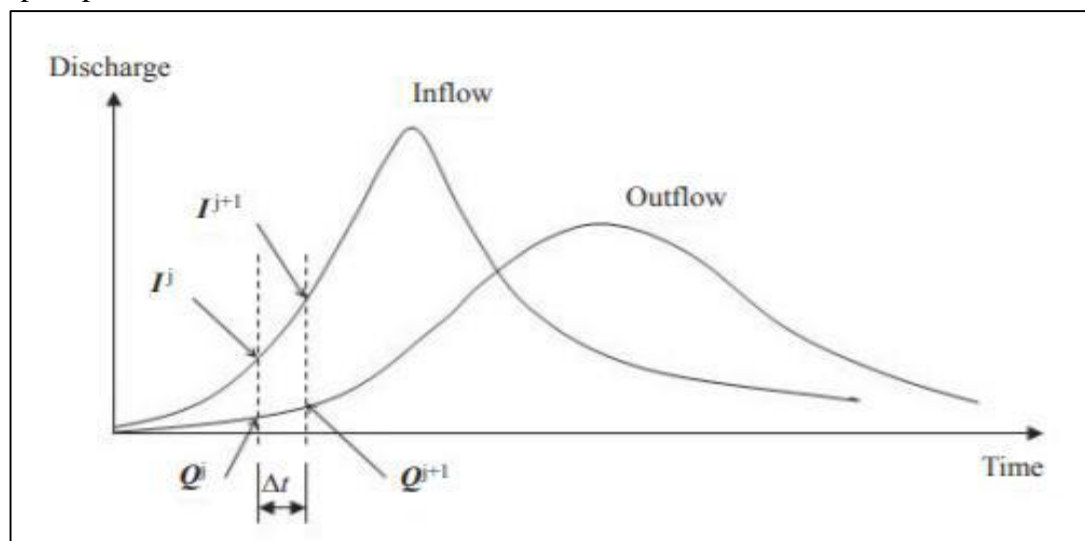


Figure III-20 : Représentation graphique de l'hydrogramme d'entrée et de sortie (Balaz et al ,2010)

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation III.31 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2 O_1 \quad (\text{III.65})$$

S_1 et O_1 sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, S_1 et O_1 sont connus à cause de la récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

La question qui se pose est : comment calculer le débit de sortie O_2 à partir de la quantité connue $[2S_2 / \Delta t + O_2]$?

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique $2sDt + O = f(O)$.

Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

Comme il sera démontré dans les deux prochains paragraphes, le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. On se donne arbitrairement un certain nombre de valeurs de h pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue et on construit le tableau suivant :

h_1	S_1	O_1	$2S_1 / \Delta t + O_1$
h_2	S_2	O_2	$2S_2 / \Delta t + O_2$
h_3	S_3	O_3	$2S_3 / \Delta t + O_3$
...
h_n	S_n	O_n	$2S_n / \Delta t + O_n$

Figure III-21 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée :
 $f(O) = 2S\Delta t + O$.

III.9.1.2 Calcul du débit de sortie

Il y a plusieurs types d'évacuation de l'eau des réservoirs. Globalement, on peut pratiquement tous les intégrer dans l'une ou l'autre des deux familles suivantes :

- 1) Evacuation à surface libre par un déversoir (figure III.19). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme

$$Q = C B H^{\frac{2}{3}}(h - z)^{2/3} \quad (\text{III.66})$$

Avec :

C : une constante qui tient compte de la forme du déversoir

B : est la largeur de déversoir

H : est la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir.

h : est la profondeur d'eau en amont du déversoir.

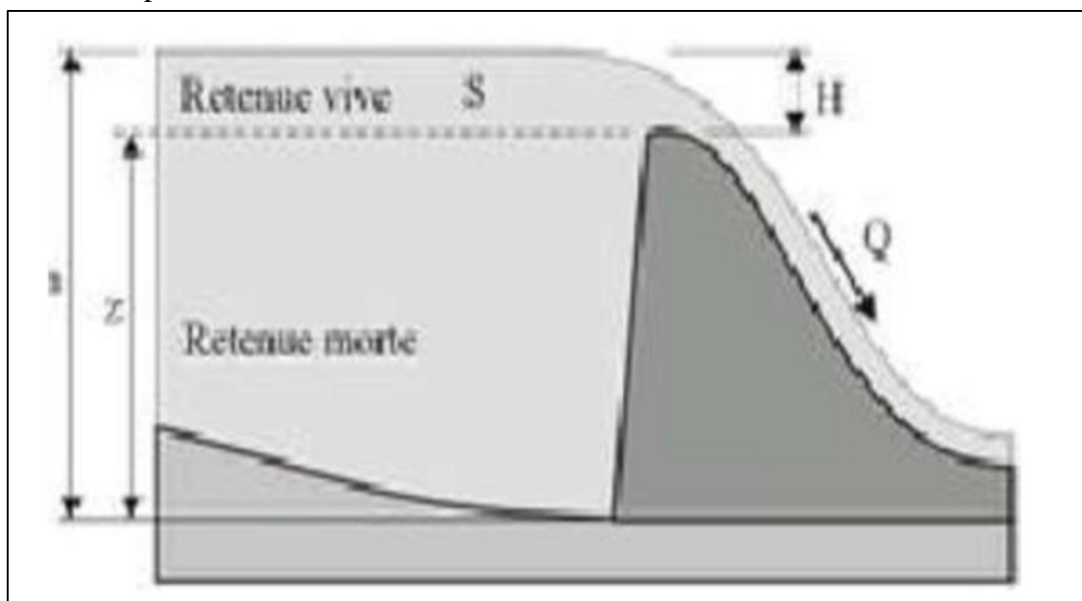


Figure III-22 : Evacuateur à surface libre

- 2) Evacuation par le fond à travers une vanne ou un orifice le débit se calcule alors par une relation de la forme :

$$Q = m A \sqrt{2gh} \quad (\text{III.67})$$

Avec :

m : constante de débit ;

A : section d'écoulement

h : hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

III.9.1.3 Calcul du volume stocké

Quand la section A du réservoir est constante, le calcul du volume stocké S pour une profondeur h donnée se fait à l'aide de la formule simple suivante :

$$S = A \cdot h \quad (\text{III.68})$$

Ceci est le cas pour certains bassins de rétention artificiels construits en milieu urbain.

Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales. Les courbes d'emmagasinement se présentent alors sous la forme :

$$S = a_0 + a_1 h + a_2 h^2 + a_3 h^3 + \dots + a_n h^n \tag{III.69}$$

Les coefficients a_1, a_2, a_3, a_n qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.

Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h permet de déterminer le volume stocké.

III.9.1.4 Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir $b=4$ m

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q = m b \sqrt{2g} H^{2/3} \tag{III.70}$$

Pour $b=4$ m et $m = 0.49$: $Q = 8.68 H^{3/2}$

La courbe surface - hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire avec un coefficient de corrélation $r^2 = 1$ entre les altitudes 995.12 m NGA et 997.52 m NGA.

$$S(m^2) = 0.0123 * H - 12.207$$

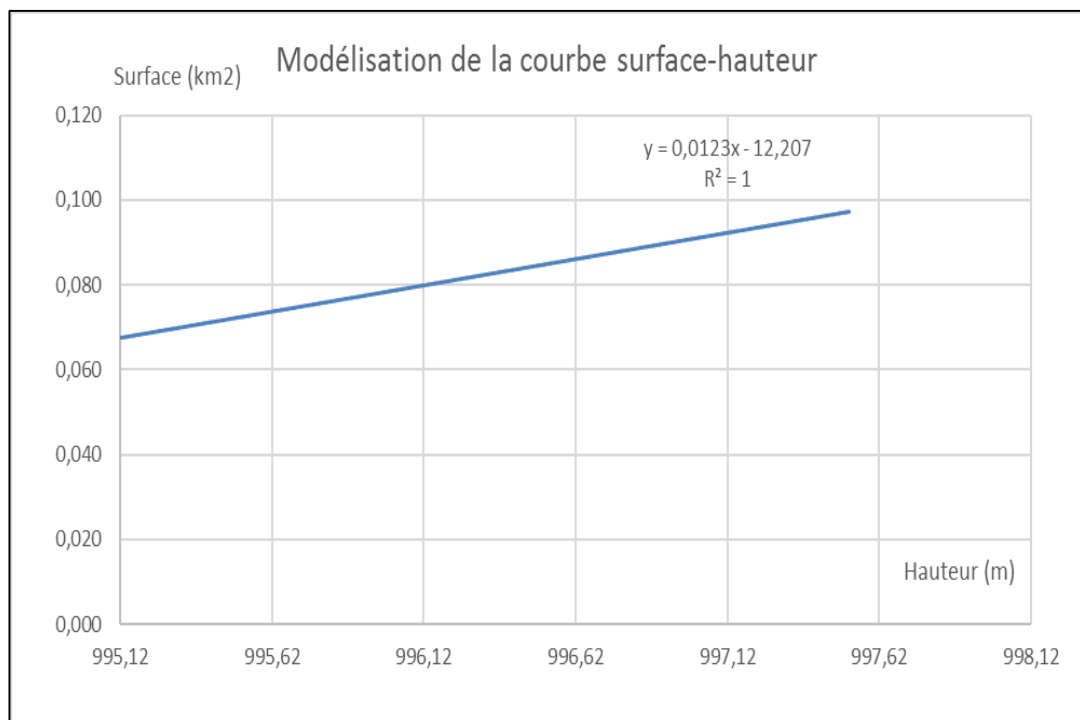


Figure III-23 : Modélisation de la courbe surface-hauteur

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique de la cuvette

$$f(Q) = (2S/At + Q_s) \tag{III.71}$$

Initialement le débit de sortie $Q_s = 0$ m³/s et la hauteur $H = 0$ m, le volume stocké $V_s = 0$ m³. La valeur maximale du débit d'entrée $Q_e = 28.97$ m³/s nous donne la plage à couvrir avec la variable H : $Q = 8.68 H^{3/2}$, soit $H_{max} = 2.23$ m.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III-33 : Calcul de la courbe caractéristique de la cuvette

H (m)	Cote (m)	A (km2)	S(m3)*10^6	O(m3/s)	2S/Dt+O
0,00	995,12	0,068	0,00	0,00	0,00
0,20	995,32	0,070	0,01	0,78	39,71
0,40	995,52	0,073	0,03	2,20	82,81
0,60	995,72	0,075	0,05	4,03	129,07
0,80	995,92	0,077	0,06	6,21	178,41
1,00	996,12	0,080	0,08	8,68	230,78
1,20	996,32	0,082	0,10	11,41	286,16
1,40	996,52	0,085	0,12	14,38	344,51
1,60	996,72	0,087	0,14	17,57	405,82
1,80	996,92	0,090	0,16	20,97	470,09
2,00	997,12	0,092	0,18	24,56	537,28
2,20	997,32	0,095	0,21	28,33	607,41
2,40	997,52	0,097	0,23	32,28	680,45

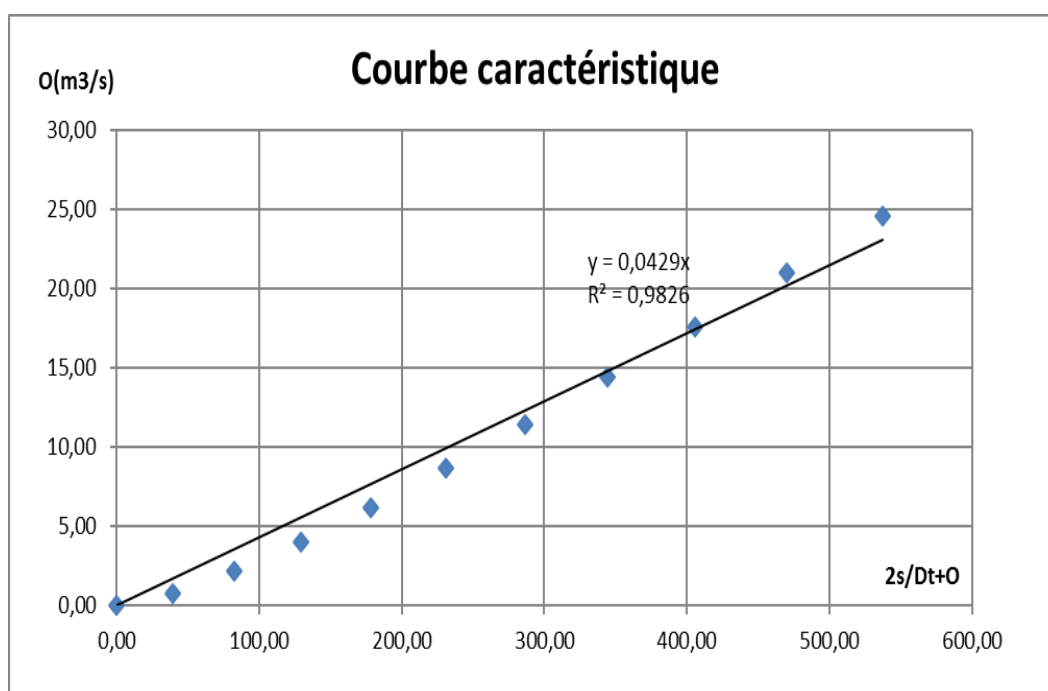


Figure III-24 : Courbe caractéristique de la cuvette

En utilisant la courbe caractéristique de la cuvette et l'équation :

$$2S2\Delta t + O2 = I1 + I2 + 2S1\Delta t + O1 - 2O1 \tag{III.72}$$

Tableau III-34 : Calcul de l'hydrogramme laminé

T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)- 2O	O
0	0	0	0	0	0
0,2	1,01	1,012464202	1,01	0,92	0,04
0,4	4,04	5,06	5,98	5,47	0,25
0,6	9,11	13,16	18,63	17,03	0,79
0,8	16,19	25,31	42,34	38,71	1,81
1	25,31	41,51	80,22	73,34	3,44
1,07	28,97	54,29	127,63	116,68	5,47
1,2	25,59	54,57	171,26	156,56	7,34
1,4	20,92	46,52	203,09	185,66	8,71
1,6	16,86	37,79	223,46	204,29	9,58
1,8	13,36	30,22	234,51	214,39	10,06
2	10,38	23,74	238,14	217,71	10,21
2,2	7,88	18,26	235,98	215,73	10,12
2,4	5,82	13,70	229,43	209,75	9,84
2,6	4,15	9,97	219,72	200,87	9,42
2,8	2,84	6,99	207,87	190,03	8,91
3	1,83	4,67	194,71	178,00	8,35
3,2	1,10	2,94	180,94	165,42	7,76
3,4	0,59	1,70	167,12	152,78	7,16
3,6	0,27	0,87	153,65	140,47	6,591
3,8	0,09	0,37	140,84	128,76	6,04
4	0,01	0,11	128,87	117,81	5,52
4,2	0,00	0,01	117,83	107,72	5,055
4,4	0	0,0004	107,72	98,48	4,62
4,6	0	0	98,48	90,03	4,22
4,8	0	0	90,03	82,31	3,86
5	0	0	82,31	75,24	3,53
5,2	0	0	75,24	68,79	3,22
5,4	0	0	68,79	62,88	2,95
5,6	0	0	62,88	57,49	2,69
5,8	0	0	57,49	52,56	2,46
6	0	0	52,56	48,05	2,25
6,2	0	0	48,05	43,92	2,06
6,4	0	0	43,92	40,15	1,88
6,6	0	0	40,15	36,71	1,72
6,8	0	0	36,71	33,56	1,57
7	0	0	33,56	30,68	1,43
7,2	0	0	30,68	28,05	1,31
7,4	0	0	28,05	25,64	1,20
7,6	0	0	25,64	23,44	1,10
7,8	0	0	23,44	21,43	1,00
8	0	0	21,43	19,59	0,91
8,2	0	0	19,59	17,91	0,84
8,4	0	0	17,91	16,37	0,76
8,6	0	0	16,37	14,97	0,70
8,8	0	0	14,97	13,68	0,64
9	0	0	13,68	12,51	0,58
9,2	0	0	12,51	11,43	0,53
9,4	0	0	11,43	10,45	0,49
9,6	0	0	10,45	9,55	0,44
9,8	0	0	9,55	8,73	0,41
10	0	0	8,73	7,98	0,374

Le calcul de l'hydrogramme laminé pour les différentes largeurs b est donné dans le **Tableau (III .36)**

Tableau III-35 : Hydrogramme laminé pour les différentes largeurs b

Hydrogramme de sortie:			Différentes largeur											
			b=15	b=14	b=13	b=12	b=11	b=10	b=9	b=8	b=7	b=6	b=5	b=4
T(h)	I	I1+I2	O	O	O	O	O	O	O	O	O	O	O	O
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	1,01	1,01	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	0,04
0,4	4,05	5,06	0,83	0,79	0,74	0,69	0,64	0,59	0,54	0,49	0,43	0,37	0,32	0,26
0,6	9,11	13,16	2,49	2,36	2,23	2,09	1,95	1,80	1,65	1,49	1,33	1,16	0,98	0,80
0,8	16,20	25,31	5,42	5,15	4,88	4,60	4,30	3,99	3,66	3,33	2,97	2,61	2,22	1,82
1	25,31	41,51	9,83	9,39	8,92	8,43	7,91	7,37	6,79	6,20	5,56	4,89	4,19	3,44
1,07	28,98	54,29	14,82	14,21	13,56	12,87	12,14	11,36	10,52	9,64	8,70	7,70	6,63	5,48
1,2	25,60	54,58	18,41	17,76	17,05	16,29	15,46	14,57	13,59	12,55	11,40	10,17	8,82	7,35
1,4	20,93	46,53	19,81	19,25	18,63	17,94	17,18	16,32	15,37	14,31	13,13	11,82	10,36	8,71
1,6	16,86	37,79	19,55	19,16	18,70	18,17	17,55	16,84	16,01	15,07	13,96	12,71	11,26	9,59
1,8	13,36	30,23	18,27	18,06	17,79	17,44	17,02	16,49	15,85	15,07	14,13	13,01	11,67	10,06
2	10,38	23,75	16,43	16,38	16,28	16,12	15,89	15,56	15,12	14,55	13,80	12,87	11,69	10,22
2,2	7,88	18,27	14,33	14,41	14,46	14,47	14,41	14,27	14,02	13,66	13,12	12,40	11,42	10,12
2,4	5,82	13,71	12,17	12,36	12,53	12,66	12,75	12,77	12,71	12,54	12,21	11,70	10,94	9,84
2,6	4,15	9,98	10,10	10,36	10,61	10,84	11,04	11,20	11,30	11,29	11,16	10,85	10,30	9,43
2,8	2,84	6,99	8,20	8,50	8,80	9,10	9,39	9,65	9,87	10,01	10,05	9,93	9,58	8,92
3	1,84	4,68	6,51	6,83	7,16	7,50	7,84	8,18	8,49	8,75	8,93	8,97	8,81	8,35
3,2	1,10	2,94	5,06	5,37	5,71	6,07	6,44	6,82	7,20	7,55	7,84	8,03	8,03	7,76
3,4	0,60	1,70	3,85	4,15	4,47	4,83	5,21	5,62	6,04	6,45	6,83	7,12	7,27	7,17
3,6	0,28	0,87	2,87	3,14	3,45	3,79	4,16	4,57	5,01	5,46	5,90	6,28	6,54	6,59
3,8	0,10	0,37	2,09	2,34	2,62	2,93	3,29	3,69	4,13	4,59	5,07	5,51	5,87	6,04
4	0,02	0,12	1,51	1,72	1,97	2,25	2,58	2,96	3,38	3,84	4,34	4,82	5,25	5,53
4,2	0,00	0,02	1,08	1,25	1,47	1,72	2,02	2,36	2,76	3,21	3,71	4,22	4,70	5,06
4,4	0,00	0,00	0,77	0,91	1,09	1,31	1,57	1,89	2,26	2,68	3,17	3,69	4,20	4,62
4,6	0,00	0,00	0,55	0,67	0,82	1,00	1,23	1,51	1,84	2,24	2,71	3,22	3,75	4,23
4,8	0,00	0,00	0,39	0,49	0,61	0,76	0,96	1,20	1,51	1,87	2,31	2,82	3,35	3,86

Tableau III-37 : Suite

Hydrogramme de sortie:			b=15	b=14	b=13	b=12	b=11	b=10	b=9	b=8	b=7	b=6	b=5	b=4
T(h)	I	I1+I2	O	O	O	O	O	O	O	O	O	O	O	O
5	0,00	0,00	0,28	0,35	0,45	0,58	0,75	0,96	1,23	1,56	1,98	2,46	3,00	3,53
5,2	0,00	0,00	0,20	0,26	0,34	0,44	0,58	0,77	1,01	1,31	1,69	2,15	2,68	3,23
5,4	0,00	0,00	0,14	0,19	0,25	0,34	0,46	0,61	0,82	1,09	1,44	1,88	2,39	2,95
5,6	0,00	0,00	0,10	0,14	0,19	0,26	0,36	0,49	0,67	0,91	1,23	1,64	2,14	2,70
5,8	0,00	0,00	0,07	0,10	0,14	0,20	0,28	0,39	0,55	0,76	1,06	1,44	1,91	2,47
6	0,00	0,00	0,05	0,07	0,10	0,15	0,22	0,31	0,45	0,64	0,90	1,26	1,71	2,25
6,2	0,00	0,00	0,04	0,05	0,08	0,11	0,17	0,25	0,37	0,53	0,77	1,10	1,53	2,06
6,4	0,00	0,00	0,03	0,04	0,06	0,09	0,13	0,20	0,30	0,44	0,66	0,96	1,37	1,88
6,6	0,00	0,00	0,02	0,03	0,04	0,07	0,10	0,16	0,24	0,37	0,56	0,84	1,22	1,72
6,8	0,00	0,00	0,01	0,02	0,03	0,05	0,08	0,13	0,20	0,31	0,48	0,73	1,09	1,58
7	0,00	0,00	0,01	0,01	0,02	0,04	0,06	0,10	0,16	0,26	0,41	0,64	0,98	1,44
7,2	0,00	0,00	0,01	0,01	0,02	0,03	0,05	0,08	0,13	0,22	0,35	0,56	0,87	1,32
7,4	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,02	0,04	0,06	0,11	0,18	0,30	0,49	0,78	1,20
7,6	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,02	0,03	0,05	0,09	0,15	0,26	0,43	0,70	1,10
7,8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,02	0,04	0,07	0,13	0,22	0,37	0,62	1,01
8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,02	0,03	0,06	0,11	0,19	0,33	0,56	0,92
8,2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,03	0,05	0,09	0,16	0,29	0,50	0,84
8,4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,02	0,04	0,07	0,14	0,25	0,44	0,77
8,6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,03	0,06	0,12	0,22	0,40	0,70
8,8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,03	0,05	0,10	0,19	0,35	0,64
9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,02	0,04	0,09	0,17	0,32	0,59
9,2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,04	0,07	0,15	0,28	0,54
9,4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,03	0,06	0,13	0,25	0,49
9,6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,03	0,05	0,11	0,23	0,45
9,8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,05	0,10	0,20	0,41
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,04	0,08	0,18	0,37

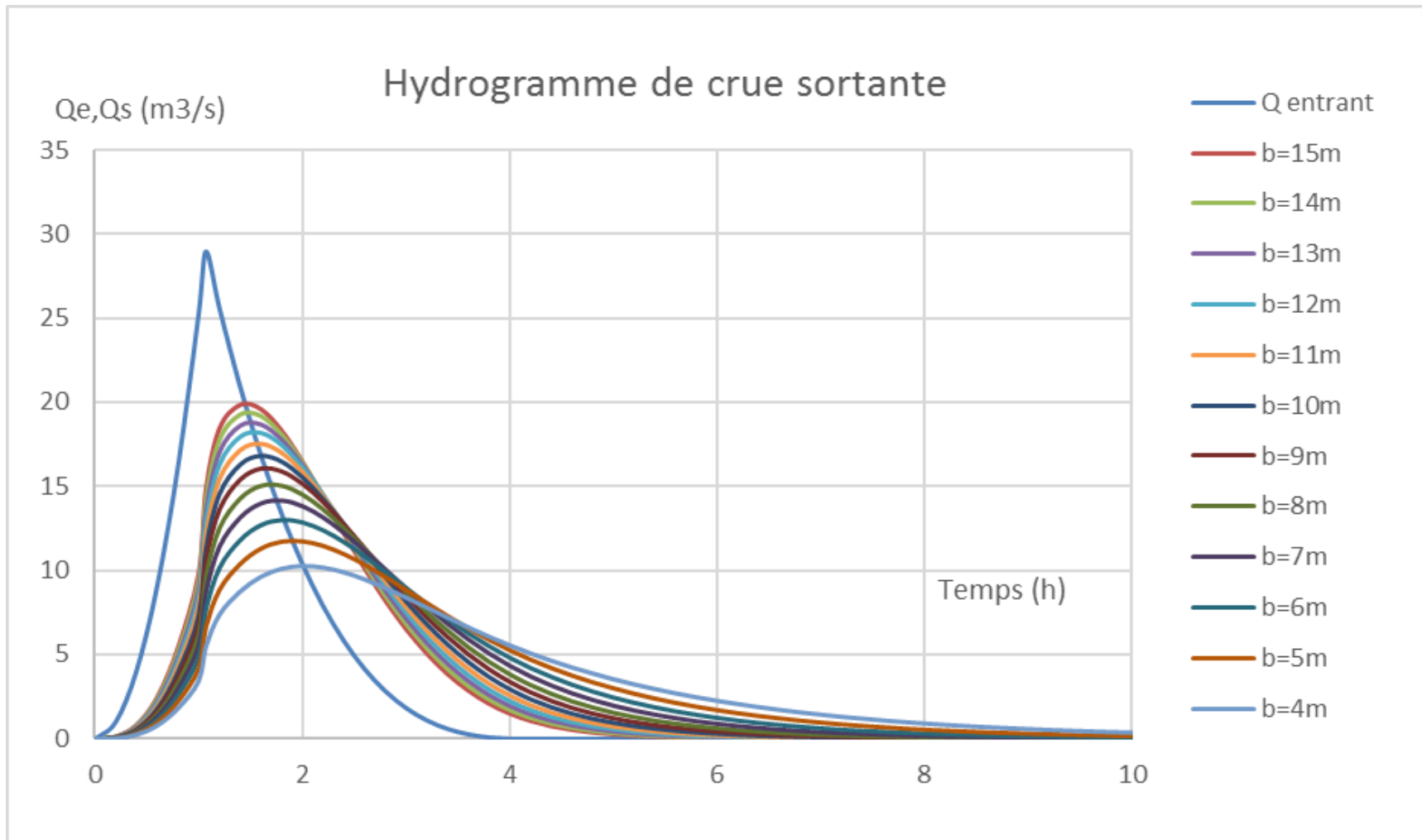


Figure III-25 : Hydrogramme d'entrée et de sortie

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le tableau ci-après, sachant que le volume forcé est déterminé à partir de la modélisation de la courbe capacité-hauteur de la retenue de la cote 995m NGA jusqu'à 997m NGA et qui est représentée dans la figure suivante.

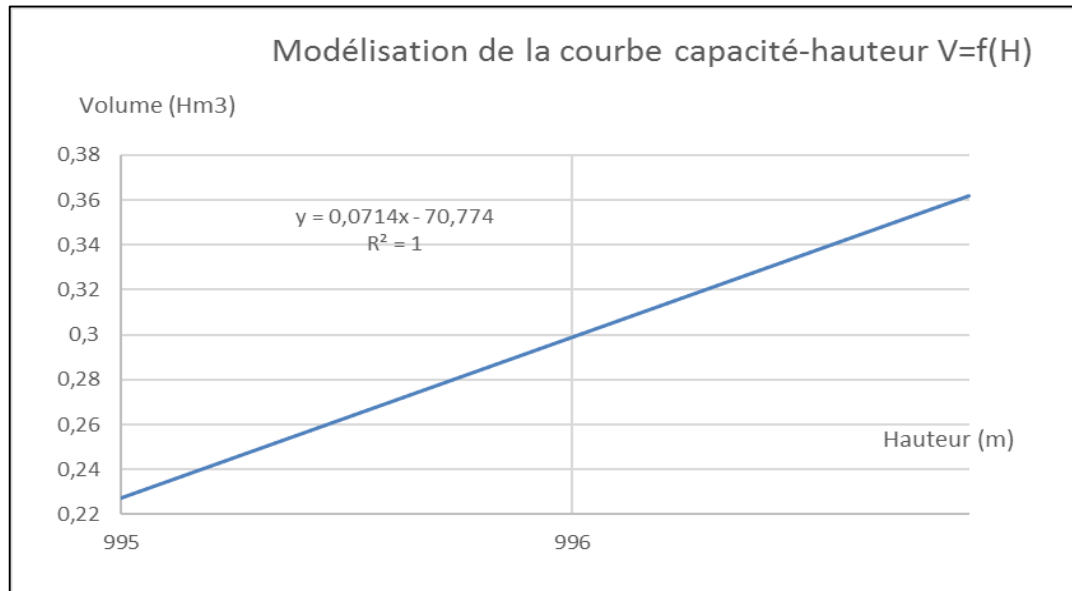


Figure III-26 : Modélisation de la courbe capacité-hauteur

Tableau III-36 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de MUSKINGUM

B (m)	Hdév (m)	NPHE (m)	q (m3/s)	V(NPHE) Hm3	Vforcé Hm3	Fa(%)
4	10,22	996,23	11,16	0,35	0,08	35,28
5	11,7	996,17	12,34	0,35	0,07	40,39
6	13,01	996,11	12,32	0,34	0,07	44,91
7	14,13	996,07	14,12	0,34	0,06	48,77
8	15,07	996,03	14,78	0,34	0,06	52,02
9	16,01	995,98	15,36	0,33	0,06	55,26
10	16,84	995,96	15,86	0,33	0,06	58,13
11	17,55	995,93	16,26	0,33	0,05	60,58
12	18,16	995,91	16,58	0,33	0,05	62,69
13	18,7	995,88	17,01	0,33	0,05	64,55
14	19,25	995,86	17,3	0,33	0,05	66,45
15	19,8	995,84	17,55	0,32	0,05	68,35

III.10 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.10.1 Calcul de la revanche

➤ **Formule de Stevenson Gaillard**

$$R = 0.75 * H * \frac{V^2}{2 * g} \quad (\text{III.73})$$

Et :

$$H = 0.75 + 0.34 * \sqrt{F} - 0.26 \sqrt[4]{F} \quad (\text{III.74})$$

Avec :

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s). $V = 1.5 + 2H$

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment en direction du barrage appelée Fetch et doit être inférieure à 18 kilomètre ($F = 0.5 \text{ km}$)

➤ **Formule de Mallet et Pacquant**

$$H = 0.5 + 0.33 \times \sqrt{F} \quad (\text{III.75})$$

➤ **Formule de Molitor**

$$H = 0.75 + 0.032 \times (U \times F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25} \quad (\text{III.76})$$

Avec :

U : (vitesse du vent) = 18.8 km/h

Tableau III-37 : Récapitulatif des résultats

Formule	H(m)	V (m/s)	R(m)
F. Stevenson Gaillard	0.735	2.970	1.001
F. MALLET et PACQUANT	0.336	2.825	0.904
F. Molitor	0.636	2.772	0.869
F. Simplifiée	-	-	1.148
La moyenne	-	-	0.98

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1 m à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur, et pour notre cas on opte une valeur de $R=2.00 \text{ m}$ par mesure de sécurité.

III.10.2 Largeur en crête

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

➤ **Formule de Knapen**

$$b_{cr} = 1.65 * \sqrt{H_b} \quad (III.78)$$

➤ **Formule de Preece**

$$b_{cr} = (1.1 * \sqrt{H_b}) + 1 \quad (III.79)$$

➤ **Formule Simplifié**

$$b_{cr} = 3.60 * \sqrt[3]{H_b} - 3 \quad (III.80)$$

➤ **Formule pratique**

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \quad (III.81)$$

Et :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \quad (III.82)$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage (m)

Pour les retenues collinaires de faible hauteur, la valeur du tassement est prise généralement (0,5 - 1,5) % de la hauteur de la retenue collinaire.

Mais dans notre cas, et par mesure de sécurité toujours, nous allons prendre $t=0.5m$.

Les résultats de calcul selon les différentes méthodes sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-38 : Largeurs en crête

b	Hd	Hb	Largeur en crete de la digue Bcr				
			Knappen	preece	simplifiée	Pratique	moyenne
4	1,11	11,73	5,65	4,76	5,17	5,70	5,3
5	1,05	11,67	5,63	4,75	5,16	5,69	5,31
6	0,99	11,61	5,62	4,74	5,15	5,67	5,30
7	0,95	11,57	5,61	4,74	5,14	5,66	5,29
8	0,91	11,53	5,60	4,73	5,13	5,65	5,28
9	0,86	11,48	5,59	4,72	5,12	5,64	5,27
10	0,84	11,46	5,58	4,72	5,11	5,64	5,26
11	0,81	11,43	5,57	4,718	5,10	5,63	5,26
12	0,79	11,41	5,57	4,71	5,10	5,62	5,25
13	0,76	11,38	5,56	4,710	5,09	5,62	5,24
14	0,74	11,36	5,561	4,707	5,09	5,61	5,24
15	0,72	11,34	5,55	4,70	5,08	5,61	5,24

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{cr} = 6$ m

III.10.3 Calcul du volume et du coût de la digue

Tout d'abord, nous calculons le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$V_b = \sum V_i \quad (\text{III.83})$$

Avec

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * L_i \quad (\text{III.84})$$

Tel :

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} H_i \quad (\text{III.85})$$

Tel que :

$$B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b \quad (\text{III.86})$$

Avec :

B_i : Largeur de base,

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i .

$$H_i = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \quad (\text{III.87})$$

Avec :

R : Revanches-en (m).

t : Tassement en (m).

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

Tableau III-39 : Calcul du cout de la digue

B(m)	Vb(m3)	cout (DA)
4	50986,88	45888198,41
5	51221,31	46099185,41
6	51445,49	46300946,51
7	51892,31	46703080,91
8	52331,17	47098054,91
9	52644,13	47379720,6
10	53303,82	47973438,45
11	53839,17	48455259,41
12	54488,79	49039912,01
13	55012,22	49511003,85
14	55651,76	50086591,2
15	56286,77	50658093,45

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval nous avons pris respectivement $m_1=2.5$ et $m_2=3$, et le prix du mètre cube du remblai est estimé à 900 DA d'après le bureau d'étude.

III.10.4 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement, puisque la lame déversante épouse toujours le profil.

La section transversale du déversoir est obtenue à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 * \left(\frac{Y}{H}\right)^{1.80} \quad (\text{III.88})$$

Avec :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot L \quad (\text{III.89})$$

Avec :

S : Section transversale (m^2).

L : Largeur déversant (m).

Selon l'ANBT, le mètre cube du béton vaut 35000 DA

Tableau III-40 : Calculs du cout du déversoir pour différentes largeurs

B (m)	hdév (m)	Section de profil (m ²)	Volume du déversoir (m ³)	Coûts (DA)
4	1,11	5,8	23,2	812000
5	1,05	5	25	875000
6	0,99	3	18	630000
7	0,95	2,9	20,3	710500
8	0,91	2,8	22,4	784000
9	0,86	2,5	22,5	787500
10	0,84	2,3	23	805000
11	0,81	2,1	23,1	808500
12	0,79	2	24	840000
13	0,76	1,95	25,35	887250
14	0,74	1,9	26,6	931000
15	0,72	1,85	27,75	971250

III.10.5 Coût du coursier

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire afin d'assurer les bonnes conditions d'écoulement.

La longueur approximative du coursier est de 46 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton du coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} * L_{\text{béton}} \quad (\text{III.90})$$

La largeur du coursier est donnée par :

$$bcou = (Qe \max)^{0.4} \quad (\text{III.91})$$

Tableau III-41 : Couts du coursier pour différentes largeurs déversant

Largeur déversante (m)	Débit déversant (m ³ /s)	Largeur Du coursier (m)	Section du coursier (m ²)	Volume du béton (m ³ /s)	Coûts (DA)
4	10,22	2,53	3,20	147,35	5157549,49
5	11,7	2,67	3,24	149,45	5230931,31
6	13,01	2,79	3,28	151,18	5291477,32
7	14,13	2,88	3,31	152,50	5337572,82
8	15,07	2,95	3,33	153,46	5371117,96
9	16,01	3,03	3,35	154,51	5407997,97
10	16,84	3,09	3,37	155,37	5438037,57
11	17,55	3,14	3,39	156,01	5460698,12
12	18,16	3,18	3,40	156,50	5477770,41
13	18,7	3,22	3,41	156,90	5491549,26
14	19,25	3,26	3,42	157,36	5507641,54
15	19,8	3,30	3,43	157,85	5524934,48

Tableau III-42 : Récapitulatif des prix totaux pour différentes largeurs

Largeurs déversants (m)	Coût total			
	Coût de la digue (DA)	Coût de l'évacuateur de crue (DA)		Coût total (DA)
		Déversoir	Coursier	
4	46615811,4	812000	5157549,49	52585360,89
5	46411432,65	875000	5230931,31	52517363,97
6	46562049,03	630000	5291477,32	52483526,35
7	46703080,91	710500	5337572,82	52751153,74
8	46887170,51	784000	5371117,96	53042288,48
9	47273698,91	787500	5407997,97	53469196,88
10	47653066,91	805000	5438037,57	53896104,48
11	48025274,51	808500	5460698,12	54294472,63
12	48498271,2	840000	5477770,41	54816041,62
13	48965518,91	887250	5491549,26	55344318,18
14	49536631,01	931000	5507641,54	55975272,56
15	49993149,6	971250	5524934,48	56489334,08

A partir de la courbe d'optimisation représentée par la **Figure (III.23)**

- La largeur déversante donnant le coût minimum est 6 m.
- $q = 13.01 \text{ m}^3/\text{s}$
- $h_{\text{dév}} = 0.99 \text{ m}$
- La hauteur du barrage est : $H_b = 12 \text{ m}$

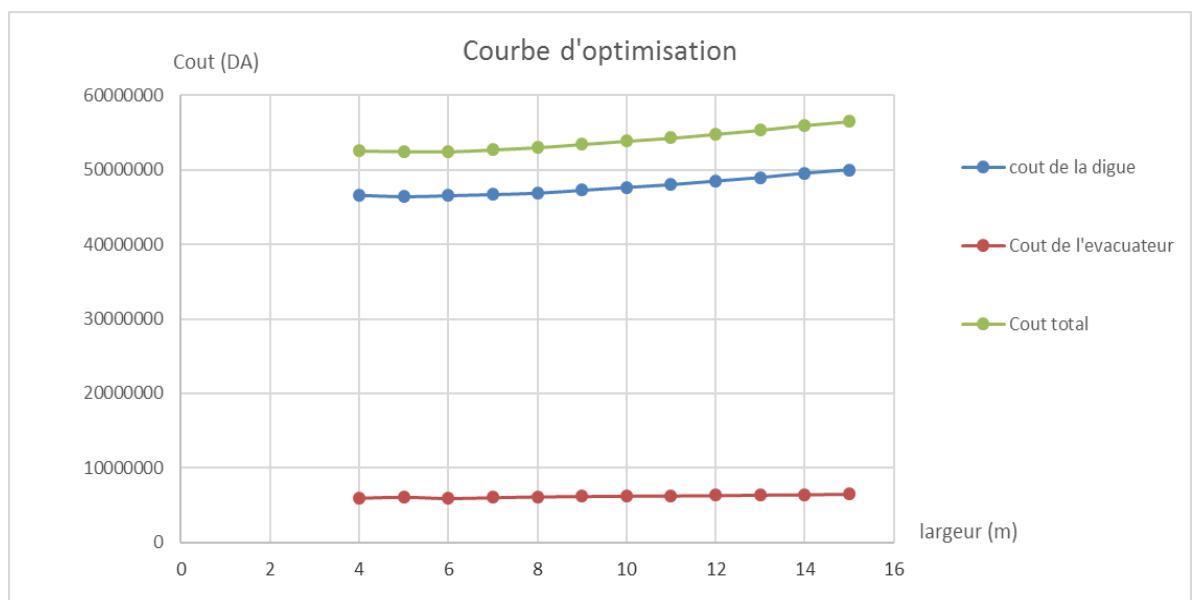


Figure III-28 : Courbe d'optimisation

Tableau III-43 : Caractéristiques du barrage

Dénomination	Unités	Valeurs
VOLUME MORT	Mm ³	0.074
VOLUME UTILE	Mm ³	0.202
VOLUME AU NIVEAU NORMAL DE LA RETENUE	Mm ³	0.276
COTE DE FOND (▼FOND)	m	987
COTE AU NIVEAU MORT (▼NVM)	m	990.89
COTE AU NIVEAU NORMAL DE RETENUE (▼NNR)	m	995.12
COTE DE PLUS HAUTES EAUX (▼NPHE)	m	996.11
COTE DE LA CRETE (▼CRETE)	m	998.61
LARGEUR DE DEVERSOIR	m	6
LA HAUTEUR DE CHARGE DEVERSER.	m	0.99
LARGEUR EN CRETE	m	6
LE DEBIT EVACUER	m ³ /s	13.01

Conclusion

Au terme de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de l'aménagement hydraulique sur la base des résultats de calculs des caractéristiques morphologiques et hydro-morpho-métriques du bassin versant et des besoins de la future retenue collinaire. Nous pouvons retenir à l'issue de l'étude de ce chapitre les paramètres clés suivants :

- Hauteur de la retenue au niveau NNR est 12 m et une capacité de 0.276 Mm³
- Evacuateur de crues d'une largeur optimale égale à 6 m, avec une hauteur lame déversant de 0.99 m .

CHAPITRE IV

Etude des variantes de la digue

Introduction

Lors de l'étude et de la détermination du site, il faut considérer les différents types d'ouvrages qui peuvent être imaginés dans les conditions et informations données : géologie, hydrologie et topographie. Sur la base de recherches géotechniques, de résultats hydrologiques et de levés géologiques, nous devons développer des variantes de barrage.

IV.1 Choix du type du barrage

Selon la topographie, les conditions géotechniques et géologiques du site, les deux alternatives suivantes peuvent être envisagées a priori pour réaliser le barrage à partir de matériaux locaux :

- Digue en terre homogène.
- Digue zonée à noyau étanche.

IV.1.1 Digue en terre homogène

Les barrages homogènes sont généralement faits d'argile faiblement plastique, et leurs propriétés hydrauliques et mécaniques permettent d'utiliser en toute sécurité des fruits de talus de 2,0 à 2,5 en amont et en aval, mais sous réserve des spécifications de compactage du barrage. Le coefficient de perméabilité du terrain fouillé varie de 10^{-7} à 10^{-8} m / s. Ce type de variante de barrage engendre des quantités considérables de matériaux.

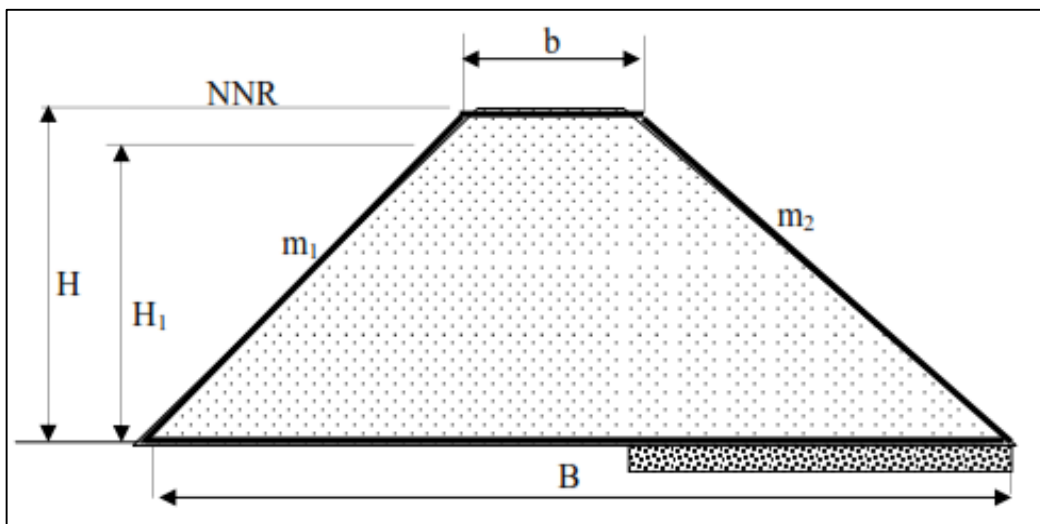


Figure IV-1 : Coupe transversale d'une digue homogène

IV.1.2 Digue zoné à noyau étanche

Cette variante est utilisée lorsque la quantité de matériaux de construction utilisée pour les barrages homogènes est insuffisante. Ces digues sont essentiellement constitués d'un noyau en terre imperméable compris entre deux zones perméables qui assurent la stabilité de l'ensemble.

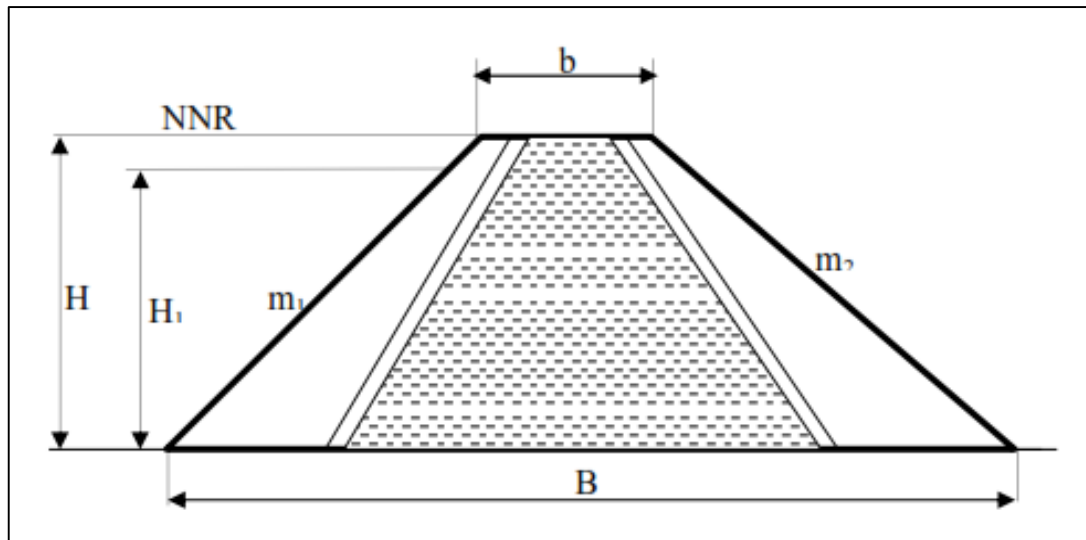


Figure IV-2 : Coupe transversale d'une digue zonée

Pour adopter la bonne variante, nous faisons une étude de comparaison économique des variantes proposées auparavant, susceptibles d'être projetées sur le site. Les digues proposées sont dimensionnées approximativement au niveau de notre étude comparative, nous ne tiendrons pas compte du coût des ouvrages annexes car, nous supposons que le coût est le même pour toutes les variantes.

IV.2 Définition du profil général de la retenue

IV.2.1 Hauteur de la retenue

- **Calcul de la revanche**

La revanche a été calculée dans l'étude d'optimisation, telle que :

$$R = 2m.$$

- **Calcul du tassement**

Par mesure de sécurité, nous avons estimé le tassement à 0.5m.

$$t = 0.5 \text{ m.}$$

Donc la cote en crête est :

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

Nous prenons la hauteur de barrage

$$H_b = 12 \text{ m.}$$

IV.2.2 Largeur en crête

D'après l'étude d'optimisation, nous avons trouvé la largeur en crête égale à :

$$B_{cr} = 6 \text{ m.}$$

IV.2.3 La longueur en crête

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

$$L_{cr} = 123 \text{ m.}$$

IV.2.4 Choix des pentes des talus

La pente des talus doit assurer la stabilité statique. C'est à dire que les fruits de talus sont fixés par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Le tableau suivant donne les valeurs des pentes des talus en fonction de la hauteur et du type du barrage.

Tableau IV-1 : Valeurs indicatives des pentes des talus

Hauteur de la digue (m)	Type de Digue	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H < 5 m	Homogène	2.5	2.0
	A zones	2.0	2.0
5 m ≤ H ≤ 10 m	Homogène granularité étendue	2.0	2.0
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2.5	2.5
	A zones	2.0	2.5
10 m ≤ H ≤ 20 m	Homogène granularité étendue	2.5	2.5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2.5	3
	A zones	2.5	3

D'après le tableau des fruits des talus, en fonction de la hauteur et le type de barrage nous choisissons les pentes.

IV.3 Digue en terre homogène

IV.3.1 Pentes des talus

Les fruits des talus que nous avons choisis pour cette variante d'après le **Tableau(IV-1)**

- ✓ Parement amont $m_1 = 2.5$.
- ✓ Parement aval $m_2 = 3$.

IV.3.2 Protection des talus

Talus amont

- **Tennessee Valley Authority (T.V.A)**

Préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'engrènement pour la protection du talus amont.

$$e = C.v^2 \quad (IV.1)$$

Avec :

V : Vitesse des vagues déterminées par formule de Gaillard.

C : Coefficient qui dépend du fruit du talus et du poids spécifique γ_p de l'engrènement utilisé. Il est donné par le tableau ci-dessous.

Tableau IV-2 : Valeurs du coefficient C

Fruit du talus	Valeur de C pour différents γ_p		
	$\gamma_p = 2.50$	$\gamma_p = 2.65$	$\gamma_p = 2.80$
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.032	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

A partir du **Tableau (IV.2)**, pour $\gamma_p = 2.5 \text{ t/m}^3$ et $m = 3$, nous trouvons $C = 0.028$.
 $e = (2.97)^2 \times 0.028 = 25 \text{ cm}$

Quant aux dimensions des éléments, elles seront telles que 50 % de l'encrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W = 0.52 \cdot \gamma_p \cdot e^3$$

$$W = 0.0203125 \text{ tonne}$$

- **US ARMY corps of Engineers**

Les ingénieurs d'US ARMY utilisent un tableau déterminé à partir d'abaques qui permettent d'obtenir l'épaisseur minimale de la couche d'encrochement et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague.

Tableau IV-3 : Epaisseurs de l'encrochement de D50 minimale des pierres en fonctions de la hauteur de la vague

Hauteur des vagues m	Epaisseur minimale de la couche (m)	D ₅₀ minimal (m)
0- 0.30	0.30	0.20
0.30- 0.60	0.40	0.25
0.60- 1.20	0.45	0.30
1.20- 1.80	0.55	0.40
1.80- 2.40	0.70	0.45
2.40- 3.00	0.80	0.55

D'après L'U.S.B.R on déduit $H_v = 0.73\text{m}$ par conséquent à partir du **Tableau (IV-3)** on a :

$$E_{\min} = 0.45\text{m}$$

$$D_{50 \min} = 0.30 \text{ m.}$$

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur $e_{\min} = 0.45\text{m}$ et un diamètre de 50% des blocs

$D_{50 \text{ min}} = 0.30 \text{ m.}$

Talus aval

Il sera protégé par une couche de terre végétale ou bien par une couche de tout venant d'une épaisseur de 0.3m.

IV.3.3 Calcul des drains

Le système de drainage de la digue est constitué d'un Tapis filtrant réalisé, en bas de la partie amont de la digue, combiné avec un filtre vertical sans oublier le prisme de drainage.

IV.3.3.1 Dimensionnement du drain vertical :

Le drain vertical ou drain cheminée est une alternative intéressante au tapis drainant puisqu'elle permet d'éviter le dysfonctionnement potentiel du drainage consécutif à l'anisotropie de perméabilité, l'épaisseur à retenir pour un tel drain est d'ordre 0.5 m comme une valeur minimal et l'implantation idéal se situe, un peu en aval de l'axe du remblai (afin de bénéficier au maximum de l'étanchéité apportée par le remblai amont).

Le sommet du drain est arasé au niveau normale de la retenue (NNR) ou plus de quelques centimètres (0.1-0.5) m, pour la sécurité il n'est pas nécessaire de le prolonger jusqu'au niveau des plus hautes eaux (NPHE)

IV.3.3.2 Dimensionnement du Drain Tapis :

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue. Son inconvénient c'est qu'il existe une possibilité d'obstruction qui peut s'avérer très dangereuse. La sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur. Dans le dessin, on doit utiliser un facteur de sécurité plus élevé. Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.5 \text{ m}$; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre. La longueur est déterminée par la formule suivante :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

L_b : Longueur transversale du barrage ($L_b = 72 \text{ m}$).

Donc :

$$L_d = \frac{72}{3}$$

$$L_d = 24 \text{ m}$$

IV.3.3.3 Dimensionnement du prisme aval :

➤ Hauteur

$$H_p = (0.15 \div 0.2) H_b \quad (IV.3)$$

Avec :

H_b : hauteur du barrage,

$$\underline{H_b = 12 \text{ m.}}$$

Donc :

$$H_p = 0.15 \times H_b = 0.15 \times 12 = 1.8 \text{ m}$$

$$H_p = 2 \text{ m}$$

➤ Largeur en crête

$$B_p = (1/3 \div 1/4) H_p \quad (IV.4)$$

$$B_p = 1/4 * 2 = 0.5 \text{ m}$$

Nous prenons :

$$\underline{B_p = 1 \text{ m.}}$$

➤ Fruits de talus

Concernant les fruits de talus pour cette variante, nous avons :

$$m_1 = (1 \div 2.5)$$

$$m_2 = (1.5 \div 2.5)$$

Nous prenons :

$$\underline{m_1 = 1.5 \text{ et}}$$

$$\underline{m_2 = 2.5.}$$

➤ Largeur en base du prisme

Elle est exprimée par :

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2) H_p \quad (IV.5)$$

$$B_p = 1 + (1.5 + 2.5) \times 2 = 9 \text{ m}$$

$$\underline{B_p = 9 \text{ m.}}$$

➤ Les filtres

La nécessité de placer des filtres entre des sols de granulométrie très différente est une pratique normale dans l'ingénierie. Les particules plus fines que le sol peut être entraînées par les forces de filtration et produire le phénomène de renard. Pour éviter ce phénomène, on protège le sol soumis au flux, dans ce cas, c'est la digue, avec des sols qui possèdent une granulométrie plus grossière pour éviter l'entraînement par les forces de filtration.

La conception des filtres, doit obéir aux conditions suivantes :

- Ils doivent posséder une perméabilité plus élevée que le matériau à protéger, afin de servir de drain. Il est accepté dans la pratique que le matériau du filtre ait une perméabilité 100 fois plus élevée que celle du matériau à protéger.
- Ils doivent être suffisamment fins pour éviter le phénomène de renard.
- Le filtre ne doit pas être ni colmaté ni dégradé par entraînement de ses éléments.
- Le matériau ne doit pas subir de modifications ou de dégradation dans le temps.
- Ils ne doivent pas posséder plus de 5% de particules plus petites que le tamis 200 (0.074 mm) et ces dernières ne doivent pas être en plastique.
- Pour éviter la dégradation du filtre, on accepte les particules de 5 cm (2 pouces) comme taille maximale.

IV.4 Digue zoné a noyau d'argile

IV.4.1 Pentes des talus

Fruits des talus d'après le **Tableau (IV-1)** :

Parement amont $m_1 = 3$

Parement aval $m_2 = 2.5$

IV.4.2 Protection des talus

Talus amont

- **Tennessee Valley Authority (T.V.A)**

A partir du **Tableau (IV-2)**, pour $\gamma_p = 2.5 \text{ t/m}^3$ et $m = 3$, nous trouvons $C = 0.028$.

$$e = (2.97)^2 \times 0.028 = 0,25 \text{ m}$$

Quant aux dimensions des éléments, elles seront telles que 50 % de l'enrochement soit constitué de blocs d'un poids égal ou supérieur au poids calculé suivant la formule :

$$W = 0.52 \gamma_p e^3$$

Nous aurons donc :

$$W = 0,0203125 \text{ tonne.}$$

- **Méthode de l'US Army Corps of Engineers**

La hauteur des vagues H_v est égale à 0.73 m, à partir du **Tableau (IV-3)** Nous trouvons :

$$0.62 \text{ m} < H_v < 1.20 \text{ m.}$$

$$e = 0.45 \text{ m}$$

$$D_{50} = 0.30 \text{ m}$$

Après comparaison des résultats obtenus par les 2 méthodes, et pour des raisons de sécurité nous optons pour une épaisseur d'enrochement $e=0.45 \text{ m}$ et un diamètre de 50% des blocs $D_{50}=0.30\text{m}$.

IV.4.3 Etanchéité de la retenue

IV.4.3.1 Noyau

Le noyau est un organe qui assure l'étanchéité de la retenue et diminue ainsi le débit de fuite. Il est réalisé en matériau imperméable disponible au niveau de la zone d'emprunt. Dans notre projet nous utiliserons les argiles.

Les matériaux destinés à la confection du noyau doivent répondre aux exigences suivantes :

- ✓ Avoir une résistance au cisaillement appréciable.
- ✓ Avoir une grande imperméabilité.
- ✓ Être insolubles dans l'eau et ne pas contenir de particules de gypse.

➤ Largeur en crête

$$L_{cr} = \left[\frac{1}{17} \div \frac{1}{3} \right] * H_b \quad (IV.6)$$

Avec :

H_b : hauteur totale du barrage

$$L_{cr} = 0.33 \times 12 = 4 \text{ m}$$

D'où :

$$\underline{L_{cr} = 4 \text{ m.}}$$

➤ Hauteur du noyau

$$H_n = H_b - 1 \quad (IV.7)$$

D'où :

$$\underline{H_n = 11 \text{ m}}$$

➤ Largeur à la base du noyau

Elle est déterminée suivant la condition :

$$\frac{\Delta H}{B_{noy}} \leq J_{adm} \Rightarrow B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} \quad (IV.8)$$

Avec :

ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval ; $\Delta H = H_1 - H_2$

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

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont, $H_1 = 12 \text{ m}$.

B_{noy} : Largeur à la base du noyau (m)

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

Les **Tableaux (VI-4) et (VI-5)** nous permettent de déterminer le gradient hydraulique J_{adm} .

Tableau IV-4 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

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

D'après le **Tableau (VI-4)**, la retenue de notre projet est de classe IV.

Tableau IV-5 : Gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	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
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

D'après le tableau :

$$J_{adm} = 1.95$$

$$B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} = \frac{12 - 0}{1.95} = 6.15m$$

$$B_{noy} > 6.15 \text{ m}$$

Nous pouvons calculer la Largeur à la base du noyau par une deuxième méthode. La base du noyau aura l'épaisseur donnée par :

$$B_{min} = 6 + C * H_n \quad (IV.9)$$

Et :

$$B_{max} = (0.8 \div 1.2) * H_b \quad (IV.10)$$

Avec :

$$0.15 \leq C \leq 0.3$$

$$C = 0.3$$

Nous trouvons :

$$B_{min} = 9.6 \text{ m}$$

$$B_{max} = 14.4 \text{ m.}$$

Nous prenons :

$$\underline{B_{\text{noy}} = 12 \text{ m}}$$

➤ **Pente des talus**

$$m_1 = m_2 = \frac{B_{\text{noy}} - b_{\text{noy}}}{2 * H_n} \quad (\text{IV.11})$$

Nous prenons :

$$\underline{m_1 = m_2 = 0.5}$$

Tableau IV-6 : Caractéristiques du noyau

Caractéristiques du noyau	
Largeur en crête (m)	4
Hauteur du noyau (m)	11
Largeur à la base du noyau (m)	12
Pente des talus	0.5

IV.4.4 Dimensionnement du Drain Tapis

Dans le dessin, on doit utiliser un facteur de sécurité plus élevé. Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 1.2 \text{ m}$, Sa longueur est déterminée par la formule suivante :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \quad (\text{IV.12})$$

Avec :

L_b : Longueur transversale de la retenue, $L_b = 72 \text{ m}$.

Donc :

$$\underline{L_d = 24 \text{ m.}}$$

IV.4.5 Clé d'étanchéité

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui du noyau. Sa hauteur à partir du terrain naturel est de $1,5 \text{ m}$. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.50 m . La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1.0$.

IV.5 Détermination du cout des matériaux pour les différentes variantes

Le volume du corps du barrage est donné par la formule :

$$V_b = \sum V_i \quad (\text{IV.13})$$

Tel que :

$$V_i = \frac{[S_i - S_{i+1}]}{2} * L_i \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

V_i : volume du barrage dans la coupe i.

S_i : section transversale du barrage dans la coupe i.

L_i : distance entre deux coupes voisines.

$$S_i = \frac{[b + B_{pi}]}{2} * H_{bi} \quad (IV.15)$$

Avec :

b : largeur du couronnement.

$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) H_{bi}$

m_1 : pente du talus amont.

m_2 : pente du talus aval.

IV.5.1 Digue en terre homogène

- Les recharges

Tableau IV-7 : Volume des recharges pour la variante terre homogène

Distances (m)	Surfaces à la côte (m2)	Surfaces moyennes (m2)	Volumes partiels (m3)
0	0	0	0
5	11,54	5,77	28,85
10	74,87	43,20	432,09
10	118,73	96,80	968,08
10	274,53	196,63	1966,36
10	321,11	297,82	2978,24
10	325,911	323,51	3235,13
3	440,33	383,12	1149,37
10	298,81	369,57	3695,75
10	242,87	270,84	2708,44
10	160,23	201,55	2015,56
10	92,16	126,19	1261,98
10	34,19	63,17	631,75
10	5,06	19,62	196,25
5	0	2,53	12,65
123	/	/	21280,57

- **Protection du talus amont**

Tableau IV-8 : Volume du Rip-rap pour la variante terre homogène

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	V _{moy} (m ³)	V (m ³)
S1	0	0	0	189,1975
S2	0,30	0,15	0,76	
S3	1,06	0,68	6,83	
S4	1,39	1,22	12,26	
S5	2,24	1,81	18,16	
S6	2,44	2,34	23,41	
S7	2,46	2,45	24,52	
S8	2,90	2,68	8,04	
S9	2,34	2,62	26,25	
S10	2,09	2,22	22,2	
S11	1,65	1,87	18,73	
S12	1,2	1,42	14,27	
S13	0,65	0,92	9,25	
S14	0,16	0,40	4,06	
S15	0	0,08	0,40	

IV.5.2 Digue en terre zonée

- **Recharge et noyau :**

Tableau IV-9 : Volume des recharges et noyau pour la variante digue zonée

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	S recharges (m ²)	S noyau (m ²)	V _{moy} recharge (m ³)	V _{moy} noyau (m ³)	V recharges (m ³)	V noyau (m ³)
S1	0	0	0	0	0	0	15938.83	5341.742
S2	0,30	0,15	4,43	1,33	23,50	5,34		
S3	1,06	0,68	31,31	11,89	313,19	118,9		
S4	1,39	1,22	70,18	26,62	701,83	266,24		
S5	2,24	1,81	146,43	50,20	1464,35	502,01		
S6	2,44	2,34	224,39	73,42	2243,97	734,27		
S7	2,46	2,45	244,39	79,19	2443,92	791,20		
S8	2,90	2,68	291,05	92,07	873,15	276,22		
S9	2,34	2,62	280,49	89,08	2804,93	890,82		
S10	2,09	2,22	203,43	67,4065	2034,38	674,06		
S11	1,65	1,87	149,93	51,62	1499,32	516,24		
S12	1,2	1,42	92,37	33,81	923,79	338,19		
S13	0,65	0,92	45,43	17,73	454,35	177,39		
S14	0,16	0,40	14,57	5,05	145,75	50,50		
S15	0	0,08	2,45	0,08	12,33	0,32		

- **Protection du talus amont**

Tableau IV-10 : Volume du Rip-rap pour la variante digue zonée

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	V _{moy} (m ³)	V (m ³)
S1	0	0	0	189,1975
S2	3,075	0,15	0,76	
S3	27,35	0,68	6,83	
S4	49,05	1,22	12,26	
S5	72,65	1,81	18,16	
S6	93,65	2,34	23,41	
S7	98,1	2,45	24,52	
S8	32,19	2,68	8,04	
S9	105	2,62	26,25	
S10	88,8	2,22	22,2	
S11	74,95	1,87	18,73	
S12	57,1	1,42	14,27	
S13	37	0,92	9,25	
S14	16,25	0,40	4,06	
S15	1,625	0,08	0,40	

Tableau IV-11 : Cout de différentes variantes de la digue

Variante	Matériaux	Quantité (m3)	Prix unité (DA)	Cout (millions DA)	Total (DA)
Homogène	Recharges	21280,57	500	10640289,8	14588280.8
	Rip-Rap	189,19	1200	227037	
	Filtres et Drains	3720,95	1000	3720954	
Zoné	Recharges	15938,89	600	6375534,76	16211575.95
	Noyau	5341,74	300	1602522,81	
	Rip-Rap	189,19	1200	227037	
	Filtres et Drain	1930,07	1000	1930074	

Conclusion

D'après les résultats du **Tableau (IV.11)**, nous pouvons nous orienter vers la première variante, car elle est la plus économique et la plus facile à mettre en place techniquement, avec un cout total 14 million DA.

CHAPITRE V

**Etude de la
variante choisie**

Introduction

La digue de la retenue d'Oued ZEMLANE est une digue homogène, d'une hauteur totale de 12 m au-dessus de la fondation.

La largeur en crête est de 6 m, la longueur en crête est de 123m et les fruits hypothétiques des talus amont et aval sont donnés successivement de (2.5 - 3). Comme montré dans le tableau suivant :

Tableau V-1 : Profil général de la retenue

Caractéristiques de la retenue	
Hauteur de la retenue (H b)	12m
Largeur en crête (B cr)	6m
Longueur en crête (L cr)	123m
Fruits des talus	m1=2.5 m2 =3
Clé d'étanchéité	H=1.5m et m1=m2=1

Une fois le choix de la variante est déterminé, une étude détaillée de la digue s'impose et cela pour aborder tous les éléments en détail et pouvoir établir les pièces graphiques d'exécution du projet.

V.1 Protection des talus

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

V.1.1 Le talus aval :

Sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soins de recouvrir le parement d'une couche de TVO de 30 cm.

V.1.2 Le talus amont :

Il s'agit de protéger le talus amont de l'action mécanique des vagues. En effet, celui-ci étant généralement constitué d'un matériau argileux, porté à saturation, sa résistance à une sollicitation dynamique extérieure s'avère, médiocre. De plus, ce talus est potentiellement sensible aux phénomènes de dessiccation, qui peuvent provoquer l'apparition de fissures de retrait dans la partie exondée en saison sèche.

Pour les petits barrages, il est envisageable de limiter cette protection à une bande s'étalant de part et d'autre du niveau normal. Elle constitue, en outre, un moyen de

prévention efficace des dégâts provoqués par les animaux fouisseurs et le piétinement des animaux domestiques.

Pour la protection du talus amont, nous avons opté pour la solution de revêtement en Enrochements dont nous devons déterminer l'épaisseur ainsi que le diamètre moyen de la pierre.

L'épaisseur d'enrochement et le diamètre de 50 % des blocs ont été déterminés par la méthode d'US Army corps. Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau V-2 : Caractéristiques du revêtement en Rip-rap

Caractéristiques du Rip-Rap	
Epaisseur (m)	0.45
D50%	0.3

V.2 Protection de la crête

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de TVO). Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante les matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toutes stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de (3 à 4) % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

V.3 Drainage et filtres :

V.3.1 Dispositif de drainage du remblai

L'expérience montre que, même dans les petits barrages ($H < 5m$) l'absence du drainage engendre couramment des désordres lorsque la ligne de saturation, parfois au bout de plusieurs années de service (remblais très imperméables), finit par recouper le talus aval.

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai, il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

En ce qui concerne la qualité des matériaux, les principaux essais, outre la granulométrie, sont :

- ✓ Mesure du coefficient de friabilité des sables.
- ✓ Essai Los Angeles (chocs) et l'essai (Micro- Deval) pour les graviers.
- ✓ Equivalent de sable (la présence d'argile peut entraîner une cohésion et donc la fissuration du matériau).
- ✓ Les matériaux calcaires sont à éviter pour les organes de drainage.

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de Filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la Stabilité de l'ouvrage.

Les conditions des drainages :

- ✓ Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas Colmaté.
- ✓ Ne pas permettre l'effet de renard ; c'est pourquoi, on doit avoir une ou Plusieurs couches filtrantes.
- ✓ On doit contrôler son fonctionnement.

V.3.1.1 Drains vertical :

Le drain vertical ou drain cheminée est une alternative intéressante au tapis drainant puisqu'elle permet d'éviter le dysfonctionnement potentiel du drainage consécutif à l'anisotrope de perméabilité, l'épaisseur à retenir pour un tel drain est d'ordre 0.5 m comme une valeur minimal et l'implantation idéal se situe, un peu en aval de l'axe du remblai (afin de bénéficier au maximum de l'étanchéité apportée par le remblai amont).

Le sommet du drain est arasé au niveau normale de la retenue (NNR) ou plus de quelques centimètres (0.1-0.5) m, pour la sécurité il n'est pas nécessaire de le prolonger jusqu'au niveau des plus hautes eaux (NPHE).

V.3.1.2 Tapis drainant :

C'est la solution traditionnellement adoptée pour assurer le drainage d'un remblai Homogène, ce tapis de matériau drainant, d'une épaisseur de 0.5m, s'étend sur (1/4-1/3) de L'emprise du barrage.

On note que l'implantation idéale se situe, un peu en aval de l'axe du remblai (afin de Bénéficier au maximum de l'effet d'étanchéité apporté par le remblai amont).

V.3.1.3 Prisme de drainage :

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie Centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de Contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui

Passes par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est fonction du niveau d'eau dans le talus en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur.

Tableau V-3 : Récapitulatif des dimensions du dispositif de drainage

Caractéristiques du drain vertical	
H	9.12
e	0.5
Caractéristiques du tapis drainant	
L	24
e	0.5
Caractéristiques du prisme de drainage	
B	9
b	1
H p	2
m1 , m2	1.5,2.5

V.3.2 Les filtres :

Les filtres sont de minces couches successives de matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement. Ces filtres doivent assurer une transition entre une couche à granulométrie donnée vers une couche à granulométrie plus grossière. Si un filtre est constitué par plusieurs couches, chacune doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente.

Le rôle des filtres est très important dans le fonctionnement d'un barrage en terre, particulièrement sur le plan de la sécurité de l'ouvrage, ainsi ils peuvent jouer de nombreuses fonctions complémentaires les unes aux autres, parfois les filtres peuvent jouer le rôle de drains surtout dans les petits barrages.

V.3.2.1 Règles des filtres

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de L'absence du renard.

Condition 1 :

$$\frac{D5}{D17} \geq 0.32 * \sqrt[6]{\eta}(1 + 0.05 * \eta) \frac{n}{1 - n} \quad (V.1)$$

Avec :

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D60/D10$;

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$;

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Condition 2

Condition de (TERZAGI ,1922) (CIGB ,1994) :

$$\frac{D15}{d85} < 4 \quad (V.2)$$

Avec :

D15 : Diamètre de filtre ;

d15 : Diamètre du sol à protéger.

V.3.2.2 Détermination de la courbe granulométrique des Filtres

Selon les critères :

$$12 < \frac{D15}{d15} < 40 \quad (V.3)$$

Avec :

D15, D50 : Diamètre de filtre.

d15, d50 : Diamètre du sol à protéger.

➤ **Granularité du sol protégé**

$d_{15} = 0,00036 \text{ mm}$; $d_{50} = 0,0018 \text{ mm}$; $d_{85} = 0,15 \text{ mm}$.

On trace les limites des couches de filtres avec :

- La première couche de filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain a les limites suivantes :
 - $0,00432 \text{ mm} < D_{15} < 0,0144 \text{ mm}$;
 - $0,022 \text{ mm} < D_{50} < 0,1044 \text{ mm}$.

La courbe granulométrique moyenne est :

$$\underline{D_{15} = 0,0094 \text{ mm}} ;$$

$$\underline{D_{50} = 0,06 \text{ mm}}.$$

- La deuxième couche des filtres on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$-0,1128 \text{ mm} < D_{15} < 0,376 \text{ mm}$$

$$-0,72 \text{ mm} < D_{50} < 3,48 \text{ mm}.$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de deuxième couche du filtre a les dimensions

Suivantes :

$$\underline{D_{15} = 0,244 \text{ mm}} ;$$

$$\underline{D_{50} = 2,1 \text{ mm}}.$$

V.3.2.3 Vérification de l'absence du renard dans le sol des filtres

▪ Filtre N°01

Condition 01 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 * \sqrt[6]{\eta} (1 + 0,05 * \eta) \frac{n}{1 - n} \quad (\text{V.4})$$

D'après la courbe granulométrique du sable :

$D_5 = 0,007 \text{ mm}$; $D_{10} = 0,0068 \text{ mm}$; $D_{15} = 0,0094 \text{ mm}$;

$D_{17} = 0,015 \text{ mm}$; $D_{50} = 0,06 \text{ mm}$; $D_{85} = 1,23 \text{ mm}$; $D_{60} = 0,15 \text{ mm}$

Tel que :

- $\eta = D_{60}/D_{10} = 22,06$ (Coefficient d'hétérogénéité) ;

- $n_0 = 0,4$ d'où $n = 0,27$;

- $D_5/D_{17} = 0,466 > 0,416$

La condition est vérifiée donc pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2 : (zone de transition)

$$\frac{D5}{d85} < 4 = \frac{0.0094}{1.23} = 0.0076 < 4 \quad (\text{V.5})$$

La condition est vérifiée donc pas de zone de transition.

▪ **Filtre N°02**

$$\frac{D5}{D17} \geq 0.32 * \sqrt[6]{\eta}(1 + 0.05 * \eta) \frac{n}{1 - n} \quad (\text{V.6})$$

Avec :

$D5/D17=0.466 > 0,464$ pour : $n=30$ et $\eta=20.8$

La condition est vérifiée de non-existence du phénomène de renard.

Conclusion

On prévoit :

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =15 cm.
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =15 cm.
- L'encrochement d'épaisseur = 30 cm.

V.3.2.4 Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain :

✓ **Condition de perméabilité**

$$\frac{D15}{d15} > 5 \quad (\text{V.7})$$

Avec :

$D15$: diamètre correspondant à 15% du drain.

$d15$: diamètre correspondant à 15% de largile.

Tel que :

$D15 = 0.0094$ mm

$d15=0.00036$ mm.

$$\frac{D15}{d15} = \frac{0.0094}{0.00036} = 26.11 > 5$$

Donc la condition de perméabilité est vérifiée.

✓ **Condition de non entraînement des particules fines :**

$$\frac{D15}{d85} < 5 \quad (\text{V.8})$$

Avec :

$D15$: diamètre correspondant à 15% du drain.

$D85$: diamètre correspondant à 85% de l'argile.

Tel que :

$D15 = 0.0094$ mm

$D_{85}=0.15\text{mm}$.

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.0094}{0.15} = 0.062 < 5$$

Donc la condition de perméabilité est vérifiée.

V.4 Calcul d'infiltration à travers la digue et la fondation

La filtration d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages est créée par la charge d'eau au bief amont. Elle a pour conséquence la perte d'eau et le problème d'instabilité (Renards).

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries de barrages sont provoquées par la déformation de filtration, c'est pourquoi il faut toujours exécuter un calcul de filtration, donc établir la position de la ligne phréatique dans le massif du barrage, déterminer le gradient de filtration, les vitesses de filtration et les débits de filtration à travers de l'ouvrage et le sol de fondation.

V.4.1 Tracer de la ligne de saturation

Il existe plusieurs méthodes de calcul de filtration à travers des barrages en terres : les méthodes expérimentales, hydromécaniques et les méthodes hydrauliques.

Pour le tracer de la ligne de saturation on utilise la méthode grapho-analytique de KOZENY.

- **Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques des barrages en terres**
 - ✓ On admet la filtration dans un seul plan.
 - ✓ On prend les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan comme nulles.
 - ✓ On suppose que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope, et que la couche imperméable a un coefficient de filtration nul.
 - ✓ La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogène, mais elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

KOZENY a montré que la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal, dont le foyer « o » est situé au pied du parement aval du barrage (fin du drain).

L'équation de la parabole s'écrit :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0. \quad (\text{V.9})$$

Avec :

$$y_0 = \sqrt{h^2 - d^2} - d \quad (\text{V.10})$$

Tel que :

d : largeur de base du massif.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

La ligne phréatique coupe le talus aval en un point « Co » à une distance « a » du Foyer « o » et une distance « $a + \Delta a$ » du point d' intersection « C » de la parabole de KOZNEY avec le talus aval.

D'après CASAGRANDE « a » ne dépend que de la distance focale de la parabole de base et de l'angle θ du talus aval. Il a dressé la courbe de variation de C :

Telle que :

$$C = \frac{\Delta a}{a + \Delta a} \quad \text{En fonction de } \theta, \text{ d'où on peut déterminer « Co ».}$$

Pour avoir la ligne de saturation, il suffit de relier la parabole de base au point « Co » et « b » par une courbe normale au parement amont en « b » et tangente à la parabole.

b : le point d' intersection du talus amont avec le plan d'eau.

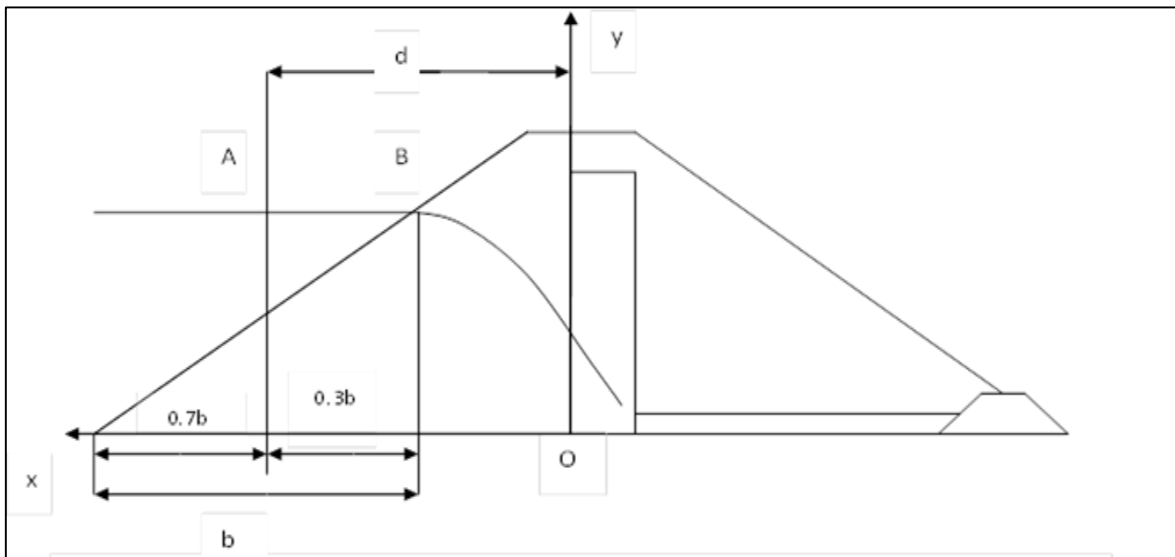


Figure V-1 : Calcul d'infiltration à travers le corps de la digue

Dans notre cas : $d=30.45\text{m}$ et $h=8.12\text{m}$

Donc : $y_0=1.06\text{m}$

L'équation de la parabole devient donc :

$$y^2 = (1.06)^2 + 2(1.06) x \quad (\text{V.11})$$

Et enfin :

$$y^2 = 1.12 + 2.12 x \quad (\text{V.12})$$

Les coordonnées de la parabole sont données dans le **Tableau (V-6)**.

Tableau V-4 : Coordonnées de la ligne de saturation

x	0	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30.45
y	1.06	2.73	3.72	4.49	5.15	5.73	6.26	6.75	7.21	7.63	8.10

V.4.2 Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite)

V.4.2.1 A travers le corps de la digue

C'est la nature du matériau (Argile) qui conditionne l'écoulement à travers le corps du barrage.

On peut appliquer à celui-ci les règles de l'écoulement à travers une digue homogène, Le débit de fuite est donné par :

$$q_n = K \cdot I \cdot A \quad (V.13)$$

Avec :

q_n : débit d'infiltration ($m^3 /s/ml$).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$ $A = y \cdot 1$

Donc :

$$q = k \cdot y \cdot \frac{dy}{dx} \quad (V.14)$$

Avec :

$$y \frac{dy}{dx} = y_0 \quad (V.15)$$

D'où :

$$q = k \cdot y_0 \quad (V.16)$$

Nous aurons alors :

$$K = 6 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

$$Y_0 = 1.06 \text{ m}$$

$$\text{Ce qui nous donne : } q = 6 \times 10^{-9} \times 1.06 = 6.36 \times 10^{-9} \text{ m}^2 /s/ml$$

$$Q_d = q \cdot L = 6.36 \times 10^{-9} \times 123 = 7.82 \times 10^{-7} \text{ m}^3/s$$

$$\underline{Q_d = 7.82 \times 10^{-7} \text{ m}^3/s}$$

V.4.2.2 A travers la fondation :

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy.

$$q = K * I * A \quad (V.17)$$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité. $K=2 \times 10^{-9}$ m/s

$$I = \frac{H}{Lb} \quad (V.18)$$

Avec :

H : Charge de la retenue, $H= 8.12$ m

Lb : 72 m L'emprise du barrage.

A : Section d'infiltration par unité de longueur. $A=T.1$

T : Profondeur du sol de fondation perméable. $T=0.9$ m

$$q = k * I * T \quad (V.19)$$

D'où :

$$Q=3.8 \times 10^{-9} \times \frac{8.12}{72} \times 0.9 = 2.03 \times 10^{-10} \text{ m}^2 \text{ /s/ml}$$

$$Q_F = q * L = 2.03 \times 10^{-10} \times 140$$

$$Q_F = 2.49 \times 10^{-8} \text{ m}^3 \text{ /s.}$$

V.4.2.3 Débit total d'infiltration :

$$Q_T = Q_d + Q_F \quad (V.20)$$

Donc :

$$Q_T = 7.82 \times 10^{-7} + 2.49 \times 10^{-8} = 3.13 \times 10^{-8} \text{ m}^3 \text{ /s}$$

$$Q_T = 3.13 \times 10^{-8} \text{ m}^3 \text{ /s} = 0.987 \text{ m}^3 \text{ /an}$$

$$Q_T = 0.1 \text{ m}^3 \text{ /an.}$$

V.5 Calcul de stabilité**V.5.1 Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)**

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel à la définition de la géométrie de l'ouvrage dont les pentes des talus et des principes de drainage à appliquer. Il est évident qu'un barrage mal dimensionné est instable et porte d'une part préjudice à la sécurité des populations, aux exploitations agricoles et aménagements situés à l'aval du barrage et d'autre part entraînera sûrement des travaux d'entretien et de reconstruction dont le coût pourrait influencer d'une manière négative sur l'économie locale.

Schématiquement deux formes d'instabilité mécanique sont à signaler au niveau d'un barrage en remblai à savoir :

- Le glissement des talus.
- L'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicité moins sa fondation.

L'analyse de la stabilité du barrage consistera en la détermination des actions, combinaisons dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé.

Dans cette présente étude nous étudierons la stabilité vis-à-vis du risque de glissement des talus.

V.5.2 Stabilité des talus

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité au glissement, les plus courantes sont les méthodes dites de calcul à la rupture dont la méthode de FELLENIUS, BISHOP, TAYLOR ...etc. nous utiliserons ici pour notre cas la méthode de FELLENIUS dite méthode suédoise car c'est la plus pessimiste.

Dans les calculs, nous considérerons les cas de sollicitation suivants :

- Cas01 : fin de construction.
- Cas02 : fonctionnement normal.
- Cas03 : Vidange rapide.

Ainsi quatre cas doivent être vérifiés :

Parement amont : cas fin de construction et vidange rapide.

Parement aval : cas fin de construction et fonctionnement normal.

Pour réaliser cette étude nous allons tenir compte des données suivantes :

- ❖ De la géométrie de la digue
- ❖ Des caractéristiques des matériaux utilisés
- ❖ Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).
- ❖ Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.
- ❖ De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 500 ans.

V.5.3 Méthode de FELLENIUS

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1/- Soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixes et / ou déterminer à priori.

2/- Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

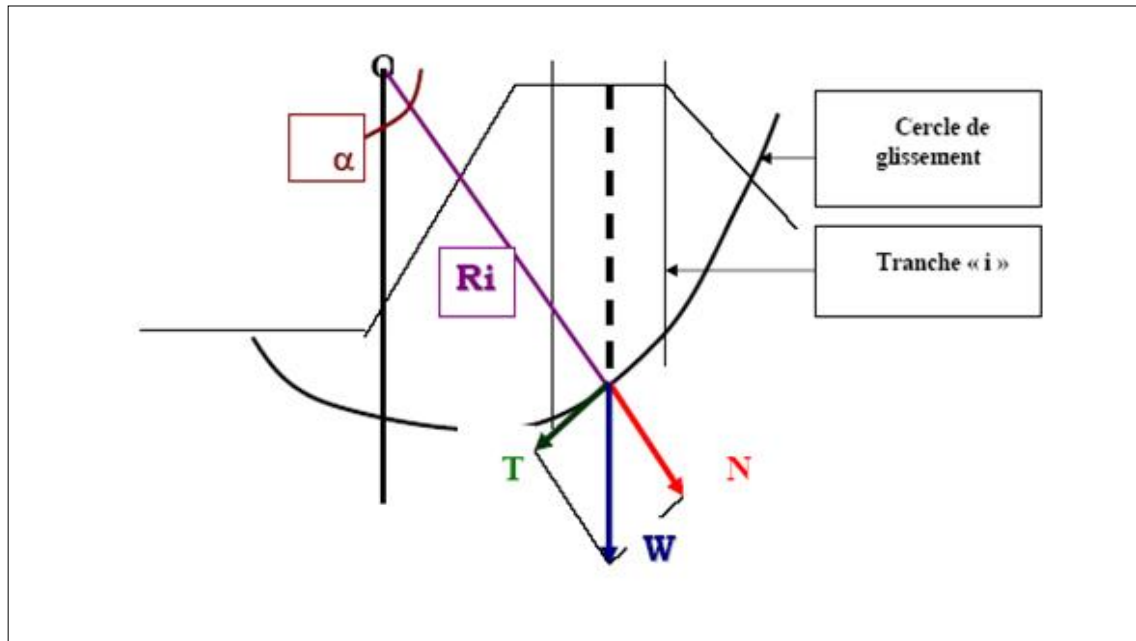


Figure V-2 : Forces exercées sur une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O, Ri)

V.5.4 Conséquences de l'instabilité des talus

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- ❖ A la fin de construction (talus aval et talus amont).
- ❖ Fonctionnement normal (talus amont et talus aval).
- ❖ Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau ci-après :

Tableau V-5 : Coefficient de stabilité admissible des talus

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,10 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales Avec séisme)	1,05 ÷ 1,10		1,05	

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissibles afin de vérifier la stabilité de nos talus.

V.5.5 Localisation de la zone critique (Méthode de Fondeev)

Cette méthode nécessite le respect des étapes suivantes :

- ❖ Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
- ❖ Détermination du talus moyen.
- ❖ Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
- ❖ Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :
 $R_1 = K_1 H_b$.
 $R_2 = K_2 H_b$.

Avec :

H_b : Hauteur totale du barrage.

K_1 , K_2 : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

Tableau V-6 : Valeurs de K_1 et K_2 en fonction des pentes de talus

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

Tableau V-7 : Valeurs de K_1 et K_2 dans notre cas

talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1	2,3	12	27,6
Aval	2,5	0,875	2,025	10,5	24,3

- ❖ Le centre des rayons étant le point « B », l'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles. On trace par la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à côté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».
- ❖ On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0,1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et

les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

- ✓ Poids de la tranche « G ».
- ✓ Forces de frottement au pied de la partie partagée « F f ».
- ✓ Forces de pressions interstitielles « U ».
- ✓ Forces de Cohésion « F c ».
- ✓ L'effort du séisme « T'n ».

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_i \cos \alpha$
- Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_i \sin \alpha$

Avec :

α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

V.5.6 Calcul des forces appliquées à chaque tranche

V.5.6.1 Force de pesanteur (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 :

$$G_i = b \sum (\gamma_i h_i) \quad (\text{V.21})$$

Avec :

G_i : poids propre de la tranche.

b : largeur d'une tranche ($b=0.1R$).

h_i : hauteurs des tranches.

γ_i : densité du massif correspondant (en dessous, au-dessus de la ligne de saturation et des fondations).

Le poids volumique du sol d'humidité naturelle est déterminé selon l'expression suivante :

$$\gamma_s = (1 - n)\gamma_{sp}(1 + w) \quad (\text{V.22})$$

Avec :

γ_{sp} : poids volumique spécifique du sol.

W : teneur en eau en fraction de l'unité.

n : porosité du sol en fraction de l'unité.

Le poids volumique du sol saturé est égal :

$$\gamma_{ss} = (1 - n)(\gamma_{sp} - \gamma_w) \quad (\text{V.23})$$

Avec :

γ_w : poids volumique de l'eau.

Dans le cas d'une vidange rapide on utilise le poids d'une tranche à poids volumique déjàugé qui est donné par la formule ci-après :

$$\gamma' = (\gamma_{ss} - 1) \quad (\text{V.24})$$

Le poids « G_i » étant une force qui présente deux composantes :

$$N_n = G_i \cos\alpha = b \gamma_s \sum h_i \cos\alpha \quad \text{et} \quad T_n = G_i \sin\alpha = b \gamma_s \sum h_i \sin\alpha$$

Avec :

N_n : composante normale stabilisatrice.

T_n : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

Et :

$$\sin\alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section}}{\text{Nombre total de tranches}} \quad \text{et} \quad \cos\alpha = \sqrt{1 - \sin^2\alpha}$$

V.5.6.2 Force de pression interstitielle

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de la retenue (NNR).

$$U_i = \gamma_w * h * dl \quad (\text{V.25})$$

Avec :

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

V.5.6.3 Forces de cohésion

$$F_c = C * dl \quad (\text{V.26})$$

$$dl = \frac{2\pi * R * \theta}{360^\circ} \approx \frac{b}{\cos\alpha} \quad (\text{V.27})$$

Avec :

θ : angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

C : cohésion du sol considéré.

V.5.6.4 Forces de frottement

$$F_f = (N_n - U_i * dl) \text{tg}\varphi = (G_i \cos\alpha - U_i * dl) \text{tg}\varphi \quad (\text{V.28})$$

Avec :

φ : 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.5.6.5 Force sismique

$$T'n = a * G_i \quad (V.29)$$

Avec :

G_i : poids de la tranche.

a : Coefficient de séisme.

V.5.7 Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

V.5.7.1 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 :

$$\sum M_{résistant}^t = \sum_{i=1}^n R. [C_i * l_i + (W_i \cdot \cos\alpha - U_i \cdot l_i) \cdot \text{tg}\varphi_i] \quad (V.30)$$

V.5.7.2 Les forces déstabilisatrices

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (T_n), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M_{moteur}^t = \sum_{i=1}^n R. w_i \sin\alpha = R \sum_{i=1}^n W_i \sin\alpha \quad (V.31)$$

V.5.8 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient « K s » sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

V.5.8.1 Retenue pleine : (talus aval)

Le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge

$$K_{ss} = \frac{\sum(N_n - U_i l_i) \operatorname{tg}\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum(G_n \cos\alpha - U_i l_i) \operatorname{tg}\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin\alpha} \geq K_{adm} \quad (\text{V.32})$$

$$K_{as} = \frac{\sum(N_n - U_i l_i) \operatorname{tg}\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum(G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum(G_i \cos\alpha - U_i l_i) \operatorname{tg}\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum(G_i \sin\alpha) + \frac{1}{R} \sum(G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \quad (\text{V.33})$$

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.

V.5.8.2 Retenue vide (fin de construction) : (talus amont et aval)

L'étape la plus critique se situe juste à la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg}\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum(G_i \cos\alpha) \operatorname{tg}\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin\alpha} \geq K_{adm} \quad (\text{V.34})$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg}\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum(G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos\alpha \operatorname{tg}\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum(G_i \sin\alpha) + \frac{1}{R} \sum(G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \quad (\text{V.35})$$

V.5.8.3 Vidange rapide :(talus amont)

La vidange rapide est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg}\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum(G_i \cos\alpha) \operatorname{tg}\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin\alpha} \geq K_{adm} \quad (\text{V.36})$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg}\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos\alpha \operatorname{tg}\varphi_i + \sum C_i dl}{\sum(G_i \sin\alpha)} \geq K_{adm} \quad (\text{V.37})$$

Tableau V-8 : Valeurs du coefficient de sécurité

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		<u>Sans séisme</u> $K_{SS, adm} = 1,10 \div 1,15$	<u>Avec séisme</u> $K_{as, adm} = 1,05$
Fin de Construction	<u>Talus amont</u> $R_1=10.91m$ $R_2=11.88m$ $R_3= 13.708m$	3.90 4.12 4.65	1.70 1.74 1,84
	<u>Talus aval</u> $R_1= 15.94 m$ $R_2= 17.25 m$ $R_3= 17.89 m$	5.21 5.30 5.90	1,91 1.84 1.97
Fonctionnement Normal	<u>Talus aval</u> $R_1= 16.70 m$ $R_2= 16.00 m$ $R_3= 15.59m$	5.48 5.62 5.41	1.90 1.92 1.87
Vidange Rapide.	<u>Talus amont</u> $R_1= 13.46 m$ $R_2=14.80m$ $R_3= 15.71m$	4.58 4.03 3.29	1,36 1,82 1,46

Conclusion

D'après les résultats obtenus pour différents types de fonctionnements, nous remarquons que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée.

CHAPITRE VI

**Etude des
ouvrages
annexes**

Introduction

Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres, en utilisant pour ce but la charge hydraulique effective disponible.

Les dimensions des plants en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que des conditions de réalisation et d'exploitation.

VI.1 L'évacuateur de crues

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans créer d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

VI.1.1 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 qualité des prévisions de crues
- La sismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation
- La durée et les degrés d'utilisation
- Les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé
- Le type de barrage
- Les conditions d'exploitations.

VI.1.2 Différents types d'évacuateurs de crue

- **Evacuateur central**

Il est fait en béton, en maçonnerie ou en gabions, il 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.

- **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 canal 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. Il peut être revêtu ou non en fonction de la nature des sols de fondation.

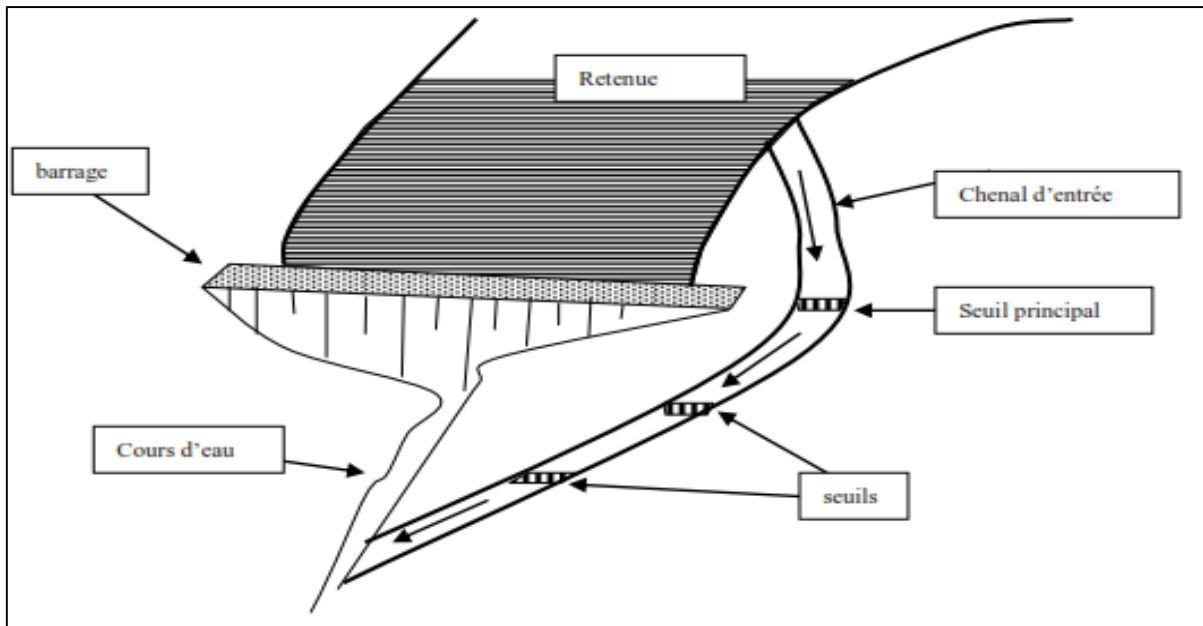


Figure VI-1 : Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal

❖ Évacuateur de crue latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs d'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.
-

❖ Évacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est d'écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Il représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

VI.1.3 Choix de la variante

Pour des raisons topographiques et notamment l'accessibilité sur la crête de la digue, dans notre étude nous optons pour un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal sur la rive gauche.

L'évacuateur de crues latéral à entonnement frontal est constitué des éléments suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.

- Un chenal d'écoulement
- Un convergent
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de fuite.

VI.1.4 Dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue

VI.1.4.1 Canal d'approche :

Le canal d'approche permet de guider l'écoulement de la crue vers le seuil déversant. 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 :

$$V = \frac{Q}{S_{can}} \quad (VI.1)$$

Avec :

Q : Débit à évacuer (m³/s), Q = 13.01m³/s

S_{can} : section du canal d'approche (m²).

Tel que :

$$S_{can} = H * b \quad (VI.2)$$

Avec :

H : charge hydraulique (m)

$$H = h_{dév} + P \quad (VI.3)$$

Avec :

h_{dév} : lame déversée en (m), h = 0.99 m

b : largeur du déversoir, b = 6 m

P : hauteur de pelle en (m)

$$0.4 \leq \frac{P}{h_{dév}} \leq 1.6 \quad (VI.4)$$

$$0.39 \leq P \leq 1.58 \quad (VI.5)$$

Nous prenons : P=1m

D'où :

$$H = 1.99 \text{ m}$$

$$V = 1.08 \text{ m/s}$$

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (2.5÷2.90) m/s, V < V_{adm}, donc pas de risque d'érosion.

- **Pente du canal d'approche :**

Pour un régime uniforme :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{\frac{2}{3}} * I_0^{1/2} \quad (\text{VI.6})$$

Avec :

- Q : Débit à évacuer (m³/s)
- n : Coefficient de Manning
- S : Section mouillée (m²)
- R : Rayon hydraulique (m)
- I_0 : Pente du fond (m/m).

D'où :

$$I_0 = 0.18 \text{ ‰}$$

➤ **Hauteur du mur du canal d'approche :**

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante :

$$R_e = 0.6 + 0.05V (h_{\text{dév}})^{1/3} \quad (\text{VI.7})$$

Donc :

$$R_e = 0.65 \text{ m}$$

La hauteur de mur est

$$H_m = H + R_e \quad (\text{VI.8})$$

Donc :

$$H_m = 2.65 \text{ m} \quad \text{nous prenons} \quad H_m = 2.65 \text{ m}$$

➤ **Longueur du canal d'approche :**

D'après le plan topographique, la longueur du canal d'approche est égale à 25.25 m.

VI.1.4.2 Déversoir

Le déversoir a pour but de collecter les eaux de la retenue, il joue un rôle d'une section de contrôle, il est dimensionné en fonction des contraintes de stabilité et de débit de pointe de l'hydro gramme.

On adopte un déversoir à profil WES qui sera dimensionné selon les étapes suivantes :

La partie amont sera calculé par la formule ci-après :

$$\frac{X^2}{A^2} + \frac{(B - Y)^2}{B^2} = 1 \quad (\text{VI.9})$$

Avec :

- A, B : Paramètres déduits de l'abaque représentée dans l'annexe III ;
- X, Y : Coordonnées du profil de la paroi amont.

La partie avale sera calculée selon la formule suivante ainsi que la distance avale :

$$\frac{Y}{H_d} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H_d} \right)^n \quad (\text{VI.10})$$

$$\frac{X_{dt}}{H_d} = 0.485(K * \alpha)^{1.176} \quad (\text{VI.11})$$

Tel que :

α : Paramètre adimensionnel égal à 2

Tableau VI-1 : Valeurs des paramètres K et n

Pente amont	K	N
Verticale	2	1.85
3/1	1.936	1.836
3/2	1.939	1.81
3/3	1.873	1.776

Dans notre cas : n=1.85 et k=2 (Paroi amont verticale)

➤ **Calcul de H_d :**

Pour le dimensionnement, il est important d'éviter le dimensionnement avec le H_d max et cela pour éviter le phénomène de cavitation.

$H_e=0.99\text{m}$

$V_a=1.08\text{m/s}$

Donc : $H_{d\max}=0.93\text{m}$ et comme H_e et $H_{d\max}<10\text{m}$ alors : $H_d=0.7*H_{d\max}=0.7*0.93$

$H_d=0.65\text{m}$

D'après les abaques, nous avons :

$$\frac{A}{H_d} = 0.275 \quad \text{Donc : } A=0.18$$

$$\frac{B}{H_d} = 0.163 \quad \text{Donc : } B=0.10$$

Tableau VI-2 : Coordonnées du parement amont du déversoir

x	y
0	0
-0,017	-0,0005
-0,035	-0,002
-0,053	-0,004
-0,071	-0,0088
-0,089	-0,014
-0,107	-0,021
-0,125	-0,030
-0,143	-0,0424
-0,161	-0,059

Par la formule VI-11 nous avons trouvé : $X_{dt}=1.6m$

Tableau VI-3 : Coordonnées du parement aval du déversoir

x	y
0	0
0,16	-0,018
0,32	-0,068
0,48	-0,144
0,64	-0,245
0,8	-0,370
0,96	-0,519
1,12	-0,690
1,28	-0,884
1,44	-1,099
1,6	-1,336

Concernant le profil de la surface supérieure de la nappe liquide, nous avons dans le tableau ci-après les coordonnées de cette surface en adoptant trois profil selon les valeurs du rapport $H/H_d=0.5 ; 1$ et 1.33

Nous calculerons à partir de ce tableau, les coordonnées de notre surface supérieure pour une valeur de $H/H_d=1.06$

Tableau VI-4 : Coordonnées de la surface supérieure de la nappe liquide franchissant un déversoir standard type WES, à paroi amont verticale

x/Hd	X	y/Hd	Y
-1	-0,93	-0,961	-0,89
-0,8	-0,744	-0,972	-0,90
-0,6	-0,558	-0,95	-0,88
-0,4	-0,372	-0,921	-0,85
-0,2	-0,186	-0,884	-0,82
0	0	-0,816	-0,75
0,2	0,186	-0,741	-0,68
0,4	0,372	-0,658	-0,61
0,6	0,558	-0,527	-0,49
0,8	0,744	-0,387	-0,35
1	0,93	-0,214	-0,19
1,2	1,116	0,111	0,10
1,4	1,302	0,361	0,33
1,6	1,488	0,623	0,57
1,8	1,674	0,928	0,86

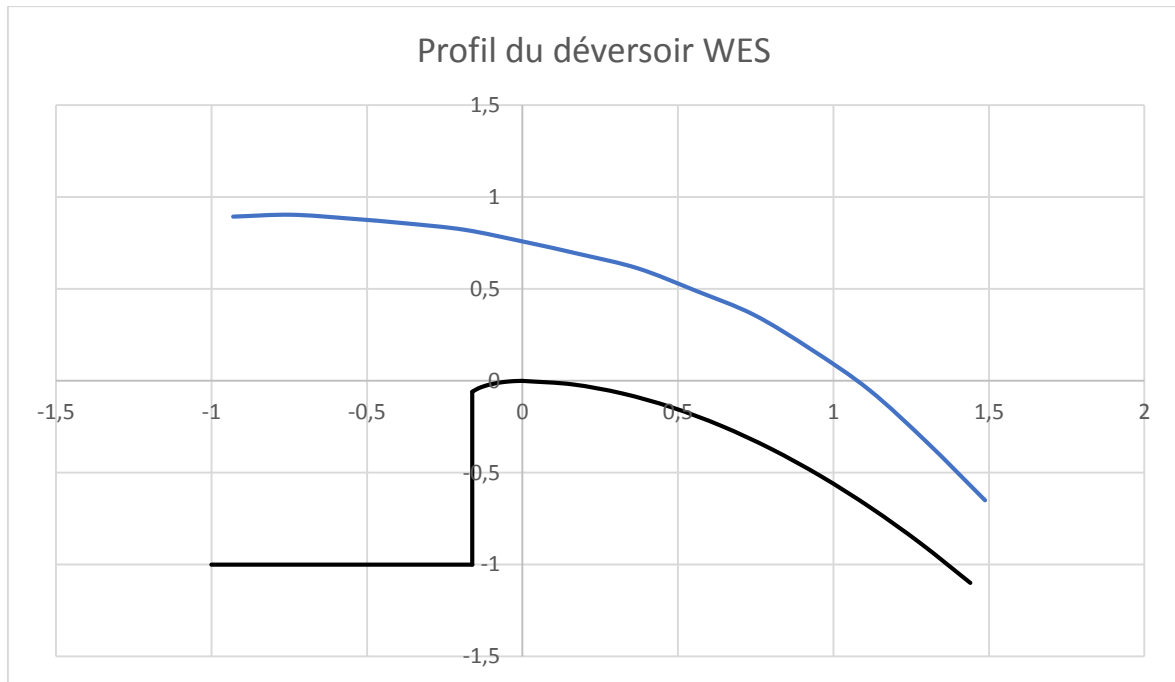


Figure VI-2 : Profil déversoir type WES.

VI.1.4.3 Chenal d'écoulement

Le chenal d'écoulement se situe à l'aval immédiat du déversoir, il doit posséder une pente suffisamment faible pour assurer un écoulement fluvial. La forme rectangulaire est généralement la plus adaptée pour le chenal. L'écoulement dans ce chenal n'est généralement pas uniforme, car le chenal est trop court. Il s'établit un ressaut, juste à l'aval du déversoir, qui conduit à un écoulement fluvial.

La longueur du chenal est déterminée à partir du plan topographique, elle est égale à 10 m.

La pente est égale à 0.3%.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calcule la profondeur critique " y_c " et la pente critique " I_c " .

❖ Profondeur critique

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad (\text{VI.12})$$

Avec :

Q : Débit à évacuer (m^3/s), $Q = 13.01 \text{ m}^3/\text{s}$

b : largeur du chenal, $b = 6\text{m}$

g : l'accélération de pesanteur, $g = 9.81\text{m/s}^2$

$y_c = 0.78 \text{ m}$

❖ Pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour $y = y_c$

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(b + 2 * y_c)^{2/3}}{K(b * y_c)^{5/3}} \right]^2 \quad (\text{VI.13})$$

Avec :

R : rayon hydraulique (en m).

I : la pente en (m/m).

S : section mouillée

K : coefficient de Manning-Strickler, K= 67

D'où :

$$I_{cr} = 0.0032$$

$$\underline{I_{cr} = 0.32 \%}$$

0.3 % < 0.32 % => I < I_{cr} : écoulement fluvial donc la condition est vérifiée.

VI.1.4.4 Convergent

Le convergent 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.

➤ Angle d'inclinaison θ

$$\theta = \text{tg}^{-1} \frac{1}{2 * F_1} \left(\frac{b_1}{b_2} - 1 \right) \quad (\text{VI.14})$$

Avec :

Θ : angle d'inclinaison du convergent

B₁ : est la largeur au plafond du bief amont ; b₁=6m

B₂ : est la largeur au plafond de la section de contrôle ; b₂=3m

F₁ : Nombre de Froude ; F₁=1.0035

D'où :

$$\underline{\Theta = 1.84^\circ}$$

➤ Longueur du convergent

La longueur du convergent est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$L = \frac{\Delta b / 2}{\text{tg}\theta} \quad (\text{VI.15})$$

D'où : L=4m

VI.1.4.5 Le coursier :

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et conduit l'eau du convergent au bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

A. Largeur du coursier

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \quad (\text{VI.16})$$

Avec :

$$B = 13.01^{0.4} = 2.79 \text{ m}$$

$$\underline{B = 3 \text{ m.}}$$

B. Longueur et pente du coursier

La longueur et la pente du coursier sont obtenus directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 46 m et la pente est 15%.

C. Profondeur critique

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 * B}{g * S^3} = 1 \quad (\text{VI.17})$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * B^2}} \quad (\text{VI.18})$$

B : est la largeur du coursier égale à 3 m

$$\underline{h_{cr} = 1.24 \text{ m.}}$$

D. Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme. Elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = S * C * \sqrt{R * I} \quad (\text{VI.19})$$

Avec :

S : section du coursier

I : pente du coursier, I=15 %

C_n : coefficient de Chézy

R : rayon hydraulique

En substituant de la même manière que pour le chenal d'écoulement, nous aurons :

$$Q = \frac{1}{n} * I^{\frac{1}{2}} * (h_n * b)^{\frac{5}{2}} * (2h_n + b)^{\left(-\frac{3}{2}\right)} \quad (\text{VI.20})$$

Nous aurons :

$$\underline{h_n = 0.54 \text{ m}}$$

$$V_n = \frac{Q}{b.h_n}$$

$$V_n = 8.03 \text{ m/s}$$

Nous constatons que $h_n < h_{cr}$, donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal à forte pente.

E. Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Le calcul est basé sur la méthode d'indirecte d'intégration numérique, Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant $\frac{dQ}{dx}=0$, est :

$$\frac{dy}{dx} = (S_0 - S_f)(1 - F_r^2) \quad (\text{VI.21})$$

Avec :

S_0 : Pente du fond ;

S_f : Pente de la ligne d'énergie ;

F_r : Nombre de Froude.

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 :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2)/(A^2 R^{4/3})}{1 - (B * Q^2)/(g * A^3)} \quad (\text{VI.22})$$

Avec :

B : Largeur du coursier (m).

n : Coefficient de rugosité ;

A : La section transversale (m²) ;

Q : Débit (m³/s) ;

R : Rayon hydraulique (m) ;

B : Largeur du coursier (m).

On fait varier Y_i et on calcul la distance Δx correspondante en fonction de la profondeur moyenne $Y_{moy} = Y_i + Y_{i-1} / 2$.

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul à chaque valeur de y_i , utilisant y_{moy} , et en l'ajoute à cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieure à la longueur L , et on continue avec une valeur de $y_i < y_{i-1}$ jusqu'à trouver la somme de Δx égal à la longueur L de coursier.

Dans notre cas toujours $y_c < y_i < y_0$ (Courbe de remous type S2).

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-5 : Résultat du calcul de la ligne d'eau du coursier

y	V _{moy}	S _{moy}	P _{moy}	R _{moy}	Fr ²	1-Fr ²	n ² Q ² /A ² R ⁴ (4/3)	I0-G	Δx	L
1,24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1,2	1,22	3,66	5,44	0,673	1,056	-0,056	0,004	0,14	-0,015	0
1,16	1,18	3,54	5,36	0,660	1,167	-0,167	0,005	0,145	-0,046	0
1,12	1,14	3,42	5,28	0,648	1,294	-0,294	0,005	0,145	-0,081	0
1,08	1,1	3,3	5,2	0,635	1,440	-0,440	0,006	0,144	-0,122	0
1,04	1,06	3,18	5,12	0,621	1,610	-0,610	0,006	0,144	-0,170	0
1	1,02	3,06	5,04	0,607	1,807	-0,807	0,007	0,143	-0,225	1
0,96	0,98	2,94	4,96	0,593	2,037	-1,037	0,008	0,142	-0,291	1
0,92	0,94	2,82	4,88	0,578	2,308	-1,308	0,009	0,141	-0,370	1
0,88	0,9	2,7	4,8	0,563	2,630	-1,630	0,010	0,140	-0,465	2
0,84	0,86	2,58	4,72	0,547	3,014	-2,014	0,011	0,139	-0,580	2
0,8	0,82	2,46	4,64	0,530	3,477	-2,477	0,013	0,137	-0,722	3
0,76	0,78	2,34	4,56	0,513	4,040	-3,040	0,015	0,135	-0,899	4
0,72	0,74	2,22	4,48	0,496	4,731	-3,731	0,017	0,133	-1,123	5
0,68	0,7	2,1	4,4	0,477	5,589	-4,589	0,020	0,130	-1,414	6
0,64	0,66	1,98	4,32	0,458	6,668	-5,668	0,024	0,126	-1,799	8
0,6	0,62	1,86	4,24	0,439	8,044	-7,044	0,029	0,121	-2,324	11
0,56	0,58	1,74	4,16	0,418	9,826	-8,826	0,035	0,115	-3,071	14
0,52	0,54	1,62	4,08	0,397	12,175	-11,17	0,043	0,107	-4,190	18
0,48	0,5	1,5	4	0,375	15,337	-14,33	0,055	0,095	-6,006	24
0,44	0,46	1,38	3,92	0,352	19,696	-18,69	0,070	0,080	-9,357	33
0,431	0,4355	1,3065	3,871	0,338	23,210	-22,21	0,083	0,067	-13,202	46

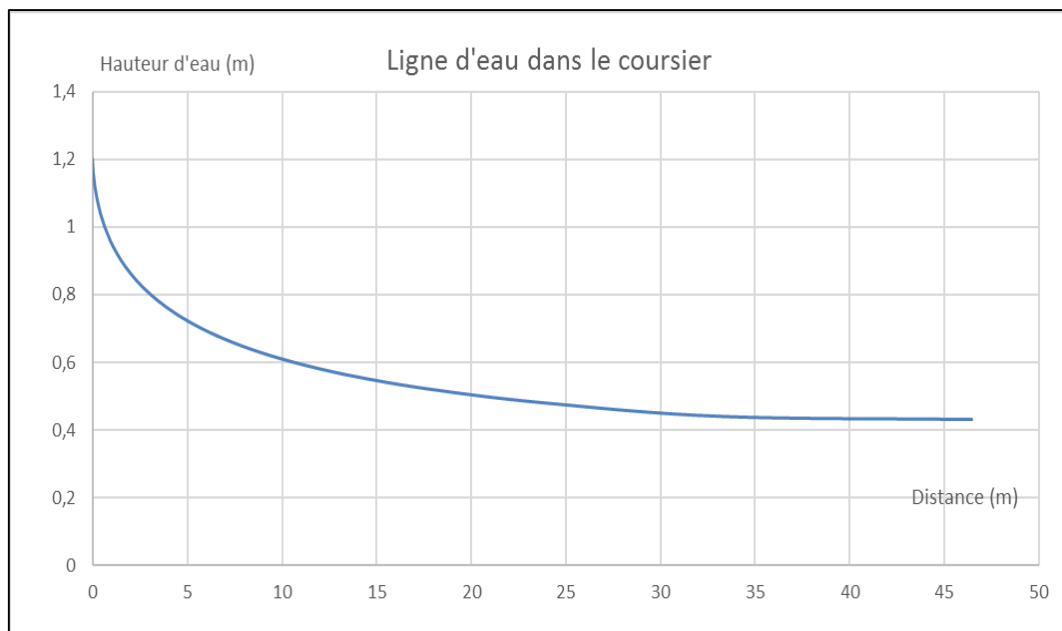


Figure VI-3 : Ligne d'eau dans le coursier

G. Détermination de la hauteur des murs bajoyers

La hauteur des murs bajoyers est déterminée comme suit :

$$H_{mur} = H + R \tag{VI.23}$$

Avec :

H_{mur} : hauteur des murs bajoyers

H : hauteur d'eau

R : revanche

Tableau VI-6 : Hauteurs des murs bajoyers du coursier

L (m)	H(m)	V(m/s)	R (m)	H_m (m)
0	1,24	3,49	0,24	1,48
5	0,72	6,02	0,32	1,04
6	0,68	6,37	0,34	1,02
8	0,64	6,77	0,35	0,99
11	0,6	7,22	0,36	0,96
14	0,56	7,74	0,37	0,93
18	0,52	8,33	0,39	0,91
24	0,48	9,03	0,41	0,89
33	0,44	9,85	0,43	0,87
46	0,43	10,08	0,44	0,87

VI.1.4.6 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_1 .

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_1 . Ces valeurs entraînent la formation des ondulations dans le courant aval ou à des tourbillons instables voire à une dissipation d'énergie quasiment nulle.

Les différents types de ressaut hydraulique en fonction du nombre de Froude sont les suivants :

Tableau VI-7 : Choix du type de bassin selon l'USBR

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1.0 \leq Fr \leq 1.7$	Ressaut ondulé.
$1.7 \leq Fr \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq Fr \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq Fr \leq 9$	Ressaut stable (Stationnaire).
$Fr \geq 9$	Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

➤ **Calcul de la vitesse à l'entrée du dissipateur V1 :**

$$V_1 = \frac{q}{Y_1} \quad (\text{VI.24})$$

Avec :

q : Débit unitaire (m³/s/ml)

Y1 : hauteur d'eau à la fin du coursier (m), dans notre cas ; Y1=0.43m

D'où :

$$\underline{V_1=10.08 \text{ m/s.}}$$

➤ **Calcul du nombre de Froude à l'entrée du dissipateur FR1 :**

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g * Y_1}} \quad (\text{VI.25})$$

D'où :

$$\underline{Fr_1=4.91}$$

D'après le **Tableau (VIII-5)**, nous avons un ressaut stable.

➤ **Choix du type de dissipateur :**

Le type du bassin de dissipation est en fonction du nombre de Froude et de la vitesse D'écoulement à l'entrée du bassin.

Selon la classification USBR il y a trois types :

- Si (2,5 < Fr1 < 4,5) le saut est oscillant ; on conçoit un dissipateur de **type I**.
- Si (Fr1 > 4.5) le saut est stable, alors :
 - ✓ Si (V1 < 15 m/s), on conçoit un dissipateur de **type II**.
 - ✓ Si (V1 > 15 m/s), on conçoit un dissipateur de **type III**.

Dans notre cas, nous optons pour un bassin de dissipation **type II**
(Fr1>4.5 et V1<15m/s).

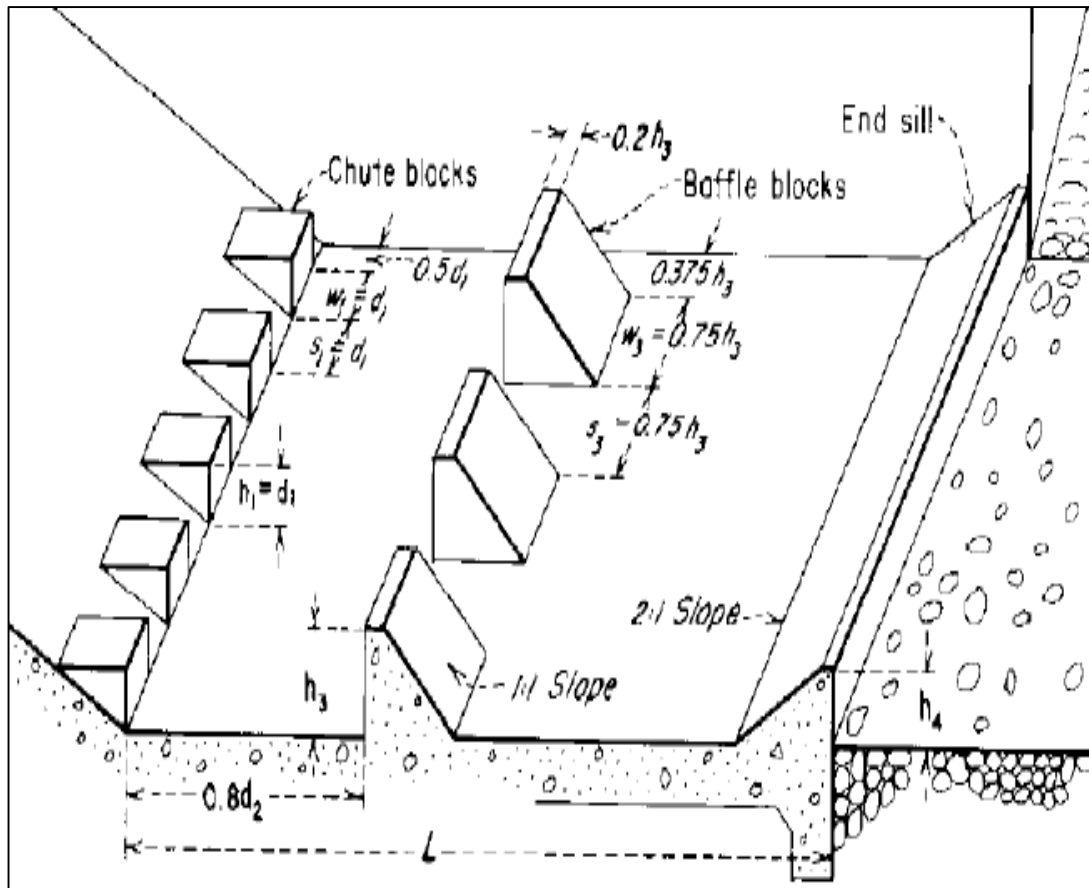


Figure VI-4 : Schéma du bassin de dissipation type II

➤ Conception d'un dissipateur de Type II ($Fr_1 > 4.5$; $V_1 < 15$ m/s)

A-La hauteur conjuguée de (Y1) :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 0.5 \left(\sqrt{8Fr_1^2 + 1} - 1 \right) \tag{VI.26}$$

D'où :

$Y_2 = 2.77$ m

B- La longueur des dissipateurs (LII) :

$$L_{II} = Y_2(1.62 + 0.1788Fr_1 + 0.007Fr_1^2) \tag{VI.27}$$

D'où :

$L = 7.41$ m

C- Les dimensions des dents défectrices (ou bloc de chute) :

Tableau VI-8 : Dimensions des dents défectrices

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur h	Y1	0.43
Epaisseur W	Y1	0.43
Espace entre les dents S	Y1	0.43

Le nombre de dents défectrices (n) :

$$n = \frac{b}{2Y_2} \quad (\text{VI.28})$$

D'où :

$$\underline{N=3}$$

D- Les dimensions des blocs de chicane :

$$h_3 = Y_1(0.545 + 0.175 * Fr_1) \quad (\text{VI.29})$$

Tableau VI-9 : Dimensions des blocs de chicane

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur	h_3	0.6
Epaisseur	$0.75h_3$	0.45
Epaisseur supérieure	$0.2h_3$	0.12
Espace entre les blocs	$0.75h_3$	0.45

Distance entre blocs de chute et blocs de chicanes :

$$d=0,8 * d_2$$

$$d_2 = \frac{L_{II}}{1.071 + 0.358Fr_1 - 0.025Fr_1^2 + 0.00055Fr_1^3} \quad (\text{VI.30})$$

$$\underline{d_2= 3.3 \text{ m}}$$

$$\underline{d=2.6 \text{ m}}$$

E- Les dimensions du seuil terminal

$$h_4 = Y_1(0.956 + 0.063 * Fr_1) \quad (\text{VI.31})$$

D'où :

$$\underline{h_4=0.54 \text{ m.}}$$

Epaisseur de la face supérieure du seuil= $0,04.h_4= 0.021 \text{ m.}$

VI.1.4.7 Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1 et une pente de 0.22 % a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

➤ La hauteur critique

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante (Agraskine) :

$$h_{cr} = k \left(1 - \frac{Z'}{3} + 0.105 * Z'^2 \right) \quad (\text{VI.32})$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 * g}} \quad (\text{VI.33})$$

$$Z' = \frac{K * m}{b} \quad (\text{VI.34})$$

Avec :

m : fruit des talus du canal de fuite, m =1

D'où :

$$Z' = 0.41$$

$$K = 1.24$$

$$h_{cr} = 1.07 \text{ m}$$

- **La pente critique**

$$I_{cr} = \frac{g * h_c}{C^2 * R_c} \quad (\text{VI.35})$$

Avec :

I_{cr} : pente critique

R_c : rayon critique

S_c : section critique

P_c : périmètre critique

C_c : coefficient de Chézy

n : coefficient de rugosité, n=0.015 (m)

La pente critique est :

$$I_{cr} = 0.0024 = 0.24\%$$

Tableau VI-10 : Récapitulatif des résultats

Grandeur	Valeur (m)
S_c (m ²)	4.37
P_c (m)	6.03
R_c (m)	0.72
C_c (m ⁻⁶)	77.25
I_{cr} (%)	0.24

- **Profondeur normale dans le canal**

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S * C * \sqrt{R * I} \quad (\text{VI.36})$$

Pour la hauteur normale nous avons :

$$S_c = m * h_n^2 + b * h_n \quad (\text{VI.37})$$

$$P_n = b + 2h_n\sqrt{1 + m^2} \quad (\text{VI.38})$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} * I^{1/2} * (mh_n^2 + bh_n)^{5/2} (2h_n\sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \quad (\text{VI.39})$$

Le résultat du calcul par itération donne :

$$\underline{H_n = 1.011 \text{ m}}$$

- **Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b \cdot h_n + m \cdot h_n^2} \quad (\text{VI.40})$$

D'où :

$$\underline{V = 3.02 \text{ m/s}}$$

VI.1.5 Etude de stabilité :

L'évaluation statique du corps du déversoir consiste dans la détermination de la stabilité renversement, au poinçonnement et au glissement suivant la surface de contact béton-roche d'assise. Afin de trouver les dimensions des éléments de l'évacuateur de crues après avoir été proposé.

VI.1.5.1 Stabilité du déversoir

Le calcul de stabilité du déversoir se fait pour une hauteur déversante maximale $H_d = 0.99 \text{ m}$.

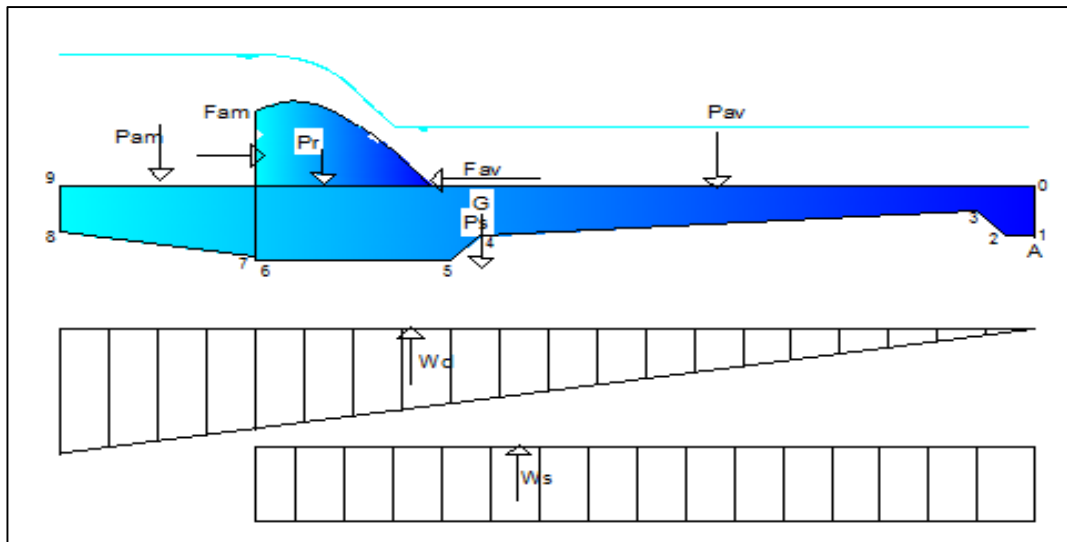


Figure VI-5 : Répartition des forces horizontales et verticales agissant sur le déversoir

❖ Pré-dimensionnement de l'ouvrage :

La première étape consiste à pré-dimensionner le radier du déversoir avec la vérification des infiltrations par la méthode de contour linéaire « méthode de Bligh ».

$$H = H_{dév} + P = 1.99\text{m} \quad (\text{VI.41})$$

Avant radier :

- Longueur = $(1 \div 2)H = 1 * 1.99 = 1.99 \text{ m}$
- Épaisseur :

$$t_{ar1} = 0.55 \text{ m}$$

$$t_{ar2} = 0.75 + 0.05.H = 0.75 + 0.05 * 1.99 = 0.85 \text{ m}$$

Radier :

- Longueur = $(3 - 5) H = 4 * 1.99 = 7.96 \text{ m}$
- Épaisseur :

$$t_{r1} = (0.25 \div 0.3) H = 0.3 * 1.99 = 0.6 \text{ m}$$

$$t_{r2} = (0.13 \div 0.15) H = 0.14 * 1.99 = 0.27 \text{ m}$$

$$S1 = (2 \div 7) \text{ m} = 2\text{m}$$

$$S2 = Tr2 = 0.85\text{m}$$

$$Sp = (0.02 \div 0.05) * Lr = 0.03 * 9.95 = 0.24\text{m}$$

Méthode de contour linéaire : (Méthode de Bligh).

L'hypothèse de cette méthode :

- Le sol est homogène. On suppose qu'elle est vérifiée.
- La répartition des sous pression est considérer linéaire.
- La condition à vérifier est que la longueur de contour déployé (L_{cdr}) est supérieure à la longueur de contour théorique de Bligh (L_{Th}).

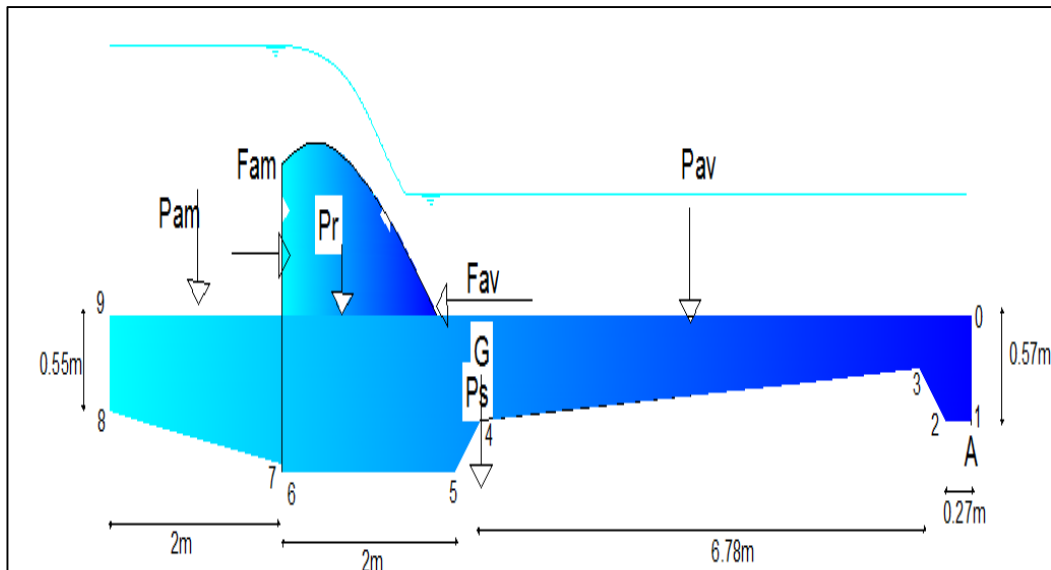


Figure VI-6 : Pré-dimensionnement du déversoir

Avec :

$$L_{Th} = \Delta H * C \tag{VI.42}$$

(C = 3, Coefficient de proportionnalité en fonction de type de sol).

$$\Delta H = H - H_2 = 1.99 - 0.16 = 1.83\text{m.}$$

$$L_{Th} = 1.83 * 3 = 5.49\text{m}$$

$$\underline{L_{Th} = 5.49\text{m}}$$

$$L_{cdr} = \sum l_x \tag{VI.43}$$

$$L_{cdr} = 0.57 + 0.27 + 0.42 + 6.78 + 0.85 + 2 + 0.3 + 2 + 0.55 = 13.74\text{m}$$

$$\underline{L_{cdr} = 13.74\text{m}}$$

$$L_{cdr} = 13.74\text{m} > L_{Th} = 5.49\text{m.}$$

Alors la condition de Bligh est vérifiée.

Maintenant on doit les corriger avec les épaisseurs de Bligh que on calcul comme suivante :

$$h_x = \frac{\Delta H}{L_{cdr}} * L_x \tag{VI.44}$$

$$t_x = \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w} \right) * h_x \tag{VI.45}$$

Avec :

t_x : épaisseur de radier (de Bligh).

γ_w : Poids spécifique de l'eau. (γ_w : =1000Kgf/m3).

γ_b : Poids spécifique de béton. ($\gamma_b = 2400 \text{Kg/m}^3$).

n : coefficient de sécurité varie en fonction de classe de l'ouvrage ; ($n=0.85-1.25$)

On prend : $n = 1$.

Tableau VI-11 : Calcul des sous-pressions par la méthode de Bligh

Point	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Lx(m)	0	0.57	0.84	1.26	8.04	8.89	10.89	11.19	13.19	13.47
Hx(m)	0	0.08	0.11	0.17	1.07	1.18	1.45	1.49	1.76	1.83
T_{BLIGH}(m)	0	0.05	0.08	0.12	0.76	0.85	1.04	1.06	1.25	1.31
T_{pré}(m)	0	0.508	0.508	0.27	0.6	0.83	0.83	0.85	0.55	0
T_d(m)	0	1	1	0.5	1	1	1	1	0.5	0

❖ Calcul des forces :

A- Forces verticales :

1-Sous pression :

- **Sous pressions dynamiques** : qui agit sur toute la fondation (radier + avant radier)

$$W_d = l_s * \gamma_w * S_{sp}^d = 9.10t \quad (\text{VI.46})$$

Avec :

S_{sp}^d : Epure des sous pressions dynamiques ;

l_s : largeur de déversoir ; $l_s = 1m$

- **Sous pression statiques** :

$$W_s = l_s * \gamma_w * S_{sp}^s = 1.27t \quad (\text{VI.47})$$

Avec :

S_{sp}^s Epure des sous pressions statiques

2-Poids du rideau :

$$P_r = \gamma_b * S_r * l = 4.53t \quad (\text{VI.48})$$

Avec :

S_r : Surface transversale du déversoir

3-Poids de la semelle :

$$P_s = \gamma_d * S_s * l = 13.92t \quad (\text{VI.49})$$

Avec :

S_s : Surface transversale du déversoir

4-Poids de l'eau aval :

$$P_w^{av} = \gamma_w * S_w^{av} * 1 = 0.98t \quad (VI.50)$$

Avec :

S_w^{av} : Surface transversale du déversoir

5-Poids de l'eau amont :

$$P_w^{am} = \gamma_w * S_w^{am} * 1 = 3.96t \quad (VI.51)$$

Avec :

S_w^{am} : Surface transversale du déversoir

B-Forces horizontales

1-Poussée de l'eau amont :

$$F_w^{am} = \frac{1}{2} * \gamma_w * h_{am}^2 = 3.27t \quad (VI.52)$$

2-Poussée de l'eau avale :

$$F_w^{av} = \frac{1}{2} * \gamma_w * h_{av}^2 = 0.26t \quad (VI.53)$$

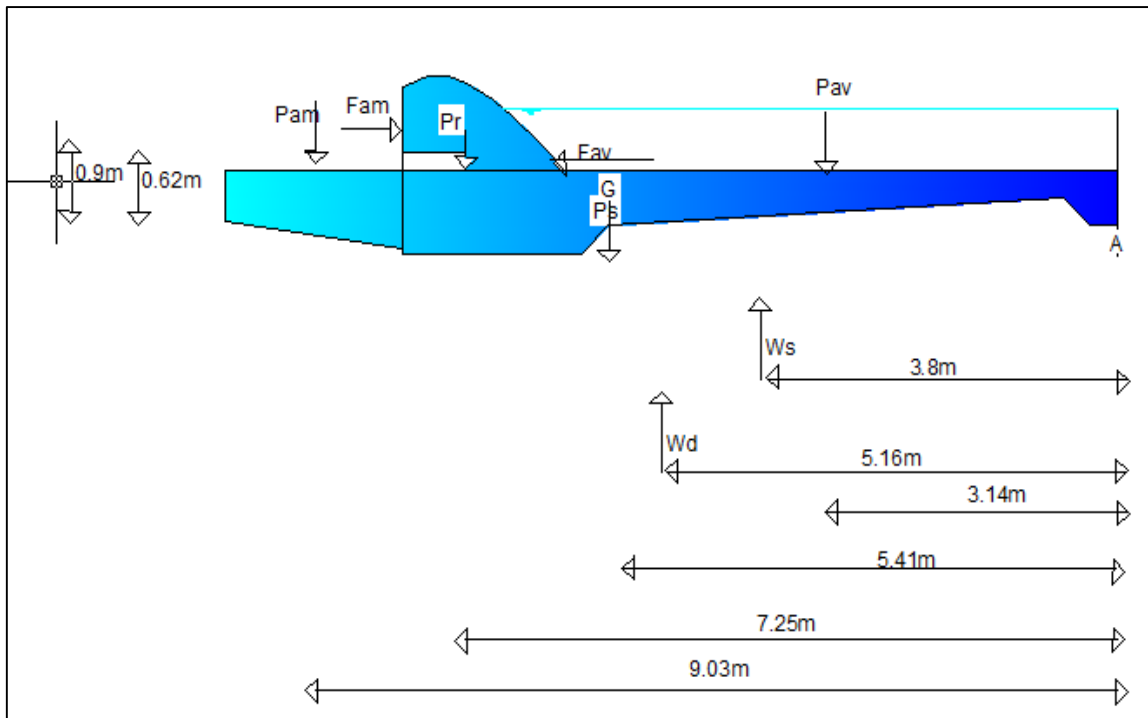


Figure VI-7 : Les forces agissant sur le déversoir et la semelle

❖ **Stabilité au renversement**

Le but ici consiste à vérifier que sous l'effet des différentes charges horizontales et verticales sur l'ouvrage ne pivote pas autour l'axe A, la condition est :

$$\frac{M_s}{M_d} \geq 1.5 \tag{VI.54}$$

Avec :

Ms : somme des moments des forces stabilisatrices.

Md : somme des moments des forces déstabilisatrices

$$\frac{147.21}{54.76} = 2.68 \geq 1.5 \tag{VI.55}$$

La stabilité au renversement est vérifiée.

❖ **Stabilité au glissement**

Pour que l'ouvrage soit stable au glissement il faut que :

$$\frac{\sum F_h}{\sum F_v} \leq f \tag{VI.56}$$

$$\frac{3.01}{13.02} = 0.23 \leq f = 0.8$$

La condition de stabilité au glissement du déversoir est vérifiée.

❖ Stabilité au poinçonnement

On dit que le déversoir est stable au poinçonnement si la contrainte transmise par le radier de l'ouvrage est inférieure à la contrainte de sol.

- Contraintes maximales et minimales de radier :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100B} + \frac{6M_G}{100B^2} \quad (\text{VI.57})$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100B} - \frac{6M_G}{100B^2} \quad (\text{VI.58})$$

Avec :

N : Somme des forces verticales ; $N=13.02t$

M_G : Somme des moments par rapport au centre de gravité du radier ; $M_G=22.36t.m$

B : Longueur du radier total en cm ; $B=995cm$

Et :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad (\text{VI.59})$$

Donc:

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3*0.26 - 0.005}{4} = 0.19 \text{ bar} \leq \sigma_{\text{sol}} = 3.6 \text{ bar}$$

La stabilité au poinçonnement est vérifiée.

La stabilité du déversoir au renversement, poinçonnement et au glissement sont vérifiées donc les dimensions choisis sont convenables.

VI.1.5.2 Stabilité des murs bajoyers du coursier :

❖ Pré dimensionnement de l'ouvrage :

$H=1.48m$.

$B_1(\text{semelle arrière}) = H/3 = 0.5m$.

$B_2(\text{semelle avant}) = B_{\text{coursier}}/2$ On prend $B_2=1.5m$.

Les épaisseurs des murs :

$e_1 = 0.4m$

$e_2 = 15 \text{ à } 30 \text{ cm}$, on prend : $e_2 = 0.3 \text{ cm}$

❖ Calcul des forces :

1-Poids du rideau :

$$P_r = \gamma_b * S_r * l_s = 2.88t \quad (\text{VI.60})$$

2-Poids de la semelle :

$$P_s = \gamma_b * S_s * l_s = 1.24t \quad (\text{VI.61})$$

3-Poids des terres sur la semelle :

$$P_t = \gamma_s * S_t * l_s = 1.33t \quad (\text{VI.62})$$

4-Poids des surcharges :

$$P_{sr} = S_{sr} * l_s = 0.9t \quad (\text{VI.63})$$

B-Forces horizontales**1-Poussée des terres :**

$$F_t = A_p * \frac{H^2}{2} * \gamma_t * l = 0.77t \quad (\text{VI.64})$$

Avec :

$$A_p = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) ; \varphi = 40^\circ \text{ et } A_p = 0.22$$

2-Poussée des surcharges :

$$F_t = A_p * S_r * H = 0.65t \quad (\text{VI.65})$$

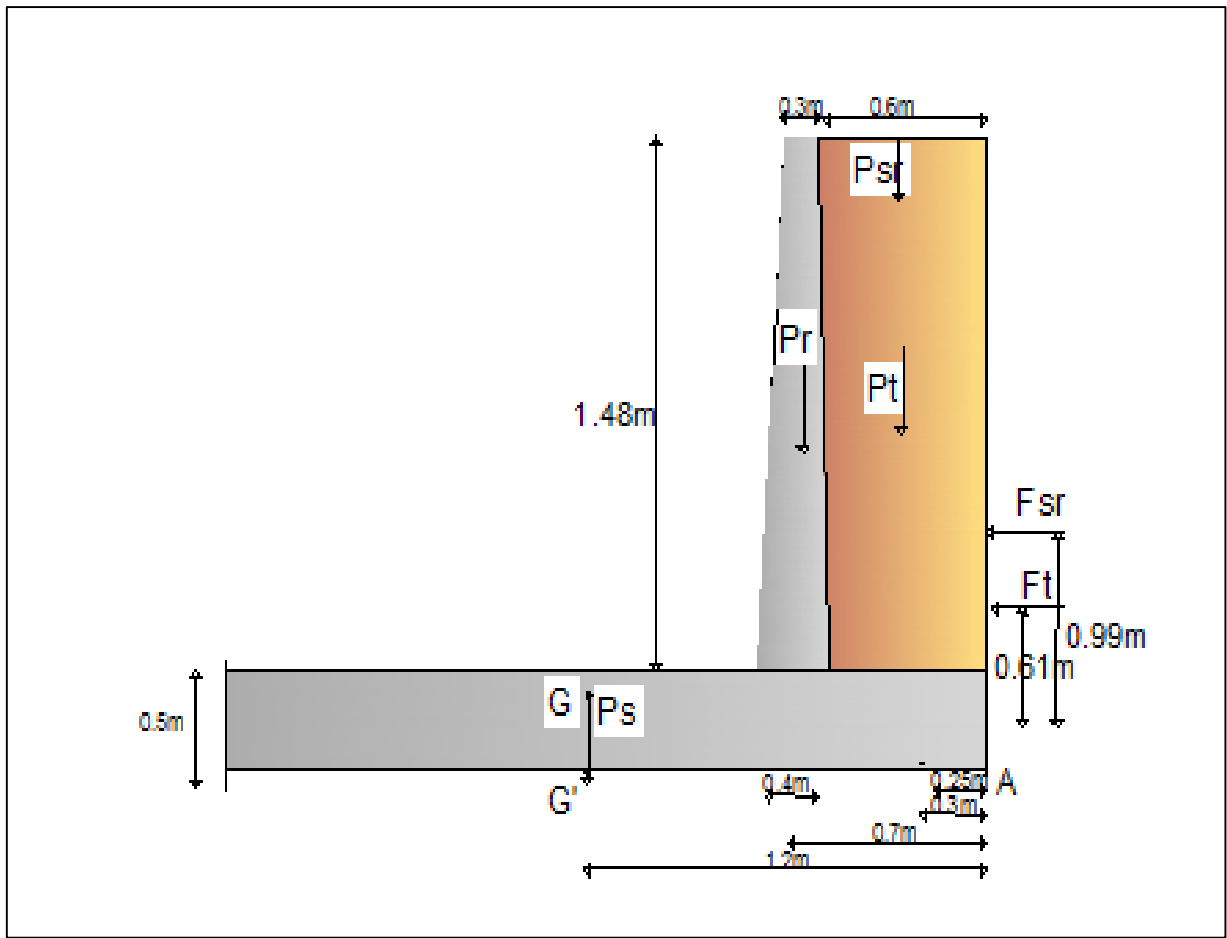


Figure VI-8 : Forces agissant sur le coursier

❖ Stabilité au renversement

$$\frac{M_s}{M_d} \geq 1.5 \tag{VI.66}$$

$$\frac{M_s}{M_d} = \frac{4.11}{1.16} = 4.25 \geq 1.5$$

La stabilité au renversement est vérifiée.

❖ Stabilité au glissement

Pour que l'ouvrage soit stable au glissement il faut que :

$$\frac{\sum F_h}{\sum F_v} \leq f \tag{VI.67}$$

$$\frac{F_h}{F_v} = \frac{1.42}{6.35} = 0.22 < 0.8$$

Donc le mur est stable au glissement

La condition de stabilité au glissement du déversoir est vérifiée.

❖ Stabilité au poinçonnement

$$\sigma_1 = 0.46$$

$$\sigma_2 = 0.05$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.42$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.36 \leq \sigma_{\text{sol}} = 3.6$$

La stabilité au poinçonnement est vérifiée.

La stabilité du déversoir au renversement, poinçonnement et au glissement sont vérifiées donc les dimensions choisies sont convenables.

VI.1.6 Calcul de ferrailage

VI.1.6.1 Ferrailage du coursier

A-Rideau du coursier :

Le rideau est calculé comme une console encadrée dans la semelle (ou comme un mur de soutènement), sur lequel s'exercent deux poussées, celles des terres et celles des Surcharges.

❖ Calcul des moments

Le calcul des aciers du rideau se fait à l'encastrement et à mi-hauteur :

➤ A l'encastrement :

$$M_e = \frac{1.35 * A * \gamma_s * h^3}{6} + \frac{1.35 * A * S * h^2}{2} = 0.83t.m \quad (\text{VI.68})$$

Avec :

1,35 : Coefficient de pondération pour les charges permanentes.

1,5 : Coefficient de pondération pour les charges supplémentaires.

➤ A mi-hauteur :

$$M_e = \frac{1.35 * A * \gamma_s * h^3}{48} + \frac{1.35 * A * S * h^2}{8} = 0.17t.m \quad (\text{VI.69})$$

❖ Calcul des aciers

Selon le diagramme dans l'annexe 5, on commence par le calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * d^2 * b} \quad (\text{VI.70})$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte admissible de compression du béton. ; $\sigma_{bc}=(0.85*f_{c28})/\gamma_b$

$f_{c28}=25$ MPA

$\gamma_b = 1.5$ dans le cas courant, ce qui donne : $\sigma_{bc} = 142$ bar.

M_e : Le moment total à l'encastrement= 0.83 t.m

b ; largeur de la section ; $b=100$ cm.

e : l'enrobage ; $e = 3$ cm.

d : hauteur de la section ; $d=h-e=40 - 3 = 37$ cm.

Et :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0.8} \quad (\text{VI.71})$$

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha \quad (\text{VI.72})$$

1- A l'encastrement :

$\mu=0.0042$

✚ Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\mu_1 = 0.8\alpha_1 - 0.32\alpha_1^2 \quad (\text{VI.73})$$

Avec :

$\alpha_1=0.68$ et $\mu_1=0.392$

Donc :

$\mu=0.0042 < \mu_1=0.392$

Donc pas d'acier comprimé.

$\alpha = 0,0053$

$\beta = 0.99$

As calculé= 0.64 cm^2

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section.

$A_{smin}=0,5\%(1,0*0,4) = 20 \text{ cm}^2$

$A_s=\max (A_s \text{ calculé}, A_{smin})$

$A_s=20\text{cm}^2$

On prend 7T20 $S_t=100/7=15\text{cm}$

2- A mi-hauteur :

De même façon on trouve les résultats suivants :

$$\mu = 0,0011$$

✚ Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\mu_1 = 0.8\alpha_1 - 0.32\alpha_1^2 \quad (\text{VI.74})$$

Avec :

$$\alpha_1 = 0.68 \text{ et } \mu_1 = 0.392$$

Donc :

$$\mu = 0.0011 < \mu_1 = 0.392$$

Donc pas d'acier comprimé.

$$\alpha = 0,0014$$

$$\beta = 0.99$$

$$Ah/2 = 0,15 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section.

$$A_{smin} = 0,5\% (1,0 * 0,35) = 17.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{smin}) = 17.5 \text{ cm}^2$$

On prend 6T20 $S_t = 100/6 = 15 \text{ cm}$

b-La semelle du coursier

❖ Calcul des contraintes :

La semelle est soumise, dans le cas le plus défavorable aux charges dues au poids du rideau, des réactions des sols, poids de la semelle et poids des terres et des surcharges, figure VII.2

1- Contrainte de rideau, des terres et des surcharges :

$$\sigma_{r,t,sr} = \frac{1.35 * (P_r + P_t) + 1.5 * (P_{sr})}{B'} = 4.97 \text{ t/m}^2$$

Avec :

B' : la longueur de la base de la semelle en cm.

2- Contrainte de la semelle :

$$\sigma_s = \frac{1.35 * (P_s)}{B} = 1.62 \text{ t/m}^2$$

3-Contraintes de sol

$$\sigma_1 = \frac{N}{100 * B} + \frac{6 * M_G}{100 * B^2} = 0.42t/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100 * B} - \frac{6 * M_G}{100 * B^2} = 0.10t/m^2$$

Avec :

MG : moment /G des forces verticales + moment /G des forces horizontales (avec l'application de coefficient de pondération) .

G : centre de la partie inférieure de la semelle.

4-Contraintes des réactions du sol aux points "B" et "C"

$$\sigma'_C = \sigma_2 + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2.4} \times 0.5 = 0.17 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_B = \sigma_2 + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2.4} \times 0.9 = 0.22 \text{ t/m}^2$$

Alors :

Au point A : $\sigma_A = 1.51 \text{ kg/cm}^2$

Au point B : $\sigma_B = 1.39 \text{ kg/cm}^2$

Au point C : $\sigma_c = 6.42 \text{ kg/cm}^2$

Au point D: $\sigma_D = 6.17 \text{ kg/cm}^2$

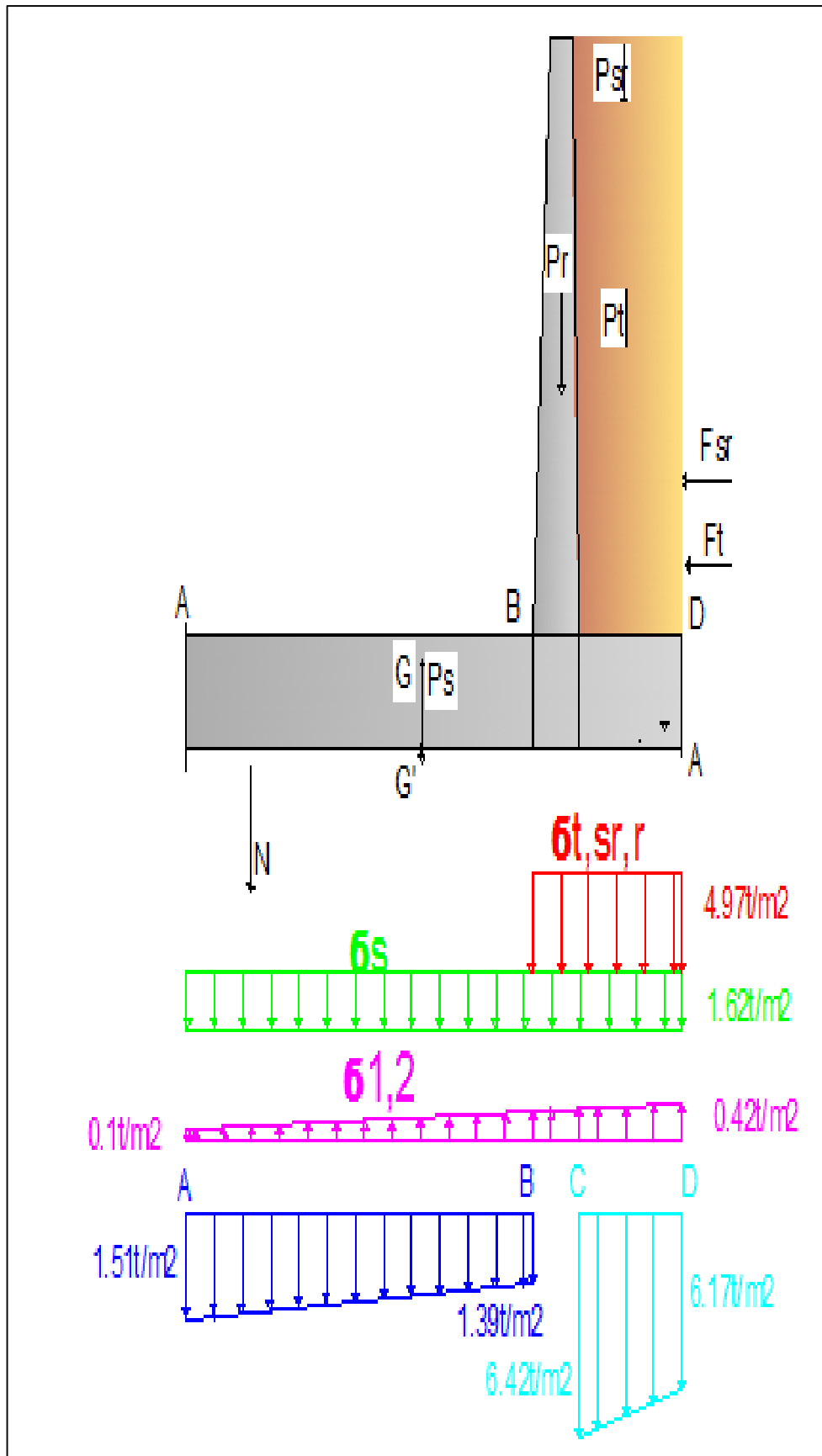


Figure VI-9 : Diagramme des contraintes sur la semelle

✓ **Partie CD :**

Le consol CD ferrailé avec le moment M_C en flexion simple.

❖ **Moment à l'encastrement :**

$$M_C = S_\sigma Y_{G2} = 0.78t.m \quad (\text{VI.75})$$

Avec :

S_σ : Aire du diagramme résultant ; =3.14m²

Y_{G2} : Centre de gravité du diagramme résultant =0.24m

❖ Calcul des aciers

De même façon on trouve les résultats suivants :

$$\mu = 0,0024$$

✚ Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\mu_1 = 0.8\alpha_1 - 0.32\alpha_1^2 \quad (\text{VI.76})$$

Avec :

$$\alpha_1 = 0.68 \text{ et } \mu_1 = 0.392$$

Donc :

$$\mu = 0.0024 < \mu_1 = 0.392$$

Donc pas d'acier comprimé.

$$\alpha = 0,0031$$

$$\beta = 0.998$$

$$A_{scal} = 0.47\text{cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section.

$$A_{smin} = 0,5\% (1,0 * 0,5) = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{smin}) = 25 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 6T25 \text{ St} = 100/6 = 15\text{cm}$$

✓ **Partie AB :**

Le consol AB ferrailé avec le moment M_C en flexion simple.

❖ **Moment à l'encastrement :**

$$M_B = S_\sigma Y_{G2} = 1.6t.m \quad (\text{VI.77})$$

Avec :

S_σ : Aire du diagramme résultant =2.17m²

Y_{G2} : Centre de gravité du diagramme résultant=0.74m

❖ Calcul des aciers

De même façon on trouve les résultats suivants :

$$\mu = 0,0051$$

✚ Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\mu_1 = 0.8\alpha_1 - 0.32\alpha_1^2 \quad (\text{VI.78})$$

Avec :

$$\alpha_1 = 0.68 \text{ et } \mu_1 = 0.392$$

Donc :

$$\mu = 0.0051 < \mu_1 = 0.392$$

Donc pas d'acier comprimé.

$$\alpha = 0,0061$$

$$\beta = 0.997$$

$$Ah/2 = 0,46 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section.

$$A_{smin} = 0,5\% (1,0 * 0,5) = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{smin}) = 25 \text{ cm}^2$$

On prend 6T25 $S_t = 100/6 = 15 \text{ cm}$

VI.2 Vidange de fond :

Les barrages modernes font normalement partie d'aménagements à buts multiples. Ces derniers peuvent servir, entre autres, à l'approvisionnement en eau potable et industrielle, à la protection contre les crues et, évidemment, à la production d'énergie hydro-électrique.

VI.2.1 Types d'ouvrages de vidange

On peut distinguer trois types de vidange de fond qui sont les suivantes :

- **Conduite de vidange en charge**

Elle est généralement combinée avec la prise d'eau ou l'évacuateur en tulipe. Elle doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en armé tôle sous le remblai, son diamètre est en fonction du débit à évacuer.

- **Conduite à écoulement libre**

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement).
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2m de hauteur).

- **Ouvrages de vidanges à batardeau**

Il peut être judicieux de prévoir la vidange de fond sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de crue de surface, comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau.

VI.2.2 Choix du type d'ouvrage de vidange :

On retient la conduite en charge, car elle est la plus économique vu qu'on peut la raccorder directement à la galerie de dérivation.

Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tout risque d'envasement.

Tableau VI-12 : Ensemble des dispositifs minimaux préconisés

$H^2 * \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position de vannes
≤ 30	PVC ou acier	160-200 300 en acier	Une vanne en aval
30÷100	Acier	300-400	
100÷300	Acier ou béton	400-600	Une vanne de garde amont et une vanne de garde avale
300÷700		600-800	
700÷1500		800-1200	
≥ 1500	Galerie ou béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne de réglage en aval

Avec :

H : hauteur du barrage (m).

V : Volume d'eau stocké (Mm³).

Dans notre cas, $H^2\sqrt{V}=74.4$ donc on opte pour une conduite en acier de diamètre de 300mm et une seule vanne en aval.

VI.2.3 Calcul du débit de vidange :

Lors de l'évacuation par vidange de fond, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue et du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \quad (\text{VI.79})$$

Avec :

V_u : volume utile (m³).

T : Temps de vidange en jours

Tel que : T=5 jours

Q_r : Débit entrant dans la retenue pendant le vidange (pris égal au débit moyen annuel).

Donc :

$$Q_{vf} = \frac{0.202 \cdot 10^6}{432000} + \frac{0.287 \cdot 10^6}{365 \cdot 24 \cdot 3600} = 0.476 \text{ m}^3/\text{s}.$$

VI.2.4 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu * S * \sqrt{2 * g * Z} \quad (\text{VI.80})$$

Avec :

Q_{vf} : débit de vidange (m³/s)

μ : coefficient de débit $\mu \in (0.8 \div 0.85)$, nous prenons $\mu=0.80$.

S : section de la conduite (m²)

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (m). $Z = 11$ m

Tel que :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\sqrt{2gZ}} = \frac{\pi D^2}{4} \quad (\text{VI.81})$$

D'où :

$$S=0.040 \text{ m}^2$$

Et :

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \quad (\text{VI.82})$$

D'où :

$$\underline{D=0.227 \text{ mm}} \quad \text{on prend} \quad \underline{D=250\text{mm}}$$

❖ Correction de la valeur de coefficient μ

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_L + \sum \xi_S}} \quad (\text{VI.83})$$

Avec : $\sum \xi_S$: Somme des coefficients des pertes de charge singulières.

$$\sum \xi_s = \xi_{so} + \xi_{en} + \xi_{va} + \xi_{gr} \quad (\text{VI.84})$$

Tableau VI-13 : Coefficient de perte de charge singulière

ξ_{so}	1
ξ_{en}	0.1
ξ_{va}	0.5
ξ_{gr}	0.25

Donc :

$$\sum \xi_s = 1.85.$$

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients des pertes de charge linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda * L}{d} \quad (\text{VI.85})$$

Avec :

L : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 100 m

d : diamètre de la conduite de vidange, $d = 400$ mm

λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler

Tel que :

$$\lambda = \frac{125 * n^2}{D^{1/3}} \quad (\text{VI.86})$$

Avec :

N : rugosité de la conduite en acier ; $n=0.014 \text{ s/m}^{1/3}$

D'où :

$$\lambda=0.038 \quad \text{et aussi} \quad \sum \xi_L = 16.2$$

Ce qui nous donne :

$$\mu=0.229$$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à :

$$D=424 \text{ mm}$$

Nous optons pour un diamètre normalisé de 450 mm

VI.2.5 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes :

$$V_{vf} = \frac{Q_{vf}}{S_{vf}} \quad (\text{VI.87})$$

D'où :

$$V_{vf}=3.36 \text{ m/s}$$

VI.3 Ouvrage de prise d'eau

Les ouvrages de prise d'eau ont pour but de prélever dans un cours d'eau ou dans un réservoir le débit nécessaire à chaque instant à l'utilisation (Irrigation, Station de Traitement d'Eau Potable ou de Production d'Energie Electrique).

VI.3.1 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau

D'après le **Tableau (III.27)**, Les besoins en eau atteignent une valeur maximale en mois de Juillet :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} \quad (\text{VI.88})$$

Tel que :

$$V_{\max}=960000 \text{ m}^3$$

Nous supposons que la consommation se fait 10 heures par jours pendant 30 jours.

Donc :

$$Q_{\max} = 0.88 \text{ m}^3/\text{s}.$$

VI.3.2 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre

$$Q = \mu * S * \sqrt{2 * g * H} \quad (\text{VI.89})$$

Avec :

μ : coefficient de débit, $\mu=0.3$

S : section de la conduite en m^2

H : charge d'eau minimale, $H=1.5 \text{ m}$

$$\text{D'où : } S=0.546 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la prise d'eau sera égal à : $D=834 \text{ mm}$

Nous prenons : $D=850 \text{ mm}$

❖ Correction de la valeur de coefficient μ

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \quad (\text{VI.90})$$

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.

$$\sum \xi = 1.15 \frac{\lambda * L}{D} \quad (\text{VI.91})$$

Avec :

$$\lambda = 0.028 ; L=9.62\text{m} ; D=850\text{mm}$$

$$\text{Donc : } \sum \xi = 0.00036$$

D'où :

$$\underline{\mu=1.00} ; \underline{S=0.164\text{m}^2} ; \underline{D=0.456\text{m}}$$

Nous prenons donc un diamètre normalisé de 500mm.

VI.3.3 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

$$V = \frac{Q}{S} \quad (\text{VI.92})$$

D'où : V=5.42 m/s.

Conclusion

Le diamètre de la conduite de vidange de fond est de 400mm, cette conduite sera utilisée en deux fonctions (la vidange et la dérivation des eaux des crues pendant la construction de l'ouvrage).

La conduite de prise d'eau aura un diamètre de 500 mm, elle est équipée de deux vannes papillon qui sera groupée avec la vanne de vidange au pied aval du barrage. Les vannes peuvent être soit opérées manuellement soit à distance par des organes de commande hydrauliques.

CHAPITRE VII

Organisation de chantier

Introduction

L'organisation de chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possible d'un travail pour abaisser les coûts de production en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité.

Pour cela il faut :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- Répartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main-d'œuvre spécialisée.
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour lesquels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée.
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main-d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

VII.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégageant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixe de travail.

Nous pouvons distinguer les installations suivantes :

VII.1.1 Installations destinées au personnel

En général, sont :

- **Abris-clos et vestiaire** : Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local $> 1.25 \text{ m}^2$ par personne).
- **Les réfectoires** : nous prévoyons un local de restauration si le nombre de repas > 25 . Tables et sièges en nombre suffisant (surface minimum $> 1.5 \text{ m}^2$ par personne). Gardemanger et chauffe gamelles installés dans l'abri ou dans un lieu couvert.
- **Les installations sanitaires** : Lavabos ou rampes pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs. Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus. Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.
- **Poste de secours** : Boîte de secours présente dans tous les types de chantiers. Un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.
- **Les bureaux de chantier** : Le nombre de bureaux à installer est indiqué par la maîtrise d'œuvre dans les pièces écrites.

VII.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars ...).

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 de hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VII.2 Moyens du chantier

VII.2.1 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.2.2 Moyens matériels

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés montrés dans la figure ci-après :

- Compacteurs à pneus
- Rouleaux à pieds dameurs
- Décapeuse automotrice (grader)
- Pelle hydraulique
- Camions (damper)

VII.3 Planification

VII.3.1 Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- ✓ Installation des postes de travail ;
- ✓ Observations instantanées ;
- ✓ Analyse des tâches ;
- ✓ Chronométrage ;
- ✓ Définition des objectifs et des attributions ;
- ✓ Simplification des méthodes ;
- ✓ Stabilisation des postes de travail.

VII.3.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

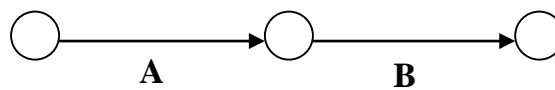
VII.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau

A- Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

➤ Réseau à flèches

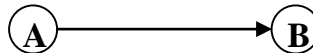
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

➤ Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

B- Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les quatre (4) opérations suivantes :

- **Etablissement d'une liste des tâches**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- **Détermination des tâches antérieures**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- Construction du réseau.

Méthode du chemin critique (*Critical Path Method / CPM*)

L'objectif de cette méthode est de réduire le temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour.

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII.3.2.2 Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

- **Collection des informations**

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

- **Décomposition du projet**

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières, nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

- **Relations entre les tâches**

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation ; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

Tableau VII-1 : Paramètre de la méthode

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plus tôt

DCPP : date de commencement au plus tard

DFP : date de finition au plus tôt

DFPP : date de finition au plus tard

MT : marge totale.

Et :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

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 :

$$T = \frac{Q * N}{n} \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

Q : quantité de travail ;

N : rendement ;

n : nombre d'équipes.

VII.3.2.3 Plannings des Travaux

Il existe trois types de plan de travail :

- **Plan de travail au plus tôt**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

- **Plan de travail au plus tard**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

- **Plan de travail intermédiaire**

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.3.2.4 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII-2 : Symbole des opérations réalisées

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
<i>Phase 01</i> : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier;	A	1
<i>Phase 02</i> : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	B	1
<i>Phase 03</i> : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;	C	2
<i>Phase 04</i> : préparation des zones d'emprunt ;	D	2
<i>Phase 05</i> : déboisement de la cuvette ;	E	3
<i>Phase 06</i> : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1
<i>Phase 07</i> : approvisionnement du filtre	G	2
<i>Phase 08</i> : mise en place un système de drainage	H	1
<i>Phase 09</i> : remblai compacté	I	4
<i>Phase 10</i> : excavations de l'évacuateur de crues	J	1
<i>Phase 11</i> : génie civil de l'évacuateur de crues	K	2
<i>Phase 12</i> : revêtements de talus	L	3
<i>Phase 13</i> : équipements hydraulique	M	1
<i>Phase 14</i> : travaux des finitions	N	2

Cette méthode consiste à placer les tâches à effectuer dans l'ordre défini par la priorité et en tenant compte des ressources encore disponibles.

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire est égal à 13 mois.

VII.4 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 et les autres ouvrages annexes.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages :

Tableau VII-3 : Devis estimatif de la digue

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	5000.00	200	100000.00
Recharge	m ³	21280,5796	500	10640289.8
Drains et filtres	m ³	3720,954	1000	3720954
Géotextile	m ²	220	1500	330000
Rip-Rap	m ³	189.1975	1200	227037
Montant total (DA)	15018280.8			

Tableau VII-4 : Devis estimatif de l'évacuateur de crue

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
Déblai	m ³	1230	700	861000
Remblai	m ³	1387	100	138700
Béton armé 400 Kg/m ³	m ³	400	35000	14000000
Sable	m ³	89	600	53400
Béton de propreté 150 Kg/m ³	m ³	33	3500	115500
Water-Stop	ml	89	4000	356000
Enrochements	m ³	47	2000	94000
Montant total (DA)	15618600			

Tableau VII-5 : Devis estimatif de l'ouvrage de prise et d'ouvrage

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
Remblai	m ³	8	200	1600
Béton armé 400 Kg/m ³	m ³	6	35000	210000
Conduite en acier 450 mm	ml	100	18000	1800000
Conduite en acier 500 mm	ml	100	20000	2000000
Vannes 450 mm	u	1	40000	40000
Vannes 500 mm	u	2	50000	100000
Montant total (DA)	4151600			

Le coût total de l'ouvrage s'élève à :

Montant total de la retenue : 34788480.8DA

Le coût du mètre cube est estimé à :

$$\frac{\text{Coût du projet}}{\text{Volume de la retenue}} = \frac{34788480.8}{276000} = 126.04 \text{ DA/m}^3$$

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.

D'après nos calculs, le temps de réalisation de la retenue collinaire d'oued Zemlane commune de Cheniguel est estimé à 13 mois.

CHAPITRE VIII

Protection et sécurité et du travail

Introduction

Le travail fait l'essence de l'homme, il occupe une place essentielle dans l'organisation des sociétés et dans la vie des êtres humaine. Il est une source d'insertion sociale, de développement personnel, Le travail donc devient constitutif de bien social, et source d'épanouissement.

Pour pouvoir vivre dans la distinction, la plupart des hommes et des femmes exercent des activités, qui tous présentent à des degrés divers, des risques, des accidents et des maladies sont nombreux et variée selon la nature de l'activité professionnelle.

Afin d'éliminer les risques et les dangers et de préserver la santé physique et mental des travailleurs, il faut avoir une amélioration des conditions de travail, et adapté une démarche de la cellule d'hygiène et de sécurité pour prévenir contre les risques professionnels.

La protection de la santé et de la sécurité au travail constitue le noyau autour duquel le droit du travail s'est progressivement construit.

L'Algérie comme beaucoup d'autre pays dans le monde a adopté un dispositif et une réglementation dans lesquels ils mettent en application des règles de sécurité dans le milieu du travail. En tant conséquence de mauvaises conditions de travail, le territoire national a enregistré une hausse augmentation d'accident en allant de 3600 en 2009 à 4600 en 2010 ce qui explique que l'Algérie souffre d'un taux très élevé d'accident de travail.

Selon les statistiques officielles 50,000 d'accident de travail se produisent chaque année en Algérie dont 750 à 800 meurent soit près de trois décès par jour.¹

A nos jours, l'amélioration des conditions de travail fait partie des systèmes de management des entreprises dans les sociétés modernes on ajoute à ce dernier les stages de formation destinés aux travailleurs qui sont considérés comme facteurs d'évaluation pour la structure et l'individu, afin de mieux gérer les différentes pressions engendrées par le travail et de minimiser la perte des vies humaines et de protéger la force de production.

VIII.1 Causes des accidents de travail

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les enquêtes effectuées après les accidents font toujours apparaitre une multitude de causes s'ajoutant les unes aux autres pour provoquer et aggraver l'accident.

Ces causes sont la somme de différents éléments ou facteur classés en deux catégories distinctes :

- Facteur matériel.
- Facteur humain.

VIII.1.1 Le facteur matériel :

Concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours de travail. Les causes d'accidents d'origine matérielle proviennent soit :

- De la profession en général et du poste de travail en particulier
- De la nature et de la forme des matériaux mis en œuvre.
- Des outils et machines utilisés : implantation, entretien
- De l'exécution du travail : difficultés particulières

- Du lieu du travail : éclairage, conditions climatiques,
- Des conditions d'hygiène et de sécurité : Ventilation, protection.

VIII.1.2 Le facteur humain :

Par Opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décelables. Les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitent Parfois l'intervention des psychologues avertis. Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles. Car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment les circonstances selon son humeur personnelle.

- ✓ La négligence des travailleurs.
- ✓ La fatigue excessive
- ✓ Manque de concentration.
- ✓ L'agitation
- ✓ La nervosité.
- ✓ Inaptitude mentale ou physique.
- ✓ Taux d'erreur important.

VIII.2 Causes des maladies professionnelles :

VIII.2.1 Les poussières :

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus grave et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

Ces maladies se traduisent par un certain nombre de syro tomes tels que :

Dyspnée : au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit à une insuffisance respiratoire plus importante.

L'hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

VIII.2.2 Le bruit

Les surdités professionnelles les surviennent par traumatismes sonores dû à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieur à une seconde et aigue, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne.

Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audiométrique bilatéral par lésions cochère irréversible, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

VIII.3 Conditions dangereuses dans le chantier :

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VIII.4 Actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.

VIII.5 Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés :

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.
- Assurer une protection individuelle.
- Assurer un entretien continu.
- Assurer un stockage rationnel.

VIII.6 Méthode et moyens de prévention

- ❖ Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- ❖ La protection individuelle est obligatoire.
- ❖ Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- ❖ L'intervention à une meilleure utilisation.
- ❖ Veiller à une meilleure utilisation.
- ❖ Eviter toute cadence de travail supérieure à la normale.

❖ Veiller à être toujours concentré lors du travail notamment lors de manipulation des engins dangereux.

VIII.7 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes.

On a résumé ce plan dans le Tableau (VIII-1).

Tableau VIII-1 : Plan de sécurité

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1-Prévenir les risques d'accident Par chutes, chutes et engins de terrassement	Disposition concernant : - La réalisation du chantier de jour comme nuit. - Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard - Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2-Limiter les risques d'incident Lors de l'approvisionnement du Chantier. Assurer la stabilité, la Consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques
3-Prévenir les accidents lors de L'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	Disposition à prendre pour le guidage des camions et Des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4-Eviter les heurtes entre les Engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement
5-Assurer la stabilité à la Conservation et la reprise aisée des éléments stockés	Définition des lieux de stockage des divers matériaux ; - Moyens de calage de chargement et de déchargement
6-Eliminer les surcharges en bordure des fouilles	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement
7-Prévenir les chutes des objets	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières
8-Prévenir les chutes des organes de levages	Disposition et consignes particulières concernant L'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules
9-Heurts des personnes par les outils	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans Leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

Conclusion

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de pallier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une construction pareille. Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; de simples petites meurtrissures aux mortelles.

Conclusion générale

Conclusion générale

À l'aide de ce travail, nous avons réalisé une étude d'exécution de la retenue collinaire, située sur Oued Zemlane dans la wilaya de Médéa, destinée à l'irrigation de périmètres agricoles permettant un développement socioéconomique de la région.

D'après les études géologiques, géotechniques du site, les données hydrologiques à l'échelle du bassin versant et selon les calculs d'optimisation, nous avons opté pour une digue homogène en matériaux locaux de 12 m de haut correspondants à un volume du réservoir de l'ordre $0,276\text{Mm}^3$. Un calcul de la stabilité des talus de la digue a été effectué selon la méthode FELLENIUS dite méthode Suédoise car c'est la plus fiable.

Les conditions topographiques du site ont permis de choisir un évacuateur de crues de type latéral à entonnement frontal d'une largeur déversante égale à 6 m et une lame déversante d'un mètre.

Le type de vidange de fond est déterminé en fonction des conditions topographiques et géologiques, Dans notre cas la solution est une vidange de fond tubulaire en acier de diamètre 450 mm

Le prélèvement de l'eau se fait à un seul niveau de prise à une côte de 636 m NGA et de diamètre 500 mm

Selon les résultats de dimensionnement et de calcul de stabilité, le site proposé pour la réalisation de cet aménagement est favorable tant sur le plan technique que sur le plan économique.

Finalement, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude et l'exécution d'un barrage tout en se basant sur les fondements théoriques acquis tout au long de notre parcours du cursus universitaire.

Notre souhait c'est de perfectionner plus ce type d'étude par la pratique et l'expérience sur le terrain.

Bibliographie

Bibliographie

- Bernardo, A. R. & Santos L. (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.
- Degoutte, G. (2002)** Petits barrages : Recommandation pour la conception. Editions CEMAGREF.
- Durand, J.M., Royet, P & Meriaux, P (1999).** Technique des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale. CEMAGREF. 415 p.
- Maalel, K. & Hafsia, Z. (2012)** Ouvrages hydrauliques, Polycopié du cours. Département de Génie Civil de l'ENIT. Tunisie.
- Meylan, P. & Musy, A. (1999)** Hydrologie fréquentielle. Editions HGA, Bucarest. Hongrie.
- Musy, A. & Higy,C. (1998)** Hydrologie appliquée. Editions HGA, Bucharest, Hongrie. 367p.
- Touaibia, B. (2004)** Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani. Blida. Algérie.166p.
- Balaz, M. D. (2010).** On the use of MUSKINGUM Method the simulation of flood wave movements.
- M.Roche. (1963).** Hydrologie de surface.
- Murphy, T. E., (1973).** Spillway Crest Design.

Annexes

Annexe I : Valeurs des vitesses admissibles selon le type de sol

Types de sols	Diamètre d_{50} (mm)	V_{adm} (m/s) pour différents hauteurs (m)				
		(H+P)=0.4	(H+P)=1.0	(H+P)=2.0	(H+P)=3.0	(H+P)>5.0
Sable très fin	0.05-0.15	0.15-0.20	0.20-0.30	0.25-0.40	0.40-0.45	0.40-0.55
Sable fin	0.15-0.25	0.20-0.35	0.30-0.45	0.40-0.55	0.45-0.60	0.55-0.70
Sable moyen	0.25-1.0	0.35-0.50	0.45-0.60	0.55-0.70	0.60-0.75	0.70-0.85
Sable gros	1.0-2.5	0.50-0.75	0.60-0.75	0.70-0.80	0.75-0.90	0.85-1.00
Gravier fin	2.5-5.0	0.75-0.85	0.75-0.85	0.80-1.0	0.90-1.10	1.00-1.20
Gravier moyen	5.0-10	0.85-0.90	0.85-1.05	1.0-1.15	1.10-1.30	1.20-1.45
Cailloux fin	10-15	0.90-1.10	1.05-1.20	1.15-1.35	1.30-1.50	1.45-1.65
Cailloux moyen	15-25	1.10-1.25	1.20-1.45	1.35-1.65	1.50-1.85	1.65-2.0
Cailloux gros	25-40	1.25-1.50	1.45-1.85	1.65-2.10	1.85-2.30	2.0-2.45
Cailloux très gros	40-75	1.50-2.0	1.85-2.40	2.10-2.75	2.30-3.10	2.45-3.30
Petite pierre	75-100	2.0-2.45	2.4-2.80	2.75-3.20	3.10-3.50	3.30-3.80
Pierre moyenne	100-150	2.45-3.0	2.80-3.35	3.20-3.75	3.50-4.10	3.80-4.40
Grosse pierre	150-200	3.0-3.50	3.35-3.80	3.75-4.30	4.10-4.65	4.40-5.0
Petite bloc	200-300	3.50-3.85	3.80-4.35	4.30-4.70	4.65-4.90	5.0-5.50
Moyenne bloc	300-400	-	4.35-4.75	4.70-4.95	4.90-5.30	5.50-5.60
Grosse bloc	400-500	-	-	4.95-5.35	5.30-5.50	5.60-6.0
Roche sédimentaire, conglomérales, marnes		2.10	2.50	2.90	3.10	
Calcaire poreux et conglomérats compacts, grés calcifiés, etc.		2.50	3.0	3.40	3.70	
Grés dolomitiques, calcaires compacts non stratifiés, silices.		3.70	4.50	5.20	5.60	
Roches cristallines, marbres et granites		16.0	20.0	23.0	25.0	
Diabases, basaltes et quartzites		21.0	25.0			

Annexe II : Stabilité des talus

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R= 10.91m)

N°	b	h1	h2	h3	l	sin	cos	G	N	T	tg	N*tg	C	C * l	dn	G*a*dn	
-5	0,54	0,31	0	0	0,568470264	-0,3125	0,94991776	2,6784	2,544259727	-0,837	0,7	1,780981809	5	2,842351322	10,73	8,6217696	
-4	1,09	1,1	0	0	1,125747159	-0,25	0,968245837	19,184	18,57482813	-4,796	0,7	13,00237969	5	5,628735796	10,36	59,623872	
-3	1,09	1,91	0	0	1,109680627	-0,1875	0,982264603	33,3104	32,71962683	-6,2457	0,7	22,90373878	5	5,548403133	10,01	100,0311312	
-2	1,09	2,55	0	0	1,098616735	-0,125	0,992156742	44,472	44,12319461	-5,559	0,7	30,88623623	5	5,493083674	9,62	128,346192	
-1	1,09	3,04	0	0	1,092135164	-0,0625	0,998044964	53,0176	52,91394868	-3,3136	0,7	37,03976408	5	5,460675818	9,49	150,9411072	
0	1,09	3,54	0	0	1,09	0	1	61,7376	61,7376	0	0,7	43,21632	5	5,45	9,13	169,0992864	
1	1,09	3,85	0	0	1,092135164	0,0625	0,998044964	67,144	67,01273106	4,1965	0,7	46,90891174	5	5,460675818	9,05	182,29596	
2	1,09	4,17	0	0	1,098616735	0,125	0,992156742	72,7248	72,15440061	9,0906	0,7	50,50808042	5	5,493083674	8,91	194,3933904	
3	1,09	4,33	0	0	1,109680627	0,1875	0,982264603	75,5152	74,17590794	14,1591	0,7	51,92313556	5	5,548403133	8,62	195,2823072	
4	1,09	4,4	0	0	1,125747159	0,25	0,968245837	76,736	74,29931251	19,184	0,7	52,00951876	5	5,628735796	8,7	200,28096	
5	1,09	4,35	0	0	1,147467756	0,3125	0,94991776	75,864	72,06456091	23,7075	0,7	50,44519264	5	5,73733878	9,06	206,198352	
6	1,09	4,17	0	0	1,17580456	0,375	0,927024811	72,7248	67,41769397	27,2718	0,7	47,19238578	5	5,879022801	9,15	199,629576	
7	1,09	3,83	0	0	1,212163794	0,4375	0,899218411	66,7952	60,06347358	29,2229	0,7	42,04443151	5	6,060818969	9,32	186,7593792	
8	1,09	3,33	0	0	1,258623587	0,5	0,866025404	58,0752	50,29459853	29,0376	0,7	35,20621897	5	6,293117934	9,63	167,7792528	
9	1,09	2,43	0	0	1,318340082	0,5625	0,826797285	42,3792	35,03900749	23,8383	0,7	24,52730524	5	6,591700409	10,19	129,5532144	
10	0,5	1,03	0	0	0,640512615	0,625	0,78062475	8,24	6,432347938	5,15	0,7	4,502643557	5	3,202563076	10,83	26,77176	
Somme											164,107		554,0972448		86,31871014		2305,60751

Fss	3,902429238
Fas	1,70578923

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R= 11.88m)

Num	b	h1	h2	h3	dl	sin	cos	G	N	T	tg	N*tg	C	C * dl	dn	G*a*dn
-5	1,18	0,74	0	0	1,251579	-0,33333333	0,94280904	13,9712	13,1721737	-4,65706667	0,7	9,22052158	5	6,25789501	11,61	48,6616896
-4	1,18	1,81	0	0	1,2243346	-0,26666667	0,96378882	34,1728	32,9353626	-9,11274667	0,7	23,0547538	5	6,12167301	10,94	112,15513
-3	1,18	2,7	0	0	1,2043325	-0,2	0,9797959	50,976	49,9460757	-10,1952	0,7	34,962253	5	6,02166228	10,66	163,021248
-2	1,18	3,47	0	0	1,1906308	-0,13333333	0,99107125	65,5136	64,9286454	-8,73514667	0,7	45,4500518	5	5,95315423	10,18	200,078534
-1	1,18	4,12	0	0	1,182631	-0,06666667	0,9977753	77,7856	77,6125506	-5,18570667	0,7	54,3287854	5	5,91315498	9,74	227,289523
0	1,18	4,61	0	0	1,18	0	1	87,0368	87,0368	0	0,7	60,92576	5	5,9	9,58	250,143763
1	1,18	5,01	0	0	1,182631	0,06666667	0,9977753	94,5888	94,3783686	6,30592	0,7	66,064858	5	5,91315498	9,36	265,60535
2	1,18	5,31	0	0	1,1906308	0,13333333	0,99107125	100,2528	99,3576678	13,36704	0,7	69,5503675	5	5,95315423	9,24	277,900762
3	1,18	5,5	0	0	1,2043325	0,2	0,9797959	103,84	101,742006	20,768	0,7	71,2194042	5	6,02166228	8,92	277,87584
4	1,18	5,54	0	0	1,2243346	0,26666667	0,96378882	104,5952	100,807684	27,8920533	0,7	70,565379	5	6,12167301	9,13	286,486253
5	1,18	5,6	0	0	1,251579	0,33333333	0,94280904	105,728	99,6813143	35,2426667	0,7	69,77692	5	6,25789501	9,54	302,593536
6	1,18	5,16	0	0	1,2874856	0,4	0,91651514	97,4208	89,2876381	38,96832	0,7	62,5013466	5	6,43742776	9,73	284,371315
7	1,18	4,65	0	0	1,3341877	0,46666667	0,88443328	87,792	77,6461663	40,9696	0,7	54,3523164	5	6,6709385	10,16	267,590016
8	1,18	3,83	0	0	1,3949554	0,53333333	0,84590517	72,3104	61,1677412	38,5655467	0,7	42,8174188	5	6,9747771	10,75	233,20104
9	0,9	2,47	0	0	1,125	0,6	0,8	35,568	28,4544	21,3408	0,7	19,91808	5	5,625	11,32	120,788928
Somme										205,53408		754,7082162		92,14322237		3317,762928

Fss	4,12024827
Fas	1,74678036

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R= 13.7m)

Num	b	h1	h2	h3	dl	sin	cos	G	N	T	tg	N*tg	C	C * dl	dn	G*a*dn
-6	0,93	0,81	0	0	0,9939662	- 0,35294118	0,93564551	12,0528	11,2771482	- 4,25392941	0,7	7,89400377	5	4,96983092	13,53	48,9223152
-5	1,37	2,12	0	0	1,4334004	- 0,29411765	0,95576922	46,4704	44,4149782	- 13,6677647	0,7	31,0904847	5	7,16700206	12,81	178,585747
-4	1,37	3,15	0	0	1,4095749	- 0,23529412	0,97192421	69,048	67,1094231	- 16,2465882	0,7	46,9765962	5	7,04787462	12,22	253,129968
-3	1,37	3,68	0,88	0	1,3918437	- 0,17647059	0,98430591	102,3664	100,759853	- 18,0646588	0,72701754	73,2541808	4,42105263	6,15341432	11,62	356,84927
-2	1,37	4,2	0,56	0	1,3795805	- 0,11764706	0,99305547	105,8736	105,138358	- 12,4557176	0,71647059	75,328541	4,64705882	6,4109919	11,15	354,147192
-1	1,37	4,72	1,07	0	1,3723764	- 0,05882353	0,9982684	129,8486	129,623754	- 7,63815294	0,72587219	94,0902785	4,44559585	6,10103088	10,68	416,034914
0	1,37	5,25	1,13	0	1,37	0	1	142,9458	142,9458	0	0,72479624	103,606578	4,46865204	6,12205329	10,47	448,992758
1	1,37	5,77	1,07	0	1,3723764	0,05882353	0,9982684	152,8646	152,599899	8,99203529	0,72190058	110,161956	4,53070175	6,21782821	10,59	485,650834
2	1,37	6,3	0,88	0	1,3795805	0,11764706	0,99305547	159,7968	158,687087	18,7996235	0,71715877	113,803837	4,63231198	6,39064744	10,18	488,019427
3	1,37	6,82	0,56	0	1,3918437	0,17647059	0,98430591	163,304	160,741093	28,8183529	0,71062331	114,226367	4,77235772	6,64237611	10,83	530,574696
4	1,37	7,35	0	0	1,4095749	0,23529412	0,97192421	161,112	156,588654	37,9087059	0,7	109,612058	5	7,04787462	10,51	507,986136
5	1,37	7,37	0	0	1,4334004	0,29411765	0,95576922	161,5504	154,4049	47,5148235	0,7	108,08343	5	7,16700206	10,72	519,546086
6	1,37	7,1	0	0	1,4642298	0,35294118	0,93564551	155,632	145,616382	54,9289412	0,7	101,931468	5	7,32114877	11,2	522,92352
7	1,37	6,6	0	0	1,503363	0,41176471	0,9112902	144,672	131,838176	59,5708235	0,7	92,286723	5	7,51681518	11,08	480,889728
8	1,37	5,35	0	0	1,5526667	0,47058824	0,88235294	117,272	103,475294	55,1868235	0,7	72,4327059	5	7,76333333	11,67	410,569272
9	1,37	4,57	0	0	1,6148709	0,52941176	0,84836501	100,1744	84,9844555	53,0335059	0,7	59,4891188	5	8,07435473	12,31	369,944059
10	0,8	2,35	0	0	0,9892544	0,58823529	0,80868983	30,08	24,32539	17,6941176	0,7	17,027773	5	4,94627218	13,4	120,9216
Somme										310,120941		1331,2961		113,059851		6493,68752

Fss	4,657395739
Fas	1,846083879

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R= 15.94m)

Num	b	h1	h2	h3	dl	sin	cos	G	N	T	tg	N*tg	C	C * dl	dn	G*a*dn
-6	1,01	1,06	0	0	1,0794687	-0,35294118	0,93564551	17,1296	16,0272334	-6,04574118	0,7	11,2190634	5	5,39734326	15,6	80,166528
-5	1,59	2,47	0	0	1,6635815	-0,29411765	0,95576922	62,8368	60,0574796	-18,4814118	0,7	42,0402357	5	8,3179075	14,85	279,937944
-4	1,59	2,99	0,06	0,5	1,63593	-0,23529412	0,97192421	92,8878	90,279902	-21,8559529	0,73476056	66,3341117	4,24507042	6,94463814	14,35	399,881979
-3	1,59	3,64	0,57	0,5	1,6153515	-0,17647059	0,98430591	124,02	122,073619	-21,8858824	0,74135881	90,5003533	4,10615711	6,63288691	13,94	518,65164
-2	1,59	4,07	0,83	0,5	1,601119	-0,11764706	0,99305547	142,4004	141,411496	-16,7529882	0,74281481	105,042554	4,07592593	6,52604251	13,37	571,168004
-1	1,59	4,6	1,08	0,5	1,592758	-0,05882353	0,9982684	163,0386	162,756282	-9,59050588	0,74307443	120,940032	4,07119741	6,48443235	13,17	644,165509
0	1,59	5,12	1,16	0,5	1,59	0	1	178,557	178,557	0	0,74091445	132,295462	4,1179941	6,54761062	12,51	670,124421
1	1,59	5,64	1,11	0,5	1,592758	0,05882353	0,9982684	190,3548	190,025181	11,1973412	0,73729655	140,104911	4,19586207	6,68299298	12,2	696,698568
2	1,59	6,1	0,89	0,5	1,601119	0,11764706	0,99305547	195,7608	194,401334	23,0306824	0,73198932	142,2997	4,30974633	6,9004168	11,95	701,802468
3	1,59	6,56	0,43	0,5	1,6153515	0,17647059	0,98430591	194,298	191,24867	34,2878824	0,72339119	138,347603	4,49399199	7,25937655	12,17	709,381998
4	1,59	7,08	0,04	0,5	1,63593	0,23529412	0,97192421	196,365	190,851898	46,2035294	0,71582677	136,616898	4,65616798	7,61716498	12,4	730,4778
5	1,59	7,22	0	0	1,6635815	0,29411765	0,95576922	183,6768	175,552633	54,0225882	0,7	122,886843	5	8,3179075	12,81	705,869942
6	1,59	7,15	0	0	1,6993615	0,35294118	0,93564551	181,896	170,190176	64,1985882	0,7	119,133123	5	8,4968077	13,01	709,940088
7	1,59	6,48	0	0	1,744779	0,41176471	0,9112902	164,8512	150,227283	67,8799059	0,7	105,159098	5	8,72389499	13,76	680,505754
8	1,59	5,38	0	0	1,802	0,47058824	0,88235294	136,8672	120,765176	64,4080941	0,7	84,5356235	5	9,01	14,17	581,822467
9	1,59	4,07	0		1,8741933	0,52941176	0,84836501	103,5408	87,8403914	54,8157176	0,7	61,488274	5	9,37096644	15,25	473,69916
10	0,8	1,4	0		0,9892544	0,58823529	0,80868983	17,92	14,4917217	10,5411765	0,7	10,1442052	5	4,94627218	15,63	84,02688
Somme										335,9730235		1629,088091		124,1766614		9238,32115

Fss	5,218468835
Fas	1,915003085

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R= 17.25m)

Num	b	h1	h2	h3	dl	sin	cos	G	N	T	tg	N*tg	C	C * dl	dn	G*a*dn
-6	1,72	1,33	0	0	1,855398021	-0,375	0,927024811	36,6016	33,93059132	-13,7256	0,7	23,75141392	5	9,276990107	17,8	195,452544
-5	1,72	2,32	0	0	1,810683065	-0,3125	0,94991776	63,8464	60,64882925	-19,952	0,7	42,45418047	5	9,053415323	16,58	317,5719936
-4	1,72	2,8	1,02	0,5	1,776408361	-0,25	0,968245837	124,9752	121,0067171	-31,2438	0,759675926	91,92588984	3,712962963	6,595738453	16,4	614,877984
-3	1,72	3,29	1,72	0,5	1,751055668	-0,1875	0,982264603	160,132	157,2919954	-30,02475	0,764573503	120,2612919	3,609800363	6,320961385	16,28	782,084688
-2	1,72	4,08	2,21	0,5	1,73359705	-0,125	0,992156742	197,0432	195,4977393	-24,6304	0,762503682	149,067746	3,655375552	6,336948272	15,55	919,206528
-1	1,72	4,39	2,38	0,5	1,723369249	-0,0625	0,998044964	210,8376	210,4254049	-13,17735	0,761650619	160,2706399	3,674002751	6,331663362	15,23	963,3169944
0	1,72	5,12	2,47	0,5	1,72	0	1	233,7136	233,7136	0	0,756959209	176,9116618	3,775030902	6,493053152	14,02	982,9994016
1	1,72	5,69	2,3	0,5	1,723369249	0,0625	0,998044964	244,1368	243,6595037	15,25855	0,75147232	183,1033727	3,892815077	6,708757795	13,99	1024,64215
2	1,72	6,25	2,08	0,5	1,73359705	0,125	0,992156742	252,7368	250,75452	31,5921	0,746002265	187,0634399	4,010192525	6,95205793	13,05	989,464572
3	1,72	6,86	1,7	0,5	1,751055668	0,1875	0,982264603	257,7592	253,1877382	48,32985	0,738962472	187,096237	4,161147903	7,286401619	14,8	1144,450848
4	1,72	7,47	1,12	0,5	1,776408361	0,25	0,968245837	256,5896	248,4418119	64,1474	0,72990099	181,3379245	4,355335534	7,736854459	14,9	1146,955512
5	1,72	7,95	0,25	0,5	1,810683065	0,3125	0,94991776	242,864	230,7008268	75,895	0,717241379	165,4681792	4,626436782	8,37701073	15,11	1100,902512
6	1,72	8,16	0	0	1,855398021	0,375	0,927024811	224,5632	208,175658	84,2112	0,7	145,7229606	5	9,276990107	15,69	1057,018982
7	1,72	7,25	0	0	1,912772225	0,4375	0,899218411	199,52	179,4120573	87,29	0,7	125,5884401	5	9,563861125	16,04	960,09024
8	1,72	6,12	0	0	1,986084926	0,5	0,866025404	168,4224	145,858077	84,2112	0,7	102,1006539	5	9,93042463	16,7	843,796224
9	1,72	4,04			2,080316459	0,5625	0,826797285	111,1808	91,92398355	62,5392	0,7	64,34678849	5	10,4015823	17,5	583,6992
Somme										420,7206		2106,47082		126,6427107		13626,53037

Fss	5,307830258
Fas	1,84453557

Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval (R= 17.89m)

Num	b	h1	h2	h3	dl	sin	cos	G	N	T	tg	N*tg	C	C * dl	dn	G*a*dn
-6	1,78	1,77	0	0	1,9201212	-0,375	0,92702481	50,4096	46,7309499	-18,9036	0,7	32,7116649	5	9,60060604	16,8	254,064384
-5	1,78	2,34	0,86	0,5	1,8738464	-0,3125	0,94991776	111,1076	105,543082	-34,721125	0,76362162	80,5949798	3,62702703	6,79649164	16,54	551,315911
-4	1,78	2,84	1,74	0,5	1,8383761	-0,25	0,96824584	153,5428	148,667177	-38,3857	0,77059055	114,561522	3,48031496	6,39812783	15	690,9426
-3	1,78	3,47	2,29	0,5	1,812139	-0,1875	0,98226646	189,1072	185,753309	-35,4576	0,76958466	142,952898	3,50319489	6,3482761	14,28	810,135245
-2	1,78	3,97	2,54	0,5	1,7940714	-0,125	0,99215674	211,3572	209,699471	-26,41965	0,76713267	160,867314	3,55634807	6,38034224	14,2	900,381672
-1	1,78	4,6	3,02	0,5	1,7834868	-0,0625	0,99804496	244,6788	244,200444	-15,292425	0,76623153	187,114079	3,57635468	6,3783813	13,56	995,353358
0	1,78	5,2	3,11	0,5	1,78	0	1	264,6504	264,6504	0	0,76247446	201,789171	3,65720772	6,50982974	13,24	1051,19139
1	1,78	5,79	2,91	0,5	1,7834868	0,0625	0,99804496	275,0456	274,507876	17,19035	0,75678261	207,742786	3,77934783	6,74041689	13,01	1073,50298
2	1,78	6,33	2,41	0,5	1,7940714	0,125	0,99215674	274,4048	272,252572	34,3006	0,74896104	203,906569	3,9469697	7,08114531	12	987,85728
3	1,78	6,88	1,43	0,5	1,812139	0,1875	0,98226646	258,6696	254,081992	48,50055	0,73577753	186,947819	4,2292849	7,66405214	12,8	993,291264
4	1,78	7,42	0,85	0,5	1,8383761	0,25	0,96824584	255,4656	247,353504	63,8664	0,72668187	179,747307	4,42417332	8,13329447	14,9	1141,93123
5	1,78	7,93	1,35	0,5	1,8738464	0,3125	0,94991776	286,0104	271,686358	89,37825	0,73108384	198,625507	4,33026585	8,11425319	15,11	1296,48514
6	1,78	8,6	0	0	1,9201212	0,375	0,92702481	244,928	227,054333	91,848	0,7	158,938033	5	9,60060604	15,69	1152,8761
7	1,78	8,5	0	0	1,9794968	0,4375	0,89921841	242,08	217,682793	105,91	0,7	152,377955	5	9,89748419	16,04	1164,88896
8	1,78	6,88	0	0	2,055367	0,5	0,8660254	195,9424	169,691096	97,9712	0,7	118,783767	5	10,2768348	16,7	981,671424
9	1,78	5,1	0	0	2,1528856	0,5625	0,82679728	145,248	120,090652	81,702	0,7	84,0634564	5	10,7644282	16,98	739,893312
Somme										461,48725		2411,72483		126,6845701		14785,78225

Fss	5,500497359
Fas	1,970860156

Stabilité pour le cas du fonctionnement normal talus aval (R= 16.7m)

Num	b	h1	h2	h3	dl	sin	cos	G	N	T	tg	N*tg	C	C * dl	dn	G*a*dn
-6	1,67	1,54	0	0	1,801462033	-0,375	0,927024811	41,1488	38,14595854	-15,4308	0,7	26,70217098	5	9,007310163	16,71	206,2789344
-5	1,67	2,77	0	0,5	1,758046929	-0,3125	0,94991776	89,8794	85,37803828	-28,0873125	0,735168196	62,76721836	4,235474006	7,446162069	16,58	447,0601356
-4	1,67	3,31	0,63	0,5	1,724768584	-0,25	0,968245837	123,246	119,3324264	-30,8115	0,745765766	88,99403833	4,011261261	6,918497404	15,01	554,976738
-3	1,67	4,03	1,17	0,5	1,700152887	-0,1875	0,982264603	158,7168	155,9018945	-29,7594	0,748912281	116,7568434	3,945614035	6,708147091	14,9	709,464096
-2	1,67	4,52	1,2	0,5	1,683201786	-0,125	0,992156742	172,7114	171,3567799	-21,588925	0,745498392	127,7462039	4,019292605	6,765280492	14,12	731,6054904
-1	1,67	5,08	1,98	0,5	1,673271306	-0,0625	0,998044964	211,1214	210,70865	-13,1950875	0,751878307	158,427263	3,883597884	6,498312902	12,8	810,706176
0	1,67	5,64	1,99	0,5	1,67	0	1	226,3852	226,3852	0	0,748413284	169,429691	3,958179582	6,610159902	12,3	835,361388
1	1,67	6,13	1,89	0,5	1,673271306	0,0625	0,998044964	236,472	236,0096887	14,7795	0,744553991	175,7219555	4,041079812	6,761822894	13,5	957,7116
2	1,67	6,86	1,62	0,5	1,683201786	0,125	0,992156742	247,8614	245,917359	30,982675	0,738062361	181,5023465	4,180400891	7,036458248	12,05	896,018961
3	1,67	7,27	1,27	0,5	1,700152887	0,1875	0,982264603	248,2956	243,8919789	46,555425	0,732389381	178,6238954	4,30199115	7,314042673	12,64	941,5369152
4	1,67	7,85	0,6	0,5	1,724768584	0,25	0,968245837	243,653	235,9160028	60,91325	0,722234637	170,3867086	4,519553073	7,795183151	13,9	1016,03301
5	1,67	8,34	0	0,5	1,758046929	0,3125	0,94991776	238,7098	226,7546784	74,5968125	0,71300905	161,6781378	4,71719457	8,293049427	14,08	1008,310195
6	1,67	8,31	0	0	1,801462033	0,375	0,927024811	222,0432	205,8395555	83,2662	0,7	144,0876888	5	9,007310163	15,02	1000,526659
7	1,67	7,33	0	0	1,857168381	0,4375	0,899218411	195,8576	176,1187598	85,6877	0,7	123,2831318	5	9,285841906	16,8	987,122304
8	1,67	6,04	0	0	1,928349899	0,5	0,866025404	161,3888	139,7668007	80,6944	0,7	97,83676048	5	9,641749495	16,87	816,7887168
9	1,67	3,79	0	0	2,019842144	0,5625	0,826797285	101,2688	83,72876887	56,9637	0,7	58,61013821	5	10,09921072	16,99	516,1670736
Somme										395,5666375		2042,554192		125,1885387		12435,66839

Fss	5,480094946
Fas	1,90116609

Stabilité pour le cas du fonctionnement normal talus aval (R= 16.00m)

Num	b	h1	h2	h3	dl	sin	cos	G	N	T	tg	N*tg	C	C * dl	dn	G*a*dn
-6	1,02	1,03	0	0	1,100294176	-0,375	0,927024811	16,8096	15,58291626	-6,3036	0,7	10,90804138	5	5,501470878	15,53	78,3159264
-5	1,6	2,68	0	0	1,684356339	-0,3125	0,94991776	43,7376	41,547123	-13,668	0,7	29,0829861	5	8,421781695	15,29	200,6243712
-4	1,6	3,48	0	0,5	1,652472894	-0,25	0,968245837	66,4836	64,3724689	-16,6209	0,728894472	46,92073675	4,371859296	7,224378985	15,18	302,7663144
-3	1,6	4,03	0,54	0,5	1,628888993	-0,1875	0,982264603	85,374	83,8598582	-16,007625	0,737593688	61,85450212	4,187376726	6,820771859	15,03	384,951366
-2	1,6	4,49	1	0,5	1,612648418	-0,125	0,992156742	101,3268	100,5320677	-12,66585	0,742570952	74,6521932	4,081803005	6,582513159	14,88	452,3228352
-1	1,6	5,04	1,27	0,5	1,603134185	-0,0625	0,998044964	115,26	115,0346625	-7,20375	0,742995595	85,47024751	4,073421439	6,53024116	14,9	515,2122
0	1,6	5,63	1,33	0,5	1,6	0	1	125,9904	125,9904	0	0,740375335	93,28018462	4,13002681	6,608042895	13,08	494,3863296
1	1,6	6,17	1,15	0,5	1,603134185	0,0625	0,998044964	131,4984	131,2413159	8,21865	0,735294118	96,50096756	4,239130435	6,795894915	12	473,39424
2	1,6	6,52	0,98	0,5	1,612648418	0,125	0,992156742	134,0892	133,0375038	16,76115	0,731525	97,32025994	4,32	6,966641167	12,9	518,925204
3	1,6	7,22	0,52	0,5	1,628888993	0,1875	0,982264603	137,0676	134,6366517	25,700175	0,722791262	97,3141954	4,507281553	7,341861312	13,04	536,2084512
4	1,6	7,68	0	0,5	1,652472894	0,25	0,968245837	135,0276	130,7399115	33,7569	0,71405868	93,3559686	4,694376528	7,757329969	13,58	550,1024424
5	1,6	7,79	0	0	1,684356339	0,3125	0,94991776	127,1328	120,7657045	39,729	0,7	84,53599318	5	8,421781695	14,06	536,2461504
6	1,6	7,26	0	0	1,725951648	0,375	0,927024811	118,4832	109,8368661	44,4312	0,7	76,88580625	5	8,62975824	14,8	526,065408
7	1,6	6,6	0	0	1,779323	0,4375	0,899218411	107,712	96,85661344	47,124	0,7	67,79962941	5	8,896615	14,7	475,00992
8	1,6	5,24	0	0	1,847520861	0,5	0,866025404	85,5168	74,05972125	42,7584	0,7	51,84180488	5	9,237604307	14,98	384,3124992
9	1,6	3,38	0	0	1,935178102	0,5625	0,826797285	55,1616	45,6074611	31,0284	0,7	31,92522277	5	9,675890509	15,09	249,7165632
Somme										217,03815		1099,64874		121,412578		6678,56022

Fss	5,62602159
Fas	1,92460375

Stabilité pour le cas de fin du fonctionnement normal talus aval (R= 15.59m)

Num	b	h1	h2	h3	dl	sin	cos	G	N	T	tg	N*tg	C	C * dl	dn	G*a*dn
-6	1,02	1,19	0	0	1,09015646	-0,352941176	0,935645513	19,4208	18,17098438	-6,8544	0,7	12,71968906	5	5,450782299	14,98	87,2770752
-5	1,55	2,6	0	0	1,621730394	-0,294117647	0,955769224	64,48	61,62799957	-18,96470588	0,7	43,1395997	5	8,108651968	14,65	283,3896
-4	1,55	3,54	0	0	1,594774549	-0,235294118	0,971924214	87,792	85,32717062	-20,65694118	0,7	59,72901943	5	7,973872743	14,6	384,52896
-3	1,55	4,16	0,31	0,5	1,574713693	-0,176470588	0,984305914	126,542	124,5560389	-22,33094118	0,731871227	91,15898108	4,309859155	6,786794225	14,35	544,76331
-2	1,55	4,56	0,64	0,5	1,560839293	-0,117647059	0,993055472	145,669	144,6573975	-17,13752941	0,735894737	106,4526175	4,224561404	6,593861434	13,9	607,43973
-1	1,55	5	0,83	0,5	1,55268864	-0,058823529	0,998268397	161,882	161,6016846	-9,522470588	0,736524487	119,0235978	4,211690363	6,539443784	13,58	659,507268
0	1,55	5,6	0,94	0,5	1,55	0	1	179,831	179,831	0	0,735028409	132,1808938	4,244318182	6,578693182	12,99	700,801407
1	1,55	6,1	0,83	0,5	1,55268864	0,058823529	0,998268397	189,162	188,8344465	11,12717647	0,731117093	138,0600916	4,328398385	6,720655003	12,05	683,82063
2	1,55	6,54	0,67	0,5	1,560839293	0,117647059	0,993055472	195,61	194,2515808	23,01294118	0,727081712	141,2367719	4,415045396	6,891176333	11	645,513
3	1,55	6,85	0,33	0,5	1,574713693	0,176470588	0,984305914	193,812	190,7702977	34,20211765	0,720989583	137,5433975	4,545572917	7,157975913	12,87	748,308132
4	1,55	7,72	0	0	1,594774549	0,235294118	0,971924214	191,456	186,0807224	45,04847059	0,7	130,2565057	5	7,973872743	13,07	750,698976
5	1,55	7,55	0	0	1,621730394	0,294117647	0,955769224	187,24	178,9582295	55,07058824	0,7	125,2707607	5	8,108651968	13,98	785,28456
6	1,55	7,11	0	0	1,656610306	0,352941176	0,935645513	176,328	164,980502	62,23341176	0,7	115,4863514	5	8,283051532	14	740,5776
7	1,55	6,38	0	0	1,700885186	0,411764706	0,911290199	158,224	144,1879805	65,15105882	0,7	100,9315863	5	8,504425931	14,7	697,76784
8	1,55	5,45	0	0	1,756666667	0,470588235	0,882352941	135,16	119,2588235	63,60470588	0,7	83,48117647	5	8,783333333	14,98	607,40904
9	1,55	3,72	0	0	1,827043771	0,529411765	0,848365006	92,256	78,26676199	48,84141176	0,7	54,78673339	5	9,135218857	15,09	417,642912
10	0,87	0,66	0	0	1,075814199	0,588235294	0,808689829	9,1872	7,429595193	5,404235294	0,7	5,200716635	5	5,379070994	15,62	43,0512192
Somme										318,2291294		1596,65849		124,9695322		9387,781259

Fss	5,4100265
Fas	1,8705297

Stabilité pour le cas de fin de vidange rapide talus amont (R= 13.46m)

Num	b	h1	h2	h3	h4	L	sin	cos	G	N	T	tg'	N*tg	C'	C * dl	dn	G*a*dn	U*L*tg
-5	1,34	0	0	0	0,39	1,4106484 34	-0,3125	0,94991776	8,8842	8,43925936	-2,7763125	0,62	5,23234080 3	0	0	16,8	44,77636 8	0,955065 416
-4	1,34	0	0	0	3,57	1,3839460 49	-0,25	0,96824583 7	81,3246	78,74220536	-20,33115	0,62	48,8201673 2	0	0	16,5	402,5567 7	8,196600 388
-3	1,34	0	0	0	4,84	1,3641945 32	-0,1875	0,98226460 3	110,2552	108,2997802	-20,67285	0,62	67,1458637 5	0	0	16,93	559,9861 608	10,63034 947
-2	1,34	0	0	0	5,98	1,3505930 5	-0,125	0,99215674 2	136,2244	135,1559568	-17,02805	0,62	83,7966932 4	0	0	15,87	648,5643 684	12,15520 239
-1	1,34	0	0	0	6,69	1,3426248 8	-0,0625	0,99804496 4	152,3982	152,100256	-9,5248875	0,62	94,3021587 3	0	0	14,88	680,3055 648	12,51214 95
0	1,34	0	0	0	6,52	1,34	0	1	148,5256	148,5256	0	0,62	92,085872	0	0	14,98	667,4740 464	9,17364
1	1,34	0	0	0	6,68	1,3426248 8	0,0625	0,99804496 4	152,1704	151,8729014	9,51065	0,62	94,1611988 5	0	0	13,2	602,5947 84	8,287110 4
2	1,34	0	0	0	6,36	1,3505930 5	0,125	0,99215674 2	144,8808	143,7444625	18,1101	0,62	89,1215667 2	0	0	14,89	647,1825 336	12,92760 656
3	1,34	0	0	0	6,16	1,3641945 32	0,1875	0,98226460 3	140,3248	137,8360839	26,3109	0,62	85,4583720 4	0	0	14,65	616,7274 96	13,17659 128
4	1,34	0	0	0	5,59	1,3839460 49	0,25	0,96824583 7	127,3402	123,2966185	31,83505	0,62	76,4439034 5	0	0	14,35	548,1995 61	12,94276 033
5	1,34	0	0	0	5,02	1,4106484 34	0,3125	0,94991776	114,3556	108,6284153	35,736125	0,62	67,3496175 2	0	0	14,23	488,1840 564	12,29340 612
6	1,34	0,29	0	0	4,29	1,4454845 05	0,375	0,92702481 1	100,4464	93,11630496	37,6674	0,62	57,7321090 8	0,253275109	0,36610524 6	14,06	423,6829 152	10,85197 492
7	1,34	0,81	0	0	3,33	1,4901830 12	0,4375	0,89921841 1	83,4552	75,0444523	36,51165	0,62	46,5275604 3	0,782608696	1,16623018 4	15,6	390,5703 36	9,135611 663
8	1,34	1,34	0	0	2,57	1,5472987 21	0,5	0,86602540 4	71,1138	61,58635736	35,5569	0,62	38,1835415 6	1,37084399	2,12110515 3	15,98	340,9195 572	7,404350 464
9	1,34	3,15	0	0	0	1,6207116 6	0,5625	0,82679728 5	29,547	24,42937937	16,6201875	0,62	15,1462152 1	4	6,48284664 1	16,02	142,0028 82	0
10	0,98	0,95	0	0	0	1,2554047 26	0,625	0,78062475	8,911	6,956147145	5,569375	0,62	4,31281123	4	5,02161890 3	15,09	40,34009 7	0
Somme											183,09508 75		965,81999 19		15,157906 13		7244,06 7497	140,6424 189

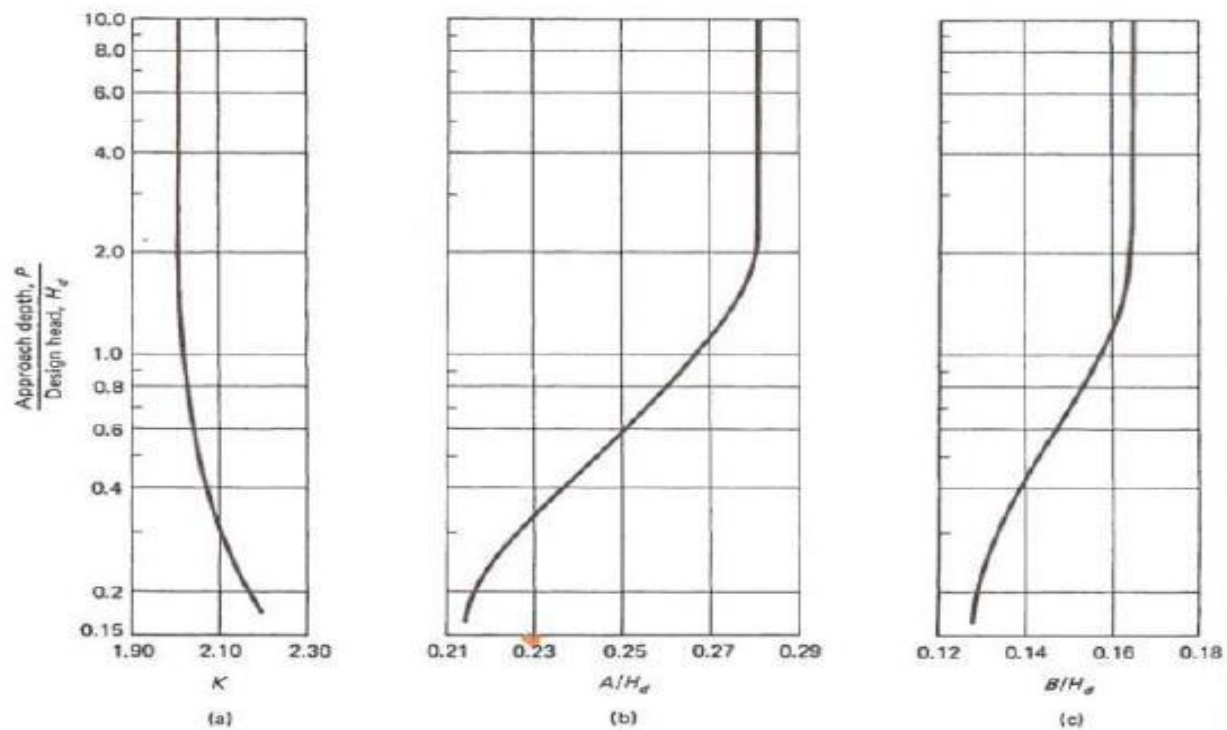
Fss	4,589612374
Fas	1,360037625

Stabilité pour le cas de fin de vidange rapide talus amont (R= 14.8m)

Num	b	h1	h2	h3	h4	L	sin	cos	G	N	T	tg'	N*tg	C'	C * dl	dn	G*a*dn	U*L*tg
-6	1,05	0,38	0	0	0	1,132655769	-0,375	0,927024811	2,793	2,589180297	-1,047375	0,62	1,605291784	4	4,530623076	15,4	12,90366	0
-5	1,48	1,84	0,56	0	0	1,558029614	-0,3125	0,94991776	18,816	17,87365256	-5,88	0,657333333	11,74894762	3,3	5,141497725	15,35	86,64768	0
-4	1,91	3,07	1,02	0	0	1,972639518	-0,25	0,968245837	32,2035	31,1809048	-8,050875	0,6599022	20,57634769	3,251833741	6,414695742	15,2	146,84796	0
-3	2,34	3,67	1,17	0	0	2,382250153	-0,1875	0,982264603	38,031	37,35650511	-7,1308125	0,658677686	24,60589634	3,274793388	7,801377049	15,08	172,052244	0
-2	2,77	4,25	1,31	0	0	2,791897574	-0,125	0,992156742	43,617	43,2749006	-5,452125	0,657697842	28,46180873	3,293165468	9,19418068	14,88	194,706288	0
-1	3,2	4,9	1,23	0	0	3,20626837	-0,0625	0,998044964	47,6385	47,54536501	-2,97740625	0,652104405	31,00454194	3,398042414	10,89503591	14,6	208,65663	0
0	3,63	5,59	1,05	0	0	3,63	0	1	51,009	51,009	0	0,645301205	32,91616916	3,52560241	12,79793675	13,05	199,700235	0
1	4,06	6,35	0,64	0	0	4,067952995	0,0625	0,998044964	52,7205	52,61742952	3,29503125	0,634649499	33,3936253	3,725321888	15,15443433	12,99	205,4517885	0
2	4,49	6,85	5,42	0	0	4,525494623	0,125	0,992156742	101,5665	100,7698877	12,6958125	0,690676447	69,59938796	2,674816626	12,10486826	12,06	367,467597	0
3	4,92	7,46	2,61	0	0	5,008833654	0,1875	0,982264603	79,4955	78,08561574	14,90540625	0,661469712	51,65126975	3,2224429	16,14068044	13,96	332,927154	0
4	5,35	7,95	0	0	0	5,525456241	0,25	0,968245837	58,4325	56,57702484	14,608125	0,62	35,0777554	4	22,10182496	13,74	240,858765	0
5	5,78	7,57	0	0	0	6,084737275	0,3125	0,94991776	55,6395	52,85294919	17,38734375	0,62	32,76882849	4	24,3389491	13,98	233,352063	0
6	6,21	6,79	0	0	0,7	6,698849833	0,375	0,927024811	62,4015	57,84773874	23,4005625	0,62	35,86559802	3,626168224	24,29115641	14,06	263,209527	5,908385553
7	6,64	5,42	0	0	1,2	7,38419045	0,4375	0,899218411	61,257	55,08342218	26,7999375	0,62	34,15172175	3,274924471	24,182666	15,09	277,310439	11,28895036
8	7,07	2,61	0	0	3	8,163732806	0,5	0,866025404	72,7335	62,98905871	36,36675	0,62	39,0532164	1,860962567	15,19240116	15,4	336,02877	32,23041712
9	7,5	0	0	0	3,7	9,071147352	0,5625	0,826797285	66,045	54,60582667	37,1503125	0,62	33,85561253	0	0	15,94	315,82719	46,98854328
Somme											156,0706875		516,3360189		210,2823276		3593,947991	96,41629632

Fss	4,037927046
Fas	1,82153226

Annexe III : Abaque calcul des paramètres A et B du profil amont du déversoir



(Murphy, 1973)