



MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

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

Option : AMÉNAGEMENT ET GÉNIE HYDRAULIQUE

THEME :

**Étude d'une retenue collinaire sur Oued Gouridjima,
Ksar El Boukhari, Médéa**

Présenté par :
DJEZZAR Wafa

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
ZEROUAL Ayoub	M.C.A	Président
TOUMI Samir	M.C.B	Examineur
BOURI Djamel Eddine	M.C.B	Examineur
LAOUCHE Nassim	M.C.B	Examineur
BENSALAH Mohamed Draïdi	M.C.B	Promoteur

Session Septembre 2024

Dédicace

Ce mémoire est dédié à ceux qui ont toujours cru en moi et m'ont soutenu tout au long de ce parcours.

À ma grand-mère, dont l'amour et la sagesse m'ont toujours guidé.

À mes parents, qui ont toujours été là pour moi, m'apportant un soutien constant et inconditionnel dans chaque étape de ma vie. Leur dévouement et leur amour ont été les fondements de ma réussite.

À ma tante, Dr Fatma Kerouh, pour son soutien indéfectible et ses précieux conseils.

À ma sœur Bouchra et mon frère Islem, pour leurs affection et leurs encouragement constant.

À mes chers amis, Chourouk, Ahlem, Lamisse, Nahida, et Sanae, pour les moments inoubliables et leur amitié précieuse.

Votre présence et vos conseils ont été une source constante de motivation tout au long de ce projet.

Remerciements

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à **Mr. Bensalah Mohamed Draid**, mon encadrant, pour son soutien tout au long de la réalisation de ce mémoire.

Son accompagnement attentif et ses conseils avisés ont été d'une valeur inestimable pour mener à bien ce travail.

Je souhaite également adresser un remerciement tout particulier à **Mr. Zeroual Ayoub** pour son aide exceptionnelle. Sa disponibilité constante, ses critiques constructives et ses orientations précieuses ont joué un rôle crucial dans l'avancement et la qualité de ce mémoire.

Je remercie aussi les membres du jury pour le temps qu'ils ont consacré à l'évaluation de ce travail. Leurs commentaires et suggestions éclairés sont grandement appréciés.

Enfin, je tiens à remercier l'ensemble des enseignants et du personnel de l'école pour leur encadrement et leur dévouement tout au long de mes années d'études.

Leur formation et leur soutien ont été essentiels à mon développement académique et personnel.

ملخص:

تتناول هذه الدراسة تنفيذ سد صغير على وادي قورجيمة في ولاية المدية، الجزائر، بهدف تحسين إمدادات المياه للري ودعم التنمية الاقتصادية والاجتماعية للمجتمعات المحلية. تعتمد الدراسة على تحليل جيولوجي وتجيوتقني للموقع، مستندة إلى البيانات المتاحة، بالإضافة إلى تقييم الموارد المائية. يتم دراسة خيارات تصميم مختلفة للسد لضمان استقرار مثالي وأداء مستدام. يساهم هذا المشروع في تعزيز أمان موارد المياه وزيادة مرونة المزارعين في مواجهة التغيرات المناخية.

الكلمات المفتاحية: سد صغير، وادي قورجيمة، ولاية المدية، الري، الاستقرار الجيوتقني، التنمية المستدامة، التغير المناخي.

Résumé :

Cette étude porte sur la réalisation d'une retenue collinaire sur l'Oued Gourdjima, dans la wilaya de Médéa, en Algérie, visant à améliorer l'approvisionnement en eau pour l'irrigation et à soutenir le développement socio-économique des communautés locales. Elle s'appuie sur une analyse géologique et géotechnique du site, réalisée à partir des données fournies, ainsi qu'une évaluation des ressources en eau. Différentes options de conception du barrage sont examinées pour garantir une stabilité optimale et une performance durable. Ce projet contribue à renforcer la sécurité en matière de ressources en eau et à accroître la résilience des agriculteurs face aux changements climatiques.

Mots clés : Retenue collinaire, Oued Gouridjima, Wilaya de Médéa, Irrigation, Stabilité géotechnique, Développement durable, Changement climatique.

Abstract :

This study focuses on the construction of a hillside reservoir on Oued Gourdjima in the Wilaya of Médéa, Algeria, aiming to improve water supply for irrigation and support the socio-economic development of local communities. It relies on a geological and geotechnical synthesis of the site, based on available data, as well as an assessment of water resources. Various design options for the dam are examined to ensure optimal stability and sustainable performance. This project contributes to enhancing water resource security and increasing farmers' resilience to climate change.

Keywords: Hillside reservoir, Oued Gouridjima, Wilaya of Médéa, Irrigation, Geotechnical stability, Sustainable development, Climate change.

Sommaire

Introduction générale.....	1
I Présentation du site de l'ouvrage.....	3
Introduction	3
I.1 Situation géographique.....	3
I.2 Localisation et Accès à la Zone d'Étude.....	4
I.3 Situation topologique	4
I.4 Situation géologique.....	5
I.5 Séismicité de la région	6
Conclusion.....	6
II Étude géologique et géotechnique.....	8
Introduction	8
II.1 Programme d'étude	8
II.2 Résultats de l'étude géotechnique	8
II.2.1 Sondage	8
II.2.2 Analyse de laboratoire.....	9
II.2.3 Analyse chimique	16
Conclusion.....	17
III Étude Hydrologique	20
Introduction	20
III.1 Caractéristiques morphologiques du bassin versant.....	20
III.1.1 Délimitation du bassin versant	20
III.1.2 Paramètres géométriques du bassin.....	21
III.1.3 Paramètres de forme	22
III.1.4 Paramètres de reliefs	24
III.1.5 Paramètres hydrographiques	28
III.2 Données climatologiques	32
Introduction	32
III.2.1 Température	32
III.2.2 Humidité.....	33
III.2.3 Vitesse du vent	34
III.2.4 Évaporation	34
III.2.5 Pluviométrie	35
III.3 Étude des précipitations	36
III.3.1 Test d'homogénéité	36
III.3.2 Estimation des pluies journalières maximales	39

III.3.3	Courbes IDF -Intensité-Durée-Fréquence-	47
III.4	Étude des apports	49
III.4.1	Données disponibles	49
III.4.2	Apport moyen Annuel	49
III.4.3	Répartition mensuelle de l'apport moyen	51
III.4.4	Caractéristiques d'écoulement	52
III.4.5	Analyse fréquentielle de l'écoulement	53
III.4.6	Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80 %	55
III.4.7	Les apports solides	56
III.5	Étude des crues	59
III.5.1	Formules empiriques	59
III.5.2	Calcul des débits maximums par la méthode de Gradex	60
III.5.3	L'hydrogramme de crue	66
III.5.4	Choix de la crue de projet	68
III.6	Régularisation des débits	69
III.6.1	Courbe hauteur surface volume	69
III.6.2	Répartition mensuelle des besoins	71
III.6.3	Détermination de la période de bonne hydraulité	71
III.6.4	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	72
III.6.5	Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	74
III.7	Laminage des crues	78
III.7.1	Méthode de Muskingum	78
III.9	Étude d'optimisation	81
III.9.1	Revanche	81
III.9.2	Calcul de la hauteur du barrage	82
III.9.3	Largeur de crête	83
III.9.4	Calcul des coûts	84
	Conclusion	92
IV	Étude des variantes proposées	94
	Introduction	94
IV.1	Choix du type du barrage	94
IV.1.1	Digue en terre homogène	94
IV.1.2	Digue zonée à noyau étanche	94
IV.2	Définition du profil générale de la retenue	95
IV.3	Digue zonée a noyau d'argile	95
IV.3.1	Pentes des talus	95
IV.3.2	Protection des talus	96

IV.3.3	Clé d'étanchéité.....	97
IV.3.4	Noyau	97
IV.4	Digue en terre homogène	99
IV.4.1	Pentes des talus.....	99
IV.4.2	Protection des talus.....	100
IV.4.3	Dimensionnement du Drain Tapis.....	101
IV.4.4	Dimensionnement du prisme aval	101
IV.5	Choix de la variante.....	101
	Conclusion.....	102
V	Étude de la variante retenue	104
V.1	Définition générale du barrage	104
V.2	La ligne de saturation	104
V.3	Le drain aval.....	107
V.4	Le drain tapis : (drain de pied)	108
V.5	Les filtres.....	108
V.6	Calcul du débit d'infiltration à travers la digue (débit de fuite).....	109
V.8	Étude stabilité.....	111
V.8.1	Principaux scénarios de charge à évaluer.....	111
V.8.2	Coefficients de sécurité	111
V.8.3	Présentation du logiciel GeoStudio V2018 et du module SLOPE/W	112
V.8.4	Méthodes de calcul de la stabilité	113
V.8.5	Modélisation des conditions de sol et de charge	113
V.8.6	Analyse des états de contrainte-déformation	113
V.8.7	Visualisation et interprétation des résultats.....	113
V.8.8	Explication de la Méthode de Bishop Simplifiée.....	113
V.8.9	Études et résultats.....	115
	Conclusion.....	120
VI	Étude des ouvrages annexes	122
	Introduction	122
VI.1	L'évacuateur de crue	122
VI.1.1	Critères de choix de l'évacuateur de crue	122
VI.1.2	Types d'évacuateurs de crues	123
VI.1.3	Analyse des Variantes Considérées.....	124
VI.2	Vidange de fond	125
VI.2.1	Choix de la variante.....	126
VI.3	La prise d'eau	126
VI.3.1	Variantes Considérées	126

VI.3.2	Choix de la Variante.....	127
VI.4	Dimensionnement de l'ouvrage de la vidange	128
VI.4.1	Calcul du débit de vidange	128
VI.4.2	Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre	128
VI.4.3	Correction du coefficient de débit.....	129
VI.5	Dimensionnement de la prise d'eau	130
VI.5.1	Calcul du diamètre de la conduite de prise	130
VI.5.2	Correction du coefficient du débit μ	131
VI.5.3	Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau	132
VI.6	Étude de la variante retenue de l'évacuateur de crue	132
VI.6.1	Canal d'approche (canal d'amenée).....	133
VI.6.2	Déversoir	134
VI.6.3	Chenal d'écoulement.....	137
VI.6.4	Le convergent.....	138
VI.6.5	Le coursier.....	140
VI.6.6	Dissipateur d'énergie.....	143
VI.6.7	Canal de restitution.....	145
VI.6.8	Calcul de la hauteur des murs bajoyers	146
	Conclusion.....	147
VII	Organisation de chantier	150
	Introduction	150
VII.1	Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	150
VII.1.1	Installations destinées au personnel.....	151
VII.1.2	Installations destinées au stockage des matériaux	152
VII.1.3	Installations destinées à la réparation des engins	152
VII.1.4	Installations destinées à la préfabrication	152
VII.2	Moyens du chantier.....	152
VII.2.1	Moyens humains.....	152
VII.2.2	Moyens matériels du chantier.....	153
VII.3	Planification	157
VII.3.1	Définition.....	158
VII.3.2	Méthodes basées sur le réseau	158
VII.3.3	Construction du réseau	159
VII.3.4	Différentes méthodes basées sur le réseau	159
VII.3.5	Les paramètres de la méthode C.P.M.....	160
VII.3.6	Chemin critique (C.C)	161
VII.3.7	Attribution des durées de chaque opération	161

VII.3.8	Plannings des Travaux.....	161
VII.3.9	Symboles des différentes opérations	162
VII.3.10	Détermination du chemin critique	163
	Conclusion.....	164
	Conclusion générale	165
	Références bibliographiques	166
	Annexes	167

Liste des tableaux :

Chapitre I : Présentation du site de l'ouvrage

Tableau I-1 Coordonnées du site de la retenue	4
---	---

Chapitre II : Étude géologique et géotechnique

Tableau II-1 Teneur en eau et densité des sols à différentes profondeurs	10
Tableau II-2 Limites d'Atterberg.....	11
Tableau II-3 Résultats de l'essai Œdomètre	12
Tableau II-4 Résultats de l'essai de cisaillement.....	13
Tableau II-5 Résultats de l'analyse granulométrique	14
Tableau II-6 Résultats de l'essai Proctor normale	15
Tableau II-7 Résultats de l'essai de perméabilité	16
Tableau II-8 Résultats de l'analyse chimique	17

Chapitre III : Étude hydrologique

Tableau III-1 Paramètres hypsométrique du bassin versant Gouridjima	25
Tableau III-2 Récapitulatif des altitudes caractéristiques du bassin versant.....	26
Tableau III-3 Classification du relief selon O.R.S.T.O.M à partir de l'indice de pente global.	26
Tableau III-4 Classification du relief selon O.R.S.T.O.M à partir de la dénivelée spécifique	28
Tableau III-5 Récapitulatif des résultats de calcul du temps de concentration.....	30
Tableau III-6 Récapitulatif des caractéristiques géomorphologiques du bassin versant Gouridjima	31
Tableau III-7 Températures moyennes, maximales et minimales mensuelles.....	32
Tableau III-8 Humidité moyenne mensuelle.....	33
Tableau III-9 Variabilité saisonnière de la vitesse du vent	34
Tableau III-10 Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne	35
Tableau III-11 Présentation de la station pluviométrique	35
Tableau III-12 Précipitations moyenne mensuelles	36
Tableau III-13 Série des pluies annuelles 1983-2022	37
Tableau III-14 Application du test de la médiane sur la série pluviométrique	38
Tableau III-15 Caractéristiques de la série des pluies maximales journalières.....	40
Tableau III-16 Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	42
Tableau III-17 Caractéristiques de la loi de Gumbel	43
Tableau III-18 Résultats de l'ajustement à la loi Lognormale.....	44

Tableau III-19 Caractéristiques de la loi de Lognormale.....	45
Tableau III-20 Résultats du test de χ^2	46
Tableau III-21 Courbes IDF -Intensité-Durée-Fréquence-	48
Tableau III-22 Récapitulatif des résultats de calcul des apports	51
Tableau III-23 Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	51
Tableau III-24 Récapitulatif des calculs de coefficient de variation avec différentes méthodes	54
Tableau III-25 Apports fréquents.....	55
Tableau III-26 Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80 %	56
Tableau III-27 Récapitulatif des calculs du transport solide.....	58
Tableau III-28 Récapitulatif des calculs du volume mort	58
Tableau III-29 Récapitulatif du calcul des débits de crues avec différentes méthodes empiriques	60
Tableau III-30 Série des pluies maximales journalières maximales 1983-2022.....	63
Tableau III-31 Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel	64
Tableau III-32 Calcul des débits de crue avec la méthode de Gradex	66
Tableau III-33 Hydrogramme de crue.....	68
Tableau III-34 Coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface.	70
Tableau III-35 Répartition mensuelle des besoins	71
Tableau III-36 Période de bonne hydraulité.....	72
Tableau III-37 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	73
Tableau III-38 Résultats de calcul des pertes dues à l'évaporation et l'infiltration	75
Tableau III-39 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	76
Tableau III-40 Résultats de calcul de la méthode Muskingum	79
Tableau III-41 Résultats de calcul de la revanche.....	82
Tableau III-42 Résultats de calcul de la hauteur du barrage	83
Tableau III-43 Résultats de calcul de la largeur de crête	84
Tableau III-44 Coût de la digue pour une lame déversant correspondante à une largeur de 10m	85
Tableau III-45 Coût de la digue pour une lame déversant correspondante à une largeur de 15m	86
Tableau III-46 Coût de la digue pour une lame déversant correspondante à une largeur de 20m	86

Tableau III-47 Coût de la digue pour une lame déversant correspondante à une largeur de 25m	87
Tableau III-48 Coût de la digue pour une lame déversant correspondante à une largeur de 30m	87
Tableau III-49 Coût de la digue pour une lame déversant correspondante à une largeur de 35m	88
Tableau III-50 Coût de la digue pour une lame déversant correspondante à une largeur de 40m	88
Tableau III-51 Récapitulatif des différents coûts de la digue pour différentes largeurs	89
Tableau III-52 Coût du déversoir pour différentes largeurs	90
Tableau III-53 Coût du coursier pour différentes largeurs	91
Tableau III-54 Coût total du barrage pour différentes largeurs	91
Tableau III-55 Récapitulatif des caractéristiques de la retenue	92

Chapitre IV : Étude des variantes

Tableau IV-1 Valeurs des pentes des talus en fonction de la hauteur et du type du barrage ...	96
Tableau IV-2 Épaisseurs minimales de la couche d'encrochement et les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.	97
Tableau IV-3 Classification des fondations selon le type de sol et la hauteur du barrage	98
Tableau IV-4 Gradient hydraulique du noyau admissible selon le type de fondation et la classification du barrage	99
Tableau IV-5 Epaisseurs minimales de la couche d'encrochement et les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.	100

Chapitre V : Étude de la variante retenue

Tableau V-1 Coordonnées de la ligne de saturation	105
Tableau V-2 Facteurs de sécurité pour différents scénarios de charge	119

Chapitre VI : Étude des ouvrages annexes

Tableau VI-1 Coordonnées du profil déversoir d'après Creager-Ofitsérove.....	135
Tableau VI-2 Profil déversoir Creager avec $H=2.4$	136
Tableau VI-3 Données intégrées au logiciel FlowMaster	142
Tableau VI-4 Résultats données par FlowMaster	142

Chapitre VII : Organisation du chantier

Tableau VII-1 Différentes installations fixes nécessaires à la réalisation des ouvrages sur le chantier	151
---	-----

Tableau VII-2 Les paramètres essentiels pour l'application de cette méthode C.P.M.....	160
Tableau VII-3 Symbologie des phases des travaux et leurs durée	162
Tableau VII-4 Détermination du chemin critique	163

Liste des figures

Chapitre I : Présentation du site de l'ouvrage

Figure I-1 Localisation de la commune Ksar Boukhari	3
Figure I-2 Localisation de la zone d'étude	4
Figure I-3 Les formations géologiques de la commune de Ksar El Boukhari	5
Figure I-4 Carte de zonage sismique du nord d'Algérie.	6

Chapitre II : Étude géologique et géotechnique

Figure II-1 Courbe de compactage pour une énergie de compactage donnée	14
Figure II-2 Allure de courbes de compactage selon la nature des sols pour une énergie de compactage constante.....	15

Chapitre III : Étude hydrologique

Figure III-1 Délimitation du bassin versant Gouridjima	21
Figure III-2 Réseau hydrographique du bassin versant Gouridjima	22
Figure III-3 Carte hypsométriques du bassin versant Gouridjima	24
Figure III-4 Courbe hypsométriques du bassin versant Gouridjima	25
Figure III-5 Répartition mensuelle de température	32
Figure III-6 Températures maximales et minimales mensuelles	33
Figure III-7 Humidité moyenne mensuelle	33
Figure III-8 Variabilité mensuelle de la vitesse du vent	34
Figure III-9 Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne.....	35
Figure III-10 Précipitations moyennes mensuelles	36
Figure III-11 Logo et interface du logiciel HyfranPlus.....	39
Figure III-12 Courbe représentative de la série pluviométrique	40
Figure III-13 Courbe d'ajustement à la loi de Gumbel.....	42
Figure III-14 Courbe d'ajustement à la loi Lognormale.....	44
Figure III-15 Comparaison entre les lois d'ajustement	45
Figure III-16 Test de Chi sur HyfranPlus.....	46
Figure III-17 Table de Pearson.....	47
Figure III-18 Courbe Intensité-Durée-Fréquence	48
Figure III-19 Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	52
Figure III-20 Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80 %.....	56
Figure III-21 Ajustement graphique des pluies et extrapolation des débit (Laborde, 2000) ...	62
Figure III-22 Résultats d'ajustement par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières	64

Figure III-23 Graphique d'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits.	66
Figure III-24 Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour	68
Figure III-25 Hydrogramme de crue adopté	69
Figure III-26 Courbe Hauteur-Capacité-Surface.....	71
Figure III-27 Hydrogramme de sorties.....	80
Figure III-28 Courbe d'optimisation.....	92

Chapitre IV : Étude des variantes

Figure IV-1 Digue en terre homogène	94
Figure IV-2 Digue zonée à noyau étanche	95

Chapitre V : Étude de la variante retenue

Figure V-1 Représentation géométrique du barrage	104
Figure V-2 Ligne de saturation pour un barrage zoné	106
Figure V-3 Abaque de Casagrande	106
Figure V-4 Modules du logiciel GeoStudio	112
Figure V-5 Schéma illustrant les forces considérées dans la méthode de Bishop	114
Figure V-6 Modélisation géométrique sur GeoStudio	115
Figure V-7 Résultat de simulation talus aval -Fin de construction	116
Figure V-8 Résultat de simulation talus amont -Fin de construction-	117
Figure V-9 Résultat de simulation talus aval -Etat normal de service-.....	117
Figure V-10 Résultat de simulation talus amont -Etat normal de service-	118
Figure V-11 Résultat de simulation talus aval -Fin de vidange Rapide-	118
Figure V-12 Résultat de simulation talus amont-Fin de vidange Rapide-	119

Chapitre VI : Étude des ouvrages annexes

Figure VI-1 Profil en travers d'un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal	133
Figure VI-2 Forme du seuil déversant.....	134
Figure VI-3 Profil du déversoir Creager	137
Figure VI-4 Ligne de charge	142
Figure VI-5 Schéma d'un bassin dissipation de type USBR III	144

Chapitre VII : Organisation du chantier

Figure VII-1 Organisme d'une entreprise.....	153
Figure VII-2 Compacteurs à pied de mouton.....	154
Figure VII-3 Compacteurs vibrants.....	154
Figure VII-4 Compacteur pneumatique	155

Figure VII-5 Bulldozers	155
Figure VII-6 Pelle mécanique	156
Figure VII-7 Chargeuse sur pneu	156
Figure VII-8 Dumper	157
Figure VII-9 Niveleuse.....	157
Figure VII-10 Grue.....	157
Figure VII-11 Réseau à nœuds.....	163

Liste des annexes

Annexe 1 Coupe de sondage S1 -Rive droite-	167
Annexe 2 Coupe de sondage S2 -Rive gauche-	168
Annexe 3 Coupe de sondage S3 -Axe d'oued-	169
Annexe 4 Coupe de sondage S4 -Zone d'emprunt cuvette-	170
Annexe 5 Coupe de sondage S5 -Zone d'emprunt cuvette-	171
Annexe 6 Courbe de compactage pour S4 E1	172
Annexe 7 Limites d'Atterberg S4-E1	173
Annexe 8 Limites d'Atterberg S1-E2.....	174
Annexe 9 Limites d'Atterberg S2-E3.....	175
Annexe 10 Essai à l'Œdomètre S1	176
Annexe 11 Essai à l'Œdomètre S2	177
Annexe 12 Essai à l'Œdomètre S4	178
Annexe 13 Essai de cisaillement S1-E2	179
Annexe 14 Essai de cisaillement S2-E3	180
Annexe 15 Essai de cisaillement S1-E1	181
Annexe 16 Courbes granulométriques S4-E1	182
Annexe 17 Localisation des endroits de sondages	183
Annexe 18 Série des pluies journalières maximale (1983-2020).....	184
Annexe 19 Abaque pour la détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type III	186

Liste des planches

Planche 01 : Plan d'aménagement de la retenue collinaire sur oued Gouridjima.

Planche 02 : Coupe géologique suivant l'axe de la digue.

Planche 03 : Coupe transversal détaillée de la digue.

Planche 04 : Profil en long de l'évacuateur de crue.

Introduction générale

Dans un contexte mondial marqué par la variabilité climatique et la raréfaction des ressources en eau, la gestion durable de l'eau devient un enjeu majeur, particulièrement dans les régions semi-arides comme celle de Médéa, en Algérie. L'agriculture, principale activité économique de la région, dépend fortement de l'irrigation pour maintenir la production agricole face aux incertitudes climatiques.

L'étude présentée dans ce mémoire porte sur la conception et la mise en œuvre d'une retenue collinaire sur l'Oued Gouridjima, à Ksar Boukhari, destinée principalement à l'irrigation des terres agricoles de la région. Ce projet s'inscrit dans une démarche de développement durable, visant non seulement à améliorer la productivité agricole, mais aussi à renforcer la résilience des communautés locales face aux aléas climatiques, tels que la sécheresse.

L'étude détaillée dans ce mémoire comprend plusieurs étapes clés. Tout d'abord, une analyse du site permet d'identifier les caractéristiques environnementales et géographiques pertinentes. Ensuite, une étude approfondie des conditions géologiques et géotechniques est réalisée pour garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage. L'évaluation hydrologique constitue une étape essentielle pour déterminer les apports en eau disponibles et la capacité de la retenue à répondre aux besoins en irrigation.

Différentes variantes de conception sont ensuite explorées pour identifier la solution la plus adaptée, en tenant compte des aspects techniques, économiques, et environnementaux. Une fois la variante optimale choisie, une analyse de la stabilité de l'ouvrage est effectuée pour assurer sa durabilité à long terme. Enfin, l'organisation du chantier est planifiée, en intégrant les contraintes locales et les ressources disponibles.

Ce mémoire conclut sur une réflexion globale concernant l'impact de la retenue collinaire sur l'agriculture locale et son potentiel à contribuer au développement économique de la région.

Chapitre 01 : Présentation de la zone d'étude

I Présentation du site de l'ouvrage

Introduction

Dans ce chapitre, la zone d'étude sera présentée en abordant ses différents aspects : géographique, sismique, topographique et géologique.

I.1 Situation géographique

La commune de Ksar El Boukhari est située dans la daïra de Ksar El Boukhari, wilaya de Médéa. Elle se trouve à environ 42Km au sud du chef-lieu de la wilaya.

La commune est délimitée comme suit :

Au Nord : par la commune de Moudjebeur.

Au Nord-Ouest : par la commune de Boghar.

A l'Est : par la commune de M'fatha.

Au Sud-est : par la commune de Saneg.

Au Sud-ouest : par la commune de Oum El Djlil.

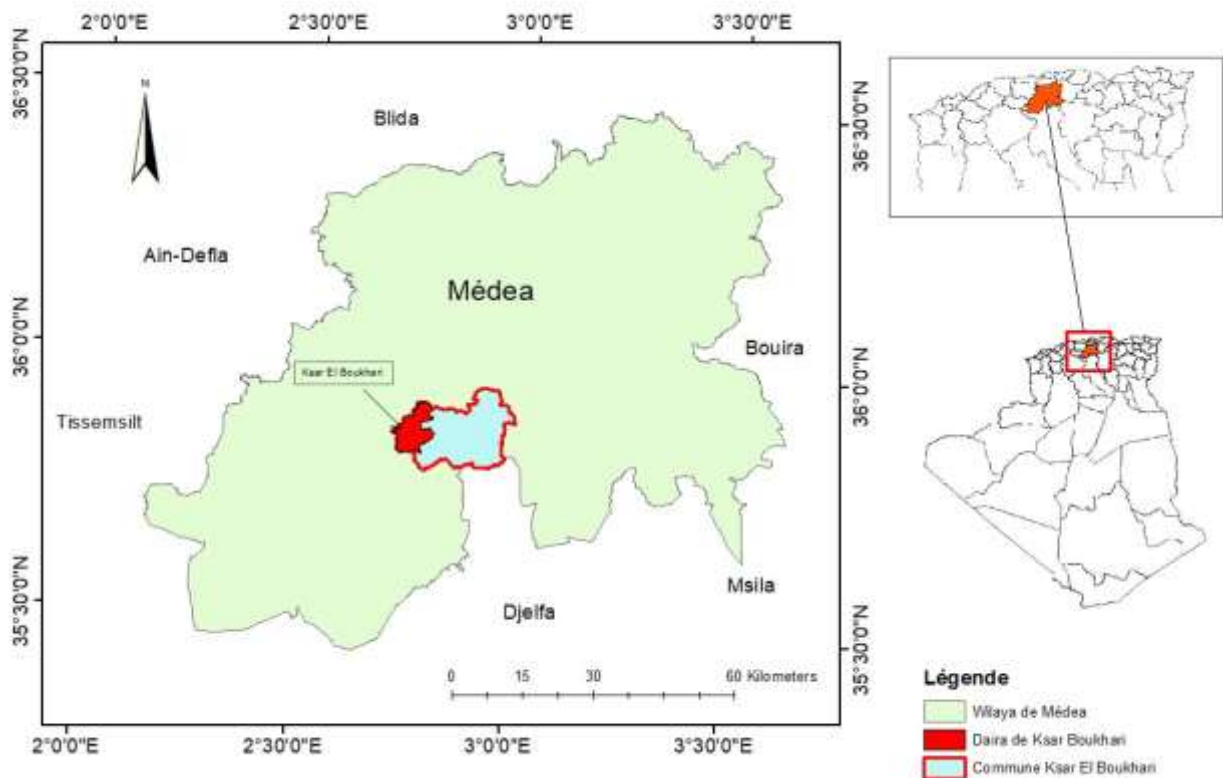


Figure I-1 Localisation de la commune Ksar Boukhari

I.2 Localisation et Accès à la Zone d'Étude

Le site de notre retenue se trouve à l'aval de l'Oued Gouridjima à environ 7km du côté sud-ouest de la commune de Ksar Boukhari vol d'oiseau.

Il est identifiable sur la carte d'état-major de Boughar à l'échelle 1/50 000, suivant les coordonnées :

Tableau I-1 Coordonnées du site de la retenue

X (UTM)	Y (UTM)	Z
501.20 Km	285 Km	625m

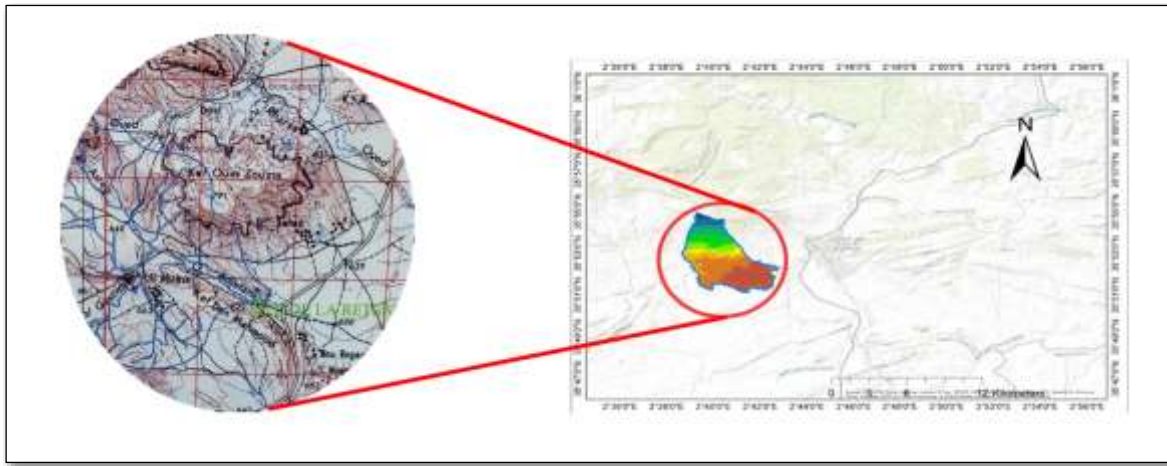


Figure I-2 Localisation de la zone d'étude

L'accès au site se fait aisément à partir du chef-lieu de la wilaya en prenant tout d'abord l'autoroute A1 en direction du sud-ouest. Ensuite, il suffit de bifurquer vers la route secondaire locale W19 dès l'entrée de la ville d'Adjlana. Enfin, l'accès au site se réalise en empruntant une piste menant au douar de Ababsa, situé à proximité de notre localité Gourdjima.

I.3 Situation topologique

La région de Ksar El Boukhari, dans la wilaya de Médéa, présente une topographie variée comprenant des collines et des montagnes au nord, ainsi que des plaines et des vallées favorables à l'agriculture. Le relief accidenté joue un rôle important dans le climat local et le réseau hydrographique, notamment avec l'oued Gouridjima. Cette diversité de terrain influence l'utilisation des terres et les activités humaines dans la région.

I.4 Situation géologique

Le bassin versant de la retenue sur l'oued Gouridjima est caractérisé par un relief prononcé, notamment au nord. En ce qui concerne les formations géologiques, la carte présentée à la figure I-3 illustre les formations géologiques de la commune de Ksar el Boukhari, où se situe le bassin versant de la retenue.

Cette carte, basée sur des données de l'USGS¹, met en évidence trois périodes géologiques majeures :

- Vert (K) : Formations du **Crétacé**, principalement situées sur la rive droite du bassin versant. Ces formations, souvent constituées de calcaires, sont perméables, permettant l'infiltration des eaux.
- Jaune (T) : Formations du **Tertiaire**, qui couvrent une grande partie du bassin versant. Elles sont majoritairement composées de marnes et d'argiles, des matériaux imperméables favorisant un ruissellement important.
- Rouge (Tr) : Formations du **Trias**, constituées de grès et d'évaporites, également peu perméables, contribuant au caractère imperméable de la zone.

Ainsi, les formations marneuses et argileuses du Tertiaire (zones en jaune sur la carte) rendent la majeure partie du bassin versant imperméable, à l'exception de la rive droite, où les formations crétacées permettent une plus grande infiltration.

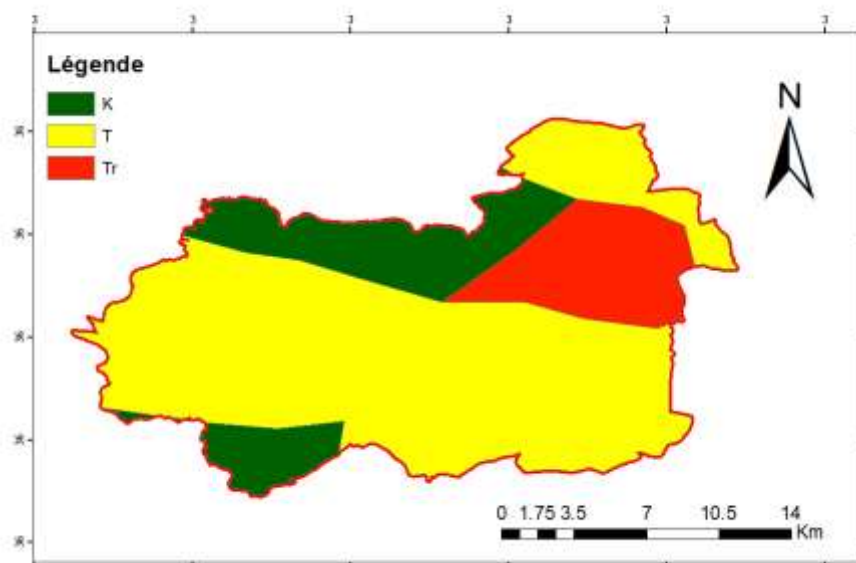


Figure I-3 Les formations géologiques de la commune de Ksar El Boukhari

¹ USGS : United States Geological Survey

I.5 Séismicité de la région

La région se trouve dans la zone II.b, comme le montre la figure I.4, déterminée par le ministère de l'habitat et de l'urbanisme pour l'Algérie (règles parasismique algérienne 1981), direction de la réglementation et de l'information technique (D.N.C.T.C).

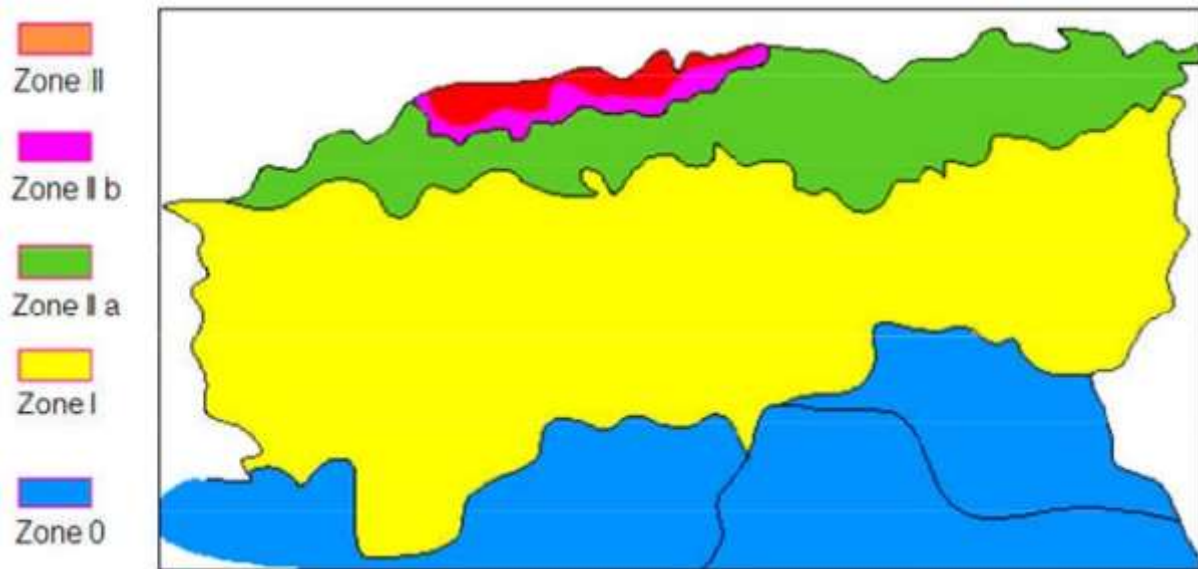


Figure I-4 Carte de zonage sismique du nord d'Algérie.

Conclusion

L'analyse de la situation géographique, topographique, géologique et sismique du site a permis de dresser un portrait détaillé des conditions environnementales et naturelles. Ces éléments permettent une compréhension claire des défis et des potentialités du terrain, guidant ainsi les décisions techniques cruciales pour assurer la sécurité, la durabilité, et la réussite globale du projet.

Chapitre 02 : Étude géologique et géotechnique

II Étude géologique et géotechnique

Introduction

Ce chapitre est consacré à l'analyse géologique et géotechnique de notre zone d'étude. Une compréhension approfondie des caractéristiques géologiques et des propriétés du sol est essentielle pour évaluer la faisabilité et les impacts potentiels de tout projet de construction ou d'aménagement dans la région.

Une description détaillée des formations géologiques sera présentée, mettant en évidence les types de roches et de sédiments ainsi que leur distribution et leurs propriétés. Ensuite, les aspects géotechniques seront abordés, en examinant la stabilité des sols, leur capacité portante et les risques potentiels associés à l'érosion, aux glissements de terrain et à d'autres phénomènes naturels. Cette étude fournira une base solide pour la planification et la mise en œuvre de projets futurs dans la zone d'étude, en garantissant leur durabilité et leur sécurité

II.1 Programme d'étude

L'étude géotechnique de notre site s'est basée sur :

1. Cinq (05) sondages ont été réalisés pour nous permettre d'identifier la nature de la couche de fondation ainsi que la détermination de la succession lithologique du site.
2. Des essais de laboratoire, comprenant les essais d'identification, des essais mécaniques ainsi que des essais chimiques. Ces essais nous permettent de mieux décrire et connaître la nature, les caractéristiques géotechniques des couches traversées et en particulier ceux de la couche de fondation.

II.2 Résultats de l'étude géotechnique

II.2.1 Sondage

Les coupes des différents sondages sont illustrées dans les annexes 1 à 6.

II.2.1.1 Digue

Sondage S1 : Rive droite

0.00m → 0.5m Argiles sableuse à inclusions graveleuses.

0.50m → 1.20m Argile sableuse.

1.20m → 10.00m Argile marneuse.

Remarque : Présence de bancs rocheux calcaire subverticaux.

Sondage S2 : Rive gauche

0.00m ➔ 4.10m Argiles sableuse à inclusions graveleuses à rocheuses feuilletées.

4.10m ➔ 10.00m Argile marneuse.

Remarque : Présence de bancs rocheux calcaire subhorizontaux.

Sondage S3 : Axe de l'oued

0.00m ➔ 1.00m Alluvions

1.00m ➔ 2.20m Argile sableuse.

2.20m ➔ 10.00m Argile marneuse.

II.2.1.2 Zone d'emprunt : cuvette**Sondage S4 zone d'emprunt**

0.00m ➔ 3.00m : Argile sableuse

Sondage S5 zone d'emprunt

0.00m ➔ 3.00m : Argile sableuse

II.2.2 Analyse de laboratoire

Ces analyses sont réalisées dans le but de permettre une étude plus précise du sol et une meilleure identification des horizons géotechniques.

Les échantillons prélevés ont subi des essais physiques et mécaniques au laboratoire.

Les mesures des paramètres physiques permettent une identification globale du sol en place.

Les valeurs de densité caractérisant le poids du sol par unité de volume donnant une idée sur la consistance du sol ou la compacité du matériau constituant le sol. La teneur en eau naturelle exprime le pourcentage des vides intergranulaires occupés par l'eau de saturation.

II.2.2.1 Détermination de la teneur en eau naturelle et de la densité humide et sèche

Le tableau II-1 ci-dessous présente les résultats des mesures de la teneur en eau naturelle et des densités humide et sèche des sols, obtenues à différentes profondeurs dans trois sondages (S1, S2, et S3).

Tableau II-1 Teneur en eau et densité des sols à différentes profondeurs

Sondage	Ech	Profondeur	Teneur en eau (W%)	Densité humide (δ_d)	Densité sèche (δ_s)
S1	E1	1.50m	10.40%	1.59g/cm ³	1.44 g/cm ³
	E2	3.00m	11.90%	1.77 g/cm ³	1.42 g/cm ³
	E3	4.50m	13.18%	1.70 g/cm ³	1.50 g/cm ³
	E4	6.00m	14.56%	1.83 g/cm ³	1.59 g/cm ³
S2	E1	1.50m	9.43%	1.57 g/cm ³	1.43 g/cm ³
	E2	3.00m	12.42%	1.64 g/cm ³	1.45 g/cm ³
	E3	4.50m	12.84%	1.71 g/cm ³	1.51 g/cm ³
	E4	6.00m	12.30%	1.76 g/cm ³	1.56 g/cm ³
S3	E1	2.00m	11.77%	1.74 g/cm ³	1.55 g/cm ³
	E2	3.00m	11.59%	1.72 g/cm ³	1.54 g/cm ³

Observation

L'analyse des données montre que la teneur en eau des sols varie entre 9,43% et 14,56%, avec une tendance générale à l'augmentation de l'humidité avec la profondeur dans les sondages S1 et S2. La densité sèche, qui varie de 1,42 g/cm³ à 1,59 g/cm³, suggère une compacité qui est globalement faible à moyenne. Cette variation de la densité et de l'humidité est indicative de la nature des sols, qui pourraient être constitués de matériaux relativement friables ou peu compacts, particulièrement dans les couches supérieures.

Conclusion

Les résultats obtenus indiquent que le sol présente une humidité relativement faible à modérée, avec des variations en fonction de la profondeur. La densité sèche observée suggère une compacité faible à moyenne, ce qui est cohérent avec les valeurs d'humidité mesurées. Ces caractéristiques doivent être prises en compte lors de la planification des projets pour garantir la stabilité et la durabilité des structures dans la zone d'étude.

II.2.2.2 Détermination des limites d'Atterberg

Les essais d'Atterberg peuvent quantifier la plasticité du sol par la mesure des limites de liquidité et les indices de plasticité. Les résultats sont présentés dans le tableau II-2, et les courbes correspondantes, qui illustrent ces mesures, sont fournies dans les annexes 7, 8, et 9.

Tableau II-2 Limites d'Atterberg

Sondage	Ech	Profondeur	Limite de liquidité (W _l)	Limite de plasticité (W _p)	Indice de plasticité (I _p)
S1	E2	3.00 m	50%	26%	24
S2	E3	4.50 m	50%	25%	25
S3	E1	2.00 m	44%	24%	20

Observation

Les essais d'Atterberg montrent que les sols analysés présentent des indices de plasticité allant de 20 à 25, indiquant une plasticité modérée. Les limites de liquidité et de plasticité révèlent que le sol peut subir des déformations notables en présence d'eau, ce qui est typique des sols moyennement plastiques.

Conclusion

Il s'agit d'un sol moyennement plastique. Cette caractéristique implique que le sol peut se déformer sous l'effet de l'humidité, un facteur important à considérer dans la planification des travaux pour garantir la stabilité des structures dans la zone d'étude.

II.2.2.3 Œdomètre

L'essai Œdomètre est destiné à l'étude de la consolidation et la compressibilité des sols argileux en fonction de la contrainte verticale, il permet de prévoir l'importance et la durée du tassement des terrains.

La compressibilité est calculée par la formule II-1 suivante :

$$C_c = - \frac{\Delta c}{\log(p)} \quad \text{II-1}$$

Avec :

C_c : Coefficient de compressibilité.

Les essais de compressibilité à la cellule œdométrique caractérisent le comportement du sol vis-à-vis de la déformation verticale sous l'action des charges axiales.

Les courbes œdométriques (comme illustré dans l'annexe 10,11 et 12 sont représentées par deux branches :

- Branche de chargement qui caractérise la réduction des indices de vides.
- Branche de déchargement qui visualise la reprise des vides lors de la décharge des poids.

Une construction géotechnique permet de déterminer les paramètres œdométriques suivants :

Pc : Pression de consolidation

Cc : coefficient de compressibilité

Cg : coefficient de gonflement

Tableau II-3 Résultats de l'essai Œdomètre

Sondage	Ech	Prof	Pression de consolidation (Pc)	Coefficient de compressibilité (Cc)	Coefficient de gonflement (Cg)
S1	E2	3.00 m	0.763 bars	0.215	0.035
S2	E3	4.50 m	0.779 bars	0.211	0.034
S3	E1	2.00 m	0.479 bars	0.176	0.022

Observation

Les résultats montrent que la pression de consolidation augmente avec la profondeur, tandis que le coefficient de compressibilité et le coefficient de gonflement montrent des variations qui reflètent une plus grande compressibilité et une capacité de gonflement plus élevée dans les couches supérieures par rapport aux couches plus profondes.

Conclusion

Le sol est moyennement compressible et peu gonflant, ce qui indique une stabilité structurelle adéquate sous des charges modérées avec une réponse limitée aux variations de volume.

II.2.2.4 Cisaillement

Les essais de cisaillement rectiligne caractérisent le sol vis-à-vis du comportement d'un glissement de sol suivant un plan de rupture.

L'angle de frottement donne une idée sur le frottement interne du sol d'un compartiment mobile à une vitesse constante par rapport à un compartiment fixe.

La cohésion c'est la résultante des forces de liaison intergranulaire.

Les résultats sont présentés dans le tableau II-4, et les courbes correspondantes, illustrant ces mesures, sont fournies dans les annexes 13, 14, et 15."

Tableau II-4 Résultats de l'essai de cisaillement

Sondage	Ech	Prof	Cohésion (c)	Angle de frottement	Termes de portance		
					N	Nq	Nc
S1	E2	3.00 m	0.60 bars	19°	4.29	5.60	13.9
S2	E3	4.50 m	0.50 bars	18°	3.69	5.25	13.1
S3	E1	2.00 m	0.50 bars	20°	4.97	6.40	14.8

Analyse des résultats

L'essai de cisaillement sur les trois sondages révèle les paramètres suivants :

- **Cohésion (c) :** La cohésion varie entre 0,50 et 0,60 bars. Le sondage S1 à 3,00 m de profondeur montre la cohésion la plus élevée (0,60 bars), indiquant que ce sol possède une plus grande résistance interne à l'érosion et à la déformation. Les sondages S2 et S3 présentent une cohésion légèrement inférieure (0,50 bars), suggérant une résistance un peu moins importante.
- **Angle de frottement interne (ϕ) :** Les angles de frottement mesurés varient de 18° à 20°. Le sondage S3 à 2.00 m montre l'angle de frottement le plus élevé (20°), ce qui suggère une meilleure résistance au glissement sous charge, tandis que S2 à 4.50 m présente l'angle le plus faible (18°), indiquant une moindre résistance au cisaillement.
- **Termes de portance (N, Nq, Nc) :** Ces coefficients varient selon les sondages. Par exemple, pour le sondage S1, les termes de portance sont N = 4.29, Nq = 5.60, et Nc = 13.9. Ces valeurs indiquent la capacité du sol à supporter des charges verticales. Le sondage S3 montre les termes de portance les plus élevés (N = 4.97, Nq = 6.40, Nc = 14.8), suggérant une meilleure capacité de charge comparée aux autres sondages.

Conclusion

Il s'agit d'un sol de moyenne cohésion, avec des valeurs comprises entre 0,50 et 0,60 bars. Cette cohésion modérée, combinée aux angles de frottement internes observés, indique que le sol possède une résistance raisonnable au cisaillement, ce qui le rend capable de supporter des charges structurales avec une stabilité adéquate.

II.2.2.5 Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique fixant la distribution des particules suivant leur taille détermine les dimensions géotechniques des grains.

Les résultats sont présentés par la courbe illustrée dans l'annexe 16, portant en ordonnée le pourcentage des tamis et en abscisse le diamètre des particules.

Tableau II-5 Résultats de l'analyse granulométrique

Sond	Ech	Prof	Composition détritique			
			Graviers 2mm	Gros sable 0.2mm	Sables fins 0.20µm	Eléments fins (Limons + argiles)
S1	E1	2.00m	01%	18%	06%	75%

Conclusion : Il s'agit d'une argile sableuse.

II.2.2.6 Essai Proctor normale

L'essai Proctor normal est utilisé pour déterminer la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale d'un sol sous une énergie de compactage donnée. Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques qui visent à augmenter la densité en place d'un sol. Ce processus améliore la compacité du sol, préserve la texture des matériaux, réduit la porosité, et améliore la capacité portante.

En faisant varier la teneur en eau d'un échantillon de sol et en mesurant la densité sèche correspondante, on obtient une courbe de compactage en forme de cloche (Figure II-1). Le sommet de cette courbe, appelé « Optimum Proctor », représente la densité sèche maximale que le sol peut atteindre pour une teneur en eau et une énergie de compactage données.

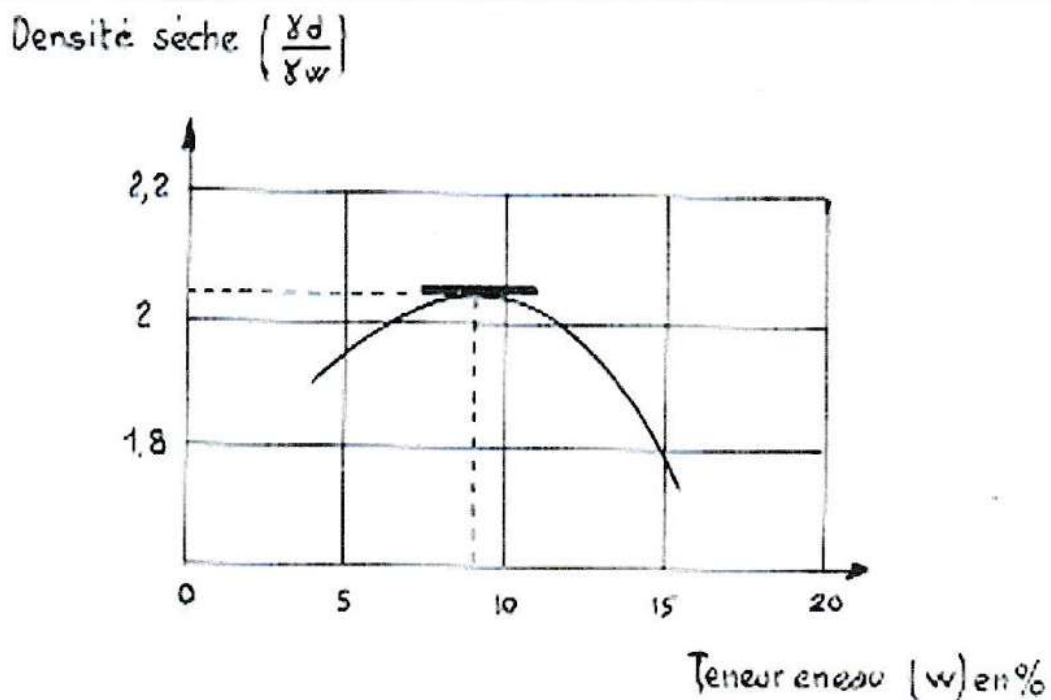


Figure II-1 Courbe de compactage pour une énergie de compactage donnée

Lorsque la teneur en eau est faible, l'eau agit comme un lubrifiant et augmente la densité sèche du sol. À l'inverse, quand la teneur en eau est élevée, l'eau absorbe une grande partie de l'énergie de compactage, réduisant ainsi son efficacité. Sur le versant gauche de la courbe, appelé versant sec, l'eau et l'air occupent le volume des vides. Sur le versant droit, appelé versant mouillé, l'eau occupe presque tous les vides, ce qui facilite les déformations par cisaillement.

La forme des courbes de compactage varie selon la nature du sol (Figure II-2). Elles sont très aplaties pour un sable, indiquant que le compactage est peu influencé par la teneur en eau, ce qui en fait de bons matériaux pour les remblais. Pour une argile plastique, la courbe présente un maximum marqué, indiquant une grande sensibilité à la teneur en eau.

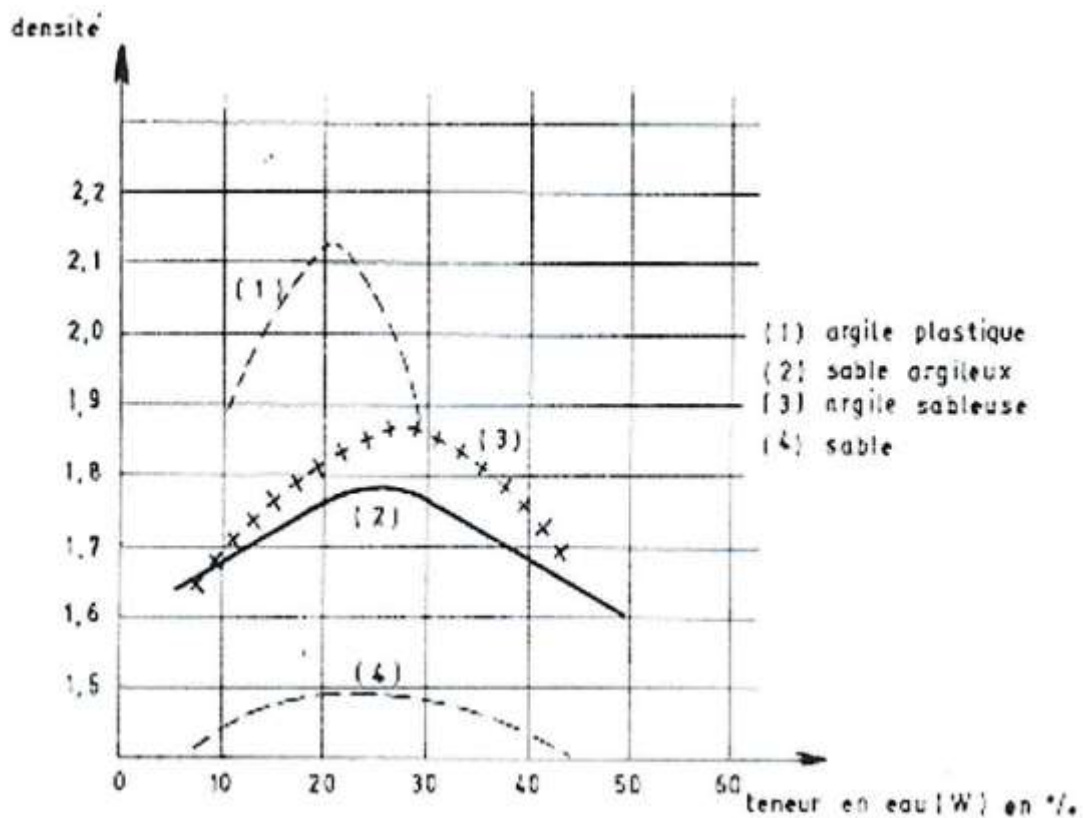


Figure II-2 Allure de courbes de compactage selon la nature des sols pour une énergie de compactage constante

Le tableau II-6 ci-dessous présente les résultats de l'essai Proctor normal réalisé sur un échantillon de sol à une profondeur de 2,00 m dans le sondage S4 :

Tableau II-6 Résultats de l'essai Proctor normale

Sondage	Ech	Profondeur	Densité optimale	Teneur en eau optimale
S4	E1	2.00 m	1.82 g/cm ³	12.70%

Interprétation :

Ces résultats montrent que pour le sol étudié à 2.00 m de profondeur, la densité sèche maximale est de 1.82 g/cm³ avec une teneur en eau optimale de 12.70%. Cela signifie que ce sol atteint sa compacité maximale avec cette combinaison de teneur en eau et d'énergie de compactage. Ce comportement est typique des sols qui répondent bien au compactage lorsque la teneur en eau est contrôlée, confirmant la théorie de l'essai Proctor.

La courbe de compactage obtenue (annexe 6) montre un versant sec où la densité sèche augmente avec la teneur en eau jusqu'à un point optimal. Au-delà de ce point, sur le versant mouillé, la densité sèche diminue à mesure que l'eau remplit les vides et réduit l'efficacité du compactage.

II.2.2.7 Essai de perméabilité

Le tableau II-7 ci-dessous présente les résultats de l'essai de perméabilité réalisé à une profondeur de 2,00 m dans le sondage S4. Le coefficient de perméabilité mesuré (K) indique la capacité du sol à permettre le passage de l'eau.

Tableau II-7 Résultats de l'essai de perméabilité

Sondage	Ech	Prof	Coefficient de perméabilité K
S4	E1	2.00 m	2.1×10^{-9} cm/s

Conclusion : Il s'agit d'un sol de très faible perméabilité.

II.2.3 Analyse chimique

Le tableau II-8 présente les résultats de l'analyse chimique des échantillons prélevés à différentes profondeurs dans plusieurs sondages. Les paramètres mesurés incluent le pH, les sulfates totaux (SO₄²⁻), les sulfates solubles (SO₄²⁻), ainsi que les carbonates. Les valeurs fournies permettent d'évaluer la composition chimique des sols et d'en déduire les implications pour la construction et la durabilité des structures.

Tableau II-8 Résultats de l'analyse chimique

Sondage	Ech	Prof	Ph	Sulfates (SO ₄ ⁻²)	Sulfates solubles (SO ₄ ⁻²)	Carbonates
S1	E1	1.50m	8.07	0.88%	0.79%	33%
	E2	3.00m	8.11	0.83%	0.74%	37%
	E3	4.50m	8.14	0.85%	0.78%	42%
	E4	6.00m	8.15	0.79%	0.67%	45%
S2	E1	1.50m	8.04	0.86%	0.75%	30%
	E2	3.00m	8.07	0.87%	0.78%	35%
	E3	4.50m	8.15	0.81%	0.70%	40%
	E4	6.00m	8.17	0.77%	0.71%	43%
S4	E1	2.00m	8.02	0.78%	0.67%	33%
	E2	3.00m	8.05	0.74%	0.65%	36%

Interprétations :

Le pH est proche de la neutralité.

Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est modérée.

Le taux de carbonates est moyen.

Agressivité vis-à-vis au béton :

Les résultats obtenus montrent que l'agressivité du sol est modérée par rapport au béton.

Conclusion

Les investigations géotechniques réalisées sur le site ont permis de caractériser la couche de fondation comme étant principalement argilo-marneuse à argilo-sableuse, avec la présence notable de bancs de roches calcaires sub-verticaux sur la rive droite et subhorizontaux sur la rive gauche. Le sol se distingue par une faible humidité, une compacité allant de faible à moyenne, une cohésion modérée, une compressibilité moyenne, et une faible tendance au gonflement.

Concernant la stabilité du sol, aucune anomalie significative n'a été détectée, indiquant une stabilité générale satisfaisante du terrain. De plus, aucun niveau d'eau n'a été observé jusqu'à la profondeur explorée dans les sondages, ce qui élimine les risques associés à la présence d'une nappe phréatique.

Ces résultats confirment la viabilité du site pour le projet envisagé, tout en soulignant l'importance de prendre en compte les caractéristiques géotechniques spécifiques dans la conception des fondations et des structures associées.

Chapitre 03 : Étude

Hydrologique

III Étude Hydrologique

Introduction

L'étude hydrologique est une composante essentielle de la conception des barrages, Elle permet une évaluation approfondie des caractéristiques physiques et climatiques du bassin versant, permettant ainsi une meilleure compréhension du cycle de l'eau et une gestion durable des ressources en eau.

L'omission de cette étude peut entraîner des conséquences graves, telles que des ruptures de barrage, des inondations et des dommages environnementaux importants.

III.1 Caractéristiques morphologiques du bassin versant

III.1.1 Délimitation du bassin versant

Un bassin versant est une zone géographique délimitée par des lignes de partage des eaux où toute l'eau qui s'y trouve s'écoule vers un exutoire commun, ces lignes sont des crêtes ou des reliefs qui séparent les eaux s'écoulant vers différents cours d'eau.

L'étude des bassins versant permet de comprendre comment l'eau se déplace et aide à gérer efficacement les ressources en eau.

La figure III-1 illustre la délimitation du bassin versant de la retenue collinaire sur l'oued Gouridjima, obtenue à l'aide du logiciel ArcGIS 10.8 et basée sur un Modèle Numérique de Terrain (MNT) obtenu à partir du site Earthdata de la NASA².

² NASA: National Aeronautics and Space Administration

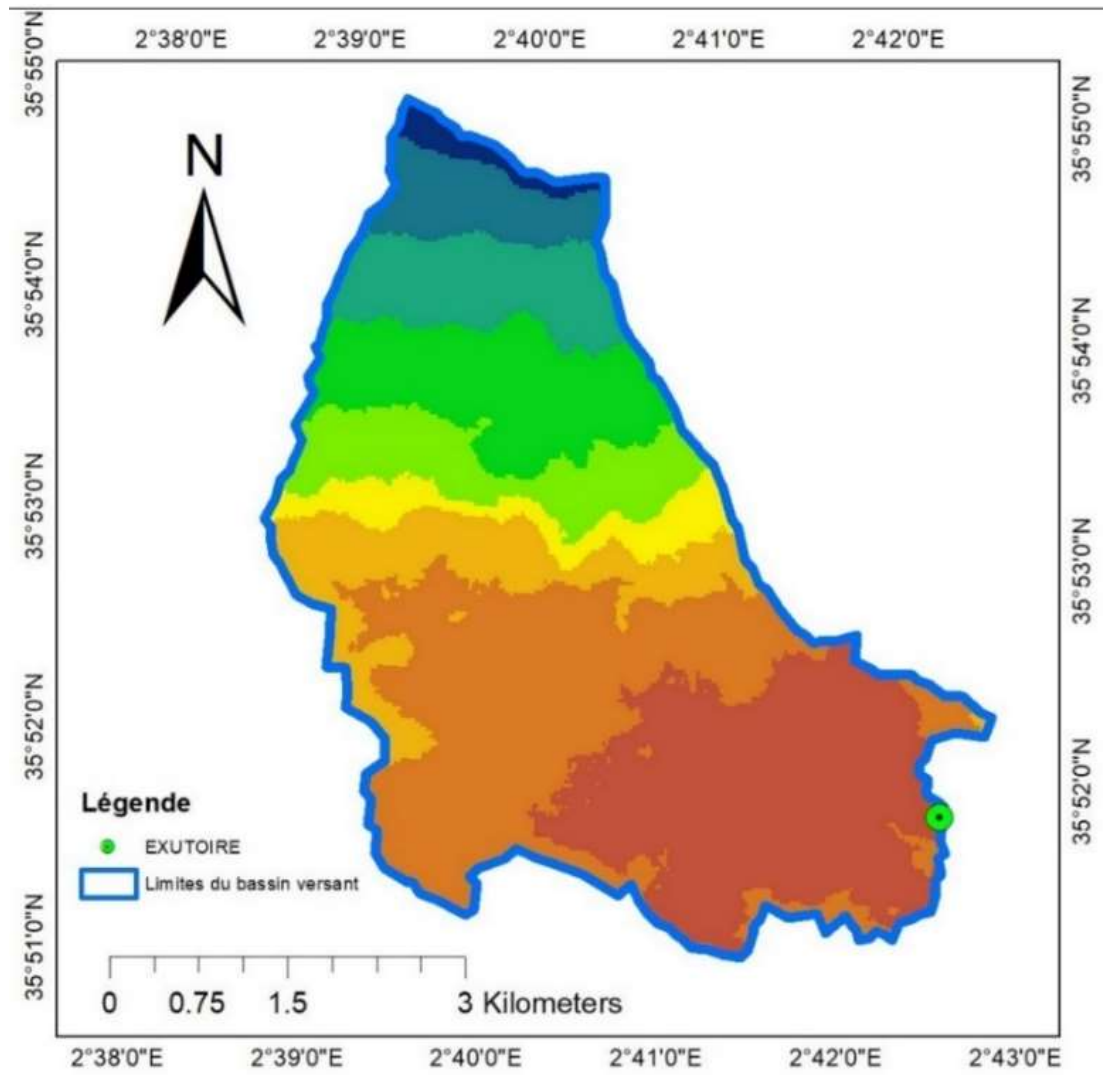


Figure III-1 Délimitation du bassin versant Gouridjima

III.1.2 Paramètres géométriques du bassin

III.1.2.1 Superficie et périmètre du bassin

Après délimitation du bassin versant à l'aide du logiciel ArcGIS, la surface déterminée (S) est de **23,06 km²**, tandis que son périmètre (P) est de **24,65 km**.

III.1.2.2 Longueur principale du thalweg

Après avoir délimité le bassin versant et extrait le réseau hydrographique, comme le montre la figure III-2 ci-dessous, la longueur du thalweg (L) calculée est de **11.71Km**.

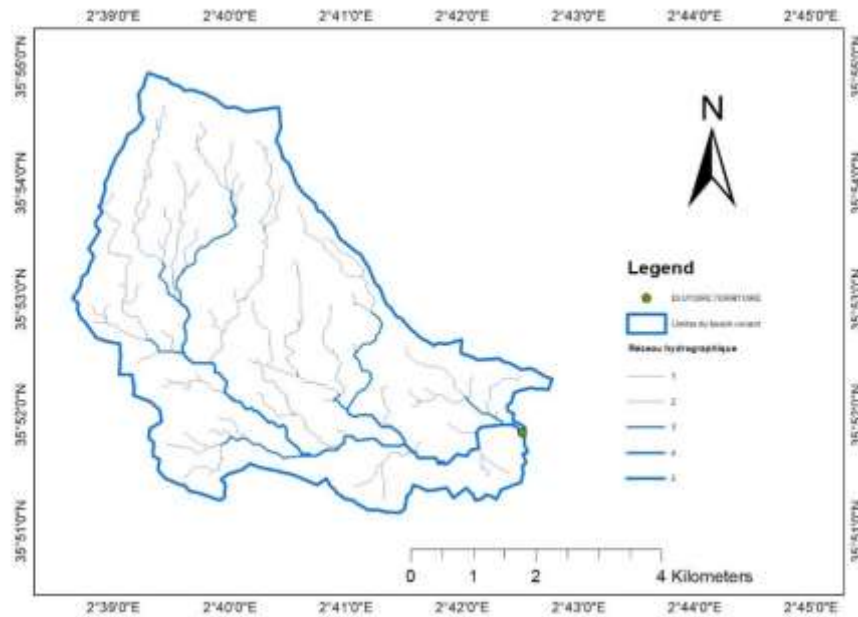


Figure III-2 Réseau hydrographique du bassin versant Gouridjima

III.1.3 Paramètres de forme

III.1.3.1 Indice de compacité de Gravelius K_c

L'indice de compacité de Gravelius (K_c), également connu sous le nom d'indice de forme, est un paramètre géométrique utilisé en hydrologie pour caractériser la forme d'un bassin versant. Il permet de comparer la compacité d'un bassin donné par rapport à un cercle de même surface, qui représente la forme la plus compact possible.

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \text{III-1}$$

Avec :

P : Périmètre du bassin versant (Km).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

Dépendamment de la valeur de K_c , le bassin peut être caractérisé comme suit :

- Si $K_c = 1$ → bassin parfaitement circularisé
- Si $K_c = 1.128$ → bassin ramassé
- Si $K_c > 1.128$ → bassin allongé

Dans notre cas la valeur de K_c obtenue est de **1.43**, donc notre bassin est dit « **allongé** ».

III.1.3.2 Coefficient d'allongement

Le coefficient d'allongement (K_p) est un paramètre hydrologique utilisé pour évaluer la forme d'un bassin versant. Il est défini par le rapport entre le diamètre d'un cercle de même surface que le bassin et la longueur maximale du bassin. Ce coefficient fournit des indications sur l'efficacité de l'écoulement des eaux de ruissellement.

$$K_p = \frac{L_{cp}^2}{S} \quad \text{III-2}$$

Où

L_{cp} : Longueur du thalweg principale (Km).

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

La valeur obtenue pour notre bassin est :

$$K_p = 5.94$$

III.1.3.3 Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est un paramètre hydrologique qui transforme géométriquement un bassin versant en un rectangle ayant la même surface et un rapport longueur/largeur similaire à celui du bassin réel. Ce concept est utilisé pour simplifier l'analyse morphologique.

Pour définir un rectangle équivalent, on utilise les dimensions obtenues par la longueur et la largeur (l_r) calculée comme suit :

La longueur (L_r) :

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

La largeur (l_r) :

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

Avec :

K_c : Indice de compacité.

S : Surface de bassin versant Km^2

Les valeurs obtenues pour notre bassin sont :

$$L_r = 9.83 \text{ Km}$$

$$l_r = 2.44 \text{ Km}$$

III.1.4 Paramètres de reliefs

III.1.4.1 Courbes hypsométriques

Les courbes hypsométriques sont des outils géomorphologiques essentiels pour analyser la distribution altitudinale des surfaces dans un bassin versant. Elles représentent la relation entre l'altitude et la surface cumulée au-dessus de cette altitude, fournissant ainsi une vue d'ensemble de la topographie du bassin et offrant une perspective claire sur la relation entre la topographie et les processus hydrologiques.

La figure III-3 ci-dessous montre illustre la répartition des surfaces par rapport aux altitudes de notre bassin versant.

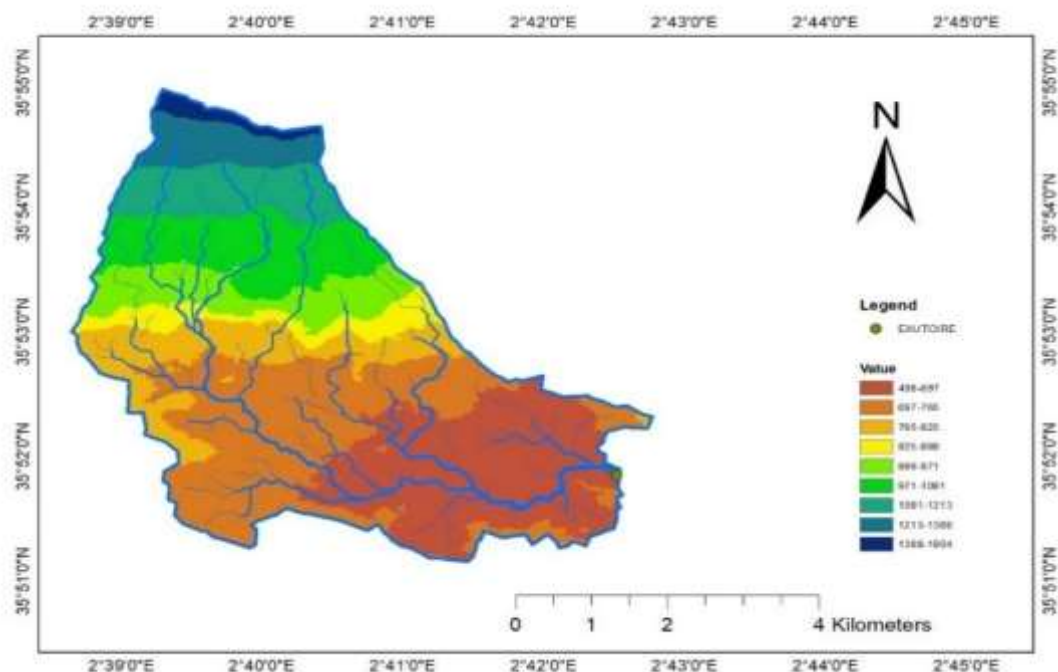


Figure III-3 Carte hypsométriques du bassin versant Gouridjima

La courbe illustrée à la figure III-4 est tracée en reportant les altitudes en ordonnée (axe vertical) et les surfaces cumulées en abscisse (axe horizontal), en se basant sur les valeurs présentées dans le tableau III-1 ci-dessous.

Tableau III-1 Paramètres hypsométrique du bassin versant Gouridjima

Altitudes	Surfaces partielles	Surface partielles	Surfaces cumulées
m	Km ²	%	%
498-697	6	26.0869565	26.0869565
697-765	6	26.0869565	52.173913
765-825	2	8.69565217	60.8695652
825-888	1	4.34782609	65.2173913
888-971	2	8.69565217	73.9130435
971-1081	3	13.0434783	86.9565217
1081-1213	2	8.69565217	95.6521739
1213-1388	1	4.34782609	100

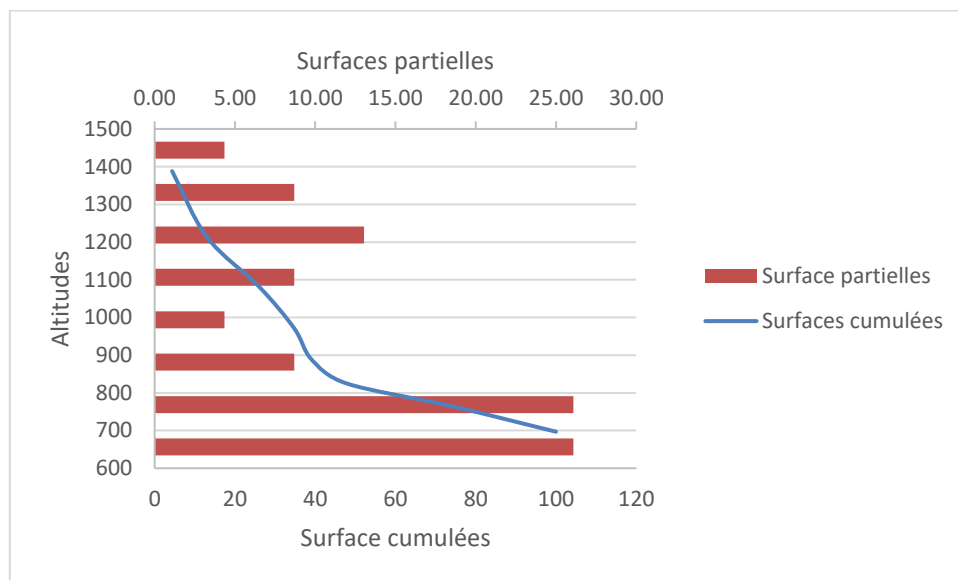


Figure III-4 Courbe hypsométriques du bassin versant Gouridjima

III.1.4.2 Altitudes caractéristiques

À partir de la courbe hypsométrique, on peut déterminer les altitudes caractéristiques de notre bassin versant, telles que l'altitude moyenne, l'altitude médiane, et l'altitude maximale. Les résultats sont représentés dans le tableau III-2.

L'altitude moyenne est calculée par la formule III-5

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

Avec :

S_i : Surface partielle entre deux courbes de niveaux (km^2).

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveaux consécutives $n-1$ et n (m)

S : Superficie du bassin versant (km^2).

Application numérique sur nos données :

$$H_{\text{moy}} = 764.73 \text{ m}$$

Tableau III-2 Récapitulatif des altitudes caractéristiques du bassin versant

Altitudes	Valeur (m)
H_{moy}	764.73
H_{med}	680
$H_{5\%}$	1190
$H_{95\%}$	750
H_{max}	1213
H_{min}	626

III.1.4.3 Indices de pente

Les indices de pente sont des paramètres clés en géomorphologie et hydrologie, ils permettent de quantifier l'inclinaison moyenne des pentes au sein d'un bassin versant.

III.1.4.3.1 Indice de pente globale I_g

Cet indice permet une des classification O.R.S.T.O.M³. Il est calculé à l'aide de la formule III-6

Tableau III-3 Classification du relief selon O.R.S.T.O.M à partir de l'indice de pente global.

R1	Relief très faible	$I_g < 0.002$
R2	Relief faible	$0.002 < I_g < 0.005$
R3	Relief assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
R4	Relief modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
R5	Relief assez fort	$0.02 < I_g < 0.05$
R6	Relief fort	$0.05 < I_g < 0.1$
R7	Relief très fort	$0.05 < I_g$

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad \text{III-6}$$

³ O.R.S.T.O.M : Ancien Office de la recherche scientifique et technique outre-mer, devenu en 1984 Institut français de recherche scientifique pour le développement en coopération et en 1998 Institut de recherche pour le développement (I.R.D.).

Avec :

D : Dénivelée entre H_{5%} et H_{95%} (m).

L : longueur du rectangle équivalent (Km).

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

Application numérique :

$$I_g = 44.76 \rightarrow 0.045$$

Selon la table III-3, cela correspond à un **relief assez fort** -classe **R5-**.

III.1.4.3.2 Indice de pente de roche I_p

L'indice de pente des roches est un paramètre géomorphologique qui mesure l'inclinaison moyenne des surfaces rocheuses au sein d'un bassin versant. Il est utilisé pour évaluer la stabilité des pentes, l'érosion et les risques géologiques.

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \quad \text{III-7}$$

Avec :

L : Longueur du rectangle équivalent (Km).

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

Application numérique :

$$I_p = 37.08 \text{ m/km} = 3.706 \%$$

III.1.4.3.3 Indice de pente moyenne

L'indice de pente moyenne (I_{pm}) est le rapport entre la différence d'altitude maximale et minimale (Δh) et la longueur horizontale (L) de la zone considérée. La formule peut être écrite comme suit :

$$I_{pm} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \quad \text{III-8}$$

Application numérique :

$$I_{pm} = 59.715 \text{ m/km} = 5.97 \%$$

III.1.4.3.4 La pente moyenne du bassin versant

La pente moyenne d'un bassin versant est une mesure cruciale pour analyser ses caractéristiques géomorphologiques.

D'après la méthode de Carlier et Leclerc (1964), elle se calcule comme suit :

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

Avec :

Δh : Dénivelé (m).

l_i : Longueur de la courbe de niveau (m).

S : Surface du bassin versant (km²).

Application numérique :

$$I_m = 142.58 \text{ Km/m}$$

III.1.4.3.5 Dénivelée spécifique D_s

Elle permet de comparer les indices de pente de bassins de différentes superficies, selon la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M applicable à tout bassin quelle que soit sa superficie (S).

$$D_s = I_g \sqrt{S} \quad \text{III-10}$$

Application numérique :

$$D_s = 214.94 \text{ m}$$

Tel qu'illustrer dans la table III-4, le relief est considéré assez modéré -classe R5-.

Tableau III-4 Classification du relief selon O.R.S.T.O.M à partir de la dénivelée spécifique

Classe	Relief	D_s (m)
R1	Très faible	$D_s < 10$
R2	Faible	$10 < D_s < 25$
R3	Assez faible	$25 < D_s < 50$
R4	Modéré	$50 < D_s < 100$
R5	Assez modéré	$100 < D_s < 250$
R6	Fort	$250 < D_s < 500$
R7	Très fort	$D_s > 500$

III.1.5 Paramètres hydrographiques

III.1.5.1 Pente moyenne du cours d'eau principale

La pente moyenne d'un cours d'eau exprime le rapport entre la dénivelée (ΔH) et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés le long du cours d'eau principal (ΔL). Elle est calculée par la formule III-11 :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad \text{III-11}$$

Application numérique :

$$I_c = 2.03\%$$

III.1.5.2 Densité de drainage

La densité de drainage (D_d) fournit un aperçu de la capacité du bassin à évacuer l'eau et à influencer les processus d'écoulement des eaux de surface : c'est le rapport entre la longueur totale des cours d'eau du bassin versant et sa superficie totale.

$$D_d = \frac{\sum_i^n L_i}{S} \quad \text{III-12}$$

Avec :

L_i : Longueur de cours d'eau d'ordre i (Km).

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

Application numérique :

$$D_d = 2.9 \text{ km/km}^2$$

III.1.5.3 Temps de concentration T_c

Le temps de concentration représente le temps nécessaire pour qu'une goutte d'eau tombe sur le point le plus éloigné d'un bassin versant et atteigne l'exutoire (le point de sortie du bassin). C'est une mesure vitale pour comprendre et gérer les réponses hydrologiques d'un bassin versant, permettant des prévisions plus précises des crues et un dimensionnement efficace des infrastructures hydrauliques.

Ses méthodes de calcul sont diverses, on site :

a) Formule de SCS -Soil Conservation Service- :

$$T_c = \left(0.87 \frac{L_{CP}^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.387} \quad \text{III-13}$$

Avec :

L_{cp} : Longueur du thalweg principal (Km).

H_{max} : Altitude maximale (m).

H_{min} : Altitude minimale (m).

$$AN : 1.398 \text{ h}$$

b) Formule Ventura :

$$T_c = 76.5 \frac{\sqrt{S}}{I_c} \quad \text{III-14}$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (Km²).

I_c : Pente moyenne de cours d'eau principal en %.

AN : 180.96 min

c) Formule de Kirplich :

$$T_c = \frac{L_{CP}^{0.77} I_c^{-0.385}}{52} \quad \text{III-15}$$

Avec :

L_{cp} : Longueur du thalweg principal (Km).

I_c : Pente du cours d'eau en m/m.

AN : 100 min

Tableau III-5 Récapitulatif des résultats de calcul du temps de concentration

Méthode	T _c (min)
SCS	83.88
Ventura	180.96
Kirplich	100

➔ Les différentes méthodes pour calculer le temps de concentration (T_c) ont produit des résultats variés. Parmi elles, la méthode SCS fournit la valeur la plus petite, soit 83.88 minutes (ou 1.398 heures). Cette valeur est généralement plus prudente et assure que le système de drainage sera conçu pour gérer les pires conditions possibles. En choisissant cette valeur, nous garantissons une approche plus conservatrice et sécurisée pour la gestion des eaux pluviales.

III.1.5.4 Vitesse de ruissèlement

Elle représente la vitesse à laquelle l'eau s'écoule sur la surface du sol après une précipitation. Pour la calculer, on utilise la formule III-16 :

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \quad \text{III-16}$$

Avec :

L_{cp} : Longueur de cours d'eau principal (m).

T_c : Temps de concentration (s).

AN :

$$V_r = 2.32 \text{ m/s}$$

Tableau III-6 Récapitulatif des caractéristiques géomorphologiques du bassin versant Gouridjima

Paramètre		Symbole	Unité	Valeur
Périmètre		P	Km	24.65
Surface		S	Km ²	23.06
Longueur du thalweg principal		L _{CP}	Km	11.71
Indice de compacité		K _C	-	1.43
Coefficient d'allongement		K _p	-	5.94
Rectangle équivalent	Longueur	L	Km	9.83
	Largeur	L	Km	2.44
Altitude	Moyenne	H _{moy}	m	764.73
	Médiane	H _{med}	m	680
	Maximale	H _{max}	m	1213
	Minimale	H _{min}	m	626
	5%	H _{5%}	m	1190
	95%	H _{95%}	m	750
Indice de pente globale		I _g	%	0.045
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	5.97
Pente moyenne du bassin versant		I _m	%	1.42
Dénivelée spécifique		D _s	m	214.94
Pente moyenne du cours d'eau		I _c	%	2.03
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	2.9
Temps de concentration	Formule SCS	T _c	h	1.398
	Formule Kirplich		min	100
	Formule Ventura		min	180.96
	Formule adopté		h	1.398
Vitesse de ruissèlement		V _r	m/s	2.32

III.2 Données climatologiques

Introduction

L'analyse climatologique revêt une importance cruciale dans le processus de conception de la retenue collinaire de Gouridjima. Une compréhension approfondie et précise des conditions climatiques locales est essentielle pour guider les choix éclairés durant toutes les phases du projet. Cette démarche permet d'adapter la structure de la retenue aux particularités climatiques spécifiques de la région, assurant ainsi son efficacité et sa durabilité.

III.2.1 Température

Les températures moyennes mensuelles ainsi que les températures maximales et minimales sont représentées par la table III-7 :

Tableau III-7 Températures moyennes, maximales et minimales mensuelles

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Moy (°C)	27.00	21.82	14.97	10.66	9.91	11.75	14.85	18.45	22.80	28.06	33.16	32.74
Max(°C)	29.88	24.64	17.25	14.50	11.75	15.80	18.55	20.53	25.70	31.70	35.55	34.95
Min (°C)	23.96	19.17	12.91	8.51	7.54	7.86	12.29	16.02	19.17	24.61	30.69	30.12

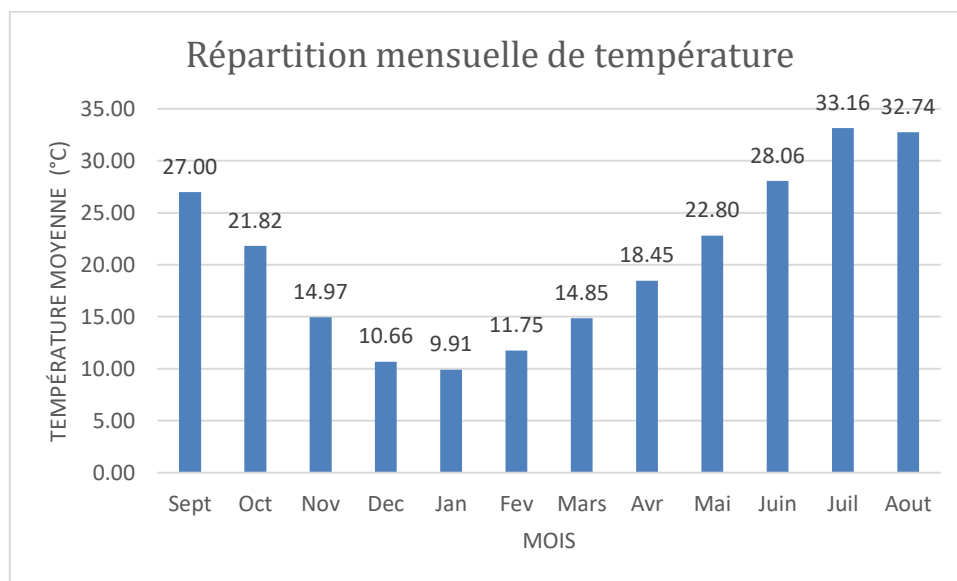


Figure III-5 Répartition mensuelle de température

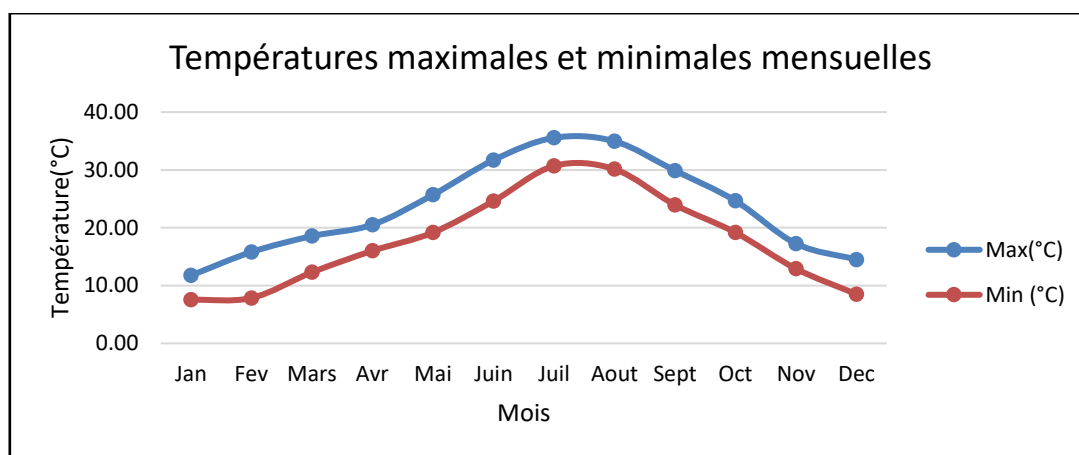


Figure III-6 Températures maximales et minimales mensuelles

Selon les figures III-5 et III-6, la température moyenne annuelle est de 20.51°C. Les mois les plus chauds correspondent à la période estivale, de juin à septembre, où les températures moyennes dépassent les 20°C. En revanche, la saison froide, caractérisée par des températures inférieures à 10°C, s'étend de décembre à février.

III.2.2 Humidité

L'humidité moyenne mensuelle est représentée dans la table III-8 :

Tableau III-8 Humidité moyenne mensuelle

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Humidité (%)	51.5	56	67.3	71.5	68.8	59.3	57.3	47.8	43.5	39.5	34	36.3

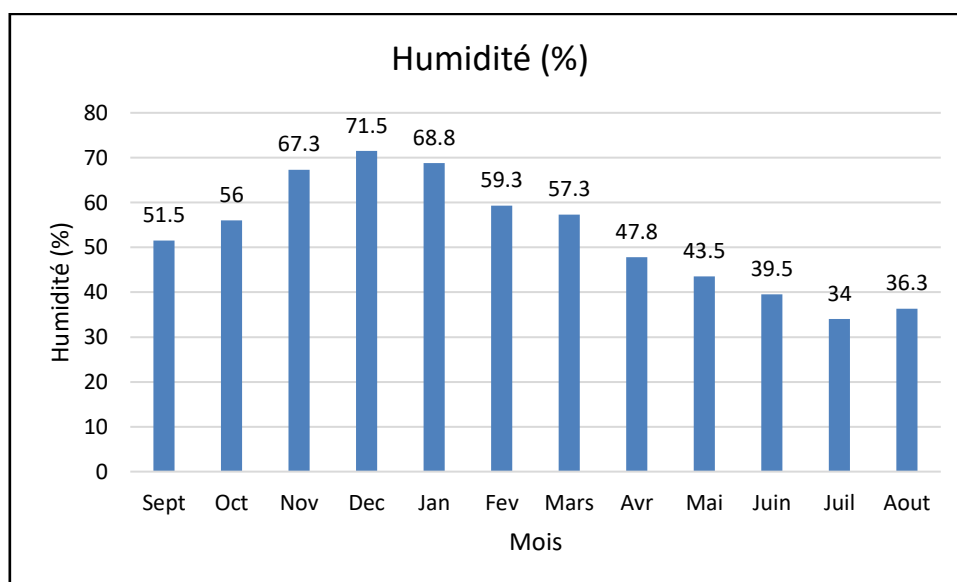


Figure III-7 Humidité moyenne mensuelle

Selon la figure III-7, le mois de décembre est le plus humide de l'année avec une humidité moyenne mensuelle de 71.5 %, tandis que le mois de juillet est le moins humide, avec une humidité de 34 %.

III.2.3 Vitesse du vent

La variabilité mensuelle de la vitesse du vent est représentée dans la table III-9 :

Tableau III-9 Variabilité saisonnière de la vitesse du vent

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Vitesse de vent (m/s)	2.82	2.37	3.27	2.93	3.03	3.2	3.12	3.74	3.29	3.24	3.01	2.95

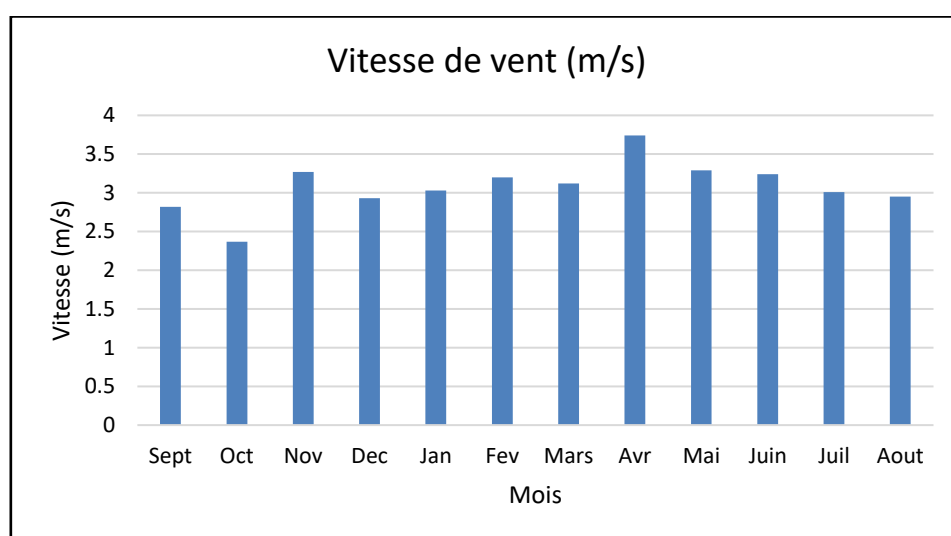


Figure III-8 Variabilité mensuelle de la vitesse du vent

D'après la figure III-8, on remarque une variabilité saisonnière modérée de la vitesse du vent, avec des valeurs légèrement plus élevées au printemps (avril et mai) et en hiver (février et décembre). La vitesse moyenne annuelle est de 3.085 m/s. Avril est le mois le plus venteux (3.74 m/s) tandis que Septembre et Octobre sont les moins venteux (respectivement 2.82 m/s et 2.37 m/s).

III.2.4 Évaporation

La répartition mensuelle de l'évaporation moyenne et son pourcentage par rapport au total annuel sont représentés par la table III-10 :

Tableau III-10 Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
Évaporation moyenne (mm)	156	104	63	48	49	65	117	147	193	216	244	224	1626
E (%)	9.59	6.40	3.87	2.95	3.01	4.00	7.20	9.04	11.87	13.28	15.01	13.78	100

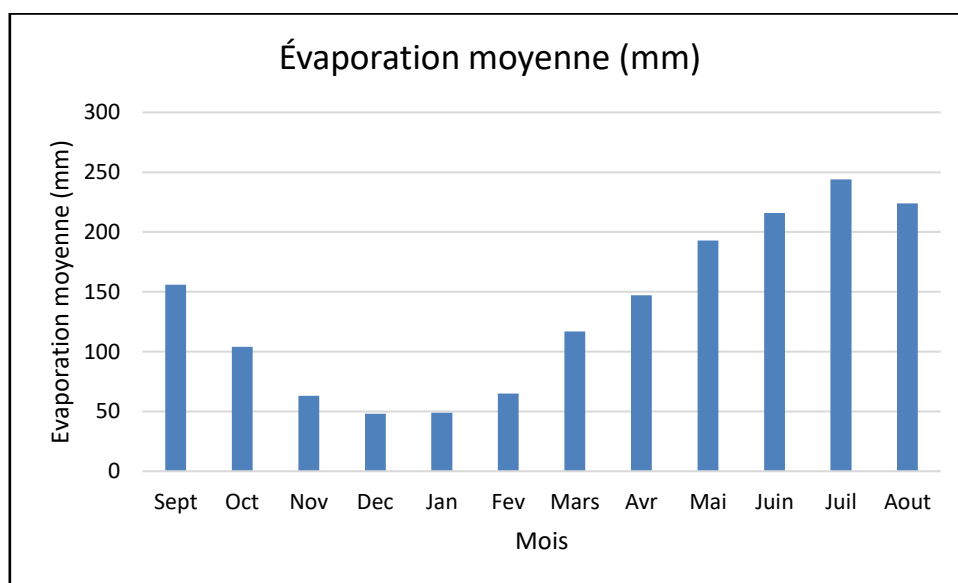


Figure III-9 Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne

Selon la figure III-9 l'évaporation moyenne mensuelle varie considérablement tout au long de l'année. Elle est la plus faible en décembre, avec 48 mm, et atteint son maximum en juillet, avec 244 mm. Les mois de juin, juillet, et août représentent ensemble près de 42 % de l'évaporation annuelle totale, indiquant une concentration de l'évaporation durant les mois d'été.

III.2.5 Pluviométrie

Les données pluviométriques disponibles dans la région ont été extraites du réseau d'observations de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH). Pour notre étude, les données de la station Ain Oussera, située à environ 50 km de la zone d'étude à une altitude avoisinante de 690 m, seront utilisées.

Tableau III-11 Présentation de la station pluviométrique

Station	Altitude	Années d'observation
Ain Oussera	690 m	1983-2022

Le tableau III-12 représente les précipitations moyennes mensuelles :

Tableau III-12 Précipitations moyenne mensuelles

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
P_{moy} (mm)	23.66	33.13	65.23	64.47	64.80	47.87	44.68	33.93	39.35	16.49	4.40	6.71	444.70
P(%)	5.32	7.45	14.67	14.50	14.57	10.76	10.05	7.63	8.85	3.71	0.99	1.51	100.00

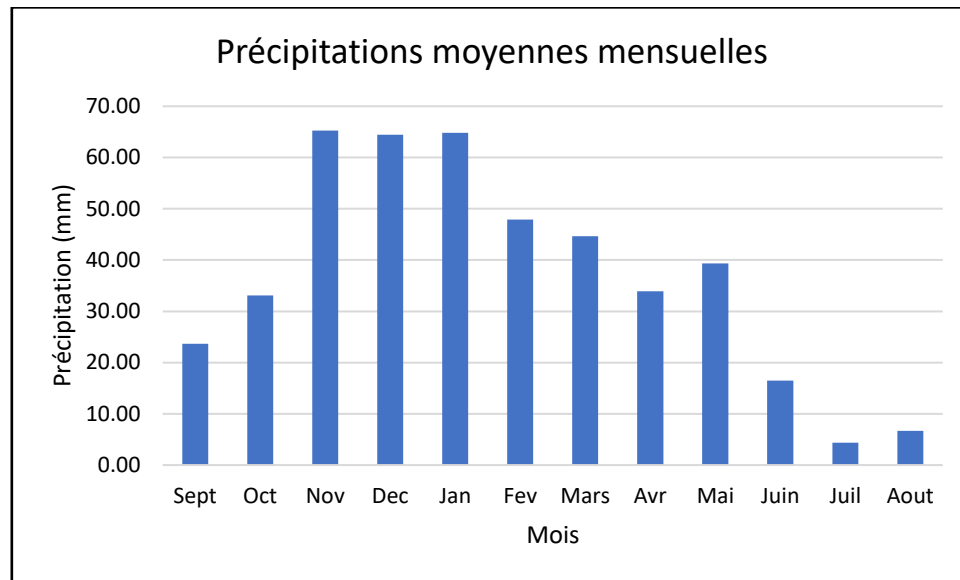


Figure III-10 Précipitations moyennes mensuelles

La représentation visuelle des données présentée sur la figure III-10 indique une répartition saisonnière contrastée des précipitations avec un pic hivernal marqué (décembre et novembre : 65 mm) et un minimum estival notable (juillet et août : 5 mm). La moyenne annuelle s'élève à 444.7 mm. Ces données mettent en évidence une variabilité saisonnière importante des précipitations dans la région.

III.3 Étude des précipitations

III.3.1 Test d'homogénéité

Toute étude hydrologique exige une vérification rigoureuse des données employées. Pour ce faire, différentes méthodes de détection et de correction des erreurs sont disponibles, parmi lesquelles figurent le test de Wilcoxon, le test de la médiane et le test W2n d'Anderson. Dans notre situation, on a opté pour le test de la médiane qui sera appliqué selon les étapes suivantes :

1. Classer la série de données par ordre croissant, puis déterminer la médiane.
2. Dans la série des valeurs non classées, attribuer le signe « + » aux valeurs supérieures à la médiane ($x_i > M$) et le signe « - » aux valeurs inférieures à la médiane ($x_i < M$).
3. En déduire les valeurs de N_s et T_s telles que :

N_s : Nombre total de la série de signe – ou +.

T_s : taille de la plus longue série de signe – ou +.

On dit que la série est homogène si et seulement si :

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.91\sqrt{N + 1}) \quad \text{III-17}$$

Et

$$T_s < 3.3(\log_{10}N + 1) \quad \text{III-18}$$

Tableau III-13 Série des pluies annuelles 1983-2022

Années	P _{ann} (mm)	Années	P _{ann} (mm)
1983	251.1	2003	538.75
1984	593	2004	514.75
1985	516.35	2005	413.95
1986	558.15	2006	497.55
1987	396.95	2007	526.5
1988	443.2	2008	479.1
1989	320.7	2009	515.85
1990	411	2010	522.35
1991	374.2	2011	586.2
1992	508.7	2012	517.15
1993	347.7	2013	591.5
1994	342.15	2014	465.35
1995	395	2015	349.65
1996	589.85	2016	390.5
1997	461.15	2017	451
1998	391.65	2018	607.65
1999	482.1	2019	349.7
2000	286.3	2020	315.8
2001	371.4	2021	358
2002	382.75	2022	373.2

En triant les valeurs du tableau III-23, on déduit la valeur de la médiane qui est de **M=447.5mm**.

On effectue ensuite sur la série non-classées le test de la médiane comme illustré dans le tableau III-14.

Tableau III-14 Application du test de la médiane sur la série pluviométrique

Années	P _{ann} (mm)	Signe	Années	P _{ann} (mm)	Signe
1983	251.1	-	2003	538.75	+
1984	593	+	2004	514.75	+
1985	516.35	+	2005	413.95	-
1986	558.15	+	2006	497.55	+
1987	396.95	-	2007	526.5	+
1988	443.2	-	2008	479.1	+
1989	320.7	-	2009	515.85	+
1990	411	-	2010	522.35	+
1991	374.2	-	2011	586.2	+
1992	508.7	+	2012	517.15	+
1993	347.7	-	2013	591.5	+
1994	342.15	-	2014	465.35	+
1995	395	-	2015	349.65	-
1996	589.85	+	2016	390.5	-
1997	461.15	+	2017	451	+
1998	391.65	-	2018	607.65	+
1999	482.1	+	2019	349.7	-
2000	286.3	-	2020	315.8	-
2001	371.4	-	2021	358	-
2002	382.75	-	2022	373.2	-

On obtient :

$$T_s = 9 \text{ et } N_s = 20$$

On vérifie ensuite les conditions d'homogénéité :

$$N_s = 20 > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.91\sqrt{N + 1}) = 14.38$$

$$T_s = 9 < 3.3(\log_{10}N + 1) = 15.47$$

Les conditions du test de la médiane sont vérifiées, la série des pluies annuelles est donc **homogène**.

III.3.2 Estimation des pluies journalières maximales

L'estimation des pluies maximales journalières consiste à ajuster une série de données à une distribution théorique appropriée. Cette méthode permet de déterminer l'intensité des précipitations et d'estimer leur période de retour, fournissant des informations essentielles pour la gestion des risques hydrologiques et la planification des infrastructures.

III.3.2.1 Présentation du logiciel Hyfran

HYFRAN-PLUS est un logiciel conçu pour l'analyse fréquentielle hydrologique. Il aide à ajuster des distributions statistiques aux données hydrologiques, ce qui est utile pour analyser des événements extrêmes comme les inondations. Développé par l'équipe du professeur Bernard Bobée, il comprend un système d'aide à la décision (DSS) pour sélectionner la classe de distribution la plus appropriée pour estimer les quantiles de périodes de retour élevées.

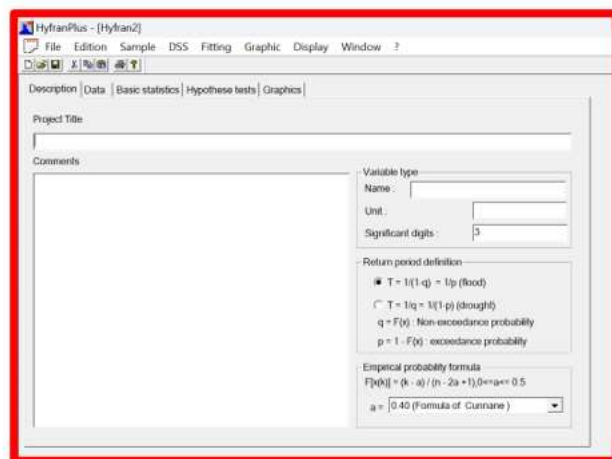
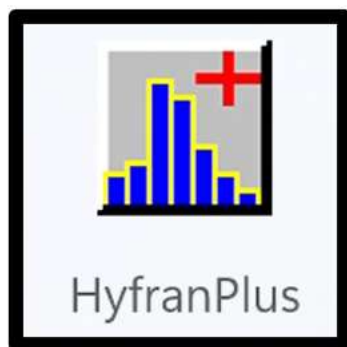


Figure III-11 Logo et interface du logiciel HyfranPlus

III.3.2.2 Caractéristiques empiriques de la série pluviométrique

La série des pluies utilisée (P_{jmax}) dans l'estimation des pluies maximales journalières à différentes périodes de retour est présentée dans l'annexe 18. Une représentation graphique de cette série, réalisée grâce au logiciel HyfranPlus, est fournie dans la figure III-12, et ses caractéristiques détaillées sont récapitulées dans la table III-15.

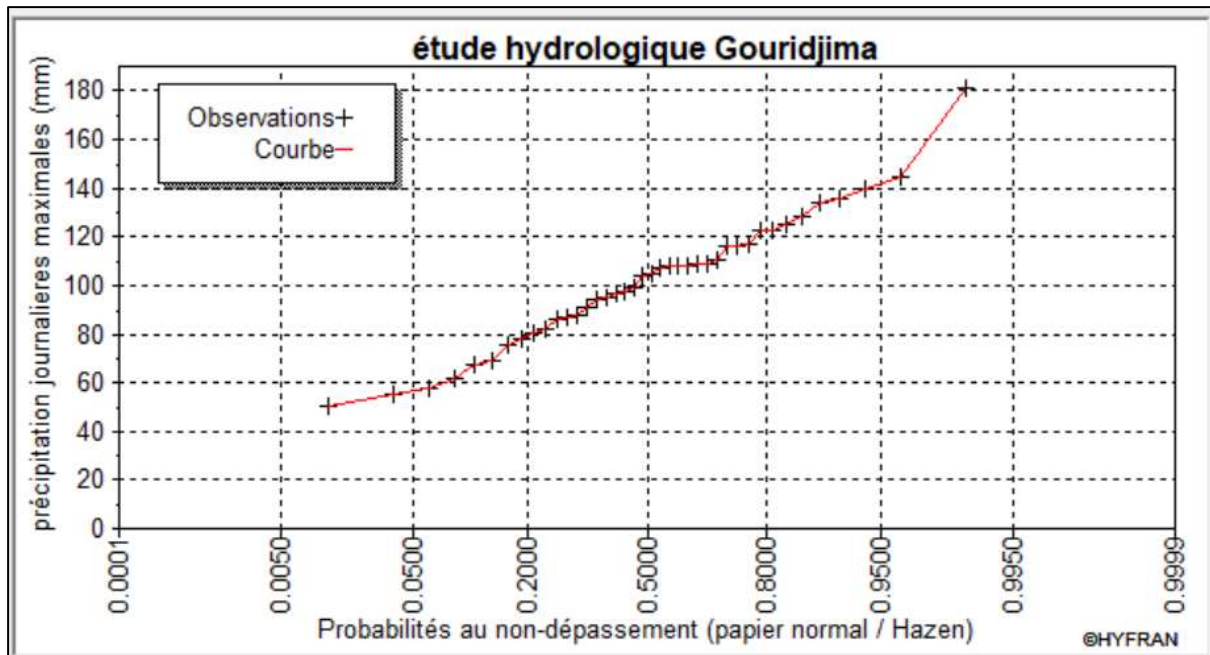


Figure III-12 Courbe représentative de la série pluviométrique

Tableau III-15 Caractéristiques de la série des pluies maximales journalières

Caractéristiques	Valeur
Nombre de données	40
Minimum	50.5
Maximum	181
Moyenne	102
Ecart-type	27
Médiane	105
Coefficient de variation C_v	0.266
Coefficient d'asymétrie C_s	0.354
Coefficient d'aplatissement C_k	3.32

III.3.2.3 Choix de la loi d'ajustement

L'efficacité d'une méthode d'estimation repose principalement sur la loi de probabilité utilisée, qui doit correspondre fidèlement à la distribution des données observées. La taille de l'échantillon est également déterminante, car des échantillons plus grands permettent des estimations plus précises et réduisent l'incertitude. Enfin, certaines caractéristiques spécifiques de l'échantillon, telles que la variabilité, influencent le choix de la méthode d'ajustement la plus appropriée.

Ces éléments combinés permettent de sélectionner une approche fiable pour estimer les pluies maximales journalières et prévoir les événements extrêmes.

Dans notre cas, on a choisi ces deux lois :

- Loi de Gumbel (Méthode maximum vraisemblance).
- Log normale (Méthode maximum vraisemblance).

III.3.2.3.1 Loi de Gumbel

Sa fonction de répartition pour des fréquence au non dépassement est la suivante :

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

Sachant que :

$$y = \alpha(X - X_0) \quad \text{III-20}$$

Avec :

$F(x)$: Fréquence au non dépassement.

y : Variable réduite de Gumbel.

α, X_0 : Coefficients d'ajustement.

L'équation de la droite de Gumbel :

$$X = \frac{1}{\alpha} y + X_0 \quad \text{III-21}$$

$$y = -\ln(-\ln F(x)) \quad \text{III-22}$$

Avec :

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad \text{III-23}$$

Tel que :

$\frac{1}{\alpha}$: Pente de la droite de Gumbel.

y : Variable réduite de Gumbel.

X : Précipitation maximale journalière (mm).

X_0 : Paramètre de position (mm).

m : Ordre de classement.

n : Taille de l'échantillon.

La loi de Gumbel est illustrée par la figure III-13. Les résultats du calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau III-16, tandis que les caractéristiques de la loi de Gumbel sont récapitulées dans la table III-17.

Tableau III-16 Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel

T(années)	Fréquence	P _{jmax}	Ecart Type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	319	30.5	259 – 378
2000	0.9995	278	25.5	228 – 328
1000	0.999	261	23.3	215 – 307
200	0.995	221	18.3	185 – 257
100	0.99	203	16.2	172 – 235
50	0.98	186	14.1	158 – 214
20	0.95	163	11.3	140 – 185
10	0.9	145	9.22	127 – 163
5	0.8	126	7.16	112 – 140
3	0.6667	111	5.69	99.8 – 122
2	0.5	97.5	4.63	88.5 – 107

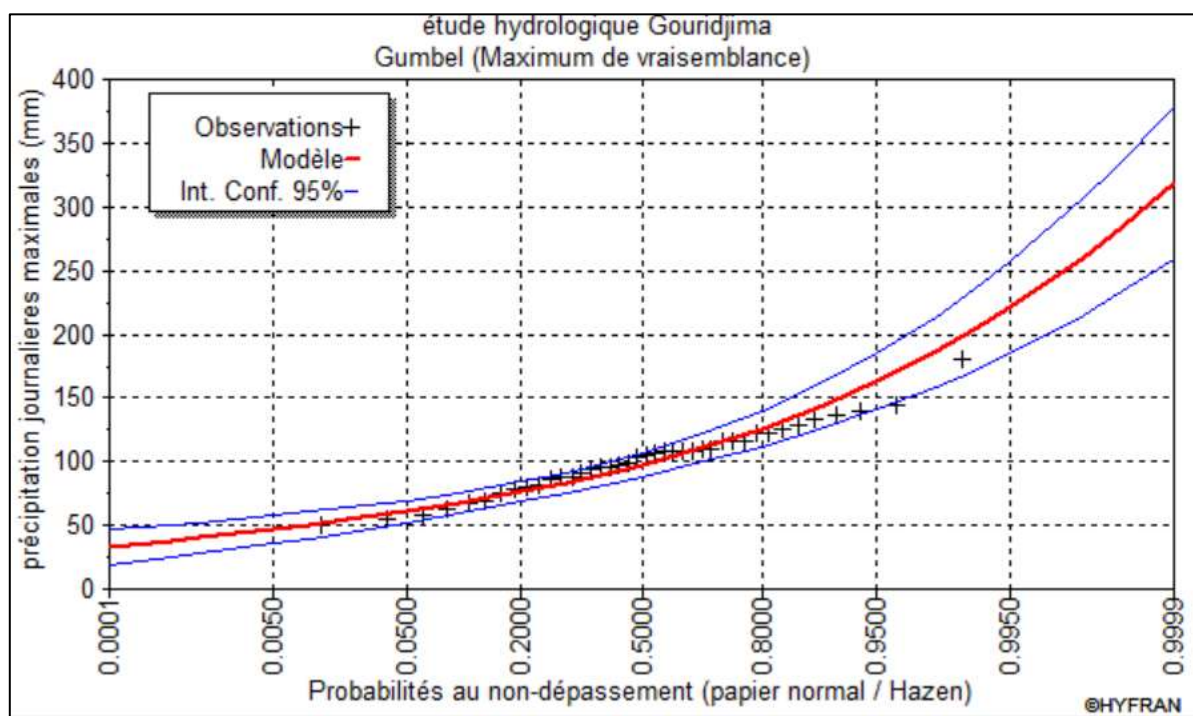


Figure III-13 Courbe d'ajustement à la loi de Gumbel

Tableau III-17 Caractéristiques de la loi de Gumbel

Caractéristiques	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	103	102
Ecart type	32.1	27
Médiane	97.5	105
Coefficient de variation	0.312	0.266

III.3.2.3.2 Loi Log-normale (Loi Galton)

Sa fonction de répartition (fréquence au non dépassement) est donnée par la formule III-24 :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u \exp \frac{-u^2}{2} du \quad \text{III-24}$$

Sachant que :

$$u = \frac{\ln X - \overline{\ln X}}{\sigma_{\ln x}} \quad \text{III-25}$$

L'équation de la variation réduite présentée sous la forme de l'équation III-26

Avec :

$$\ln X = \overline{\ln X} + u \sigma_{\ln x} \quad \text{III-26}$$

u : Variable réduite.

X : Précipitation maximale journalière (mm).

$\bar{X}$: Moyenne.

σ : Écart type.

La loi log-normale est illustrée par la figure III-14. Les résultats du calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau III-18, tandis que les caractéristiques de la loi log-normale sont récapitulées dans la table III-19.

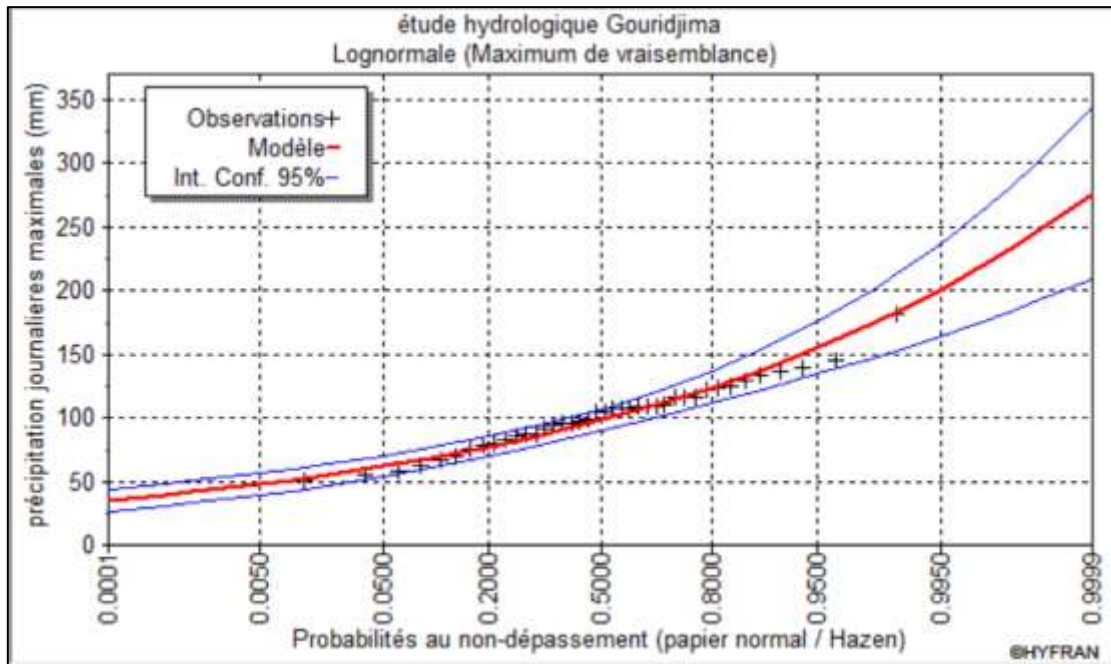


Figure III-14 Courbe d'ajustement à la loi Lognormale

Tableau III-18 Résultats de l'ajustement à la loi Lognormale

T(années)	Fréquence	P _{jmax}	Ecart Type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	276	34.6	208 – 344
2000	0.9995	245	27.6	191 – 299
1000	0.999	232	24.8	183 – 280
200	0.995	201	18.6	164 – 237
100	0.99	187	16	156 – 219
50	0.98	174	13.6	147 – 200
20	0.95	155	10.5	134 – 176
10	0.9	140	8.37	124 – 156
5	0.8	124	6.37	111 – 136
3	0.6667	110	5.09	100 – 120
2	0.5	98	4.31	89.5 – 106

Tableau III-19 Caractéristiques de la loi de Lognormale

Caractéristiques	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	102	102
Ecart type	28.9	27
Médiane	98	105
Coefficient de variation	0.284	0.266

III.3.2.4 Comparaison entre les deux lois d'ajustement :

La figure III-15 illustre la comparaison graphique entre les différentes lois d'ajustement.

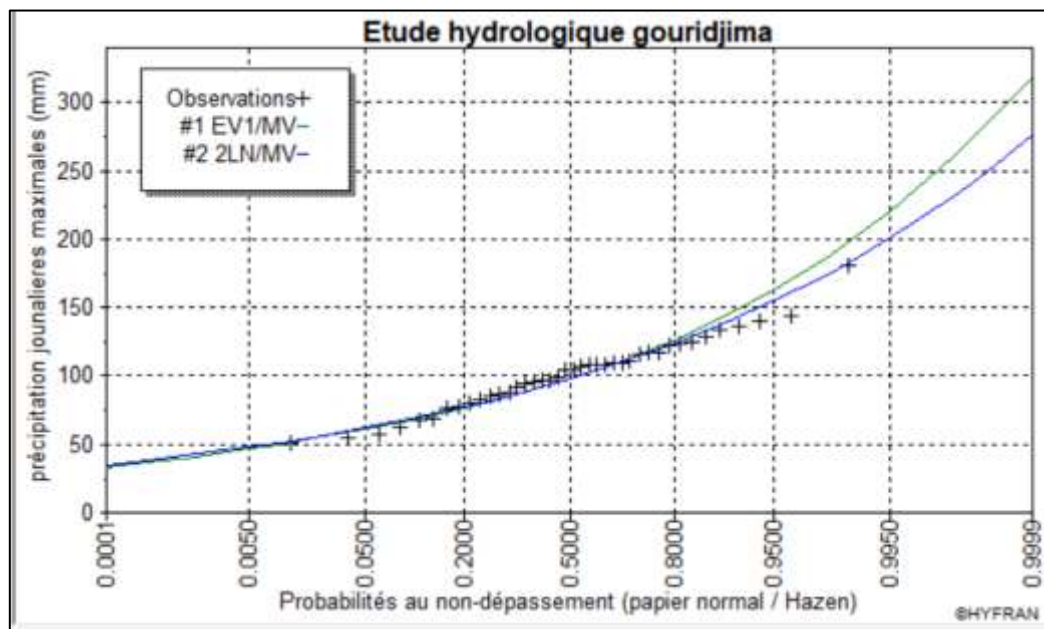


Figure III-15 Comparaison entre les lois d'ajustement

Interprétation

En analysant le graphe ci-dessus, ainsi que les intervalles de confiances des deux graphes de chaque loi, on peut observer que notre série s'ajuste le mieux suivant la loi Log normale.

III.3.2.5 Le test d'adéquation de χ^2

Le test d'adéquation de χ^2 (chi-deux) est un test statistique utilisé pour évaluer si les distributions observées d'une variable catégorique sont en accord avec une distribution théorique attendue.

Pour évaluer la fiabilité de ce test pour chaque ajustement, il faut d'abord utiliser le logiciel Hyfran pour obtenir la valeur calculée de χ^2 . Ensuite, en consultant la table de Pearson, on peut

déterminer la valeur théorique de χ^2 . Pour garantir la fiabilité de la loi, cette condition doit être vérifiée.

Si $\chi^2_{calculé} > \chi^2_{théorique}$: La loi d'ajustement est rejetée.

Si $\chi^2_{calculé} < \chi^2_{théorique}$: La loi d'ajustement est acceptée.

Results | Graphics | Adequacy | Discordance | Characteristics

Name of test : Chi-squared test

Project :

Title : Climatologie Gourdjima

Hypotheses

H0 : The underlying distribution of this sample is Lognormal

H1 : The underlying distribution of this sample is not Lognormal

Results

Statistics result :	$X^2 = 4.80$
p-value :	$p = 0.4408$
Degrees of freedom :	5
Number of classes :	8

Conclusion

We accept H0 at a significance level of 5 %.

Figure III-16 Test de Chi sur HyfranPlus

En s'appuyant sur les résultats obtenus par HyfranPlus représentée dans la figure III-20, on a donc :

Tableau III-20 Résultats du test de χ^2

$\chi^2_{calculé}$	Degré de liberté	P	Nombre de classes
4.80	5	0.4408	8

Utilisons ces valeurs dans la table de Pearson comme illustrée dans la figure III-17 :

	Probabilité α ou p											
ddl	0,9	0,5	0,3	0,2	0,1	0,05	0,02	0,01	0,005	0,001	0,0005	0,0001
1	0.016	0.455	1.774	1.642	2.706	3.841	5.412	6.635	7.879	10.828	12.116	15.137
2	0.211	1.386	2.008	1.219	4.605	5.991	7.824	9.210	10.597	13.816	15.202	18.421
3	0.584	2.366	3.005	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345	12.838	16.266	17.730	21.108
4	1.064	3.357	4.278	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277	14.860	18.467	19.997	23.513
5	1.601	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086	16.750	20.515	22.105	25.745
6	2.204	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	15.033	16.812	18.548	22.458	24.103	27.856
7	2.833	6.346	8.383	9.803	12.017	14.067	16.622	18.475	20.278	24.322	26.018	29.878
8	3.490	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	18.168	20.090	21.955	26.124	27.868	31.828
9	4.168	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	19.679	21.666	23.589	27.877	29.666	33.720
10	4.865	9.342	11.781	13.442	15.987	18.307	21.161	23.209	25.188	29.588	31.420	35.564
11	5.578	10.341	12.899	14.631	17.275	19.675	22.618	24.725	26.757	31.264	33.137	37.567
12	6.304	11.340	14.011	15.812	18.549	21.026	24.054	26.217	28.300	32.909	34.821	39.134
13	7.042	12.340	15.119	16.985	19.812	22.362	25.472	27.688	29.819	34.528	36.478	40.871
14	7.790	13.339	16.222	18.151	21.064	23.685	26.873	29.141	31.319	36.123	38.109	42.579
15	8.547	14.339	17.322	19.311	22.307	24.996	28.259	30.578	32.801	37.697	39.719	44.263
16	9.312	15.338	18.418	20.465	23.542	26.296	29.633	32.000	34.267	39.252	41.308	45.925
17	10.085	16.338	19.511	21.615	24.769	27.587	30.995	33.409	35.718	40.790	42.879	47.566

Figure III-17 Table de Pearson

$$\chi^2_{\text{calculé}} = 4.8 < \chi^2_{\text{théorique}} = 6.064$$

L'adéquation de la loi est bonne donc l'ajustement à loi log-normale est un bon ajustement.

III.3.3 Courbes IDF -Intensité-Durée-Fréquence-

Les courbes IDF sont des outils essentiels en hydrologie pour l'analyse des précipitations. Elles permettent d'évaluer l'intensité des pluies en fonction de leur durée et de leur fréquence de retour. Voici les trois composantes principales des courbes IDF :

- Intensité (I) : Mesurée en millimètres par heure (mm/h), elle représente le taux de précipitation selon l'équation III-27.

$$I = \frac{P_{j\max}}{(t + b)^a} \quad \text{III-27}$$

Avec :

a, b : Coefficients climatiques dépendant de la pluviométrie local. 'Pour la région de Ksar El Boukhari a=0.41 et b=0.29'.

t : Durée de l'averse en h.

- Durée (D) : Correspond au laps de temps pendant lequel la précipitation est observée, variant de quelques minutes à plusieurs heures.
- Fréquence (F) : Exprimée en années de retour, elle indique la probabilité d'occurrence d'un événement de précipitation pour une durée et une intensité donnée.

Tableau III-21 Courbes IDF -Intensité-Durée-Fréquence-

Durée (heures)	Intensité (mm/h) - 10 ans	Intensité (mm/h) - 20 ans	Intensité (mm/h) - 50 ans	Intensité (mm/h) - 100 ans	Intensité (mm/h) - 1000 ans
1	129.46	145.35	165.91	181.32	232.24
3	88.19	99.01	113.02	123.52	158.21
6	67.61	75.91	86.65	94.70	121.29
12	51.38	57.68	65.84	71.96	92.16
24	38.85	43.62	49.80	54.42	69.70

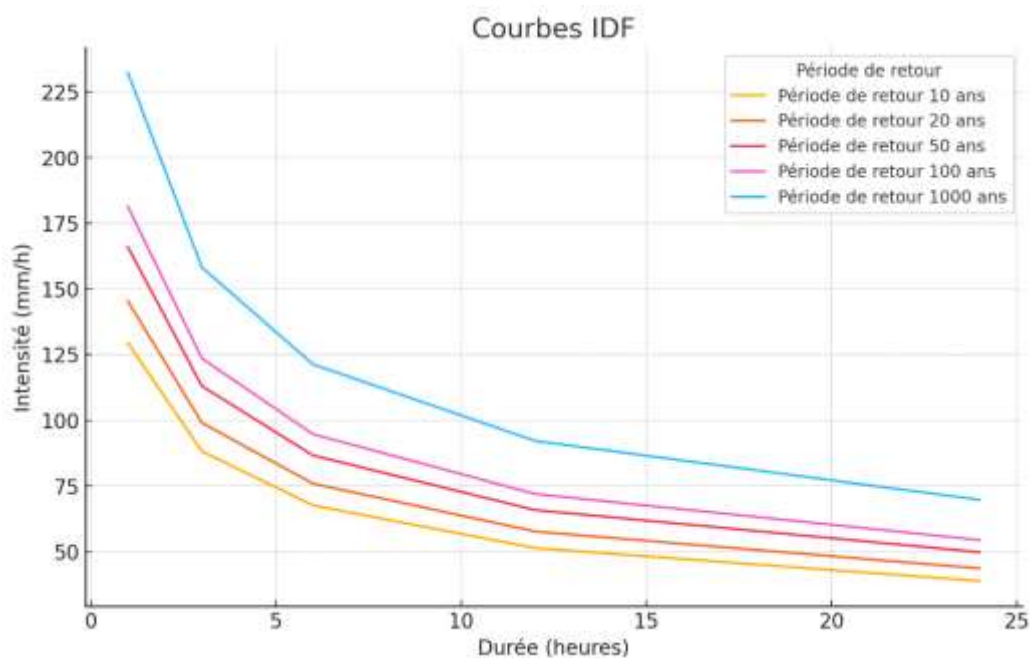


Figure III-18 Courbe Intensité-Durée-Fréquence

III.4 Étude des apports

III.4.1 Données disponibles

L'analyse du réseau d'observation de la région d'étude et de ses environs n'a pas permis de mettre en évidence une station hydrométrique analogue située dans les mêmes conditions physico géographique.

Pour cela, on va utiliser des formules empiriques pour le calcul des apports.

III.4.2 Apport moyen Annuel

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A_0 .

III.4.2.1 Formule de SAMIE

$$A = L_e \times S \quad \text{III-28}$$

$$L_e = P^2(293 - 2.2\sqrt{S}) \quad \text{III-29}$$

Avec :

L_e : Lamé d'eau écoulée (mm).

P : Précipitation moyenne (m).

S : Superficie du bassin versant (km^2).

AN :

$$A=1.283 \text{ Hm}^3$$

III.4.2.2 Formule de l'ANRH

$$A = 0.915 \times P^{2.684} \times S^{0.842} \quad \text{III-30}$$

Avec :

P : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (km^2).

AN :

$$A=1.453 \text{ Hm}^3$$

III.4.2.3 Formule de Medinger

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2 \quad \text{III-31}$$

$$A = L_e \cdot S \quad \text{III-32}$$

Avec :

P : Précipitation moyenne (m).

L_e : Lamé d'eau écoulée (mm).

S : Superficie du bassin versant(km^2).

AN :

$$A = 0.799 \text{ Hm}^3$$

III.4.2.4 Formule Chaumont

$$C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \quad \text{III-33}$$

$$L_e = P \cdot C_e \quad \text{III-34}$$

$$A = L_e \cdot S \quad \text{III-35}$$

Avec :

P : Précipitation moyenne (m).

C_e : Coefficient de ruissellement

L_e : Lamme d'eau écoulée (mm).

AN :

$$A = 0.921 \text{ Hm}^3$$

III.4.2.5 Formule de Coutagne

$$D = P - \lambda P^2 \quad \text{III-36}$$

$$\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14T_0} \quad \text{III-37}$$

Avec :

D : Déficit découplant (mm).

T₀ : Température moyenne dans la zone d'étude (c°).

$$L_e = P - D \quad \text{III-38}$$

$$A = L_e \cdot S \quad \text{III-39}$$

Avec :

P : Précipitation moyenne (mm).

L_e : Lamme d'eau écoulée (mm).

AN :

$$A = 1.244 \text{ Hm}^3$$

Tableau III-22 Récapitulatif des résultats de calcul des apports

Formule	Apport (Hm ³)
SAMIE	1.283
l'ANRH	1.453
Medinger	0.799
Formule Chaumont	0.921
Formule de Coutagne	1.244
Moyenne	1.14

Les valeurs obtenues sont assez proches les unes des autres, ce qui indique une certaine cohérence entre les méthodes. Pour assurer un équilibre et une estimation représentative, l'option de la moyenne des résultats ($A = 1.14 \text{ Hm}^3$) a été choisie.

III.4.3 Répartition mensuelle de l'apport moyen

En raison du manque de données hydrométriques pour cet oued, la répartition mensuelle des apports sera établie selon la répartition mensuelle de la pluviométrie, qui génère les apports de l'oued comme illustré dans la table III-23.

Tableau III-23 Répartition mensuelle de l'apport moyen

Mois	P _{moy} (mm)	A (%)	A (hm3)
Jan	64.80	14.57	0.17
Fev	47.87	10.76	0.12
Mars	44.68	10.05	0.11
Avr	33.93	7.63	0.09
Mai	39.35	8.85	0.10
Juin	16.49	3.71	0.04
Juil	4.40	0.99	0.01
Aout	6.71	1.51	0.02
Sept	23.66	5.32	0.06
Oct	33.13	7.45	0.08
Nov	65.23	14.67	0.17
Dec	64.47	14.50	0.17
ANN	444.70	100.00	1.14

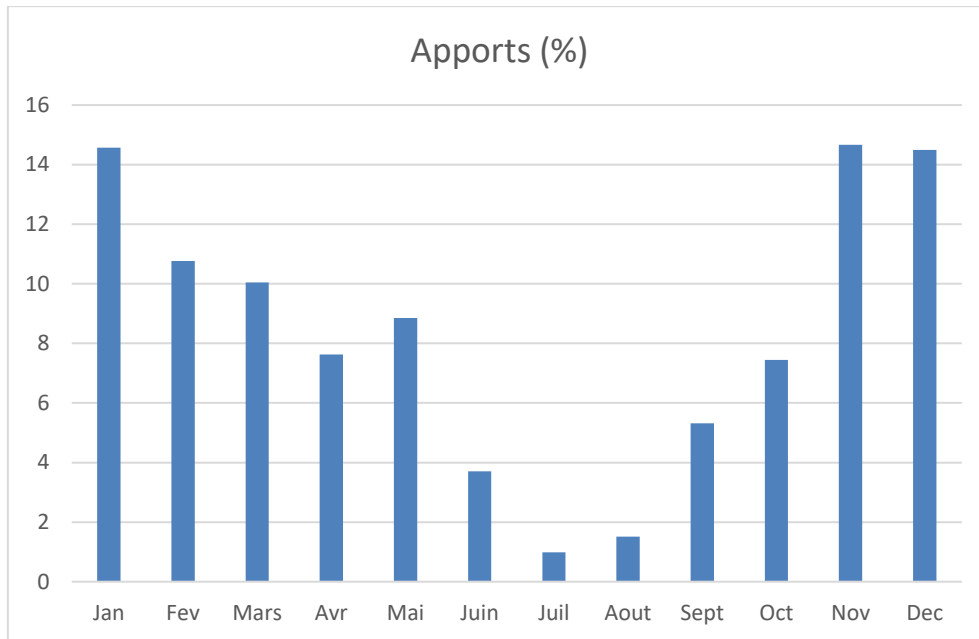


Figure III-19 Répartition mensuelle de l'apport moyen

III.4.4 Caractéristiques d'écoulement

III.4.4.1 Module d'écoulement

$$M_e = \frac{A_0}{T} \quad \text{III-40}$$

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes (s).

AN :

$$M_e = \frac{1.14 \times 8.772 \times 10^8}{31536000}$$

$$M_e = 30.51 \text{ l/s}$$

III.4.4.2 Module d'écoulement relatif (spécifique)

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \quad \text{III-41}$$

Avec :

M_e : Module d'écoulement.

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

AN :

$$M_0 = 1.32 \text{ l/s/km}^2$$

III.4.4.3 Lame d'eau écoulé

$$L_e = \frac{A_0}{S_{BV}} \quad \text{III-42}$$

Avec :

A_0 : Apport moyen annuelle.

S : Superficie de bassin versant.

AN :

$$L_e = 0.0494 \text{ m} = 49.4 \text{ mm}$$

III.4.4.4 Coefficient de ruissèlement

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad \text{III-43}$$

Avec

L_e : Lame d'eau écoulé (mm).

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle.

AN :

$$C_e = 0.11$$

III.4.5 Analyse fréquentielle de l'écoulement

Pour estimer les apports en utilisant une analyse fréquentielle à partir des apports moyens mensuels, on doit appliquer la fonction de distribution de Pearson III, donnée par la formule III-44.

$$A_{p\%} = F_{p\%} C_v A_0 + A_0 \quad \text{III-44}$$

Avec :

$A_{p\%}$: Apport d'une fréquence donnée (Mm^3).

$F_{p\%}$: Fonction de RYBKINE-FOSTER.

A_0 : Apport moyen annuel (Mm^3).

C_v : Coefficient de variation.

En absence d'une station hydrométrique, on va déterminer les coefficients de variations à partir des formules empiriques :

III.4.5.1 Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ

$$C_v = \frac{0.7}{(M_0)^{0.125}} \quad \text{III-45}$$

Avec :

M_0 : module spécifique en (l/s Km^2).

AN :

$$C_v = 0.67$$

III.4.5.2 Formule Algérienne de N.N PADOUM

$$C_v = \frac{0.93 \times K}{M_0^{0.23}} \quad \text{III-46}$$

Avec :

K : Coefficient de réduction K= (0.25-1.00) on prend K=0.65.

M₀ : Module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

AN :

$$C_v = 0.56$$

III.4.5.3 Formule de SOKOLOVSKY

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log M_0 - 0.063 \log (S + 1) \quad \text{III-47}$$

Avec :

M₀ : Module de l'écoulement relatif.

S : Surface du bassin versant.

AN :

$$C_v = 0.65$$

III.4.5.4 Formule de KRISTEKLY MENKEL

$$C_v = \frac{0.83}{S^{0.06} M_0^{0.27}} \quad \text{III-48}$$

Avec :

M₀ : Module de l'écoulement relatif.

S : Surface du bassin versant.

AN :

$$C_v = 0.63$$

Tableau III-24 Récapitulatif des calculs de coefficient de variation avec différentes méthodes

Formule	Cv
Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ	0.67
Formule Algérienne de N.N PADOUM	0.56
Formule de SOKOLOVSKY	0.65
Formule de KRISTEKLY MENKEL	0.63
Moyenne	0.6275

On opte pour la formule de Formule de KRISTEKLY MENKEL, par ce qu'elle donne une valeur de coefficient de variation plus proche de la moyenne, donc $C_v = 0.63$.

III.4.5.5 Apports fréquentiels

$$A_{(\%)} = \frac{A}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \cdot e^{U\sqrt{\log(C_v+1)}} \quad \text{III-49}$$

Avec :

$A_{\%}$: Apport de fréquence donnée.

U : Variable réduite de Gauss.

C_v : Coefficient de variation.

Tableau III-25 Apports fréquentiels

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Apport A (hm ³)
5	80	-0,8428	0.654
10	90	1,285	1.743
25	96	1,753	2.162
50	98	2,0571	2.488
100	99	2,328	2.818
1000	99,9	3,1	4.022

D'après le tableau III-25, l'apport qui correspond à une fréquence de 80% est celui d'une période de retour 5ans. Donc :

$$A_{80\%} = 0.654 \text{ hm}^3$$

III.4.6 Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80 %

La répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80 % suit la même répartition mensuelle de précipitation moyenne interannuelle comme illustré par la table III-26.

Tableau III-26 Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80 %

Mois	A _{80%} (%)	A _{80%} (hm ³)
Jan	14.57	0.10
Fev	10.76	0.07
Mars	10.05	0.07
Avr	7.63	0.05
Mai	8.85	0.06
Juin	3.71	0.02
Juil	0.99	0.01
Aout	1.51	0.01
Sept	5.32	0.03
Oct	7.45	0.05
Nov	14.67	0.10
Dec	14.50	0.09
ANN	100.00	0.65

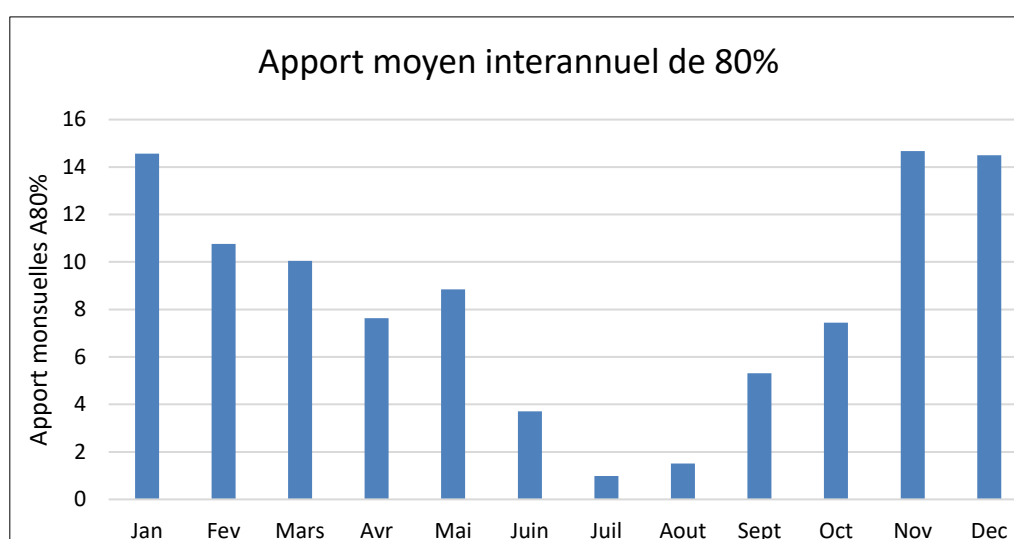


Figure III-20 Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80 %

D'après la figure III-20, la répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80 % montre une saisonnalité marquée, avec des apports élevés en hiver et faibles en été, reflétant les précipitations.

III.4.7 Les apports solides

Pour garantir que le dimensionnement de l'ouvrage soit le plus fiable possible et qu'il ait une longue durée de vie, il est essentiel d'évaluer l'envasement. Cela nécessite de calculer les

apports solides (à la fois par charriage et par suspension) sur une année de service du barrage. En l'absence de données spécifiques sur les débits solides de l'Oued Gouridjima, nous utiliserons la méthode des formules empiriques.

III.4.7.1 Formule de Tixeront

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en t/Km²/An :

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \quad \text{III-50}$$

Avec :

E_s : Apport solide moyen annuel en suspension (t/Km²/An).

L_e : Lamé d'eau écoulée. ($L_e=49.4\text{mm}$)

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

AN :

$$E_s = 628.24 \text{ (t/Km}^2\text{/An)}$$

$$A_s = E_s \cdot S \quad \text{III-51}$$

Avec :

A_s : Débit solide.

S : surface du bassin versant (km²).

AN :

$$A_s = 14487.21 \text{ t/an}$$

Le volume des solides est donc :

$$V_s = \frac{A_s}{\gamma_s} \quad \text{III-52}$$

Avec

γ_s : poids spécifique des sédiments $\gamma = 1,7 \text{ (t/m}^3\text{)}$.

AN :

$$V_s = 8520.123 \text{ m}^3\text{/an}$$

III.4.7.2 Formule de Sogreah

$$E_s = \alpha \cdot P^{0.15} \quad \text{III-53}$$

Avec :

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

P : Pluie moyenne annuelle (en mm).

AN :

$$E_s = 873.35 \text{ t/Km}^2\text{/An}$$

$$A_s = 20139.461 \text{ t/an}$$

$$V_s = 11846.741 \text{ m}^3/\text{an}$$

Tableau III-27 Récapitulatif des calculs du transport solide

Formule	Transport solide m ³ /an.
Sogreah	11846.741
Tixeront	8520.123

III.4.7.3 Calcul du volume mort

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{A_s T}{\gamma_s} \quad \text{III-54}$$

Avec :

A_s : Débit solide spécifique (t/an).

T : durée de vie du barrage (50 ans).

γ_s : poids spécifique des sédiments $\gamma = 1,7$ (t/m³).

Tableau III-28 Récapitulatif des calculs du volume mort

Formule	Volume mort (hm ³)
Sogreah	0.0651
Tixeront	0.0468

Dans le cas de notre étude, on va opter pour les résultats de la formule de Tixeront qui est la plus utilisée en Algérie.

En tenant compte du transport solide par charriage, généralement estimé entre 10 % et 20 % du transport solide en suspension, on calcule le volume mort due au charriage :

$$V_{m, \text{charriage}} = 0.15 \times V_m$$

AN :

$$V_{m, \text{charriage}} = 0.0702 \text{ hm}^3$$

Donc ;

$$V_m = V_{m, \text{charriage}} + V_{m, \text{suspension}}$$

AN :

$$V_m = 0.05382 \text{ hm}^3$$

III.5 Étude des crues

Les crues, caractérisées par des écoulements variables et des débits atteignant des valeurs élevées, nécessitent une étude approfondie pour déterminer les hydrogrammes des crues fréquentielles et les débits maximums probables sur le bassin versant. Cette analyse permet de comprendre le comportement hydrologique du bassin, de prévoir les crues futures et de mieux gérer les risques d'inondation ainsi que la planification des infrastructures de protection.

III.5.1 Formules empiriques

Par manque d'observation, on a utilisé des formules empiriques pour la prédétermination des débits de crues maximales.

- **Formule de Giandotti**

$$Q_{max} = \frac{170 \cdot S \cdot (H_{moy} - H_{min})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} \cdot P_{tc} \quad \text{III-55}$$

Avec :

Q_{max} : Débit maximum de crue en m³/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S : Superficie du bassin versant.

L : Longueur du talweg principal.

H_{moy} , H_{min} : Altitudes moyennes et minimales.

P_{tc} : Pluies de courte durée ; sachant que :

$$P_{tc} = P_{jmax} \left(\frac{t(h)}{24} \right)^b \quad \text{III-56}$$

b : Exposant climatique $b=0.35$ (donnée par l'ANRH).

- **Formule de Mallet-Gauthier**

$$Q_{max\%} = 2 \cdot K \cdot \log(1 + 20P_{moy}) \frac{S}{\sqrt{L_t}} \sqrt{1 + 4 \times \log T - \log S} \quad \text{III-57}$$

Avec :

K : Constante comprise entre 1-3, on prend $K=1$.

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

S : Surface du bassin versant (km²).

L_t : Longueur du thalweg principale(km).

T : Période de retour.

- **Formule de POSSENTI**

$$Q_{max\%} = \frac{\mu \cdot P_{maxj} \cdot S}{L_p} \quad \text{III-58}$$

Avec :

$P_{\max j}$: Pluie maximale journalière correspondante à une période de retour donnée.

μ : Coefficient compris entre 700 et 800.

L_P : Longueur du cours d'eau principal (Km).

- **Formule d'Alexeev**

$$Q_{\max\%} = 0.34 \times P_{tc}^{4/3} \quad \text{III-59}$$

Avec :

P_{tc} : Pluies de courte durée.

Tableau III-29 Récapitulatif du calcul des débits de crues avec différentes méthodes empiriques

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
$P_{j\max}$	124	140	155	174	187	201
P_{tc}	46.094	52.04	57.618	64.68	69.51	74.717
Giandotti	57.87	65.43	72.33	81.21	87.28	93.81
Mallet-Gauthier	55.67	68.07	78.53	90.53	98.64	121.76
Formule de POSSENTI	183.14	206.771	228.92	256.988	276.188	296.86
Formule d'Alexeev	56.19	66.058	75.66	88.27	97.172	101.30
Moyenne (m ³ /s)	98.333	113.633	127.703	145.262	157.333	173.306

Étant donné la grande variabilité et le manque de cohérence des débits calculés à partir des formules empiriques, on doit se diriger vers la méthode de Gradex connue par son efficacité pour déterminer le débit.

III.5.2 Calcul des débits maximums par la méthode de Gradex

La méthode de Gradex est une méthode permettant le calcul des débits de crue correspondant à des périodes de retour rares et extrêmes (typiquement de 100 à 10000).

Développée par EDF⁴ dans les années 1960, elle est utilisée couramment dans plusieurs pays à travers le monde pour l'estimation des débits de fréquence rare. La méthode se base sur trois principes :

- Considérer que lorsque le débit dépasse un certain seuil (période de retour de 10 ans à 50 ans), le sol devient totalement saturé et l'excédent de précipitation ruisselle alors intégralement.

⁴ EDF : Électricité de France, une entreprise française d'électricité.

- Utiliser le Gradex (gradient des valeurs extrêmes) des pluies pour extrapoler les débits de crue rares à partir des débits plus fréquents.
- Ajuster les valeurs extrêmes par des lois de probabilité.

III.5.2.1 Étapes de la méthode

1. Sélectionner un pas de temps n heures : Ce pas de temps devrait correspondre à la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues disponibles. Pour simplifier les calculs, on utilise une valeur arrondie comme 2, 4, 6, ... jusqu'à 48 heures.
2. Ajuster les pluies maximales journalières à la loi de Gumbel : Utiliser la loi de Gumbel pour modéliser les pluies maximales journalières (P_{jmax}).
3. À partir de l'ajustement des précipitations maximales journalières (P_{jmax}) à la loi de Gumbel, déterminer le gradex 'a' :

$$P_{jmax}(mm) = a \cdot \mu + b \quad \text{III-60}$$

Avec :

μ : Variable réduite de Gumbel ($\mu = -\ln(-\ln(F))$).

4. Déterminer le débit décennal en utilisant l'ajustement de Gumbel.
5. Transformer le débit (m^3/s) en lame d'eau (mm) en utilisant la formule III-61 :

$$R(mm) = \frac{Q\left(\frac{m^3}{s}\right) \times 3.6 \times n(heures)}{S(Km^2)} \quad \text{III-61}$$

6. Extrapoler la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au Gradex de la pluie. Selon la formule III-62 :

$$Q_{\mu\%} = \alpha\mu + b' \quad \text{III-62}$$

Avec :

α : Gradex de pluie.

μ : Variable réduite de Gumbel.

$$\mu = -\ln(-\ln(F)) \text{ et } F = \frac{1}{1-T} \quad \text{III-63}$$

Pour T=10 ans :

$$b' = Q_{10ans} - \alpha\mu \quad \text{III-64}$$

7. Tracer la droite de l'équation sur le même graphique que l'ajustement de P_{jmax} . Ensuite tirer les Q pour chaque période de retour (en mm). Puis Exprimer ces débits en (m^3/s) par la formule III-65 :

$$Q\left(\frac{m^3}{s}\right) = \frac{Q(mm) \times S(km^2)}{3.6 \times n \text{ (heures)}} \quad \text{III-65}$$

8. Calculer les débits de pointe pour chaque période de retour selon la relation III-66 :

$$Q_p\left(\frac{m^3}{s}\right) = Q\left(\frac{m^3}{s}\right) \times P \quad \text{III-66}$$

Avec

P : Coefficient de pointe.

$$P = \frac{Q_{max}}{Q_{moy}} \quad \text{III-67}$$

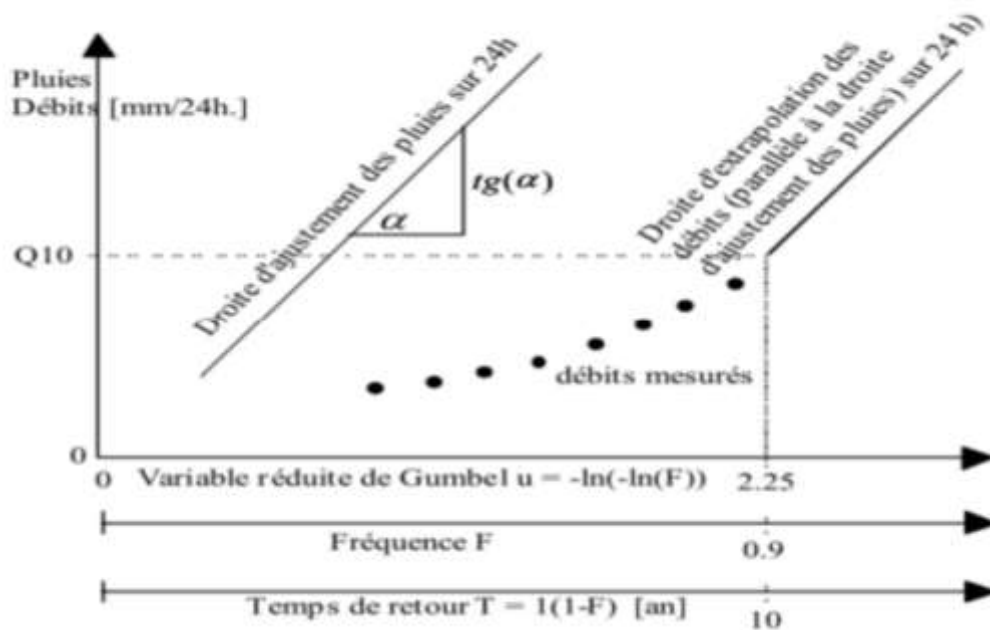


Figure III-21 Ajustement graphique des pluies et extrapolation des débits (Laborde, 2000)

III.5.2.2 Application de la méthode de Gradex

Appliquons la méthode de 'Gradex' sur notre série pluviométrique :

Tableau III-30 Série des pluies maximales journalières maximales 1983-2022

Années	P _{jmax} (mm)	Années	P _{jmax} (mm)
1983	54.9	2003	94.3
1984	104.05	2004	133.75
1985	108.15	2005	108.95
1986	109.1	2006	82.15
1987	91.3	2007	135.75
1988	122.5	2008	116.55
1989	50.55	2009	96.35
1990	80.45	2010	123
1991	67.25	2011	87.2
1992	116.2	2012	106.85
1993	57.65	2013	124.75
1994	62	2014	99.15
1995	95.45	2015	107.7
1996	116.65	2016	87.7
1997	128.45	2017	75.8
1998	107.9	2018	181.05
1999	144.4	2019	105
2000	78.2	2020	85.95
2001	110.15	2021	69.05

Nombre d'heures : n=24h

- Ajustement par la loi de Gumbel de notre série pluviométrique : Pour cela on utilise le logiciel **HyfranPlus**. Les résultats obtenus sont représentées dans la figure III-22 ainsi que la table III-31.

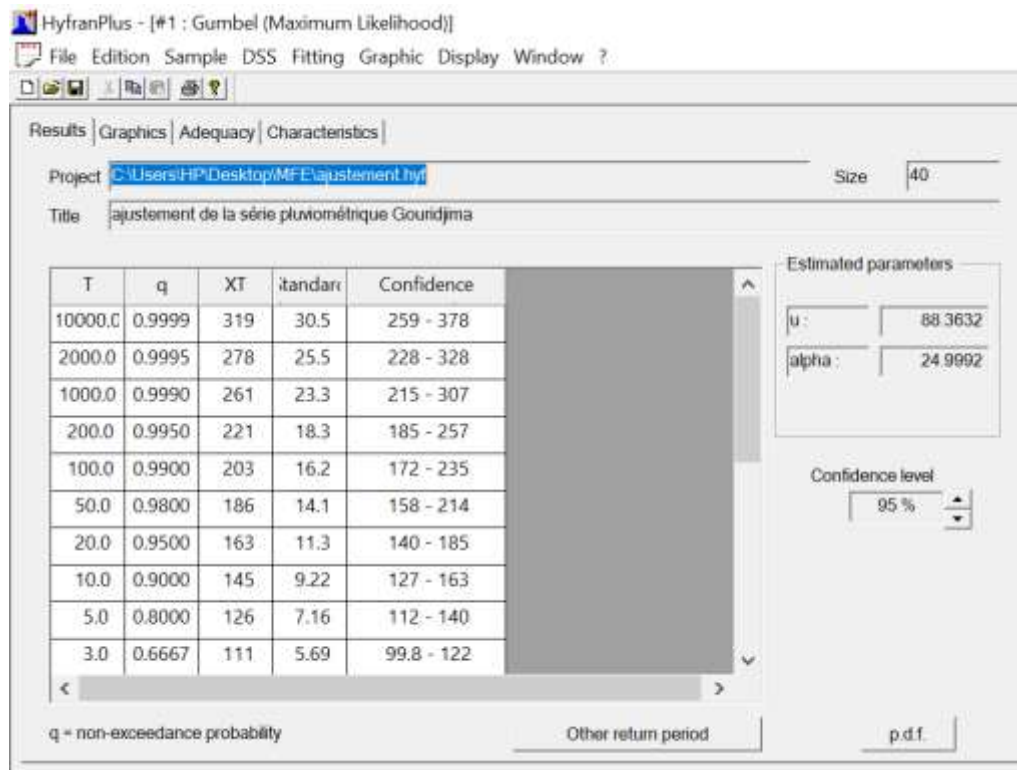


Figure III-22 Résultats d'ajustement par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières

Tableau III-31 Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel

T(années)	Fréquence	P _{jmax}	Ecart Type	Intervalle de confiance
1000	0.999	261	23.3	215 – 307
200	0.995	221	18.3	185 – 257
100	0.99	203	16.2	172 – 235
50	0.98	186	14.1	158 – 214
20	0.95	163	11.3	140 – 185
10	0.9	145	9.22	127 – 163
5	0.8	126	7.16	112 – 140
3	0.6667	111	5.69	99.8 – 122
2	0.5	97.5	4.63	88.5 – 107

D'après le logiciel Hyfran , on obtient l'équation de la droite de Gumbel :

$$P(mm) = 25 \mu + 88.36 \quad \text{III-68}$$

Donc :

Le gradex 'a' : a = 25 et b = 88.36

Le débit décennal d'après les équations empiriques : $Q_{10\text{ans}}=113.633(\text{m}^3/\text{s})$

- Conversion de ce débit en lame d'eau :

$$R(\text{mm}) = \frac{Q\left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}}\right) \times 3.6 \times n(\text{heures})}{S (\text{Km}^2)} \quad \text{III-69}$$

$$\mathbf{R= 425.75 \text{ mm}/24\text{h}}$$

- Extrapoler la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au Gradex de la pluie. Selon la formule III-70:

$$Q_{\mu\%} = \alpha\mu + b' \quad \text{III-70}$$

$$b' = Q_{10\text{ans}\%} - \alpha\mu \quad \text{III-71}$$

$$\mu = -\ln(-\ln(F)) \quad \text{III-72}$$

$$F = \frac{1}{1-T} \quad \text{III-73}$$

Alors

$$\mu = 2.25$$

$$b' = 363.25$$

Donc :

$$Q_{\mu\%} = 25.\mu + 369.5 \quad \text{III-74}$$

Les résultats obtenus par la méthode de Gradex sont illustrés dans la figure III-23 et la table III-32.

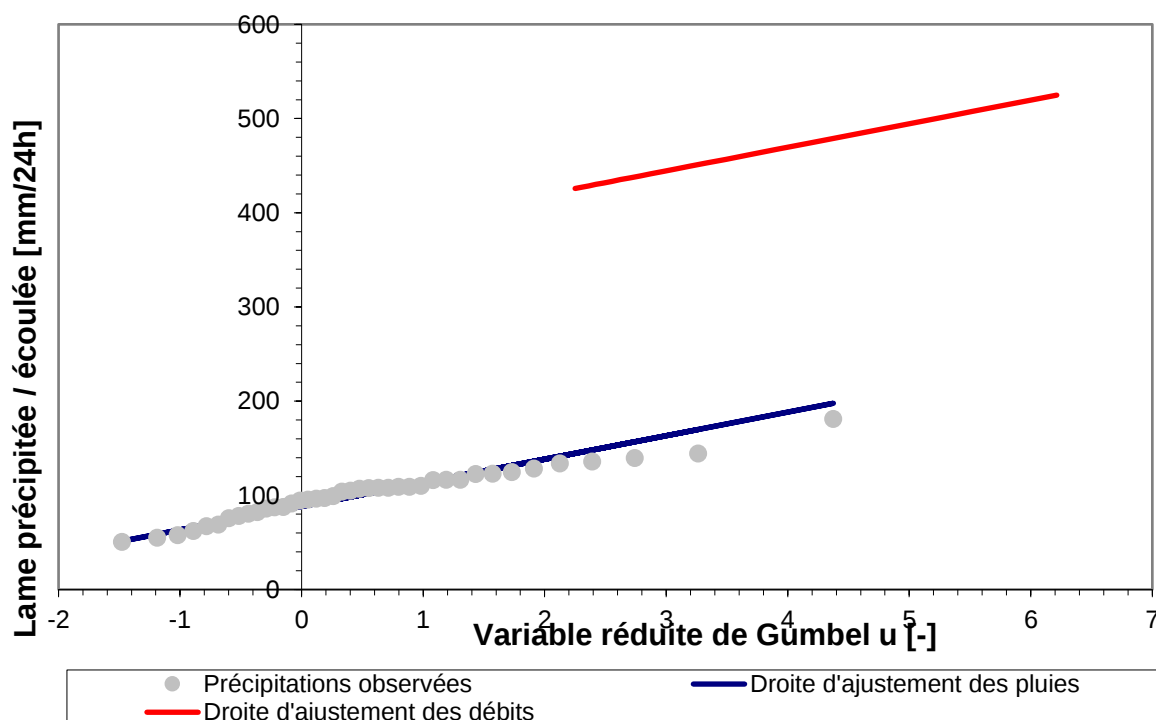


Figure III-23 Graphique d'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits.

Tableau III-32 Calcul des débits de crue avec la méthode de Gradex

Temps de retour	Fréquence empirique de Hazen	Variable réduite de Gumbel	Précipitations estimé	Débit moyen extrapolé	Débit moyen extrapolé	Débit de pointe extrapolé
Ans	-	-	mm/24h	mm/24h	m ³ /s	m ³ /s
10	0.9	2.25	145	425.75	113.631	173.856
20	0.95	2.97	163	443.75	118.436	204.894
50	0.98	3.9	186	467	124.641	221.861
100	0.99	4.6	203	484.5	129.312	323.28
1000	0.999	6.91	261	542.25	144.725	400.889

III.5.3 L'hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue est essentiel pour caractériser une crue, fournissant des informations sur son volume, sa durée et son débit maximum (débit de pointe). Pour le tracer, la méthode de Sokolovski est utilisée, divisant l'hydrogramme en deux parties asymétriques : l'une pour le temps de montée et l'autre pour le temps de décrue. Cette méthode modélise l'hydrogramme

avec deux équations paraboliques, permettant une analyse précise des phases de montée et de descente des débits pendant une crue.

III.5.3.1 Méthode de Sokolovski

La période de montée :

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 \quad \text{III-75}$$

La période de décrue :

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \quad \text{III-76}$$

Sachant que :

$$t_m = t_c \quad \text{III-77}$$

$$t_d = \delta t_c \quad \text{III-78}$$

Avec :

Q_{max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s).

Q_m : Débit instantané de la montée.

Q_d : Débit instantané de décrue.

T_m : Temps de montée de crue en heure.

T_d : Temps de décrue en heure.

T_c : Temps de concentration en heure.

δ : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

Pour un petit bassin versant, on prend $\delta=2.5$

Donc :

$$t_m = t_c = 1.4 \text{ heures}$$

$$t_d = 2.5 \times 1.4 = 3.5 \text{ heures}$$

Le tableau III.33 présente l'hydrogramme de crue, montrant l'évolution des débits en fonction du temps pour différentes périodes de retour (10, 20, 50, 100 et 1000 ans), calculés à partir des équations de montée et de décrue.

Tableau III-33 Hydrogramme de crue

T (Heures)	Q (10 ans)	Q (20 ans)	Q (50 ans)	Q (100 ans)	Q (1000 ans)
0	0	0	0	0	0
0.5	22.18	26.13	28.30	41.23	51.13
1	88.70	104.54	113.19	164.94	204.54
1.4	173.86	204.89	221.86	323.28	400.89
1.5	159.38	187.83	203.38	296.35	367.50
2	109.48	129.03	139.71	203.58	252.45
2.5	63.36	74.67	80.85	117.81	146.10
3	32.44	38.23	41.40	60.32	74.80
3.5	13.69	16.13	17.46	25.45	31.56
4	4.05	4.78	5.17	7.54	9.35
4.5	0.51	0.60	0.65	0.94	1.17
4.9	0	0	0	0	0

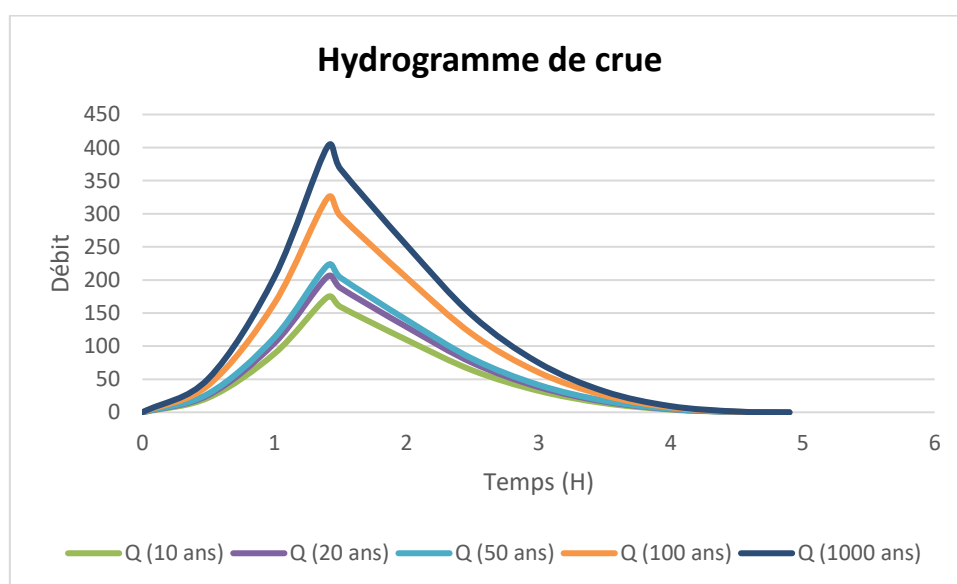


Figure III-24 Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour

III.5.4 Choix de la crue de projet

La crue de projet est définie comme la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. La période de retour minimale recommandée pour cette crue, dans le cas de ces ouvrages, se situe entre 100 et 10 000 ans (fréquence de 10^{-2} à 10^{-4}). Le choix de cette période de retour est crucial pour assurer la sécurité et la durabilité de l'infrastructure. Cette décision repose sur plusieurs

facteurs, tels que l'importance de la retenue, son usage, et les conséquences potentielles d'une défaillance.

Pour notre cas spécifique, qui concerne des usages moins critiques comme l'irrigation, avec des contraintes géologiques et géotechniques faibles et un risque en aval minime, nous optons pour une crue centennale. L'hydrogramme adopté est illustré dans la figure III-25.

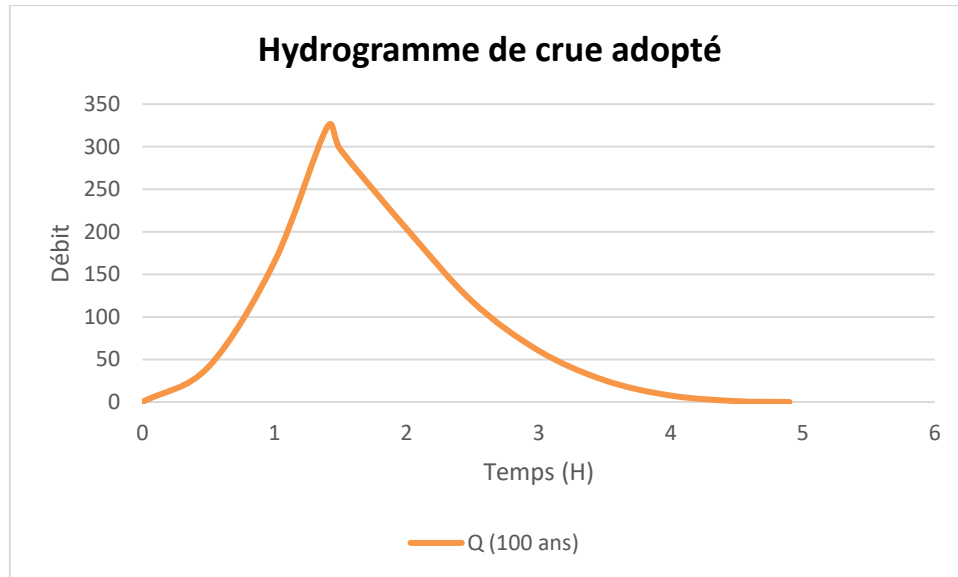


Figure III-25 Hydrogramme de crue adopté

III.6 Régularisation des débits

L'étude de régularisation sur l'oued Gouridjima vise à déterminer la capacité optimale du barrage pour assurer une régularisation annuelle optimale des apports en eau. Elle prend en compte différents types de régularisation, comme la saisonnière et l'interannuelle. Les paramètres clés incluent l'apport en eau, la consommation totale, les pertes par infiltration et évaporation, ainsi que les caractéristiques de la retenue. L'objectif est de garantir une gestion efficace des ressources en eau, tout en répondant aux besoins socio-économiques et environnementaux.

III.6.1 Courbe hauteur surface volume

L'établissement de ces courbes constitue une étape préliminaire essentielle car ils fournissent une représentation graphique cruciale de la relation entre la hauteur de l'eau stockée dans la retenue, la capacité de stockage correspondante et la surface occupée par l'eau. Elles offrent une visualisation claire et concise des variations de ces paramètres en fonction du niveau d'eau dans la retenue.

Les courbes Hauteur-Surface-Volume sont déterminées selon l'équation III-79 :

$$\Delta V_i = \frac{S_{i-1} + S_i}{2} \Delta H_i \quad \text{III-79}$$

Avec :

ΔV_i : Volume compris entre deux courbes de niveau consécutives.

S_i : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe du niveau H_i .

S_{i-1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe du niveau H_{i-1} .

ΔH_i : Différence d'altitudes entre deux courbes de niveau consécutives.

Le tableau III-34 représente les résultats de calcul des courbes hauteur-capacité-hauteur tandis que la figure III-26 représente la courbe obtenue.

Tableau III-34 Coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface.

Numéro	Cote (m)	Hauteur (m)	Surface (m ²)	Surface moyenne (m ²)	Capacité partielle (m ³)	Capacité totale (m ³)
1	625	0	0	0	0	0
2	626	1	102.61	51.305	51.305	51.305
3	627	1	188.15	145.38	145.38	196.685
4	628	1	902.18	545.165	545.165	741.85
5	629	1	4945.16	2923.67	2923.67	3665.52
6	630	1	20587.7	12766.43	12766.43	16431.95
7	631	1	36298.16	28442.93	28442.93	44874.88
8	632	1	50095.58	43196.87	43196.87	88071.75
9	633	1	64312.17	57203.875	57203.875	145275.625
10	634	1	79236.76	71774.465	71774.465	217050.09
11	635	1	89865.15	84550.955	84550.955	301601.045
12	636	1	98284.24	94074.695	94074.695	395675.74
13	637	1	109467.12	103875.68	103875.68	499551.42

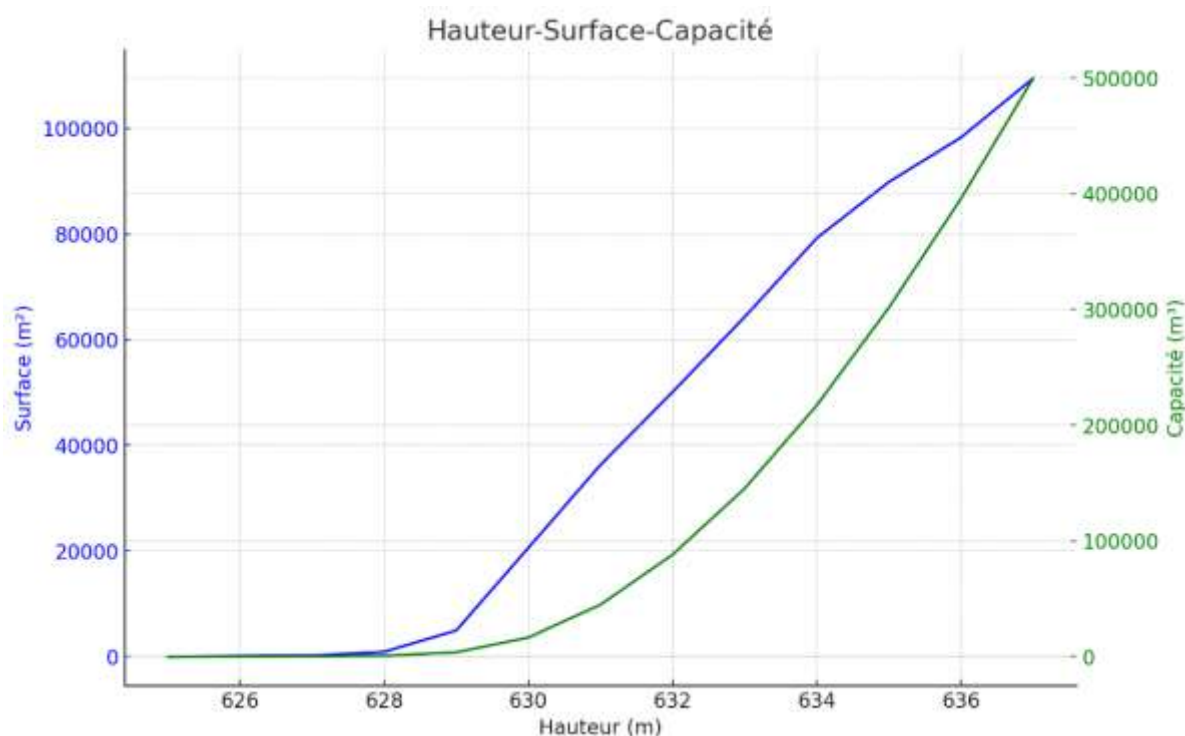


Figure III-26 Courbe Hauteur-Capacité-Surface

III.6.2 Répartition mensuelle des besoins

La retenue collinaire Gouridjima, objet de cette étude est destinée essentiellement à l'irrigation des terres agricole ; la répartition mensuelle de ces besoins est représentée dans le tableau III-35.

Tableau III-35 Répartition mensuelle des besoins

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Besoins en Eau (%)	5	0	0	0	5	5	9.9	14.9	14.9	19.8	14.9	10.5
Besoins en Eau (hm³)	0.02	0	0	0	0.02	0.02	0.04	0.06	0.06	0.08	0.06	0.0428

III.6.3 Détermination de la période de bonne hydraulicité

La période de bonne hydraulicité est déterminée en comparant les apports en eau disponibles avec les besoins en eau mensuels. Le tableau III-36 présente les apports moyens à 80% de probabilité d'occurrence ($A_{80\%}$) pour chaque mois de l'année, ainsi que les besoins en eau correspondants. La différence entre ces deux valeurs ($A-U$) permet d'identifier les mois où l'eau disponible est suffisante pour répondre aux besoins. Ces mois constituent la période de bonne hydraulicité.

Tableau III-36 Période de bonne hydraulité

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avril	Mai	Juin	Juil	Août
$A_{80\%}(hm^3)$	0.034	0.048	0.095	0.094	0.095	0.07	0.0657	0.049	0.057	0.024	0.006	0.0098
Besoins en Eau (hm^3)	0.02	0	0	0	0.02	0.02	0.04	0.06	0.06	0.08	0.06	0.0428
A-U	0.014	0.048	0.095	0.094	0.075	0.05	0.0257	-0.011	-0.003	-0.056	-0.054	-0.033
Somme	0.4017							-0.157				

D'après les résultats obtenus, la période de bonne hydraulité s'étend du mois de Septembre jusqu'au mois de Mars.

III.6.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Le tableau III-37 représente la régularisation saisonnière qui ne prend pas en compte les pertes généralement dues aux infiltrations et à l'évaporation, avec :

Vrf : Volume réel final.

Vri : Volume réel initial.

Les consignes sont des règles ou des seuils de gestion de l'eau dans le barrage, définies pour garantir un stockage optimal et une distribution efficace de l'eau.

- **1ère consigne d'exploitation** : Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface. Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.
- **2ème Consigne d'exploitation** : Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond.

Tableau III-37 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A80%	U80%	A-U	1 ère consigne			2 ème consigne		
				V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Sept	0.034	0.02	0.014	0.06782	0.05382	0	0.03982	0.05382	0.014
Oct	0.048	0	0.048		0.06782		0.00582	0.05382	0.048
				0.11582	0.11582	0	- 0.04118	0.05382	0.095
Nov	0.095	0	0.095						
				0.21082	0.21082	0	- 0.03388	0.05382	0.0877
Déc	0.094	0	0.094						
				0.30482	0.21082	0.094	0.06012	0.06012	0
Jan	0.095	0.02	0.075						
				0.28582	0.21082	0.075	0.13512	0.13512	0
Fév	0.07	0.02	0.05						
				0.26082	0.21082	0.05	0.18512	0.18512	0
Mar	0.0657	0.04	0.0257						
				0.23652	0.21082	0.0257	0.21082	0.21082	0
Avril	0.049	0.06	-0.011						
				0.19982	0.19982	0	0.19982	0.19982	0
Mai	0.057	0.06	-0.003						
				0.19682	0.19682	0	0.19682	0.19682	0
Juin	0.024	0.08	-0.056						
				0.14082	0.14082	0	0.14082	0.14082	0
Juil	0.006	0.06	-0.054						
				0.08682	0.08682	0	0.08682	0.08682	0
Août	0.0098	0.0428	-0.033						
				0.05382	0.05382	0	0.05382	0.05382	0
		Somme	0.2447		Somme	0.2447		Somme	0.2447

Sachant que :

V_s : Volume de stockage.

V_m : Volume mort.

V_u : Volume utile.

V_d : Volume de dépassement.

On a :

$$V_m = 0.05382 \text{ hm}^3$$

$$V_s = 0.4017 \text{ hm}^3$$

$$V_d = 0.157 \text{ hm}^3$$

Notons que :

$$V_s > V_d$$

Donc :

$$V_u = V_d = 0.157 \text{ hm}^3$$

Et la retenue fonctionne **à un seul pas**.

Le volume normal de la retenue sera donc :

$$V_{NNR} = V_m + V_d$$

AN :

$$V_{NNR} = 0.210 \text{ hm}^3$$

III.6.5 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Dans une retenue d'eau, il existe principalement deux types de pertes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

III.6.5.1 Pertes par évaporation

Le volume d'eau perdu par évaporation (V_{ep}) est calculé selon l'équation III-80 :

$$V_{ep} = S_{moy} \times E_s \quad \text{III-80}$$

Avec :

E_s : Évaporation mensuelle.

S_{moy} : Surface du plan d'eau.

III.6.5.2 Pertes par infiltration

Le volume d'eau perdu par infiltration (V_{inf}) est calculé selon l'équation III-81 :

$$V_{inf} = \frac{\delta V_{moy}}{100} \quad \text{III-81}$$

Avec :

δ : Coefficient qui varie en fonction des conditions hydrogéologiques.

V_{moy} : Volume moyen.

Les résultats de calculs sont représentés dans le tableau III-38 :

Tableau III-38 Résultats de calcul des pertes dues à l'évaporation et l'infiltration

Mois	Volume (hm ³)	Surface (Km ²)	V _{ep} (hm ³)	V _{inf} (hm ³)	II (hm ³)
Sep	0.0392	0.02531518	0.00124044	0.000392	0.00163244
Oct	0.0702	0.03709275	0.00241103	0.000702	0.00311303
Nov	0.1417	0.05632834	0.00659042	0.001417	0.00800742
Dec	0.1892	0.06612075	0.00971975	0.001892	0.01161175
Jan	0.1892	0.06612075	0.0127613	0.001892	0.0146533
Fev	0.1892	0.06612075	0.01428208	0.001892	0.01617408
Mars	0.1892	0.06612075	0.01613346	0.001892	0.01802546
Avr	0.1837	0.06500422	0.01456095	0.001837	0.01639795
Mai	0.1767	0.06358319	0.00991898	0.001767	0.01168598
Juin	0.1472	0.05759453	0.00598983	0.001472	0.00746183
Juil	0.0922	0.04420772	0.00278509	0.000922	0.00370709
Aout	0.0487	0.0297494	0.00142797	0.000487	0.00191497

Le tableau III-39 représente la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes due à l'infiltration et l'évaporation, avec :

Vrf : Volume réel final.

Vri : Volume réel initial.

Tableau III-39 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A80%	U80%	II	A-U-II	1 ère consigne			2 ème consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Sept	0.034	0.02	0.00163	0.01237	0.0662	0.0538	0	0.04145	0.05382	0.01237
Oct	0.048	0	0.0031	0.04489		0.0662		0.00893	0.05382	0.04489
					0.1111	0.1111	0	-0.0192	0.05382	0.07306
Nov	0.095	0	0.0080	0.08699						
					0.1981	0.1981	0	0.06775	0.06775	0
Déc	0.094	0	0.0116	0.08239						
					0.2805	0.2520	0	0.15014	0.15014	0
Jan	0.095	0.02	0.0147	0.06035						
					0.3123	0.2520	0.0603	0.21049	0.21049	0
Fév	0.07	0.02	0.0162	0.03383						
					0.2858	0.2520	0.0338	0.24431	0.24431	0
Mar	0.0657	0.04	0.0180	0.00767						
					0.2597	0.2520	0.0077	0.25199	0.25199	0
Avril	0.049	0.06	0.0164	-0.02740						
					0.2246	0.2246	0	0.22459	0.22459	0
Mai	0.057	0.06	0.0117	-0.01469						
					0.2099	0.2099	0	0.20990	0.20990	0
Juin	0.024	0.08	0.0075	-0.06346						
					0.1464	0.1464	0	0.14644	0.14644	0
Juil	0.006	0.06	0.0037	-0.05771						
					0.0887	0.0887	0	0.08873	0.08873	0
Août	0.0098	0.0428	0.0019	-0.03491						
					0.0538	0.0538	0	0.05382	0.05382	0
Somme				0.13031		Somme	0.1303		Somme	0.13032

$$V_s' = 0.328 \text{ hm}^3$$

$$V_d' = 0.198 \text{ hm}^3$$

Notons que :

$$V_s > V_d$$

Donc :

$$V_u' = V_d' = 0.198 \text{ hm}^3$$

Et la retenue fonctionne **à un seul pas**.

Le volume normal de la retenue sera donc :

$$V_{NNR} = V_m + V_d$$

AN :

$$V_{NNR} = 0.252 \text{ hm}^3$$

III.7 Laminage des crues

Le laminage des crues est un procédé qui permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation des crues, sans affecter la sécurité globale de l'ouvrage. Il optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue. On peut écrire :

$$Qdt = qdt + Sdh \quad \text{III-82}$$

Avec :

Q : Débit entrant de la crue.

q : Débit déversé par l'évacuateur de crue.

S : Surface du plan d'eau.

Le débit cumulé donc à un instant t est :

$$Q - q = S \frac{dh}{dt} \quad \text{III-83}$$

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul du laminage des crues ; citons :

- Méthode Hildenblat.
- Méthode de Runge Kutta d'ordre 4.
- Méthode Step-by-step.
- Méthode de Muskingum.

III.7.1 Méthode de Muskingum

La méthode Muskingum est sans doute la méthode la plus répandue, elle a été initialement développée par le corps des ingénieurs de l'armée américaine (U.S. Army Corps of Engineers, USACE) dans le cadre de projets de contrôle des crues de la rivière Muskingum dans le bassin de l'Ohio entre 1934 et 1935. Cette méthode appartient aux techniques de calcul des crues dites à coefficients, qui simplifient les relations complexes entre le volume d'eau dans une portion de canal et les facteurs hydrauliques comme les débits entrant et sortant, la hauteur d'eau et la pente.

La méthode de Muskingum repose uniquement sur l'équation de continuité, négligeant complètement l'équation dynamique de Saint Venant. L'objectif principal est de produire la déformation de l'hydrogramme entre l'amont et l'aval d'un tronçon de rivière. En général, une équation de stockage lie le volume stocké aux débits à l'amont et à l'aval du tronçon. Les modèles de transferts d'onde les plus connus incluent le modèle de translation simple et le modèle Muskingum.

L'équation de continuité peut être mise sous la forme suivante :

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad \text{III-84}$$

Avec :

I : Débit d'entrée.

O : Débit de sortie.

S : Stockage d'eau dans un tronçon.

Après intégration de l'équation entre deux instants rapprochés t_1 et t_2 on aura :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt \quad \text{III-85}$$

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

$$S_2 - S_1 \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t \quad \text{III-86}$$

La résolution du problème consiste à déterminer O_1 et O_2 , connaissant I_1 et I_2 .

Le tableau III-40 représente les résultats de calcul des débits laminé suivant la méthode de muskingum pour différentes largeurs.

Tableau III-40 Résultats de calcul de la méthode Muskingum

Hydrogramme d'entrée			Hydrogramme de sortie						
			10	15	20	25	30	35	40
Temps	I	I1+I2	6.053	4.61	3.81	3.28	2.91	2.62	2.4
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	41.23	41.23	2.48	3.33	2.90	2.14	2.36	2.54	2.70
1	164.94	206.17	47.09	63.05	76.42	87.56	96.68	104.43	111.12
1.4	323.28	488.22	134.45	171.43	199.47	220.03	234.73	245.98	254.75
1.5	296.35	619.63	212.21	254.27	280.44	296.01	305.04	310.67	314.22
2	203.58	499.94	228.95	251.69	258.08	257.05	253.47	249.15	244.83
2.5	117.81	321.39	198.69	197.22	186.62	175.52	166.60	159.51	153.97
3	60.32	178.13	150.08	132.48	115.04	102.36	94.00	88.12	83.87
3.5	25.45	85.77	102.55	78.85	62.09	52.03	46.13	42.28	39.60
4	7.54	32.99	64.39	41.52	28.63	21.96	18.38	16.15	14.65
4.5	0.94	8.48	37.72	19.21	10.73	6.97	5.14	4.08	3.41
4.9	0.00	0.94	21.20	7.99	3.20	1.47	0.77	0.42	0.24

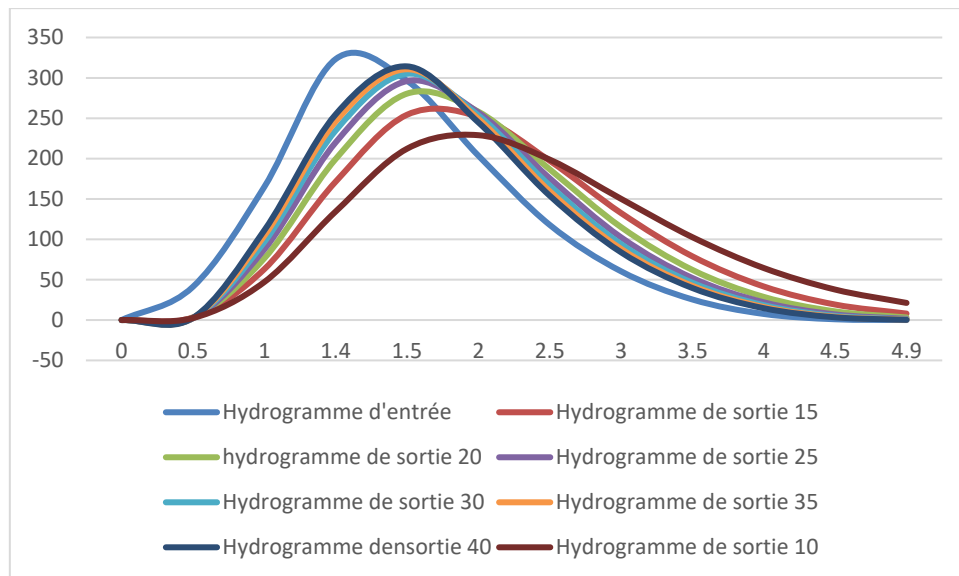


Figure III-27 Hydrogramme de sorties

III.9 Étude d'optimisation

L'objectif de cette étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue en fonction de la hauteur optimale de la digue, afin de minimiser le coût total de l'aménagement. Le calcul implique l'évaluation des coûts approximatifs de l'ouvrage pour différentes largeurs d'évacuateurs, correspondant à diverses hauteurs de la digue.

III.9.1 Revanche

La revanche désigne la différence de niveau entre le niveau d'eau maximum et une référence, souvent la hauteur de la structure comme la digue. Elle est cruciale pour assurer la sécurité et l'efficacité de l'ouvrage, car elle permet de prévoir et de gérer les crues, les tempêtes ou autres événements qui peuvent provoquer des montées d'eau.

Il existe plusieurs formules pour le calcul de revanche :

III.9.1.1 Formule Mallet et Paquant

$$R = H_v + \frac{V^2}{2g} + S \quad \text{III-87}$$

Sachant que :

$$V = 1.5 + \frac{2}{3}H_v \quad \text{III-88}$$

et :

$$H_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} \quad \text{III-89}$$

Avec :

H_v : Hauteur des vagues.

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

S : Marge de sécurité. En tenant compte de la taille de notre retenue et des conditions de sécurité nécessaires, une marge de 0,5 m a été adoptée.

F : Fetch , qui désigne la distance en le point de contact de la digue avec plan d'eau au niveau normal de retenue et le point d'eau le plus éloigné du plan d'eau par rapport à la digue. (0.55km).

III.9.1.2 Formule Davis (USBR⁵)

$$R = H_v + \frac{V^2}{2g} + S \quad \text{III-90}$$

Sachant que :

⁵ USBR : United States Bureau of Reclamation.

$$V = 1.5 + \frac{2}{3} H_v \quad \text{III-91}$$

Et :

$$H_v = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \quad \text{III-92}$$

Avec :

H_v : Hauteur des vagues.

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

S : Marge de sécurité.

F : Fetch.

III.9.1.3 Formule simplifiée

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \quad \text{III-93}$$

Le tableau III-41 récapitule les résultats de calcul de la revanche obtenus avec différentes formules.

Tableau III-41 Résultats de calcul de la revanche

Formule	Résultats
Mallet Paquant	1.45
Davis	1.4
Simplifié	1.22

Conclusion :

Vu que les valeurs sont relativement proches et la différence entre elles n'est pas significative, on opte pour la plus grande valeur pour une sécurité maximale ($R=1.45$).

III.9.2 Calcul de la hauteur du barrage

$$H_b = H_{RN} + H_d + h_o + R \quad \text{III-94}$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage.

H_{RN} : Hauteur de la retenue normale.

H_d : Hauteur déversant.

h_o : Hauteur due au tassement ($h_o=0.015H_b$).

R : Revanche.

Sachant que :

$$H_{RN} = C_{RN} - C_F \quad \text{III-95}$$

Avec :

C_{RN} : Côte normale de la retenue.

C_F : Côte de la fondation.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau III-42 ci-dessous :

Tableau III-42 Résultats de calcul de la hauteur du barrage

B	H_d	R	h_b	h_0	H_b (Avec tassement)
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
10	6.05	1.4	16.95	0.254	17.20
15	4.61	1.4	15.51	0.233	15.74
20	3.81	1.4	14.71	0.221	14.93
25	3.28	1.4	14.18	0.213	14.39
30	2.91	1.4	13.81	0.207	14.02
35	2.62	1.4	13.52	0.203	13.72
40	2.4	1.4	13.3	0.200	13.50

III.9.3 Largeur de crête

La largeur de la crête de la retenue colinéaire doit être suffisante pour qu'il n'y ait pas de circulation d'eau importante dans la retenue colinéaire près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition de la retenue colinéaire et éventuellement pour l'entretien ultérieur.

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

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

III.9.3.1 Formule de KNAPPEN

$$b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b} \quad \text{III-96}$$

III.9.3.2 Formule de E- F-PREECE

$$b_{cr} = 1.1\sqrt{H_b} + 1 \quad \text{III-97}$$

III.9.3.3 Formule Anonyme (simplifié)

$$b_{cr} = 3.6\sqrt[3]{H_b} - 3 \quad \text{III-98}$$

III.9.3.4 Formule pratique

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b}$$

III-99

Avec :

 H_b : Hauteur du barrage.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau III-43 ci-dessous :

Tableau III-43 Résultats de calcul de la largeur de crête

B	H_b	b_{cr}			
(m)	(m)	KNAPPEN	E- F-PREECE	Simplifié	Pratique
10	17.20	6.84	5.56	6.29	6.91
15	15.74	6.55	5.36	6.02	6.61
20	14.93	6.38	5.25	5.86	6.44
25	14.39	6.26	5.17	5.76	6.32
30	14.02	6.18	5.12	5.68	6.24
35	13.72	6.11	5.07	5.62	6.17
40	13.50	6.06	5.04	5.57	6.12

On opte pour une largeur de crête de 6 m car elle est proche des valeurs obtenues par les méthodes simplifiée et pratique, offrant un compromis entre sécurité et faisabilité tout en étant adaptée à la hauteur du barrage (H_b).

III.9.4 Calcul des coûts**III.9.4.1 Le coût de la digue**

Pour estimer le coût de la digue, on calcul en premier lieu le volume de la digue pour différentes lames déversantes, le volume est donné par :

$$V_B = \sum V_i \quad \text{III-100}$$

Sachant que :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L_i \quad \text{III-101}$$

Avec :

 V_i : Volume du barrage à la cote i. L_i : Distance entre deux coupes voisines. S_i : Section transversale correspondante à la coupe i.

Et :

$$S_i = \left(\frac{b + B_i}{2} \right) L_i \quad \text{III-102}$$

Avec :

B_i : Largeur de base $B_i = (m_1 + m_2)H_i + b$.

m_1, m_2 : Pentes de talus $m_1=3$ et $m_2=2.5$.

b : Largeur en crête.

H_i : Hauteur de la tranche au point i.

$$H_i = NNR - C_f + R + H_d + t \quad \text{III-103}$$

Avec :

R : Revanche.

t : Tassement.

À partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs du déversoir.

Tableau III-44 Coût de la digue pour une lame déversant correspondante à une largeur de 10m

B = 10						
Coupe	Hi	Bi	Si	Si+1	Li	Vi
0	7.69	32.90	0.00	404.46	0	1554.14
1	13.30	52.53	404.46	1807.38	13.82	14703.21
2	14.96	58.34	1807.38	534.85	56.18	17514.02
3	16.71	64.47	534.85	1087.28	15.18	13548.83
4	14.58	57.01	1087.28	593.56	34.51	12249.16
5	16.67	64.33	593.56	901.67	16.88	12459.05
6	13.66	53.79	901.67	263.93	30.16	7958.17
7	13.26	52.39	263.93	0.00	9.04	1749.22
Total						81735.79

Tableau III-45 Coût de la digue pour une lame déversant correspondante à une largeur de 15m

B =15						
Coupe	Hi	Bi	Si	Si+1	Li	Vi
0	6.26	27.91	0.00	370.00	0	1158.09
1	11.87	47.55	370.00	1667.28	13.82	12091.24
2	13.53	53.35	1667.28	496.99	56.18	14641.32
3	15.28	59.48	496.99	1001.22	15.18	11446.36
4	13.15	52.02	1001.22	551.47	34.51	10208.94
5	15.24	59.34	551.47	826.46	16.88	10499.82
6	12.23	48.81	826.46	241.39	30.16	6529.90
7	11.83	47.41	241.39	0.00	9.04	1427.83
Total						68003.50

Tableau III-46 Coût de la digue pour une lame déversant correspondante à une largeur de 20m

B = 20m						
Coupe	Hi	Bi	Si	Si+1	Li	Vi
0	6.26	27.91	0	370.00	0	957.27
1	11.87	47.545	370.00	1667.28	13.82	10733.90
2	13.53	53.355	1667.28	496.99	56.18	13139.72
3	15.28	59.48	496.99	1001.22	15.18	10343.42
4	13.15	52.025	1001.22	551.47	34.51	9143.60
5	15.24	59.34	551.47	826.46	16.88	9473.17
6	12.23	48.805	826.46	241.39	30.16	5789.12
7	11.83	47.405	241.39	0.00	9.04	1261.47
Total						60841.67

Tableau III-47 Coût de la digue pour une lame déversant correspondante à une largeur de 25m

B = 25m						
Coupe	Hi	Bi	Si	Si+1	Li	Vi
0	4.93	23.255	0	337.83	0	832.75
1	10.54	42.89	337.83	1536.52	13.82	9877.84
2	12.2	48.7	1536.52	461.66	56.18	12188.93
3	13.95	54.825	461.66	920.90	15.18	9643.36
4	11.82	47.37	920.90	512.18	34.51	8469.51
5	13.91	54.685	512.18	756.26	16.88	8822.02
6	10.9	44.15	756.26	220.35	30.16	5322.54
7	10.5	42.75	220.35	0.00	9.04	1156.84
Total						56313.79

Tableau III-48 Coût de la digue pour une lame déversant correspondante à une largeur de 30m

B = 30m						
Coupe	Hi	Bi	Si	Si+1	Li	Vi
0	4.56	21.96	0	328.88	0	749.85
1	10.17	41.595	328.88	1500.15	13.82	9300.61
2	11.83	47.405	1500.15	451.83	56.18	11545.96
3	13.58	53.53	451.83	898.55	15.18	9169.13
4	11.45	46.075	898.55	501.25	34.51	8013.89
5	13.54	53.39	501.25	736.73	16.88	8381.16
6	10.53	42.855	736.73	214.50	30.16	5008.23
7	10.13	41.455	214.50	0.00	9.04	1086.43
Total						53255.24

Tableau III-49 Coût de la digue pour une lame déversant correspondante à une largeur de 35m

B =35m						
Coupe	Hi	Bi	Si	Si+1	Li	Vi
0	4.27	20.945	0	321.87	0	687.19
1	9.88	40.58	321.87	1471.64	13.82	8859.90
2	11.54	46.39	1471.64	444.13	56.18	11053.96
3	13.29	52.515	444.13	881.04	15.18	8805.75
4	11.16	45.06	881.04	492.69	34.51	7665.39
5	13.25	52.375	492.69	721.43	16.88	8043.49
6	10.24	41.84	721.43	209.91	30.16	4768.44
7	9.84	40.44	209.91	0.00	9.04	1032.75
Total						50916.87

Tableau III-50 Coût de la digue pour une lame déversant correspondante à une largeur de 40m

B = 40m						
Coupe	Hi	Bi	Si	Si+1	Li	Vi
0	4.05	20.175	0	316.55	0	641.01
1	9.66	39.81	316.55	1450.01	13.82	8532.45
2	11.32	45.62	1450.01	438.28	56.18	10687.72
3	13.07	51.745	438.28	867.75	15.18	8534.96
4	10.94	44.29	867.75	486.19	34.51	7406.05
5	13.03	51.605	486.19	709.82	16.88	7791.95
6	10.02	41.07	709.82	206.43	30.16	4590.38
7	9.62	39.67	206.43	0.00	9.04	992.92
Total						49177.45

Tableau III-51 Récapitulatif des différents coûts de la digue pour différentes largeurs

Largueur	V _r	Coût (Da)
10	81735.79	98082947.32
15	68003.50	81604203.23
20	60841.67	73010006.74
25	56313.79	67576542.14
30	53255.24	63906284.70
35	50916.87	61100245.42
40	49177.45	59012940.91

Remarque : Le mètre cube de remblais est estimé à 1500 DA par mètre cube.

III.9.4.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crue

III.9.4.2.1 Le coût du déversoir

Notre déversoir est de type profile Greager, et sera construit en béton armé. Ce dernier est le mieux adapter à l'écoulement, car la lame déversante épouse toujours le profil.

La section transversale du déversoir peut être obtenue par l'équation III-104 du profil donné par :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \left(\frac{X}{H} \right)^{1.80} \quad \text{III-104}$$

Avec :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir est de :

$$V_{dév} = S \cdot L \quad \text{III-105}$$

Avec :

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversant (m).

Tableau III-52 Coût du déversoir pour différentes largeurs

Largeur (m)	Section (m ²)	Volume (m ³)	Coût (DA)
10	10.1081587	101.081587	1010815.87
15	12.5387178	188.080768	1880807.68
20	14.6040694	292.081389	2920813.89
25	16.4632205	411.580513	4115805.13
30	18.1175504	543.526513	5435265.13
35	19.7048366	689.66928	6896692.8
40	21.1370744	845.482977	8454829.77

Remarque : Le mètre cube du béton est estimé à 50000 DA par mètre cube.

III.9.4.2.2 Coût du coursier

On opter pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions d'écoulements.

La longueur approximative du coursier est de 61 m

Le volume du béton est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{coursier}} \quad \text{III-106}$$

$$S_{\text{béton}} = S_{\text{mur}} + S_{\text{radier}} \quad \text{III-107}$$

$$S_{\text{mur}} = 2 \times H_{\text{mur}} \times e \quad \text{III-108}$$

$$H_{\text{mur}} = H_d + 0.8 \quad \text{III-109}$$

$$S_{\text{radier}} = b_{\text{ext.coursier}} \times e \quad \text{III-110}$$

$$b_{\text{ext.coursier}} = b_{\text{coursier}} + 1.4 \quad \text{III-111}$$

$$b_{\text{coursier}} = (Q_{\text{emax}})^{0.4} \quad \text{III-112}$$

On prend l'épaisseur du radier 0.2 m, et l'épaisseur des murs bajoyers 0.5 m.

Tableau III-53 Coût du coursier pour différentes largeurs

B (m)	H_d (m)	H_{mur} (m)	H_{dév} (m)	Largeur coursier (m)	B_{ext} coursier	S_{Mur} (m²)	S_{Radier} (m²)	Surface Béton	Volume (m³)	Coût (DA)
10	6.035	6.835	134.45	7.10	8.50	6.835	1.70	8.54	597.49	29874389.7
15	4.61	5.41	171.43	7.83	9.23	5.41	1.85	7.26	507.89	25394401.3
20	3.81	4.61	199.47	8.32	9.72	4.61	1.94	6.55	458.73	22936683.8
25	3.28	4.08	220.03	8.65	10.05	4.08	2.01	6.09	426.29	21314699.3
30	2.91	3.71	234.73	8.88	10.28	3.71	2.06	5.77	403.57	20178375.9
35	2.62	3.42	245.98	9.04	10.44	3.42	2.09	5.51	385.62	19280801.4
40	2.4	3.2	254.75	9.17	10.57	3.2	2.11	5.31	372.00	18600115.3

Remarque : Le mètre cube du béton est estimé à 50000 DA par mètre cube.

III.9.4.3 Coût total du barrage

Tableau III-54 Coût total du barrage pour différentes largeurs

Largeur B (m)	Coût de la digue (10⁶DA)	Coût de l'évacuateur de Crue (10⁶DA)		Coût total (10⁶DA)
		Déversoir	Coursier	
10	122.60	1.40	29.87	153.87
15	102.01	1.63	25.39	129.02
20	91.26	1.79	22.94	115.99
25	84.47	1.93	21.31	107.71
30	79.88	2.05	20.18	102.11
35	76.38	2.15	19.28	97.81
40	73.77	2.26	18.60	94.62

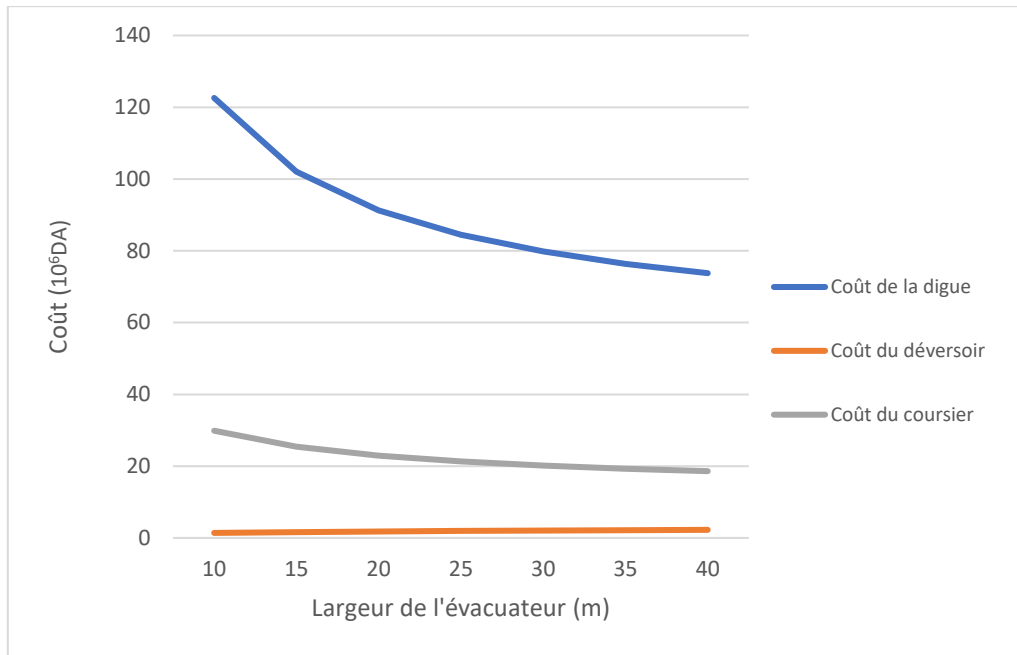


Figure III-28 Courbe d'optimisation

D'après la figure III-28, une largeur de 40 m est choisie pour l'évacuateur de crue en raison de considérations économiques.

Donc la hauteur de notre retenue est de 13.50 m, et la côte de crête est de 639.5 m.

Conclusion

À l'issue de ce chapitre, on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage. Cela comprend les caractéristiques hydro-morphologiques et hydro-morphométriques du bassin versant ainsi que les principales spécifications du futur barrage. La table III-55 récapitule ces résultats de manière détaillée.

Tableau III-55 Récapitulatif des caractéristiques de la retenue

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Hm ³	0.05382
Volume Utile	Hm ³	0.198
Volume NNR	Hm ³	0.252
Côte du fond	m	626
Côte NNR	m	635.5
Côte NPHE	m	637.9
Côte de crête	m	639.5
Largeur du déversoir	m	40
Charge déversée	m	2.4

Chapitre 04 : Étude des variantes proposées

IV Étude des variantes proposées

Introduction

Parallèlement à l'identification des sites, il est crucial d'envisager les différentes variantes de notre retenue en fonction des données géologiques, hydrologiques et topographiques. Dans ce chapitre, plusieurs options seront développées et, en tenant compte des considérations techniques, la solution optimale pour le projet sera choisie.

IV.1 Choix du type du barrage

A priori, selon les conditions du site, plusieurs variantes peuvent être envisagées pour une digue en remblais suivants ces deux alternatives de variantes :

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

IV.1.1 Digue en terre homogène

La digue en terre homogène est constituée d'un seul type de matériau, généralement de l'argile ou un sol cohérent, compacté en couches successives. Ce type de digue est relativement simple à concevoir et à construire. Elle est adaptée aux sites où les matériaux argileux locaux sont disponibles. Toutefois, elle nécessite un entretien rigoureux pour assurer sa durabilité et son fonctionnement à long terme. La figure IV-1 représente une coupe transversale de cette digue.

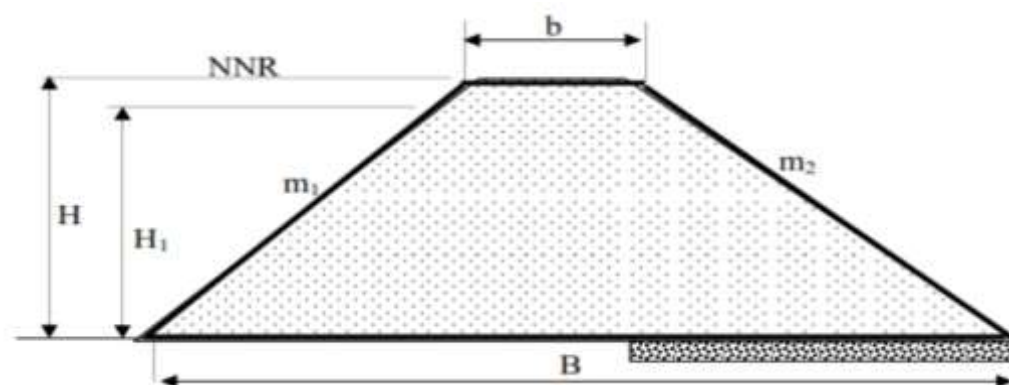


Figure IV-1 Digue en terre homogène

IV.1.2 Digue zonée à noyau étanche

Une digue zonée à noyau étanche est constituée de plusieurs zones de matériaux différents. La partie centrale de la digue contient un noyau étanche en matériaux imperméable (généralement

en argile), entouré de matériaux de remblais plus perméable comme du sable, du gravier ou des sols compactés.

Cette alternative combine une excellente imperméabilité et une grande stabilité structurelle. Bien que sa construction soit plus complexe et couteuse, elle apporte une sécurité et une performance supérieure. La figure IV-2 représente une coupe transversale de cette digue.

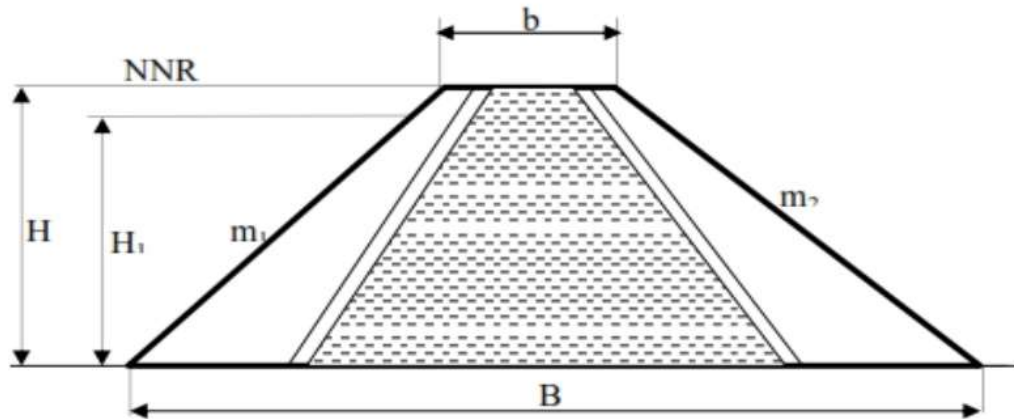


Figure IV-2 Digue zonée à noyau étanche

IV.2 Définition du profil générale de la retenue

D'après le chapitre précédent :

- La hauteur du barrage est de :

$$H_b = 13.50 \text{ m}$$

- La largeur de crête est de :

$$L_{cr} = 6 \text{ m}$$

- La longueur en crête est un paramètre défini topographiquement, pour notre cas la longueur en crête par rapport à l'axe défini de la digue est de :

$$L = 199.45 \text{ m}$$

IV.3 Digue zonée a noyau d'argile

IV.3.1 Pentes des talus

La pente des talus doit assurer leur 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 IV-1 donne les valeurs des pentes des talus en fonction de la hauteur et du type du barrage.

Tableau IV-1 Valeurs des pentes des talus en fonction de la hauteur et du type du barrage

Hauteur de la digue (m)	Type de Digue	Fruit des talus	
		Amont	Aval
$H < 5 \text{ m}$	Homogène	2.5	2.0
	A zones	2.0	2.0
$5 \text{ m} \leq H \leq 10 \text{ m}$	Homogène granularité étendue	2.0	2.0
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2.5	2.5
	A zones	2.0	2.5
$10 \text{ m} \leq H \leq 20 \text{ m}$	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 IV-1 ci-dessus, étant donné que la hauteur de la digue est de 13.5 dans le cas d'une digue zonée on prend :

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

IV.3.2 Protection des talus

Les talus doivent être protégés contre les dangers d'érosion provoqués par les vagues de la retenue, le ruissellement de la pluie ou les vents.

IV.3.2.1 Talus amont

IV.3.2.1.1 Tennessee Valley Authority (T.V.A)

T.V.A Préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement pour la protection du talus amont.

$$e = C \cdot V^2 \quad \text{IV-1}$$

Avec :

V : Vitesse des vagues en m/s, déterminée par la formule de Gaillard $V = 3,06 \text{ m/s}$.

C : Coefficient dépendant de la pente des talus et du poids spécifique γ_p de l'enrochement utilisé, pour notre cas $C = 0,028$.

AN :

$$e = 0.26 \text{ m}$$

IV.3.2.1.2 US ARMY corps of Engineers

Les ingénieurs de l'U.S.Army utilisent le tableau IV-II qui donne l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau IV-2 Épaisseurs minimales de la couche d'enrochement et les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

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

Pour notre cas, pour une hauteur de vagues située entre 0,60 et 1,20 m :

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

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

En comparant les résultats obtenus par ces deux 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 $D_{50 \text{ minimum}} = 0.30$.

IV.3.2.2 Talus aval

La solution la plus répondeuse consiste à réaliser un enrochement au fur et à mesure que les travaux de terrassement. Un enrochement de pierres reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0.3 m) doit être réalisé.

IV.3.3 Clé d'étanchéité

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de noyau en argile et cela afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables. La clé d'étanchéité est constituée de matériaux identiques à ceux du noyau. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 3.50 m. Cette hauteur diminue en direction des rives jusqu'à une hauteur égale à la hauteur de décapage soit 0.30 m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est $m = 1.0$.

IV.3.4 Noyau

L'étanchéité de la retenue colinéaire est assurée par le noyau imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la retenue colinéaire limitant ainsi sensiblement le débit de fuite. Il est réalisé en matériau imperméable disponible au niveau de la zone d'emprunt. Dans notre cas nous utiliserons l'argile.

IV.3.4.1 Largeur en crête

$$L_{cr} = \left[\frac{1}{17} \div \frac{1}{3} \right] H_b \quad \text{IV-2}$$

Avec :

H_b : Hauteur totale du barrage.

AN :

$$L_{cr} = 2.5$$

IV.3.4.2 Hauteur du noyau

$$H_n = H_b - 1$$

IV-3

Avec :

 H_b : Hauteur totale du barrage.

AN :

$$H_n = 12.5 \text{ m}$$

IV.3.4.3 Largeur a la base du noyau

Elle dépend de la condition suivante :

$$\frac{\Delta H}{B_{noy}} \leq J_{adm} \Rightarrow B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}}$$

IV-4

Avec :

 ΔH : Différence entre la charge amont et aval. $\Delta H = H_2 - H_1$ H_2 : Hauteur d'eau a l'aval. $H_2 = 0$ H_1 : Hauteur d'eau en amont. $H_1 = 11.1 \text{ m}$ B_{noy} : Largeur à la base du noyau.

J_{adm} : Gradient hydraulique du noyau admissible. Il est donné en fonction de la nature du sol de fondation. Le tableau IV-3 permet de déterminer le type de fondation en fonction de la nature du sol et de la hauteur du barrage, classant ainsi notre fondation dans la catégorie IV.

Tableau IV-3 Classification des fondations selon le type de sol et la hauteur du barrage

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

Tableau IV-4 Gradient hydraulique du noyau admissible selon le type de fondation et la classification du barrage

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 IV-4 :

$$J_{adm} = 1.95$$

$$B_{noy} \geq \frac{\Delta H}{J_{adm}} = \frac{11.1 - 0}{1.95} = 5.7m$$

$$B_{noy} = 5.7m$$

Il existe une deuxième méthode pour le calcul de la largeur à la base du noyau :

$$B_{min} = 6 + C \times H_b \quad \text{IV-5}$$

$$B_{max} = (0.8 \div 1.2)H_b \quad \text{IV-6}$$

Avec :

$$0.15 \leq C \leq 0.3 \quad \text{IV-7}$$

AN :

$$B_{min} = 10.05 \text{ m}$$

$$B_{max} = 15.96 \text{ m}$$

Nous prenons donc :

$$B_{noy} = 13 \text{ m}$$

IV.3.4.4 Pente des talus

$$m_1 = m_2 = \frac{B_{noy} - b_{noy.crete}}{2H_n} \quad \text{IV-8}$$

AN :

$$m_1 = m_2 = 0.38$$

IV.4 Digue en terre homogène

IV.4.1 Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau précédent :

Parement amont $m_1 = 2.5$

Parement aval $m_2 = 3$

IV.4.2 Protection des talus

IV.4.2.1 Talus amont

IV.4.2.1.1 Tennessee Valley Authority (T.V.A)

T.V.A préconise une formule empirique pour déterminer l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement pour la protection du talus amont.

$$e = C.V^2 \quad \text{IV-9}$$

Avec :

V : Vitesse des vagues en m/s, déterminée par la formule de Gaillard $V = 3,06$ m/s.

C : Coefficient dépendant de la pente des talus et du poids spécifique γ_p de l'enrochement utilisé, le coefficient est $C = 0,028$.

AN :

$$e = 0.26 \text{ m}$$

IV.4.2.1.2 US ARMY corps of Engineers

Les ingénieurs de l'U.S.Army utilisent le tableau IV-5 donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau IV-5 Epaisseurs minimales de la couche d'enrochement et les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

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

Pour notre cas, pour une hauteur de vagues située entre 0,60 et 1,20 m :

$$e = 0,45 \text{ m}$$

$$D_{50 \text{ minimum}} = 0,30$$

En comparant les résultats obtenus par ces deux 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 $D_{50 \text{ minimum}} = 0,30$.

IV.4.2.2 Talus aval

La solution la plus répondeur consiste à réaliser un enrochement au fur à mesure que les travaux de terrassement. Un enrochement de pierres reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3 m) doit être réalisé.

IV.4.3 Dimensionnement du Drain Tapis

$$L_d = \frac{L_b}{3} \quad \text{IV-10}$$

Avec :

L_b : Longueur transversale de la retenue.

IV.4.4 Dimensionnement du prisme aval**IV.4.4.1 Hauteur**

$$H_p = (0.15 \div 0.2)H_b \quad \text{IV-11}$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage.

AN :

$$H_p = 2.7 \text{ m}$$

IV.4.4.2 Largeur en crête

$$b_p = (1/3 \div 1/4)H_p \quad \text{IV-12}$$

AN :

$$b_p = 0.90 \text{ m}$$

IV.4.4.3 Fruits de talus

$$m_1 = (1 \div 2.5) \quad \text{IV-13}$$

$$m_2 = (1.5 \div 2.5) \quad \text{IV-14}$$

Nous prenons :

$$m_1 = 2 \text{ et } m_2 = 2.5.$$

IV.4.4.4 Largeur en base du prisme

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2)H_p \quad \text{IV-15}$$

AN :

$$B_p = 13.05 \text{ m}$$

IV.5 Choix de la variante

D'un point de vue économique, la digue homogène présente des avantages financiers notables. Toutefois, en raison de l'importance de la hauteur de la digue et des caractéristiques plastiques du matériau, pouvant entraîner des pressions interstitielles significatives, il est préférable, d'un point de vue technique, d'opter pour une digue zonée avec un noyau étanche.

Conclusion

Après avoir étudié les différentes variantes de la digue, bien que la digue homogène présente des avantages financiers, les défis techniques liés à sa hauteur et aux pressions interstitielles potentielles favorisent le choix d'une digue zonée avec un noyau étanche. Cette option offre une meilleure gestion des pressions et une stabilité accrue, assurant ainsi la sécurité et la durabilité de l'ouvrage. En conséquence, la digue zonée a été retenue comme la solution optimale pour ce projet.

Chapitre 05 :

Étude de la variante retenue

V Étude de la variante retenue

V.1 Définition générale du barrage

La retenue collinaire sur oued Gouridjima est constituée de trois (03) zones :

- Recharge alluvionnaire amont.
- Noyau étanche central en argile.
- Recharge alluvionnaire aval.

Il est caractérisé par une hauteur totale de 13,5 m, une largeur de crête de 6 m, et les fruits des talus amont et aval sont de 2,5 et 3, respectivement, comme illustré dans la figure V-1.

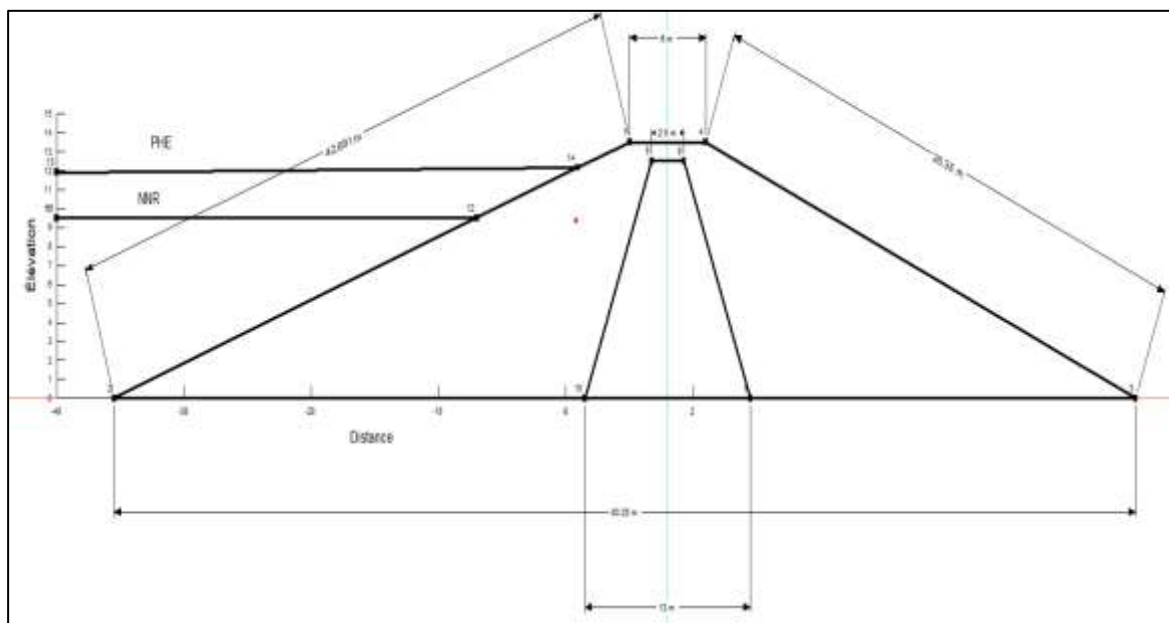


Figure V-1 Représentation géométrique du barrage

V.2 La ligne de saturation

KOZENY a montré que, dans un barrage en terre, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal. Le barrage en terre est muni d'un drain qui rabat la ligne phréatique. La parabole de **KOZENY** a pour foyer l'extrémité amont du drain auquel se raccorde la ligne de saturation. L'équation de cette parabole est donnée par :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad \text{V-1}$$

Où :

$$y_0 = \sqrt{He^2 + d^2} - d \quad \text{V-2}$$

Avec :

H_e : Hauteur d'eau.

d : Largeur en base du barrage diminuée de $0.7b'$.

b' : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

La ligne de saturation est déterminée pour une hauteur d'eau correspondante au NNR.

Pour un barrage zoné, la ligne de saturation est établie uniquement dans le noyau, car on doit considérer le noyau comme si on avait à un barrage de type homogène.

$$b_0 = \frac{y_0}{2} \quad \text{V-3}$$

$$b' = m_n \times H_e \quad \text{V-4}$$

$$d = L_b - 0.7b' \quad \text{V-5}$$

$$y_0 = \sqrt{H_e + d^2} - d \quad \text{V-6}$$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation V-7 :

$$x = \frac{(y^2 - y_0^2)}{2y_0} \quad \text{V-7}$$

AN :

H_e	9.5
b'	3.61
d	19.95
y_0	2.14

On a donc l'équation de la parabole s'écrit comme suit :

$$y^2 = 4.58 + 4.28x \quad \text{V-8}$$

Les coordonnées de la ligne de saturation sont résumées dans la table V-1. La figure V-2, nous donne un aperçu sur l'allure de la ligne de saturation dans un barrage zoné.

Tableau V-1 Coordonnées de la ligne de saturation

X	0	2	5	8	10	12	15	18	20	23
Y	2.14	3.62	5.10	6.23	6.88	7.48	8.29	9.03	9.50	10.15

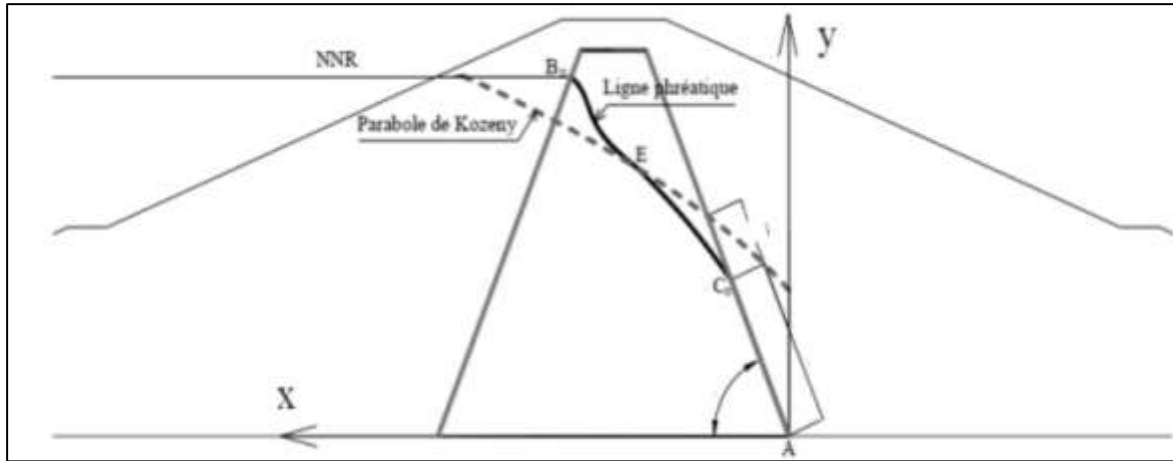


Figure V-2 Ligne de saturation pour un barrage zoné

Le point C_0 de la parabole avec la face aval du noyau traduit en coordonnées polaire :

Si $\beta < 30^\circ$

$$l = \sqrt{d^2 + He^2} - \sqrt{d^2 - He^2 \cdot \cot^2 \beta} \quad \text{V-9}$$

Si $30^\circ < \beta < 180^\circ$

$$l = y_0 \frac{1 - a}{1 - \cos \beta} \quad \text{V-10}$$

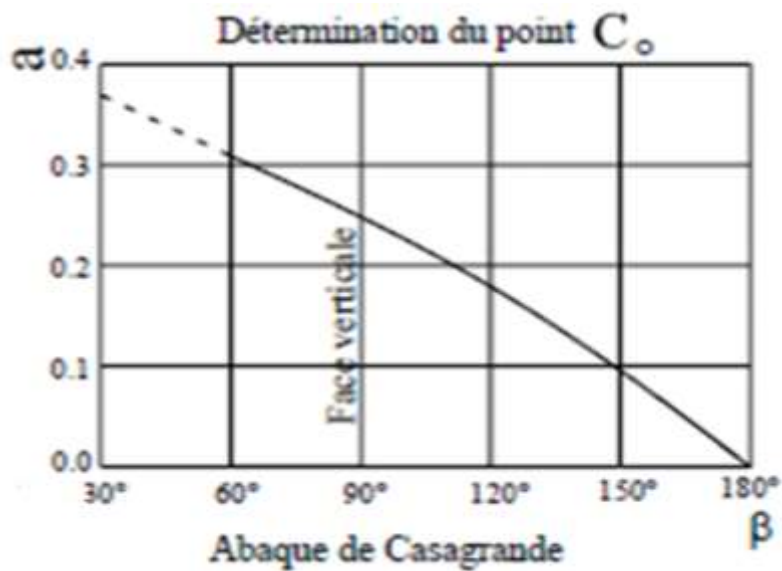


Figure V-3 Abaque de Casagrande

En s'appuyant sur l'abaque de Casagrande représentée par la figure V-3, on peut déterminer :

$$a = 0.29$$

$$\beta = 67.22^\circ$$

$$\cos 67.22^\circ = 0.38$$

$$l = 2.45$$

$$a = \frac{\Delta l}{l + \Delta l} \quad \text{V-11}$$

$$\Delta l \approx 1$$

V.3 Le drain aval

Le choix du type de drain s'est fait sur la base de deux réalités importantes :

- Une fondation assez plastique renfermant des pressions interstitielles considérables.
- Le talus aval de la retenue colinéaire est toujours sous la menace des déformations dues aux pressions (sous pressions et pressions interstitielles) et aux infiltrations si certaines mesures ne sont pas prises.

Afin d'éviter le danger qui peut être causé par ces deux réalités, on prévoit un dispositif drainant qui permet à la fois de dissiper les pressions interstitielles renfermées par la fondation et d'intercepter le débit de fuite sans dégâts.

Le dispositif drainant le plus approprié pour remplir ces fonctions est **un drain tapis** appelé également drain horizontal. Ce drain tapis est constitué de couches de filtres inversés dont il faut déterminer la constitution granulométrique.

Afin d'éviter des affleurements des nappes sur le talus aval, on munira le drain tapis au niveau du pied du talus aval d'une couche d'enrochement.

Longueur du drain tapis (L_{dt}) :

$$L_{dt} = \frac{L_b}{(3 \div 4)} \quad \text{V-12}$$

Avec :

L_b : Emprise transversale de la digue m.

AN :

$$L_{dt} = 26.75m$$

La largeur du drain (l_d) :

$$l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{L^2 + H^2} - L \right) \quad \text{V-13}$$

Avec :

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain.

H : Différence de charge entre la retenue et le drain.

AN :

$$L = 80.25 - 26.75 = 53.5m$$

$$l_d = 0.41m$$

Étant donné que l'épaisseur minimale du drain tapis est de 0.5m on prend donc :

$$e = l_d = 0.5m$$

V.4 Le drain tapis : (drain de pied)

Le prisme de drainage est en général relié au drain tapis. Son rôle est de réceptionner et évacuer les eaux infiltrées à travers le noyau et les recharges du barrage, ainsi que la fondation.

Fruit des talus du drain prisme :

$$m_1 = 1.5$$

$$m_2 = 2.5$$

Hauteur du prisme sera :

$$H_{dp} = (0.15 \div 0.2)H_b \quad \text{V-14}$$

AN :

$$H_{dp} = 2.03 m$$

Largeur en crête du prisme :

$$b_{dp} = (1/3 \div 1/4)H_{dp} \quad \text{V-15}$$

AN :

$$b_{dp} = 0.68m$$

V.5 Les filtres

Les filtres sont une succession de couches de granulométrie très variée. Ils peuvent être situés :

- Au pied aval de la retenue colinéaire.
- Au contact fondation - digue.
- Comme zone de transition entre le noyau et les recharges.
- Entre la protection du talus amont et la recharge.

À partir des courbes granulométriques, on déduit :

Fondation et noyau :

$$B_{15} = 0.0005mm.$$

$$B_{50} = 0.003mm.$$

$$B_{85} = 0.02mm.$$

Recharge :

$$B_{15} = 0,35\text{mm.}$$

$$B_{50} = 8\text{mm.}$$

$$B_{85} = 25\text{mm.}$$

Nous utilisons les critères suivants (USBR 1978) :

$$12 < \frac{F_{15}}{B_{15}} < 40 \quad \text{V-16}$$

$$12 < \frac{F_{50}}{B_{50}} < 58 \quad \text{V-17}$$

Avec :

F_{15} : Dimension des grains du filtre qui, sur la courbe granulométrique donne le point d'ordonnées 15%.

F_{50} : Dimension des grains du filtre qui, sur la courbe granulométrique donne le point d'ordonnées 50%.

B_{15} : Dimension des grains du matériau de base (sol à protéger) qui, sur la courbe granulométrique donne le point d'ordonnées 15%.

B_{50} : Dimension des grains du matériau de base (sol à protéger) qui, sur la courbe granulométrique donne le point d'ordonnées 50%.

Dans notre cas on peut conclure qu'entre les recharges et le noyau et entre la fondation et la recharge aval, il faut prévoir une ou deux couches de filtre dont la granulométrie s'inscrit dans la plage ayant pour limites :

$$0.006 \text{ mm} < F_{15} < 0.02\text{mm.} \quad \text{V-18}$$

Et

$$0.036 \text{ mm} < F_{50} < 0.174\text{mm} \quad \text{V-19}$$

V.6 Calcul du débit d'infiltration à travers la digue (débit de fuite)

Le débit de fuite à travers la retenue colinéaire, est déterminé par la formule suivante :

$$q_n = K \times I \times A \quad \text{V-20}$$

Avec :

q_n : Débit d'infiltration ($\text{m}^3/\text{s}/\text{ml}$).

I : Gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité $K = 4,7. 10^{-6} \text{ m/s}$.

A : Section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est donné par :

$$I = \frac{dy}{dx} \quad \text{V-21}$$

Et la section d'infiltration est donnée par :

$$A = y \times I \quad \text{V-22}$$

Donc :

$$q = K.y.(dy/dx) \quad \text{V-23}$$

Sachant que :

$$y_0 = y.(dy/dx) \quad \text{V-24}$$

D'où :

$$q = K.y_0 \quad \text{V-25}$$

AN :

$$q = 1.005 \times 10^{-5} m^3/s/ml$$

Le débit total est donc :

$$Q = q \times L \quad \text{V-26}$$

Avec :

L : Longueur de la digue au NNR.

AN :

$$Q = 6.38 \times 10^{-3} m^3/s$$

Interprétation :

La valeur de débit de fuite est sensiblement négligeable par rapport au volume d'eau stocké.

V.7 Étude stabilité

L'analyse de la stabilité des pentes est un élément essentiel dans la conception et la construction des barrages. Une stabilité adéquate est cruciale pour assurer la sécurité, la durabilité et le bon fonctionnement de ces structures.

L'instabilité des pentes peut entraîner des conséquences graves, telles que des glissements de terrain, des ruptures de barrage, et des dommages environnementaux et économiques considérables. Par conséquent, une évaluation rigoureuse de la stabilité des pentes permet de prévoir et de prévenir de tels incidents.

L'objectif ici est de présenter les méthodes et les outils utilisés pour analyser la stabilité des pentes. Nous nous concentrerons particulièrement sur l'utilisation du logiciel GeoStudio V2018 et de son module SLOPE/W, qui offre des capacités avancées pour effectuer des analyses de stabilité précises et fiables.

V.7.1 Principaux scénarios de charge à évaluer

Pour garantir la stabilité des pentes d'un barrage, plusieurs configurations doivent être soigneusement analysées. Chacune de ces configurations représente des conditions de charge spécifiques et des pressions interstitielles particulières qui influencent la stabilité globale de la structure. Les configurations principales sont les suivantes :

V.7.1.1 Fin de construction

Pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées ; souvent dimensionnant pour le talus aval

V.7.1.2 État normal en service (retenue pleine)

Le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités.

V.7.1.3 Fin de vidange rapide

Après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont ; ce cas est souvent dimensionnant pour le talus amont

V.7.2 Coefficients de sécurité

Les coefficients de sécurité couramment admis sont essentiels pour garantir la stabilité et la sécurité des barrages. Ils varient en fonction de la classe du barrage et des conditions de charge

considérées. Ces coefficients permettent de déterminer les marges de sécurité nécessaires pour prévenir les défaillances structurelles.

En général les coefficients couramment admis sont :

- 01.50 pour les conditions normales de service.
- 01.30 pour la fin de construction et la vidange rapide.
- 01.00 pour le séisme maximal probable.

V.7.3 Présentation du logiciel GeoStudio V2018 et du module SLOPE/W

GeoStudio V2018 R2 est un logiciel de pointe développé par Geo-Slope International Ltd, destiné à l'analyse géotechnique et environnementale. Il comprend plusieurs modules spécialisés qui permettent de traiter divers défis liés aux sols et aux structures. Les principaux modules incluent SLOPE/W, SEEP/W, SIGMA/W, QUAKE/W, TEMP/W, CTRAN/W, et AIR/W, chacun dédié à un aspect spécifique de l'analyse géotechnique.

SLOPE/W est le module de GeoStudio spécialement conçu pour l'analyse de la stabilité des pentes. Ce module utilise des méthodes d'équilibre limite pour évaluer les facteurs de sécurité et déterminer les surfaces de rupture potentielles dans des sols hétérogènes et sous diverses conditions de charge.

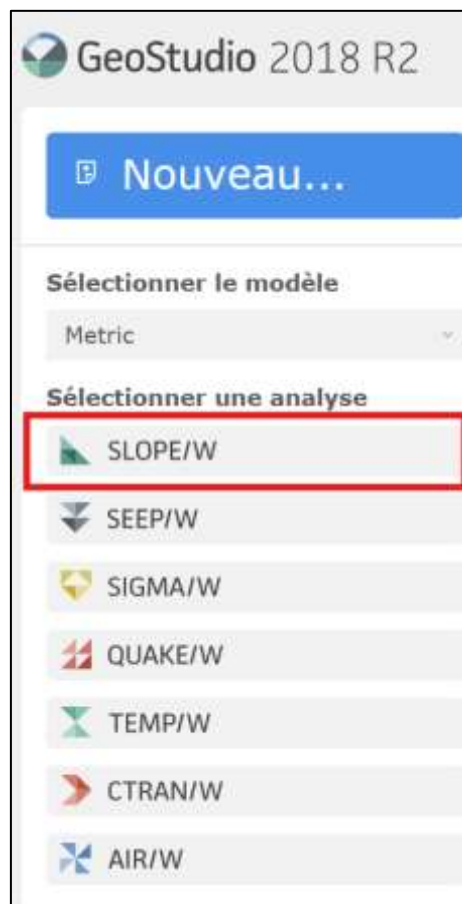


Figure V-4 Modules du logiciel GeoStudio

V.7.4 Méthodes de calcul de la stabilité

SLOPE/W supporte plusieurs méthodes d'analyse d'équilibre limite, telles que les méthodes de Bishop simplifiée, de Janbu, de Spencer, et de Morgenstern-Price. Ces méthodes permettent de calculer les facteurs de sécurité et de déterminer les surfaces de rupture potentielles.

V.7.5 Modélisation des conditions de sol et de charge

Le module permet de définir des profils de sol complexes avec différentes couches et propriétés géotechniques. Il est également possible de modéliser des conditions de charge variées, y compris les charges statiques, sismiques, et les pressions interstitielles.

V.7.6 Analyse des états de contrainte-déformation

SLOPE/W peut être utilisé pour évaluer les états de contrainte et de déformation des pentes sous des conditions de charge spécifiques, en prenant en compte les effets de la nappe phréatique et les variations de la pression interstitielle.

V.7.7 Visualisation et interprétation des résultats

Le logiciel offre des outils de visualisation avancés qui permettent d'analyser les surfaces de rupture, les distributions de facteur de sécurité, et les vecteurs de contraintes. Les résultats peuvent être présentés sous forme de graphiques, de tableaux, et de contours de facteur de sécurité.

Grâce à ses capacités avancées de modélisation et de visualisation, SLOPE/W constitue un outil essentiel pour garantir la stabilité et la durabilité des barrages et des autres structures géotechniques.

V.7.8 Explication de la Méthode de Bishop Simplifiée

La méthode de Bishop simplifiée est une approche d'équilibre limite largement utilisée pour les analyses de stabilité des talus. Voici comment elle fonctionne :

- **Division en Tranches**

Le talus est divisé en plusieurs tranches verticales. Chaque tranche est traitée indépendamment pour faciliter les calculs.

- **Hypothèses**

La méthode de Bishop simplifiée suppose que les forces de cisaillement entre les tranches sont nulles. Cependant, elle prend en compte les forces normales agissant sur chaque tranche illustrées par la figure V-5.

Avec :

W : Le poids total de la tranche.

N : La force normale agissant perpendiculairement à la base de la tranche.

T : La force de cisaillement agissant le long de la base de la tranche.

α : L'angle entre l'horizontale et la base de la tranche.

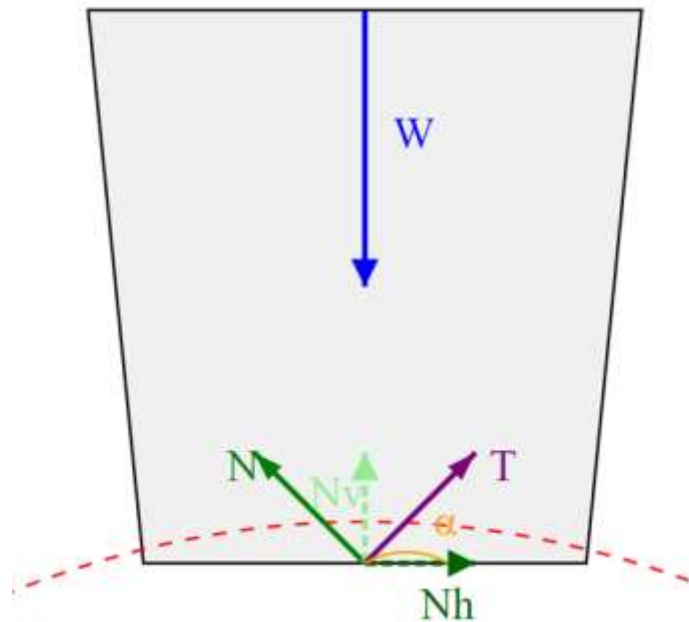


Figure V-5 Schéma illustrant les forces considérées dans la méthode de Bishop

- **Équilibre des Moments**

La méthode assure l'équilibre des moments pour chaque tranche. Elle calcule le moment résultant de toutes les forces (poids de la tranche, force normale, force de cohésion) autour du centre de rotation du cercle de glissement.

- **Calcul Itératif**

La méthode nécessite une approche itérative pour converger vers une solution. Initialement, une valeur approximative du facteur de sécurité est supposée. Ensuite, des itérations successives sont effectuées jusqu'à ce que les forces internes et le moment s'équilibrent, produisant un facteur de sécurité précis.

- **Identification du Cercle Critique**

Après avoir calculé les facteurs de sécurité pour tous les cercles de glissement possibles, SLOPE/W identifie celui qui présente le facteur de sécurité le plus faible, désignant ainsi la surface de rupture critique.

- **Résultats**

Le logiciel présente les résultats sous forme de graphiques et de tableaux, indiquant le cercle de glissement critique avec le facteur de sécurité associé. Ces résultats sont essentiels pour évaluer la stabilité du talus et prendre des décisions de conception ou de renforcement.

V.7.9 Études et résultats

Dans cette section, nous détaillons les étapes de modélisation et d'analyse de la stabilité du barrage, réalisées à l'aide du logiciel GeoStudio.

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques issues de l'étude géotechnique, à utiliser pour le calcul de la stabilité des talus.

Tableau V-2 Caractéristiques géotechniques des sols utilisées pour le calcul de stabilité

Paramètre	Symbole	Unité	Matériau			
			Fondation	Noyau	Recharge	Drain
Densité	γ_d	KN/m ³	17.84	17.84	19	17
Angle de frottement	φ	°	19	19	25	32
Cohésion	C	KPa	55	55	20	0

A. Modélisation géométrique

La première étape consiste à modéliser la géométrie de la structure ainsi que l'attribution des matériaux dans le logiciel GeoStudio. La figure V-6 illustre la configuration géométrique du modèle, mettant en évidence les différentes zones de la structure. Chaque zone est associée à un matériau spécifique, permettant de simuler de manière précise le comportement mécanique et hydraulique du barrage. Les couleurs et les zones distinctes dans la figure correspondent aux différents types de sols et matériaux utilisés dans la modélisation, reflétant ainsi les propriétés physiques et hydrauliques qui leur sont assignées dans le cadre de l'analyse géotechnique.

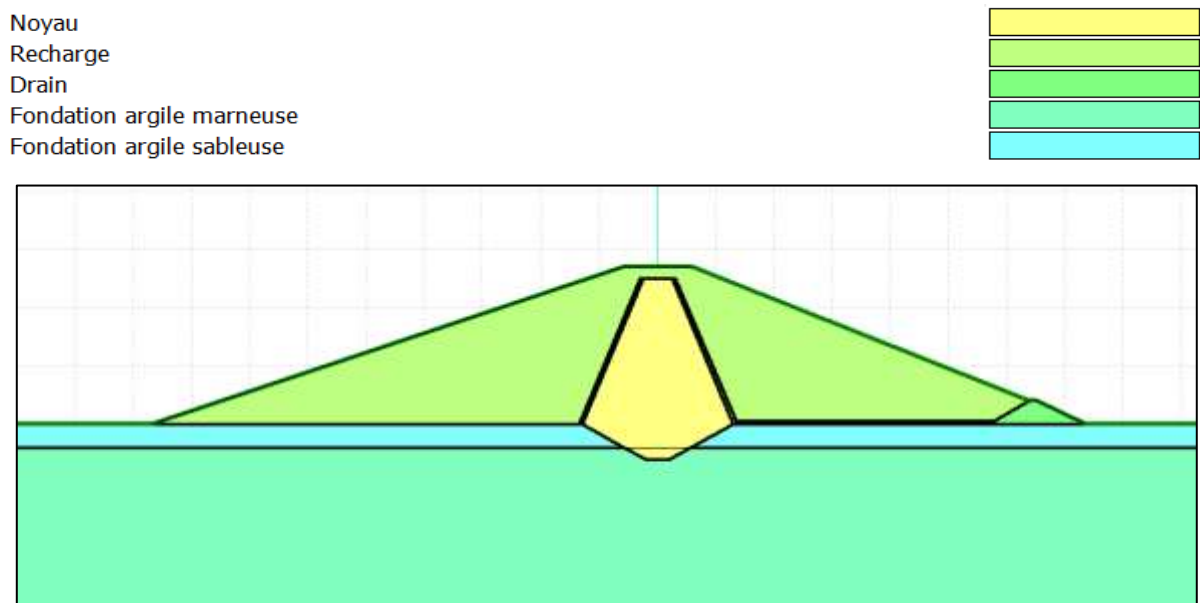


Figure V-6 Modélisation géométrique sur GeoStudio

B. Définition des coefficients sismique pour la région de Médéa (zone II-b) :

Pour la région de Médéa, située en zone sismique II-b selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA), les coefficients sismiques adoptés pour l'analyse de stabilité sont les suivants :

- **Coefficient horizontal (kh) :** Le coefficient horizontal a été fixé à 0.2 g. Cette valeur est conforme aux recommandations pour les zones de sismicité modérée, telles que définies par le RPA 99/Version 2003, qui spécifie des valeurs de 0.1 à 0.2 g pour les zones sismiques II-b.
- **Coefficient vertical (kv) :** Le coefficient vertical, représentant l'accélération verticale due au séisme, a été pris comme 20% du coefficient horizontal, soit 0.04 g. Ce choix s'appuie sur les pratiques courantes et les recommandations du RPA, où le coefficient vertical est généralement une fraction du coefficient horizontal, typiquement entre 10% et 20%.

Ces valeurs sont en accord avec les exigences du RPA 99/Version 2003, le document de référence pour le génie parasismique en Algérie, garantissant ainsi la sécurité et la conformité du projet aux normes sismiques en vigueur.

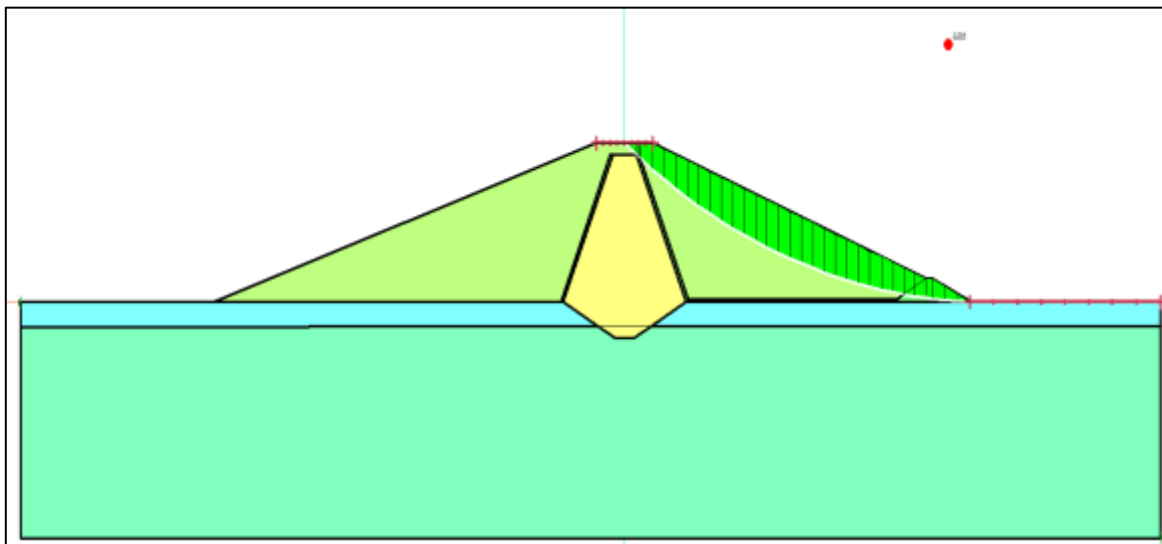
C. Résultats de simulation :**Fin de construction****Talus aval**

Figure V-7 Résultat de simulation talus aval -Fin de construction

 Talus amont

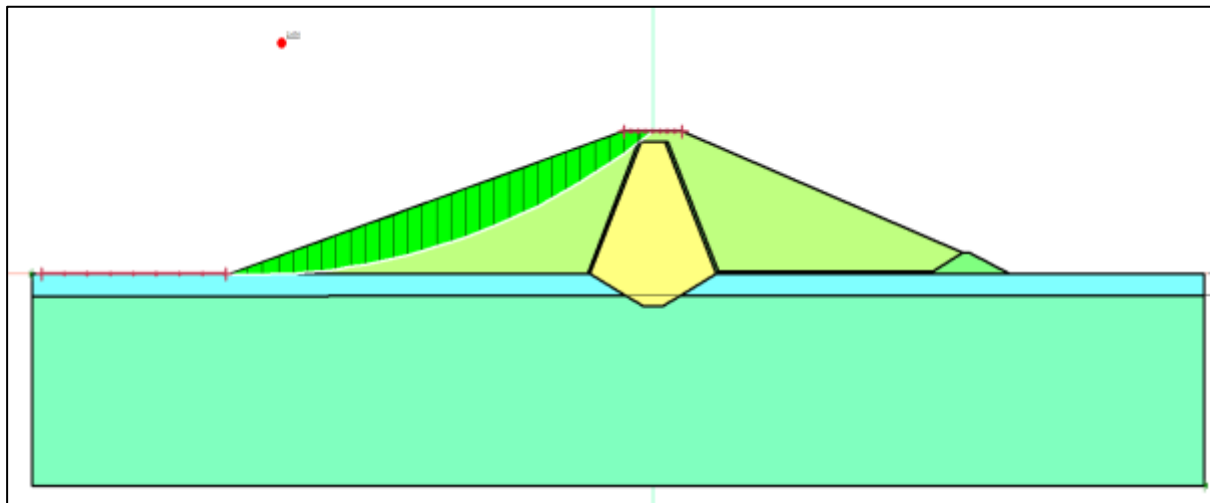


Figure V-8 Résultat de simulation talus amont -Fin de construction-

État normal en service (retenue pleine)

 Talus aval

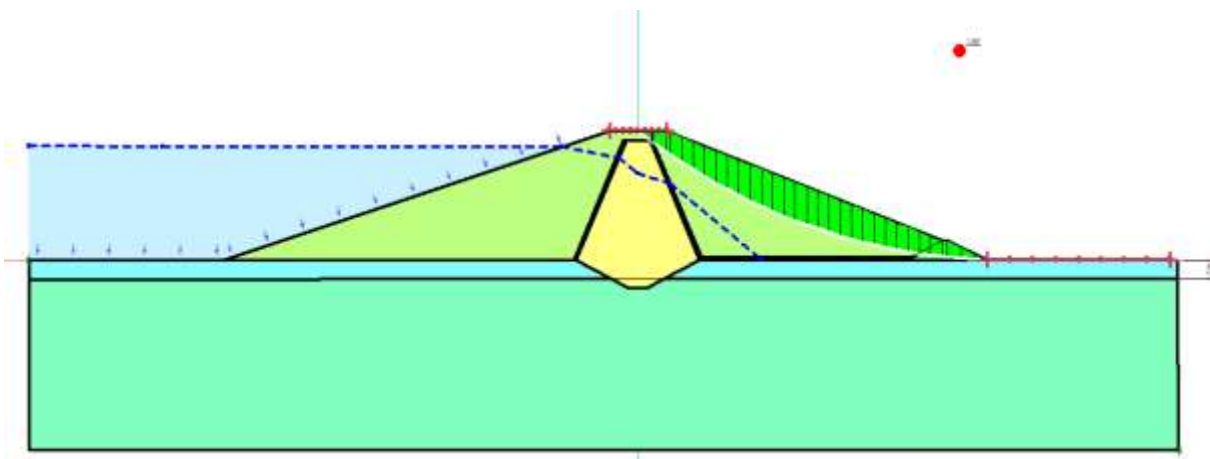


Figure V-9 Résultat de simulation talus aval -Etat normal de service-

 Talus amont

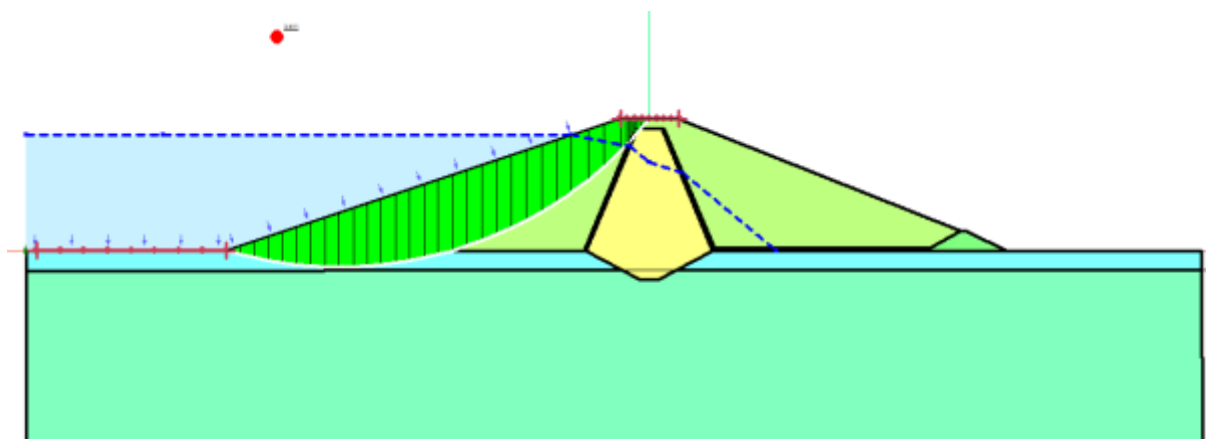


Figure V-10 Résultat de simulation talus amont -Etat normal de service-

Fin de vidange rapide

 Talus aval

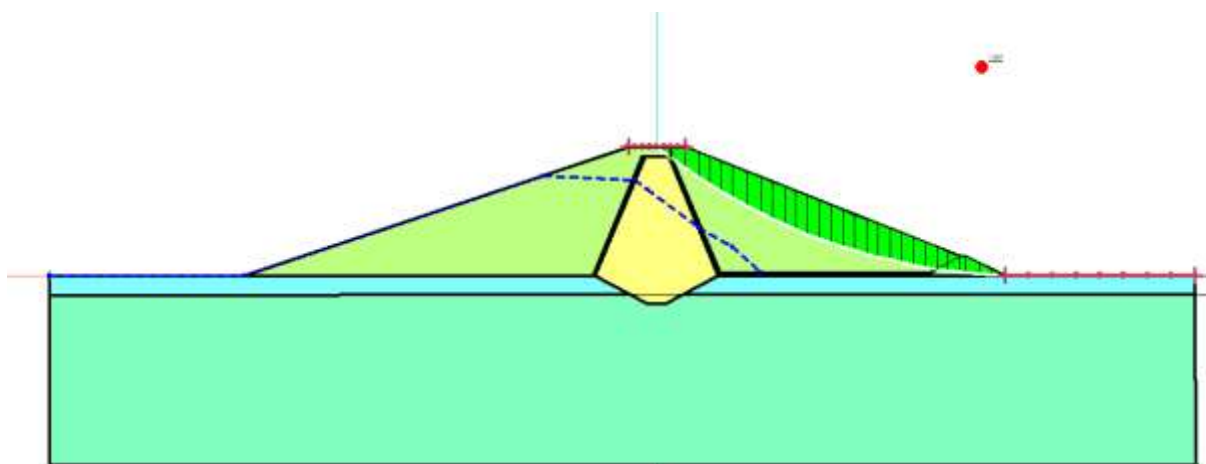


Figure V-11 Résultat de simulation talus aval -Fin de vidange Rapide-

✚ Talus amont

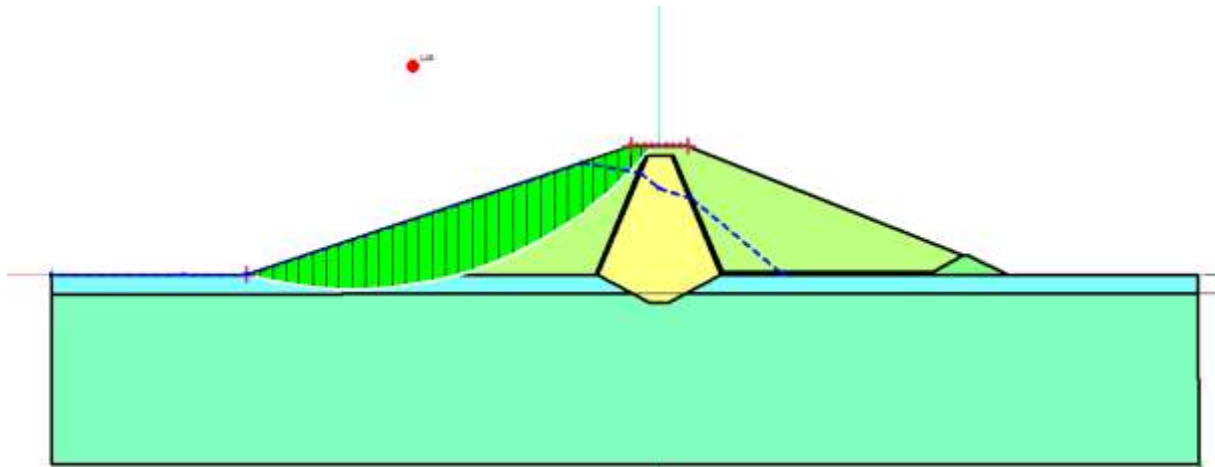


Figure V-12 Résultat de simulation talus amont-Fin de vidange Rapide-

Tableau V-3 Facteurs de sécurité pour différents scénarios de charge

Scénarios de charge	Facteur de sécurité			
	Talus aval		Talus amont	
	Sans séisme	Avec séisme	Sans séisme	Avec séisme
Fin de construction	2.004	1.226	2.474	1.488
Fonctionnement normal	1.763	1.110	3.617	1.566
Vidange rapide	1.762	1.109	1.744	1.059

• Interprétation

Les résultats de simulation montrent que la structure a une bonne stabilité dans la majorité des scénarios de charge. Les facteurs de sécurité calculés sont généralement conformes aux normes couramment admises, ce qui indique que le barrage est bien conçu pour résister aux conditions normales et aux charges exceptionnelles telles que les séismes et la vidange rapide.

- **Conditions Normales de Service :** Les facteurs de sécurité pour les talus amont et aval sont bien au-dessus du minimum requis de 1.50. Cela montre que le barrage est très stable et fiable sous des conditions de fonctionnement normales.
- **Fin de Construction et Vidange Rapide :** Les facteurs de sécurité pour ces conditions sont également conformes ou supérieurs aux valeurs minimales de 1.30, démontrant une

bonne résistance et une marge de sécurité adéquate pendant les phases critiques comme la fin de construction et la vidange rapide.

- **Conditions Sismiques :** Même en cas de séisme maximal probable, les facteurs de sécurité sont proches ou supérieurs au minimum requis de 1.00. Cela indique que le barrage est capable de résister aux forces sismiques sans compromettre la sécurité, assurant ainsi la protection des structures en aval et des populations.

En résumé, le barrage présente une bonne stabilité générale sous divers scénarios de charge, y compris les conditions extrêmes. Cela témoigne d'une conception et d'une construction solides, garantissant la sécurité et la performance à long terme de la structure.

Conclusion

L'étude de la variante retenue pour la digue, en intégrant des aspects comme la saturation, le drainage, et la stabilité, a confirmé la pertinence du choix effectué. Les simulations et analyses effectuées avec GeoStudio V2018 ont démontré la solidité et la fiabilité de cette conception. Ces résultats valident pleinement la variante choisie, assurant qu'elle répond aux critères de sécurité et de durabilité nécessaires pour le projet.

Chapitre 06 :

Étude des ouvrages annexes

VI Étude des ouvrages annexes

Introduction

Les ouvrages annexes d'un barrage hydraulique jouent un rôle crucial pour garantir sa sécurité et son bon fonctionnement. Ils comprennent principalement :

1. **L'évacuateur de crue** : Ce dispositif permet d'évacuer les crues importantes afin que le barrage ne soit pas submergé, évitant ainsi des risques de défaillance ou d'endommagement.
2. **La vidange de fond** : Ce dispositif permet d'abaisser le niveau d'eau dans la retenue ou de vider complètement le réservoir en cas de nécessité, facilitant ainsi les opérations de maintenance ou de réparation.
3. **La prise d'eau** : Elle capte l'eau de la retenue et l'achemine vers son utilisation finale, qu'il s'agisse de production d'énergie, d'irrigation ou d'approvisionnement en eau potable.

Ce chapitre explore les différentes variantes de chacun de ces ouvrages afin de sélectionner les solutions les plus adaptées à notre retenue.

VI.1 L'évacuateur de crue

VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue

Pour choisir un évacuateur de crue, il est essentiel de prendre en compte plusieurs critères clés :

- **Sûreté et sécurité de fonctionnement** : Assurer que l'évacuateur fonctionne de manière fiable et sécurisée en toutes conditions.
- **Complexité de réalisation** : Évaluer les défis techniques et les difficultés associées à la construction de l'évacuateur.
- **Contraintes topographiques du site** : Considérer les caractéristiques du terrain et comment elles influencent la conception et l'installation de l'évacuateur.
- **Contraintes géologiques du site** : Prendre en compte les propriétés du sol et des roches qui pourraient affecter le choix et la mise en place de l'ouvrage.
- **Facilité d'entretien** : Garantir que l'évacuateur est simple à entretenir et à réparer pour assurer sa durabilité.
- **Flexibilité pour les modifications** : Évaluer la possibilité d'adapter ou de modifier l'évacuateur si nécessaire à l'avenir.

- **Coût de l'ouvrage** : Analyser le budget nécessaire pour la construction et l'entretien de l'évacuateur en rapport avec ses avantages.

Ces critères permettent de faire un choix éclairé pour l'évacuateur de crue, en équilibrant performance, faisabilité et coûts.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories principales selon leur mode de fonctionnement :

L'évacuateur à écoulement libre : Permet à l'eau de s'écouler librement par-dessus ou à travers une structure, comme un déversoir, sans être sous pression.

L'évacuateur par puits noyé : Utilise un puits immergé pour capturer l'eau, qui est ensuite évacuée par gravité à travers une conduite située au bas du puits.

VI.1.2 Types d'évacuateurs de crues

❖ Évacuateur de Crues en Siphon

Ce type d'ouvrage, à écoulement en charge, est posé sur le corps du barrage. Il présente plusieurs avantages et inconvénients :

Avantages

- **Aucune exigence topographique** : Ce système peut être installé sans contraintes liées à la topographie du site.
- **Calcul usuel** : La conception et les calculs nécessaires pour ce type d'évacuateur sont bien établis et standardisés.

Inconvénients

- **Amorçage et désamorçage** : Le fonctionnement du siphon dépend de l'amorçage et du désamorçage, ce qui peut être complexe à gérer.
- **Entretien indispensable** : Un entretien régulier est nécessaire pour garantir le bon fonctionnement du siphon.
- **Débit limité** : La capacité de débit évacué par un siphon est généralement faible par rapport à d'autres types d'évacuateurs.
- **Installation sur le corps de la digue** : La pose du dispositif directement sur le corps de la digue peut poser des défis structurels et d'intégration.

❖ Évacuateur de Crues Latéral à Entonnement Latéral

Ce type d'ouvrage est conçu pour permettre un écoulement à surface libre, et son critère de choix principal est lié aux caractéristiques topographiques du site.

Avantages

- **Réduction du volume des fouilles** : Ce type d'évacuateur permet de minimiser les travaux de terrassement nécessaires, ce qui peut réduire les coûts et l'impact environnemental.
- **Grande largeur de déversement** : La large ouverture de déversement permet une distribution uniforme du débit d'eau, réduisant ainsi les risques de surcharge localisée et d'érosion.

Inconvénients

- **Risque de saturation** : La capacité de débit de l'évacuateur est limitée par la section de l'entonnement du coursier. En cas de crue majeure, cette limitation peut entraîner une saturation de l'ouvrage, compromettant son efficacité à évacuer l'eau excédentaire.

❖ Évacuateur de Crue Latéral à Entonnement Frontal

Ce type d'ouvrage appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il présente plusieurs avantages et inconvénients :

Avantages

- **Sécurité de fonctionnement** : Cet évacuateur assure un fonctionnement très sûr, même pour des débits excédants ceux de la crue de projet.
- **Facilité de réalisation** : La conception et la construction de ce type d'évacuateur sont relativement simples, ce qui facilite sa mise en œuvre.

Inconvénients

- **Coût potentiellement élevé** : Les coûts de construction peuvent être élevés en raison des matériaux et des techniques de construction nécessaires.
- **Difficulté de modification** : Une fois construit, cet évacuateur peut être difficile à modifier ou à adapter à de nouvelles conditions ou exigences.

VI.1.3 Analyse des Variantes Considérées

1) Évacuateur de Crue en Siphon

- **Problèmes d'Amorçage et Désamorçage** : Le fonctionnement du siphon dépend de l'amorçage et du désamorçage, ce qui peut être complexe à gérer et susceptible de dysfonctionnements.
- **Entretien Indispensable** : Un entretien régulier est nécessaire pour garantir le bon fonctionnement du siphon, augmentant ainsi les coûts opérationnels.
- **Débit Limité** : La capacité de débit évacué par un siphon est généralement faible, ce qui peut être insuffisant pour des crues exceptionnelles.

- **Installation sur le Corps de la Digue :** La pose du dispositif directement sur le corps de la digue peut poser des défis structurels et d'intégration, augmentant les risques d'érosion régressive.

 Conclusion :

En raison de ces limitations, notamment la gestion complexe de l'amorçage et la capacité de débit limitée, cette variante est rejetée.

2) Évacuateur de Crue Latéral

- **Réduction des Excavations :** Cette solution réduit les travaux de terrassement, ce qui est favorable pour le site.
- **Problème de Saturation :** En cas de crue dépassant le débit de projet, le risque de saturation rend cette variante peu fiable.

 Conclusion :

Bien que favorable pour la réduction des excavations, la fiabilité en cas de crue extrême est insuffisante.

3) Évacuateur de Crue Latéral à Entonnement Frontal

- **Adaptabilité au Site :** Cette solution s'adapte bien à la topographie du site, avec une largeur de déversement appropriée.
- **Sécurité de Fonctionnement :** Assure un bon fonctionnement même pour des débits excédants ceux de la crue de projet, garantissant ainsi la sécurité du barrage.
- **Facilité de Réalisation :** La conception et la construction sont simples et bien établies, facilitant la réalisation.

 Conclusion

Cette variante est techniquement et économiquement la plus adéquate pour le site.

Le bon fonctionnement et la sûreté de l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal pour des crues dépassant celles de projet, combinés à la facilité de réalisation et à son adaptabilité à la topographie du site, en font la solution la plus appropriée. En conséquence, la variante d'évacuateur de crues retenue pour l'aménagement de Oued Gouridjima est l'évacuateur latéral à entonnement frontal. Cette décision est basée sur une analyse approfondie des avantages techniques et économiques, garantissant la sécurité et l'efficacité de l'ouvrage.

VI.2 Vidange de fond

Lors de la sélection de la variante de vidange la plus appropriée pour le barrage, plusieurs critères ont été pris en compte :

❖ L'ouvrage de vidange à batardeau

Ce type de système n'est pas adapté aux barrages en terre. Les risques liés à l'instabilité et aux exigences d'entretien rendent cette option non viable.

❖ Conduite à Écoulement Libre

Avantages

- Fonctionnalité assurée, possibilité d'utiliser des tuyaux cylindriques en acier ou des canalisations en béton de type galerie ou ovoïde.

Inconvénients

- Coût élevé en raison des matériaux utilisés (canalisation en béton de type galerie) et des accessoires supplémentaires nécessaires (reniflard).
- Exigences élevées en termes d'entretien pour assurer une aération adéquate et éviter les phénomènes de battement ou de vibration.

❖ Conduite en Charge

Avantages

- Solution plus économique, pouvant être intégrée dans la galerie de dérivation sans risque.
- Simplifie la réalisation tout en garantissant une évacuation efficace.

✚ Conclusion

En raison de ses avantages économiques et de sa facilité de mise en œuvre, cette variante est jugée la plus adéquate pour l'ouvrage de vidange.

VI.2.1 Choix de la variante

La variante de vidange retenue est la conduite en charge. Ce choix s'explique par son coût réduit, sa simplicité de réalisation, et sa compatibilité avec les exigences du site.

VI.3 La prise d'eau

L'objectif de cet ouvrage est d'assurer la satisfaction du débit de pointe de la demande en aval, entre le niveau normal de la retenue et le niveau des plus basses eaux. Il doit également garantir que l'eau prélevée soit de qualité compatible avec son utilisation finale.

VI.3.1 Variantes Considérées

❖ Prise d'Eau Flottante

Avantages

- Permet un prélèvement d'eau à une profondeur constante.
- Facilite la réparation des fonctions de prise et de vidange.

Inconvénients

- Nécessite des mécanismes sophistiqués et un entretien périodique des pièces hydromécaniques.

 Conclusion :

Rejetée en raison de sa complexité et des exigences élevées en termes d'entretien.

❖ Prise d'Eau Fixée à une Tour de Prise**Avantages**

- Permet le prélèvement d'eau à plusieurs niveaux.
- Sépare les fonctions de prise et de vidange.

Inconvénients

- Dispositif coûteux et techniquement complexe.
- Mieux adapté pour les grands barrages.

 Conclusion :

Rejetée en raison de son coût élevé et de sa complexité de réalisation.

❖ Conduite de Vidange et de Prise d'Eau en Charge**Avantages**

- Économique, car les fonctions de prise et de vidange sont regroupées en un seul ouvrage. Simple à réaliser.

Conditions d'utilisation

- Envisageable lorsque le débit prélevé est inférieur à 3 m³/s.
- Pas de risque d'apport solide.

 Conclusion :

Bien qu'elle présente quelques inconvénients, cette variante est retenue en raison de son coût réduit et de sa simplicité de réalisation.

VI.3.2 Choix de la Variante

Compte tenu de la destination de la retenue (irrigation), le prélèvement des eaux peut être effectué à un niveau unique. La qualité des eaux n'étant pas d'une grande turbidité et les apports solides étant faibles, l'ouvrage de prise en conduite permet une prise avec de faibles pertes de charge. De plus, il présente un coût relativement faible par rapport aux deux autres variantes (flottante et tour de prise).

La conduite de vidange et de prise d'eau en charge est la variante la plus adéquate pour le projet en raison de son aspect économique, de sa simplicité de réalisation et de son adéquation aux conditions spécifiques du site.

VI.4 Dimensionnement de l'ouvrage de la vidange

VI.4.1 Calcul du débit de vidange

Les barrages réservoirs doivent être équipés d'un ouvrage de vidange placé au fond de la retenue, capable d'évacuer de grandes quantités d'eau. Les rôles principaux de cet ouvrage sont :

- Laisser passer le débit normal de la rivière ou une petite crue pendant la construction du barrage.
- Vider la retenue pour la surveillance, l'entretien, et les réparations du barrage et de ses ouvrages annexes, ou en cas de danger.
- Remplacer la prise d'eau ou permettre sa répartition en cas de défaillance.

Un dispositif de vidange est indispensable pour tout barrage ou retenue, représentant un investissement notable. La conduite de vidange est généralement placée sous le barrage. Exceptionnellement, pour les grands ouvrages, une galerie latérale peut être envisagée. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre.

Pour des raisons d'économie et en se basant sur la capacité du déversoir, les dimensions du barrage, et le gabarit, l'évacuation des eaux pendant la construction se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond, à condition que les travaux soient entamés en début de période sèche et que l'ouvrage d'entrée soit réalisé après l'achèvement des travaux de la digue. La capacité de la conduite doit permettre une vidange complète en huit jours.

Le débit de vidange est donné par :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} \quad \text{VI-1}$$

Avec :

V_u : Volume utile de la retenue.

T : Temps de vidange. (En supposant le temps de vidange $t = 10$ jours)

AN :

$$Q_{vf} = 0.229 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI.4.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gH} \quad \text{VI-2}$$

On aura donc :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gH}} \quad \text{VI-3}$$

Avec :

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m^3/s).

H : Charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

AN :

$$S = 0.021 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite est donc :

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \quad \text{VI-4}$$

AN :

$$D = 0.163 \text{ m}$$

On prend donc le diamètre normalisé $D = 150 \text{ mm}$

VI.4.3 Correction du coefficient de débit

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}} \quad \text{VI-5}$$

Avec :

$\sum \xi_i$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

- **Coefficients des pertes de charge linéaires**

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot L}{D} \quad \text{VI-6}$$

Sachant que :

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \quad \text{VI-7}$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité. ($n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot s$)

D : Diamètre de la conduite.

L : Longueur de la conduite. $L = 87.20$

AN :

$$\lambda = 0.045$$

$$\xi_{lin} = 24.52 \text{ m}$$

- **Coefficients de pertes de charges singulières**

$$\xi_{entrée} = 0.5, \xi_{sortie} = 0.5, \xi_{vannes} = (0.1 + 0.1) = 0.2$$

Donc ;

$$\begin{aligned}\Sigma \xi_s &= 1.2 \\ \mu &= \frac{1}{\sqrt{1 + (24.52 + 1.2)}} = 0.194 \\ S &= \frac{0.229}{0.194 \sqrt{2gH}} \\ S &= 0.086 \\ D &= \sqrt{\frac{4 \times 0.086}{\pi}} = 0.330m\end{aligned}$$

On prend donc le diamètre normalisé $D = 350\text{mm}$.

Le débit évacué aura donc une vitesse de sortie :

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S} \quad \text{VI-8}$$

AN :

$$V_s = 2.66 \text{ m/s}$$

VI.5 Dimensionnement de la prise d'eau

VI.5.1 Calcul du diamètre de la conduite de prise

Le diamètre de la conduite de prise d'eau dépend des besoins en aval, principalement ceux liés à l'irrigation. Selon le Tableau III.36, le volume maximum requis est observé au mois de Juin, atteignant un volume de $0,08 \text{ Mm}^3$.

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} = \frac{0.08 \times 10^6}{30 \times 8 \times 3600} = 0.092 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{VI-9}$$

Avec :

V_{max} : Volume maximum demandé.

T : Temps de prise ($T = 30$ jours), avec une utilisation de 8 heures par jour.

Sachant que :

$$Q_{max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad \text{VI-10}$$

Avec :

μ : coefficient de débit : $\mu = 0.3$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval. (N_p : Niveau de prise aval = 623.60m).

Donc :

$$S = \frac{Q_{max}}{\mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}} \quad \text{VI-11}$$

AN :

$$S = 0.03 m^2$$

Le diamètre de la conduite est donc :

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \quad \text{VI-12}$$

AN :

$$D = 0.195 \text{ m}$$

On prend donc le diamètre normalisé $D = 200 \text{ mm}$.

VI.5.2 Correction du coefficient du débit μ

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_l}} \quad \text{VI-13}$$

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot L}{D} \quad \text{VI-14}$$

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \quad \text{VI-15}$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge. 0.041

n : Coefficient de rugosité. ($n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$).

D : Diamètre de la conduite.

L : Longueur de la conduite. $L = 87.20 \text{ m}$.

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

AN :

$$\lambda = 0.041$$

$$\xi_{lin} = 17.87 m$$

$$\xi_{lin} + \xi_{sin} = 20.55 m$$

Donc ;

$$\mu = 0.215$$

Recalculons le diamètre :

$$S = \frac{Q_{max}}{\mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}} \quad \text{VI-16}$$

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \quad \text{VI-17}$$

AN :

$$S = 0.041m^2$$

$$D = 0.228m$$

On prend donc le diamètre normalisé $D = 250mm$

VI.5.3 Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau

$$V_{pe} = \frac{Q_{max}}{S} = \frac{0.092}{0.041} = 2.24 \text{ m/s} \quad \text{VI-18}$$

Note :

Le diamètre de la conduite de vidange de fond étant le plus grand, elle sera utilisée pour les deux fonctions : prise d'eau et vidange. Cette conduite est équipée de deux vannes papillon, installées au pied aval du barrage. Ces vannes permettent de contrôler le débit, et elles peuvent être opérées manuellement ou à distance, offrant une flexibilité et une sécurité optimales dans l'exploitation des deux fonctions.

VI.6 Étude de la variante retenue de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crues sera implanté sur la rive gauche du site. Le dispositif prévu pour l'aménagement de Oued Gouridjima est un évacuateur de crues à surface libre avec un entonnement frontal. Cet évacuateur est conçu pour gérer efficacement les débits de crues en utilisant les éléments structuraux suivants :

- **Canal d'approche** : Guide l'eau vers l'entrée de l'évacuateur, optimisant ainsi le flux entrant.
- **Seuil déversant (déversoir)** : Contrôle et régule le débit d'eau passant au-delà du seuil, assurant une gestion efficace des volumes excédentaires.
- **Chenal** : Conduit l'eau déversée depuis le seuil, minimisant les turbulences et les pertes d'énergie.
- **Convergent** : Réduit la largeur du flux pour augmenter sa vitesse avant qu'il n'entre dans le coursier.
- **Coursier** : Accélère le flux d'eau pour le diriger vers le bassin dissipateur, garantissant une énergie cinétique optimale.

- **Bassin dissipateur d'énergie** : Dissipe l'énergie excessive de l'eau en sortie du coursier, prévenant ainsi l'érosion et les dommages en aval.
- **Canal de restitution** : Renvoie l'eau au cours naturel après le passage par le bassin dissipateur, rétablissant le flux à un niveau sécurisé.

Cette conception illustrée par la figure VI-1 assure une gestion sûre et contrôlée des débits de crues, tout en minimisant les impacts environnementaux et structurels en aval.

Profil en travers d'un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal

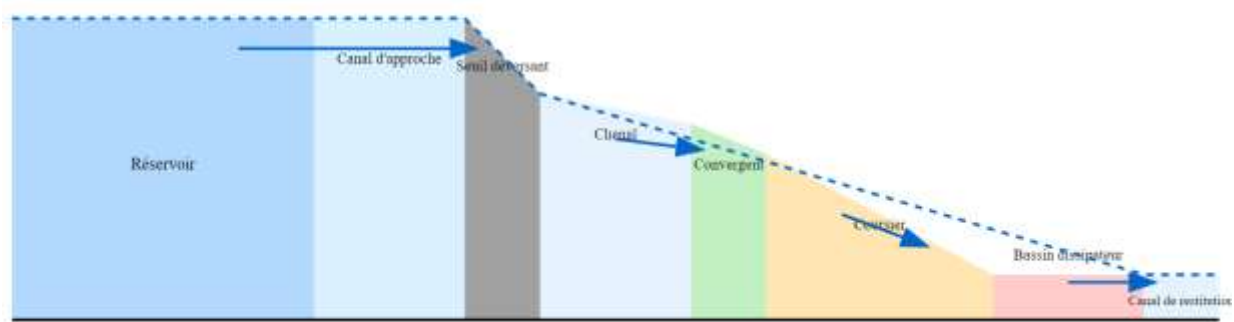


Figure VI-1 Profil en travers d'un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal

VI.6.1 Canal d'approche (canal d'amenée)

La vitesse d'approche est donnée par :

$$V_a = \frac{Q}{S_{canal}} \quad \text{VI-19}$$

Avec :

Q : Débit à évacuer (m³/s).

S_{canal} : Section du canal (m²). Sachant que :

$$S_{canal} = H \times b \quad \text{VI-20}$$

Avec :

b : Largeur du déversoir.

H : Charge d'eau (m). Sachant que :

$$H = h + P \quad \text{VI-21}$$

Avec :

P : Hauteur de pelle (m).

h :Lame déversante (m).

AN :

$$V_a = \frac{314.22}{40 \times (1.7 + 2.4)} = 1.91 \text{ m/s}$$

La vitesse d'approche V_{ap} doit être inférieure ou égale à la vitesse admissible V_{adm} , qui se situe entre 4.4 et 10 m/s, de sorte qu'il n'y a aucun risque d'érosion.

Comme $V_{ap} < V_{adm}$, donc pas de risque d'érosion.

VI.6.2 Déversoir

Notre déversoir est à seuil profilé type Creager. Ce type de déversoir est largement utilisé car sa conception vise à maximiser l'efficacité hydraulique et à minimiser les pressions négatives, évitant ainsi les dommages structurels.

Le déversoir de type Creager se caractérise par une surface d'écoulement lisse et courbée, permettant à l'eau de s'écouler de manière uniforme. Le profil du déversoir est conçu pour garantir un écoulement optimal et pour réduire les risques d'érosion et de cavitation.

La figure VI-2 illustre le profil du déversoir de type Creager avec les dimensions et les relations mathématiques essentielles.

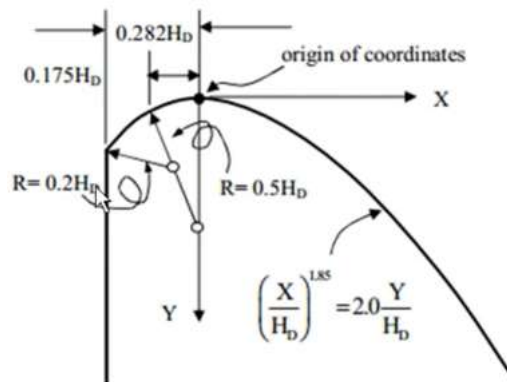


Figure VI-2 Forme du seuil déversant

En 1929 William Pitcher Creager a publié, sur cette base, ses travaux établis sur un barrage-déversoir type fonctionnant sous une charge $H = 1$ m et dont les coordonnées x et z du profil, rapportées au parement amont, sont regroupées dans le tableau VI-1.

Dans le même tableau (Kréménetski et al., 1984) sont également consignées les coordonnées x et z' de la surface libre de la nappe guidée par le profil.

Tableau VI-1 Coordonnées du profil déversoir d'après Creager-Ofitsérove

Coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=1m		
X/H	Surface Intérieure (Profil du déversoir)	Surface Extérieure
0	0.126	-0.831
0.1	0.036	-0.803
0.2	0.007	-0.772
0.3	0	-0.74
0.4	0.007	-0.702
0.6	0.06	-0.62
0.8	0.147	-0.511
1	0.256	-0.38
1.2	0.393	-0.219
1.4	0.565	-0.03
1.7	0.873	0.305
2	1.235	0.693
2.5	1.96	1.5
3	2.824	2.5
3.5	3.818	3.66
4	4.93	5
4.5	6.22	6.54

Les coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager pour H = 2.4 m, sont présentées dans le tableau VI-2.

Tableau VI-2 Profil déversoir Creager avec $H=2.4$

Profil du déversoir d'après Creager à $H=2.4\text{m}$			
H(m)	X/H	Y/H	Y'/H
2.4	0	0.302	-1.994
	0.24	0.086	-1.927
	0.48	0.017	-1.853
	0.72	0	-1.776
	0.96	0.017	-1.685
	1.44	0.144	-1.488
	1.92	0.353	-1.226
	2.4	0.614	-0.912
	2.88	0.943	-0.526
	3.36	1.356	-0.072
	4.08	2.095	0.732
	4.8	2.964	1.663
	6	4.704	3.6
	7.2	6.778	6
	8.4	9.163	8.784

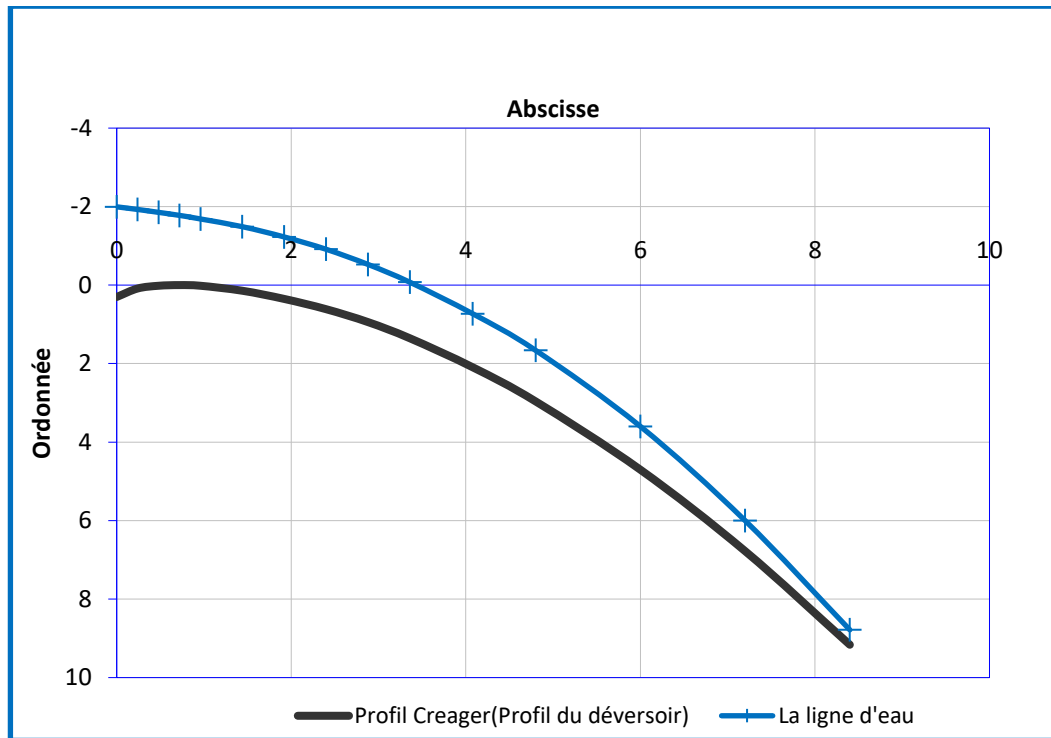


Figure VI-3 Profil du déversoir Creager

VI.6.3 Chenal d'écoulement

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une pente faible (inférieure à la pente critique) pour maintenir un régime fluvial. La longueur du chenal est de 14.5 m. Pour vérifier les conditions d'écoulement, il faut calculer la profondeur critique " y_c " et la pente critique.

VI.6.3.1 Profondeur critique

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$

VI-22

Avec :

Q : Débit laminé (m^2/s).

b : Largeur du déversoir.

AN :

$$y_c = 1.84$$

VI.6.3.2 Profondeur normale :

La profondeur normale **hn** est la profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement est uniforme. Cette profondeur se déduit de la formule de Chézy :

$$Q = C \times S \times \sqrt{R \times I}$$

Avec :

S : Section du chenal d'écoulement en m^2 .

C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en $\frac{1}{m^{3/2}}$.

$$C = \frac{R^{1/6}}{n}$$

n : Coefficient de rugosité de Manning. $n = 0.015 \text{ s/m}^{0.5}$

R : Rayon hydraulique en m.

En remplaçant chaque variable par sa valeur respective, on obtiendra l'équation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} \times I^{1/2} (b \times h_n)^{5/3} (2h_n + b)^{-2/3}$$

Par itérations on retrouve ;

$$h_n = 1.29 \text{ m}$$

VI.6.3.3 Pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad \text{VI-23}$$

Avec :

R_H : Rayon hydraulique (m).

I : Pente (m/m).

S : Section mouillée.

K : Coefficient de Manning-Strickler ($K=67$) ($m^{-1/3} \cdot s^{-1}$).

Pour une section rectangulaire :

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(b + 2 \times y_c)^{2/3}}{K(b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \quad \text{VI-24}$$

AN :

$$I_{cr} = 0.002 = 0.202\%$$

$I_{cr} = 0.208\% > 0.1\%$, $\Rightarrow I < I_{cr}$:écoulement fluvial donc la condition est vérifiée.

VI.6.4 Le convergent

À l'extrémité du chenal là où s'amorce le coursier on projette un convergent pour marquer le passage en régime torrentiel.

• Méthode de calcul

Pour $\theta < 10^\circ$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\left(\frac{1}{2Fr1} \right) \times \left(\frac{b1}{b2} - 1 \right) \right)$$

$$\frac{Fr_2}{Fr_1} = \frac{1}{2} \times \left(1 + \frac{b_2}{b_1}\right)$$

Pour $\theta > 10^\circ$

$$\tan \theta = \frac{1}{3 Fr}$$

- **Données de calcul :**

Débit de calcul : $Q=254.75\text{m}^3/\text{s}$.

Largeur à l'entrée du convergent $b_1=40\text{m}$.

Largeur à la sortie du convergent $b_2=10\text{m}$.

Vitesse à l'entrée du convergent : $V_1=2.6\text{m/s}$.

Hauteur à l'entrée du convergent : $h_1=1.29\text{m}$.

$$Fr_1 = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h_1}}$$

AN :

$$Fr_1 = 0.73$$

Donc :

$$\frac{1}{3 Fr} = 0.456$$

Et :

$$\theta = 24.51^\circ$$

Selon (Agustin.AG , 2004) la longueur du convergent est donnée par

$$L = 1.6 \times (b_1 - b_2)$$

Tel que :

b_1 : la largeur à l'entrée du convergent.

b_2 : la largeur à l'entrée du convergent.

D'où

$$L = 48 \text{ m}$$

- **Calcul profondeur critique à la sortie du convergent :**

$$y_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}}$$

$$y_c = 4.044 \text{ m}$$

VI.6.5 Le coursier

Le coursier, suivant le chenal écoulement, guide l'eau de puis le convergent jusqu'au bassin de dissipation. Pour garantir un écoulement régulier, il est fortement recommandé de lui donner une section rectangulaire.

VI.6.5.1 Largeur du coursier

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \quad \text{VI-25}$$

AN :

$$B = 9.97 \text{ m}$$

VI.6.5.2 Longueur du coursier

La longueur du coursier est directement tirée du plan topographique, où elle est indiquée comme étant de 61m

VI.6.5.3 Profondeur critique

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1 \quad \text{VI-26}$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \quad \text{VI-27}$$

Avec :

B : Largeur du coursier.

AN :

$$h_{cr} = 4.65$$

VI.6.5.4 La pente critique

Pour un débit donné, la pente d'un canal uniforme est celle qui permet d'obtenir une profondeur normale du courant égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} nous associerons donc la relation du régime uniforme

$$Q = S_c \cdot C \cdot \sqrt{R_c \cdot I_{cr}} \quad \text{VI-28}$$

Avec celle du régime critique :

$$\frac{Q^2 \cdot b}{g \cdot S_c^3} = 1 \quad \text{VI-29}$$

Pour une section rectangulaire ($S = h.b$) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C_c^2 \cdot R_c} \quad \text{VI-30}$$

Avec :

I_{cr} : Pente critique.

R_c : Rayon critique.

$$R_c = \frac{S_c}{P_c} \quad \text{VI-31}$$

S_c : Section critique.

$$S_c = B \cdot h_{cr} \quad \text{VI-32}$$

P_c : Périmètre critique.

$$P_c = 2 \times h_{cr} + B \quad \text{VI-33}$$

C_c : Coefficient de Chézy.

$$C_c = \frac{R_c^{1/6}}{n} \quad \text{VI-34}$$

n : Coefficient de rugosité, $n=0.014$.

Récapitulatif des résultats :

$S_c \text{ (m}^2\text{)}$	46.36
$P_c \text{ (m)}$	19.27
$R_c \text{ (m)}$	2.4
$C_c \text{ (m}^{-6}\text{)}$	82.64
$I_{cr} \text{ (}\% \text{)}$	0.27

VI.6.5.5 Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme. Elle est calculée utilisant la formule de l'écoulement uniforme.

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad \text{VI-35}$$

Avec :

S : Section du coursier.

I : Pente du coursier.

C : Coefficient de Chézy.

R : Rayon hydraulique.

En substituant dans l'équation :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n + b)^{3/2} \quad \text{VI-36}$$

On aura :

$$h_n = 1.1 \text{ m}$$

On constate que $h_n < h_{cr}$, donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal à forte pente.

VI.6.5.6 Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Le calcul de la ligne d'eau est réalisé à l'aide du logiciel **FlowMaster**.

Tableau VI-3 Données intégrées au logiciel FlowMaster

Q (m/s)	Rugosité	I (m/m)	Hn (m)	Hcr (m)	L (m)
314.22	0.013	0.18	1.1	4.65	61

Tableau VI-4 Résultats données par FlowMaster

Distance (m)	Depth (m)	Invert Elevation (m)	Flow Area (m ²)	Wetted Perimeter (m)	Velocity (m/s)	Specific Energy (m)
0.0	1.8	0.00	18.3	13.6	17.16	16.85
23.9	2.1	4.30	21.3	14.2	14.74	13.21
39.9	2.5	7.18	24.9	15.0	12.61	10.61
49.1	2.9	8.84	28.5	15.7	11.02	9.05
54.6	3.2	9.84	32.1	16.4	9.79	8.10
57.9	3.6	10.43	35.7	17.1	8.80	7.53
59.8	3.9	10.77	39.3	17.9	8.00	7.20
60.7	4.3	10.93	42.9	18.6	7.33	7.04
61.0	4.7	10.98	48.3	19.6	6.88	7.04

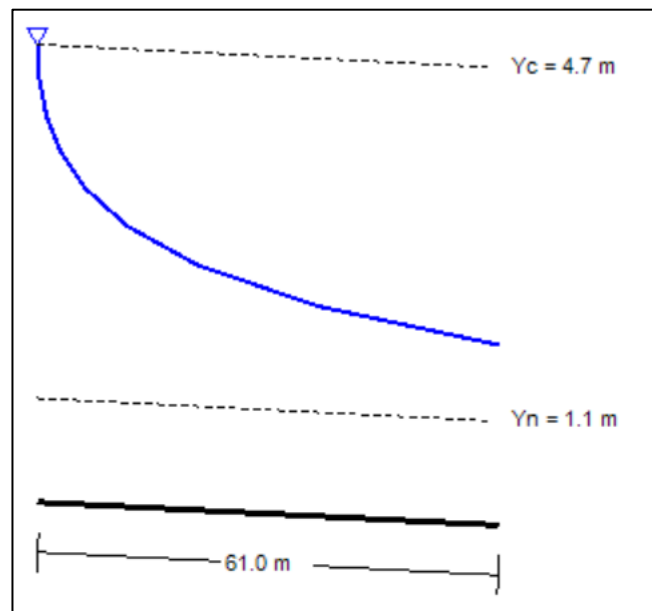


Figure VI-4 Ligne de charge

On a :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h_c}} \quad \text{VI-37}$$

Avec :

Fr : Nombre de Froude.

h_c : Hauteur critique.

V : vitesse de sortie du coursier tel que :

$$V = \frac{Q}{S} \quad \text{VI-38}$$

AN :

$$V = 28.65 \text{ m/s}$$

$$Fr = 8.72$$

VI.6.6 Dissipateur d'énergie

Afin de protéger les berges et le corps du barrage contre l'érosion régressive due à la grande vitesse de l'écoulement en aval du coursier, il est crucial de dissiper l'énergie de l'eau évacuée.

Cette dissipation se fait en ralentissant brutalement l'écoulement et donc en transformant le régime torrentiel en régime fluvial.

Pour cela, nous avons opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme dépend de l'énergie de l'écoulement torrentiel. Selon les tests réalisés par l'USBR "United States Bureau of Reclamation", le type de ressaut varie en fonction du nombre de Froude (Fr) :

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$: Ressaut ondulé.

$1,7 < Fr \leq 2,5$: Ressaut faible avec petites apparitions en surface.

$2,5 < Fr \leq 4,5$: Ressaut oscillant.

$4,5 < Fr \leq 9$: Ressaut stable (stationnaire).

$Fr > 9$: Ressaut fort (écoulement très turbulent).

Avec un nombre de Froude de 8.72, notre écoulement se situe dans la catégorie des ressauts stable. Dans ce contexte, le bassin de dissipation de type USBRIII est particulièrement adapté car il est conçu pour gérer des flux à haute énergie. Ce type de bassin comprend des dispositifs tels que des blocs de chute et des seuils dentés, qui favorisent une dissipation efficace de l'énergie cinétique de l'eau, réduisant ainsi la vitesse de l'écoulement et minimisant les risques d'érosion en aval.

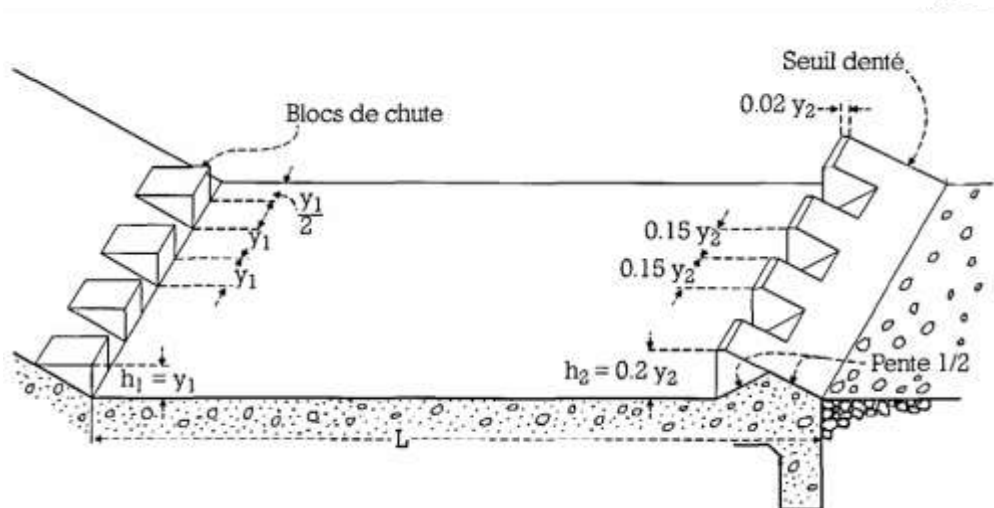


Figure VI-5 Schéma d'un bassin dissipation de type USBR III

VI.6.6.1 Dimensionnement du bassin

De l'abaque dans l'annexe III :

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right] = 11.7 \quad \text{VI-39}$$

Sachant que :

$$y_1 = 1.1$$

Donc :

$$y_2 = 12.87$$

VI.6.6.1.1 Longueur du bassin

À partir de l'abaque dans l'annexe 19 :

Pour $Fr = 8.72$:

$$\frac{L}{y_2} = 3.65 \quad \text{VI-40}$$

Donc :

$$L_{\text{bassin}} = 47m$$

VI.6.6.2 Dimensionnement des blocs de chute

Hauteur des blocs de chute : $h_1 = y_1 = 1.1m$

La largeur des blocs de chute : $l_1 = y_1 = 1.1m$

Espacements entre deux blocs de chutes : $e_1 = y_1/2 = 0.55m$

Nombre des blocs de chutes : $N = 4$

VI.6.6.3 Dimensionnement des seuils dentés

La hauteur des seuils dentés : $h_2 = 0.2 \times y_2 = 2.57m$

La largeur des seuils dentés : $l_2 = 0.15 \times y_2 = 1.93m$

Epaisseur des seuils dentés : $ep = 0.02 \times y_2 = 0.26m$

Espacement entre deux seuils dentés : $e_2 = 0.15 \times y_2 = 1.93m$

Nombre des seuils dentés : $N = 4$

VI.6.7 Canal de restitution

Le canal de fuite, de section trapézoïdale avec un talus de 1/1 et une pente de 0.6 %, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation vers le cours d'eau naturel.

VI.6.7.1 Hauteur critique

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015\sigma_{cr}^2\right) \cdot K \quad \text{VI-41}$$

Avec :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{K \times m}{b} \quad (m=1) \quad \text{VI-42}$$

Donc :

$$K = 4.08 \quad \text{et} \quad \sigma = 0.41$$

D'où :

$$h_{cr} = 3.53m$$

VI.6.7.2 Pente critique

On a :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 C_{cr}^2 R_{cr}} \quad \text{VI-43}$$

Sachant que :

$$S_{cr} = m h_{cr}^2 + b h_{cr} \quad \text{VI-44}$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \sqrt{1 + m^2} \quad \text{VI-45}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} \quad \text{VI-46}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{\frac{1}{6}} \quad \text{VI-47}$$

Récapitulatif des résultats :

$S_{cr}(m^2)$	47.65
$P_{cr}(m)$	14.96
$R_{cr}(m)$	3.1

C_{cr}	80.50
$I_{cr}(\%)$	0.216

VI.6.7.3 Hauteur normale

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \quad \text{VI-48}$$

Pour une hauteur normale nous avons :

$$S_c = m.h_n^2 + b.h_n \quad \text{VI-49}$$

$$P_n = b + 2h_n\sqrt{1+m^2} \quad \text{VI-50}$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} I^{1/2} . (m.h_n^2 + b.h_n)^{5/2} . (2.h_n\sqrt{1+m^2} + b)^{3/2} \quad \text{VI-51}$$

Par itération, on trouve :

$$h_n = 0.9m$$

VI.6.7.4 La vitesse d'écoulement

$$V = \frac{Q}{S} = C\sqrt{R.I} \quad \text{VI-52}$$

AN :

$$V = 6.5m/s$$

VI.6.8 Calcul de la hauteur des murs bajoyers

Les murs bajoyers assurent un écoulement régulier des eaux vers l'aval sans risque de débordement et stabilisent les terres environnantes du coursier et du déversoir.

- Hauteur des murs à l'entrée du déversoir

$$h_m = h_e + R \quad \text{VI-53}$$

Avec :

h_m : Hauteur des murs bajoyers en (m).

h_e ; Lane d'eau sur le déversoir en (m).

R : Revanche de sécurité (m). Sachant que :

$$R = 0.61 + 0.14V^{1/3} \quad \text{VI-54}$$

AN :

$$V = \frac{314.22}{40 \times 2.4} = 3.27m/s$$

$$R = 1.06$$

$$h_m = 3.46 m$$

- **Hauteur des murs du chenal d'écoulement**

Le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête du barrage.

- **Hauteur des murs du coursier**

Début du coursier :

$$h_m = h_e + R \quad \text{VI-55}$$

Avec :

h_m : Hauteur du mur bajoyer.

h_e : Hauteur d'eau.

R : Revanche de sécurité, sachant que :

$$R = 0.61 + 0.14V^{1/3} \quad \text{VI-56}$$

V : Vitesse ou niveau de la section de contrôle

AN :

$$V = 6.7 \text{ m/s}$$

$$R = 0.87 \text{ m}$$

$$h_m = 5.52 \text{ m}$$

Fin du coursier :

Suivant les mêmes formules :

$$V = 28.62 \text{ m/s}$$

$$R = 1.03 \text{ m}$$

$$h_m = 1.83 \text{ m}$$

- **Hauteur de murs de bassin de dissipation**

Suivant les mêmes formules :

$$V = 13.11 \text{ m/s}$$

$$R = 0.94 \text{ m}$$

$$h_m = 3.43 \text{ m}$$

Conclusion

L'étude des variantes proposées pour les ouvrages annexes, notamment la vidange de crue, l'ouvrage de prise, et l'évacuateur de crue, a permis de comparer et d'évaluer différentes solutions en fonction de critères techniques, économiques et environnementaux. Ces analyses ont conduit à la sélection des variantes optimales, suivie d'un dimensionnement précis, garantissant ainsi une gestion efficace des risques liés aux crues et une meilleure performance des infrastructures. En

intégrant ces choix, nous avons renforcé la sécurité et la durabilité des ouvrages, tout en répondant aux exigences spécifiques du projet.

Chapitre 07 : Organisation de chantier

VII Organisation de chantier

Introduction

L'organisation d'un chantier vise à exécuter des travaux dans les meilleures conditions possibles afin de réduire les coûts de production tout en favorisant un environnement de travail optimal pour les ouvriers et les machines, dans le but d'accroître la productivité. Pour atteindre ces objectifs, il est essentiel de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution et les modes opératoires, permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un rendement élevé.
- Répartir et coordonner les tâches en employant une main-d'œuvre spécialisée.
Structurer convenablement les postes de travail stabilisés, en adoptant une mécanisation de plus en plus poussée.
- Déterminer 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.

L'organisation d'un chantier demande et impose un rythme de travail et pour cela il faut une bonne utilisation des moyens humains et matériels dans le but de rechercher : la rapidité, la qualité et l'économie.

VII.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

Un plan d'installation de chantier (communément nommé P.I.C.) est généralement établi à partir d'un plan de masse et définit les matériels « fixes » nécessaires à la réalisation des ouvrages et les cantonnements pour accueillir le personnel du chantier.

L'implantation d'un chantier nécessite la disponibilité d'un terrain offrant de larges espaces autour de la prise d'eau, afin de prévoir diverses aires de stockage et des pistes de circulation pour les engins. Ces espaces seront progressivement occupés par les installations suivantes : locaux, engins et postes fixes de travail.

Le tableau VII-1 ci-dessus présente les différentes installations fixes nécessaires à la réalisation des ouvrages sur le chantier, ainsi que leur localisation et leurs fonctions respectives.

Tableau VII-1 Différentes installations fixes nécessaires à la réalisation des ouvrages sur le chantier

N°	Désignation	Localisation	Fonctions
1	Poste de bétonnage (centrale à béton, malaxeur de mortier...).	Proche de l'accès principal, accessible aux camions de livraison (granulats, ciment, silos...).	Fabriquer le mortier et le béton.
2	Aire de préfabrication.	proche de l'engin de levage et de bâtiment.	Pré-fabriquer des ouvrages élémentaires (acrotères, poteaux, poutres, pré-dalles non précontraintes...) Fabrication de coffrages (bois).
3	Aire de ferrailage.		Découper et façonner les armatures.
4	Aire de stockage.		Stocker les matériaux, éléments préfabriqués et matériels avant leur utilisation.
5	Cantonnements (bureaux, réfectoire, sanitaires, hébergements, magasin, caravanes)	À proximité d'un accès du chantier Si possible hors de l'aire de balayage de la grue Les éléments peuvent être superposables ou se trouver dans le bâtiment réalisé	Accueillir le personnel du chantier et les intervenants (réunion de chantier) dans des conditions d'hygiène et de sécurité Favoriser les communications entre les intervenants Stocker les matériaux et matériels sensibles
6	Réseaux: eau, gaz, électricité, téléphone, air comprimé, égout,	Enterrés ou aériens, à la périphérie des bâtiments. Stockage eau.	Alimenter les postes de travail (armoires de distribution). Évacuer les eaux
7	Clôture ou palissade.	A la périphérie du chantier	Isoler le chantier de la voie publique (sécurité, vols, accidents)

VII.1.1 Installations destinées au personnel

En général, ces installations comprennent :

Abris-clos et vestiaires : Des locaux aérés, éclairés et chauffés en saison froide, équipés d'armoires, avec une surface minimale de 1,25 m² par personne.

Réfectoires : Un local de restauration est prévu si le nombre de repas dépasse 25. Les réfectoires doivent être équipés de tables et de sièges en nombre suffisant, avec une surface minimale de 1,5 m² par personne. Un garde-manger et un chauffe-gamelles doivent être installés dans l'abri ou dans un lieu couvert.

Installations sanitaires : Les lavabos ou rampes pour la toilette doivent comporter au moins un orifice pour 5 travailleurs. Pour les locaux avec lavabos, un lavabo est requis pour 10 personnes au maximum. Des douches sont obligatoires pour tous travaux salissants, à raison d'une douche pour 8 personnes.

Poste de secours : Une boîte de secours doit être présente dans tous les types de chantiers. La présence d'un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.

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 le stockage du ciment, nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats peuvent être stockés en plein air, à condition de prévoir un espacement suffisant entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et faciliter ainsi le dosage du béton. Les aciers doivent être stockés à l'abri de l'humidité, dans des baraquements ou des hangars.

VII.1.3 Installations destinées à la réparation des engins

Les grosses réparations ne sont généralement pas effectuées sur le chantier, mais il est essentiel de disposer d'un atelier bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.1.4 Installations destinées à la préfabrication

Ces installations comprennent des hangars équipés du matériel nécessaire pour la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, et murettes.

VII.2 Moyens du chantier

VII.2.1 Moyens humains

Pour la réalisation de l'ouvrage, il est essentiel de justifier la mise en œuvre d'un personnel compétant tant pour les études préalables que pour la phase de construction. Il convient de préciser les titres et compétences de chaque membre de l'équipe afin de garantir la qualité et l'efficacité des travaux. L'organigramme ci-dessous illustre la structure hiérarchique de l'équipe en charge du projet.

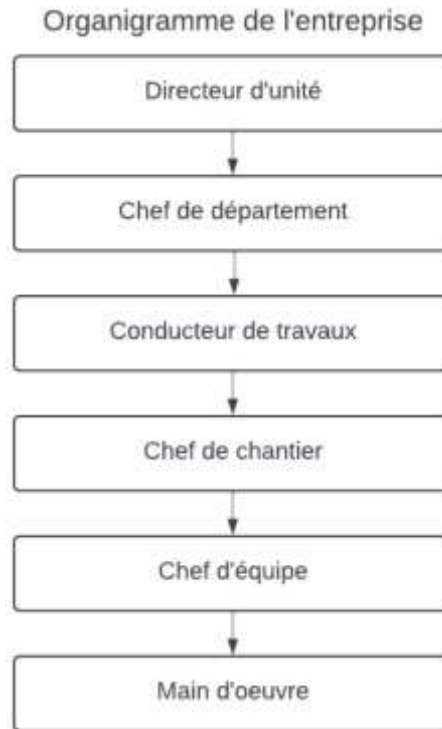


Figure VII-1 Organisme d'une entreprise

VII.2.2 Moyens matériels du chantier

Pour la réalisation d'un barrage, plusieurs moyens matériels sont nécessaires, qui se déclinent principalement en matériaux de construction et en équipements de chantier. Parmi ces équipements, une variété d'engins de chantier joue un rôle crucial dans le transport des matériaux, le terrassement, et la mise en place des structures.

VII.2.2.1 Engins de compactage

Le compactage est un processus mécanique visant à augmenter artificiellement la densité d'un sol en réduisant l'espace vide entre les particules. Ce procédé est crucial pour garantir la stabilité et la résistance des structures, telles que les barrages en terre zonés. Les principaux engins utilisés pour le compactage des sols sont :

- **Compacteurs à pied de mouton**

Ces engins sont particulièrement efficaces pour les sols cohésifs comme l'argile. Les pieds de mouton pénètrent et brisent les amas de sol, assurant un compactage uniforme en profondeur.



Figure VII-2 Compacteurs à pied de mouton

- **Compacteurs vibrants**

Utilisés pour les sols granulaires tels que le sable et le gravier. Les vibrations produites par ces engins permettent d'atteindre une densité maximale, essentielle pour la stabilité des matériaux granulaires.



Figure VII-3 Compacteurs vibrants

- **Compacteurs pneumatiques**

Adaptés pour compacter une variété de sols, y compris les sols cohésifs et granulaires. Les pneus gonflés à haute pression permettent un compactage uniforme et sont efficaces pour les couches supérieures et intermédiaires du remblai.



Figure VII-4 Compacteur pneumatique

VII.2.2.2 Engins de terrassement, de prélèvement et de transport

En ce qui concerne les engins de terrassement, de prélèvement et de transport, les principaux équipements utilisés sont :

- **Bulldozers**

Essentiels pour le nivellement du terrain et le déplacement de grandes quantités de terre et de roches, permettant de créer des surfaces planes et stables.



Figure VII-5 Bulldozers

- **Pelles mécaniques**

Utilisées pour les travaux de terrassement et d'excavation, elles permettent de creuser, de prélever et de charger les matériaux de construction tels que la terre, le gravier et les roches.



Figure VII-6 Pelle mécanique

- **Chargeuses sur pneus**

Utilisées pour le chargement rapide et efficace des matériaux sur des véhicules de transport, facilitant le transfert des matériaux prélevés vers les zones de stockage temporaire ou les zones de construction.



Figure VII-7 Chargeuse sur pneu

- **Dumpers (ou tombereaux)**

Véhicules robustes conçus pour le transport de matériaux en vrac sur de courtes distances au sein du chantier, adaptés pour transporter de grandes quantités de terre, de gravier et de roches des zones de prélèvement aux zones de construction.



Figure VII-8 Dumper

- **Niveleuses**

Machines utilisées pour créer des surfaces planes ou niveler le terrain, assurant une précision dans le nivellement crucial pour la stabilité des couches de sol.



Figure VII-9 Niveleuse

- **Grues**

Utilisées pour soulever et déplacer des charges lourdes comme les sections de coffrage, les tuyaux ou les éléments préfabriqués, facilitant l'installation des composants essentiels du barrage.



Figure VII-10 Grue

VII.3 Planification

VII.3.1 Définition

La planification est un processus essentiel visant à optimiser l'utilisation des ressources, qu'il s'agisse de la main-d'œuvre ou des autres moyens de mise en œuvre, afin d'assurer l'efficacité des actions à entreprendre. Elle implique une série d'activités coordonnées pour garantir que chaque tâche est effectuée de manière économique et productive. Les principaux aspects de la planification comprennent :

- **Installation des postes de travail** : Disposer les lieux de travail de manière fonctionnelle pour faciliter les opérations et maximiser l'efficacité.
- **Observations instantanées** : Réaliser des observations en temps réel pour évaluer les performances et identifier les opportunités d'amélioration.
- **Analyse des tâches** : Examiner les différentes tâches à accomplir pour déterminer les meilleures méthodes et procédures à suivre.
- **Chronométrage** : Mesurer le temps nécessaire pour accomplir chaque tâche, afin d'optimiser les processus et améliorer la gestion du temps.
- **Définition des objectifs et des attributions** : Établir des objectifs clairs et attribuer les responsabilités de manière à garantir que chaque membre de l'équipe comprend ses rôles et ses missions.
- **Simplification des méthodes** : Réduire la complexité des méthodes de travail pour améliorer l'efficacité et réduire les erreurs.
- **Stabilisation des postes de travail** : Assurer que les postes de travail sont constamment organisés et fonctionnels, minimisant ainsi les interruptions et les inefficacités.

On distingue deux principales méthodes de planification :

Les méthodes de planification réseau.

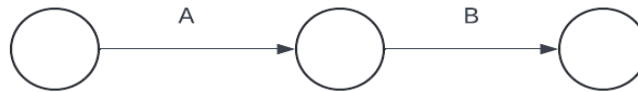
Les méthodes de planification graphique.

VII.3.2 Méthodes basées sur le réseau

Un réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet de montrer les relations entre les différentes opérations. Ces opérations peuvent être successives, simultanées, ou convergentes, et leur durée de réalisation est également indiquée. On distingue deux types de réseaux :

VII.3.2.1 Réseau à flèches (Program Evaluation Review Technique - PERT) :**Méthode américaine.**

Dans un réseau à flèches, les opérations sont représentées sur les flèches, et les relations entre les opérations sont indiquées par des cercles appelés nœuds.

**VII.3.2.2 Réseau à nœuds (Méthode des potentiels Métra-MPM) : Méthode française.**

Dans un réseau à nœuds, chaque opération est mentionnée dans un cercle appelé nœud, et les relations entre les opérations sont assurées par des flèches.

**VII.3.3 Construction du réseau**

Pour construire un réseau, il est nécessaire de suivre six opérations :

- **Établir la liste des tâches** : il s'agit de faire un inventaire précis et détaillé de toutes les opérations nécessaires à la réalisation du projet.
- **Déterminer les tâches antérieures** : Identifier les tâches immédiatement antérieures et les tâches antérieures pour comprendre les dépendances.
- **Construire les graphes partiels** : élaborer des graphes représentant des parties du réseau.
- **Regrouper les graphes partiels** : combiner les graphes partiels pour obtenir une vue d'ensemble.
- **Déterminer des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage** : identifier les tâches qui marquent le début et la fin du projet.
- **Construire le réseau** : Assembler toutes les étapes précédentes pour construire le réseau complet.

VII.3.4 Différentes méthodes basées sur le réseau**VII.3.4.1 Méthode CPM (méthode du chemin critique)**

L'objectif est de réduire le temps de réalisation d'un ouvrage en trois phase :

Phase 01 : déterminer l'effectif nécessaire pour accomplir le travail.

Phase 02 : analyser systématiquement le réseau heure par heure, jour par jour.

Phase 03 : adapter le réseau aux conditions ou contraintes définies par l'entreprise.

VII.3.4.2 Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic)

Cette technique permet d'ordonner les tâches et de contrôler les programmes. Elle consiste à organiser plusieurs tâches sous forme de réseau, en tenant compte de leur chronologie et leur interdépendance pour obtenir un produit fini.

VII.3.4.3 Méthode P.D.M (Procédure Diagram Method)

Cette méthode, également basée sur le réseau, développe trois types de relations :

- Commencement de l'opération (A) et (B).
- Fin de l'opération (A) au commencement de (B).
- Fin de l'opération (A) à la fin de l'opération (B).

VII.3.4.4 Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul dépend principalement du type d'ouvrage à construire. Dans notre cas, où les opérations s'enchaînent de manière séquentielle, il est préférable d'opter pour la méthode CPM.

VII.3.5 Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres essentiels pour l'application de cette méthode sont les suivants :

Tableau VII-2 Les paramètres essentiels pour l'application de cette méthode C.P.M

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.

$$\begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{cases}$$

VII-1

VII.3.6 Chemin critique (C.C)

Le chemin critique est celui qui détermine la durée totale du projet (DTR) en reliant les opérations ayant une marge totale nulle. Ainsi, pour identifier un chemin critique, il suffit de vérifier les deux conditions suivantes :

$$CC \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases} \quad \text{VII-2}$$

VII.3.7 Attribution des durées de chaque opération

Pour déterminer la durée des opérations, il est nécessaire de considérer deux éléments principaux :

Le nombre de ressources disponibles (personnel et matériel).

Les dimensions du projet.

En se basant sur les normes C.N.A.T⁶, la formule suivante peut être appliquée :

$$T = \frac{Q \cdot N}{n} \quad \text{VII-3}$$

Avec :

Q : Quantité de travail,

N : Rendement,

n : Nombre d'équipes.

VII.3.8 Plannings des Travaux

Il existe trois types de plan de travail :

- **Plan de travail au plus tôt** : Toutes les opérations commencent à leur date la plus précoce. Ce type de planning est choisi lorsque l'entreprise dispose de nombreux moyens et travaille sur plusieurs chantiers.
- **Plan de travail au plus tard** : Toutes les opérations commencent à leur date la plus tardive. Ce planning est adopté lorsque les moyens de l'entreprise sont limités, ce qui le rend plus économique.
- **Plan de travail intermédiaire** : Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre la date au plus tôt et la date au plus tard. Ce type de planning est utilisé lorsque l'entreprise est bien dotée en ressources et travaille sur un seul chantier, offrant ainsi des moyens optimaux.

⁶ C.N.A.T : Centre National d'Assistance Technique, il donne les standards techniques et réglementaires appliqués en Algérie.

VII.3.9 Symboles des différentes opérations

Les symboles utilisés pour les différentes opérations sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII-3 Symbologie des phases des travaux et leurs durée

Phases des travaux	Opérations	Durée (Mois)
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier	A	1
Phase 02 : Décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange	B	1
Phase 03 : Décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage	C	2
Phase 04 : Préparation des zones d'emprunt	D	2
Phase 05 : Déboisement de la cuvette	E	3
Phase 06 : Remblai de la tranchée d'ancrage et des fondations	F	1
Phase 07 : Approvisionnement et installation du filtre	G	2
Phase 08 : Mise en place d'un système de drainage	H	1
Phase 09 : Remblai compacté (noyau central, zones de transition et zones périphériques)	I	4
Phase 10 : Excavations de l'évacuateur de crues	J	1
Phase 11 : Génie civil de l'évacuateur de crues	K	2
Phase 12 : Revêtements de talus (protection contre l'érosion)	L	3
Phase 13 : Équipements hydrauliques (vannes, conduites, etc.)	M	1
Phase 14 : Travaux de finition	N	2

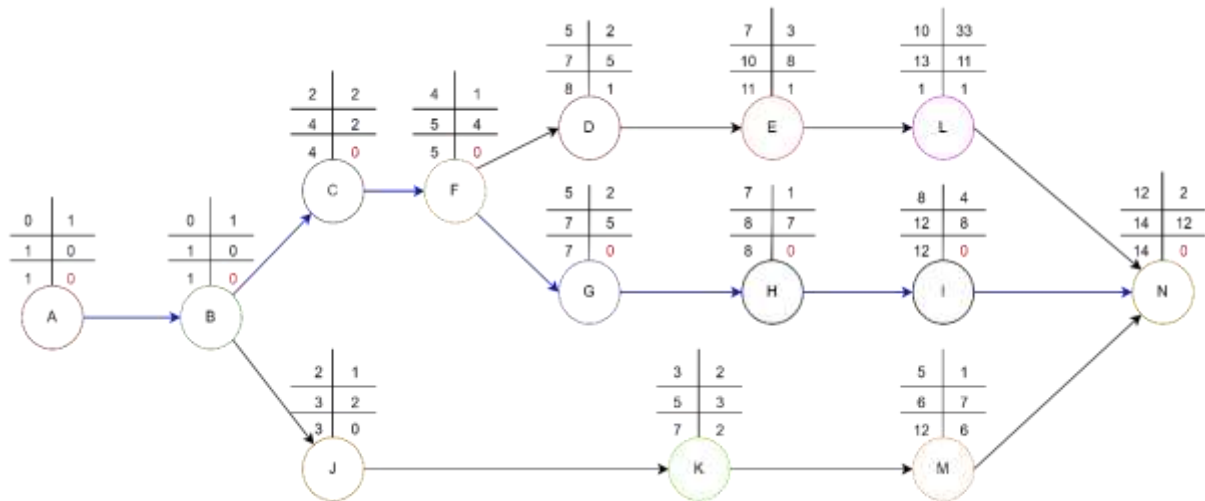


Figure VII-11 Réseau à nœuds

VII.3.10 Détermination du chemin critique

Le chemin critique correspond à la séquence d'opérations déterminant la durée totale du projet (DTR). Il est caractérisé par des opérations ayant une marge totale nulle (0). Les résultats de cette analyse sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII-4 Détermination du chemin critique

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	2	2	4	2	4	0
D	2	5	7	5	8	1
E	3	7	10	8	11	1
F	1	4	5	4	5	0
G	2	5	7	5	7	0
H	1	7	8	7	8	0
I	4	8	12	8	12	0
J	1	2	3	2	3	0
K	2	3	5	3	7	2
L	3	10	13	11	14	1
M	1	5	6	7	12	6
N	2	12	14	12	14	0

Le chemin critique indique que le temps de réalisation de la retenue collinaire Gouridjima, située dans la commune de Ksar El Boukhari, est de 14 mois.

Conclusion

L'organisation efficace d'un chantier est un élément fondamental pour assurer la réussite de tout projet de construction. Une planification rigoureuse et bien structurée est indispensable pour respecter les délais et optimiser l'utilisation des ressources. La détermination du chemin critique s'avère particulièrement cruciale, car elle permet d'identifier les tâches essentielles à la progression du projet et de minimiser les retards potentiels. Ainsi, une organisation bien pensée et maîtrisée contribue non seulement à l'achèvement des travaux dans les temps impartis, mais aussi à la réussite globale du projet.

Conclusion générale

Dans ce projet, nous avons mené une étude d'exécution de la retenue collinaire située sur l'Oued Gouridjima, dans la wilaya de Médéa, destinée à l'irrigation des terres agricoles. L'objectif est de soutenir le développement socioéconomique de la région en garantissant une gestion durable des ressources en eau.

Les études géologiques et géotechniques du site, couplées aux données hydrologiques du bassin versant, ont conduit au choix d'une digue zonée en matériaux locaux, d'une hauteur de 13.5 m, permettant de créer un réservoir d'un volume de 0.252 Mm³. L'analyse de la stabilité des talus, réalisée avec la méthode Bishop à l'aide du logiciel Geo-slope, a confirmé la viabilité de cette conception.

En raison des conditions topographiques du site, un évacuateur de crues de type latéral à entonnement frontal, avec une largeur déversante de 40 m et une lame déversante de 2,4 m, a été retenu. Le système de prélèvement d'eau et la vidange de fond sont tous deux réalisés via une seule conduite en acier de 350 mm de diamètre. Cette solution a été choisie pour répondre aux contraintes topographiques et géologiques du site. La conduite est équipée de deux vannes papillon, situées au pied aval du barrage, qui permettent une gestion flexible et sécurisée des flux, avec des options de commande manuelle ou à distance.

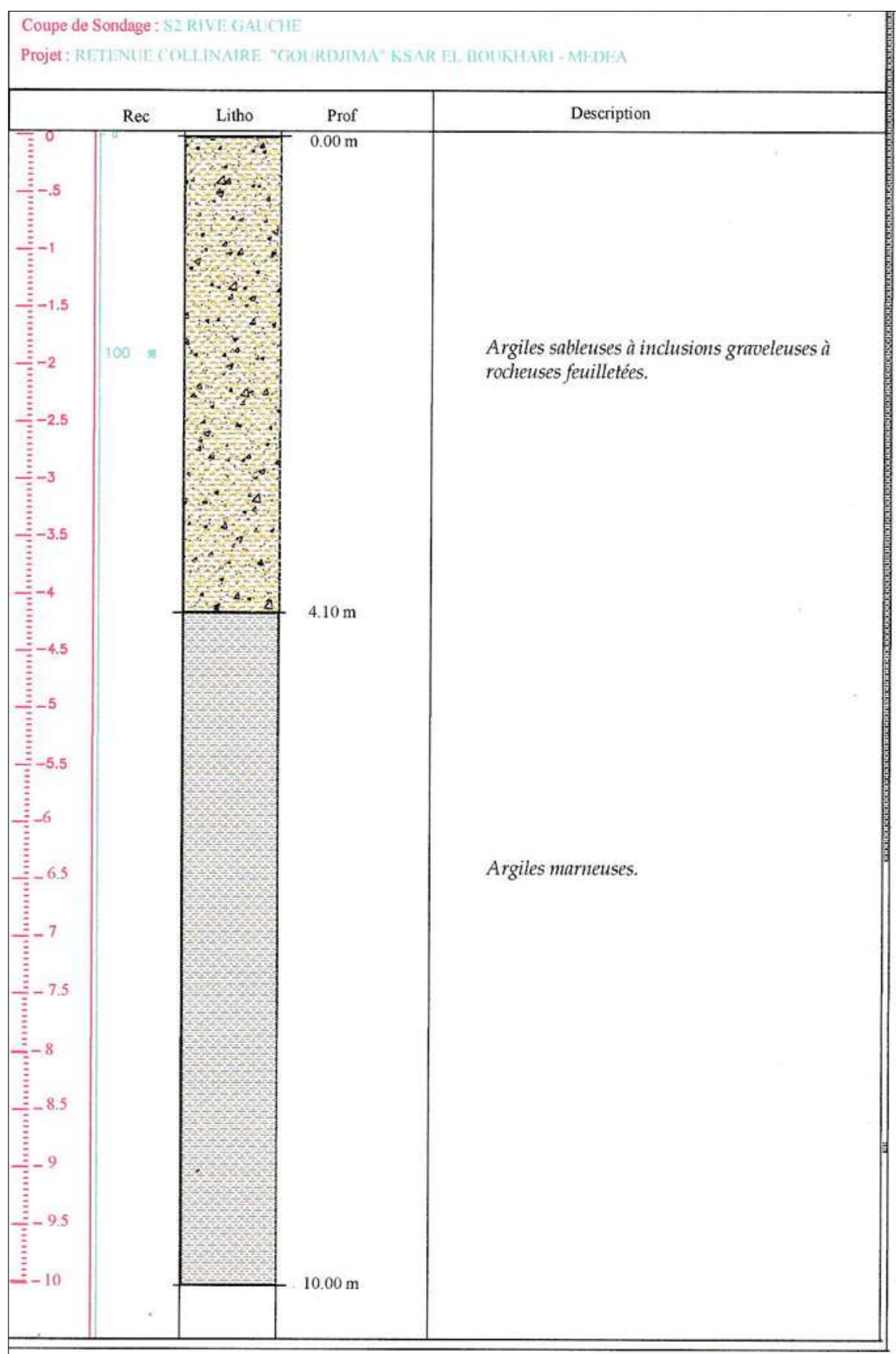
Les résultats obtenus montrent que le site proposé est techniquement favorable pour la réalisation de cet aménagement. Cette étude nous a permis de couvrir une large gamme d'aspects liés à la conception et à l'exécution d'un barrage.

En conclusion, ce projet marque une étape importante dans notre compréhension des défis techniques et environnementaux associés à la construction de retenues collinaires. En perspectives, nous envisageons d'explorer de nouvelles approches innovantes et durables, tout en intégrant les retours d'expérience du terrain pour optimiser la conception et la gestion de ces infrastructures. Cette démarche nous permettra d'améliorer notre impact sur le développement socioéconomique de la région.

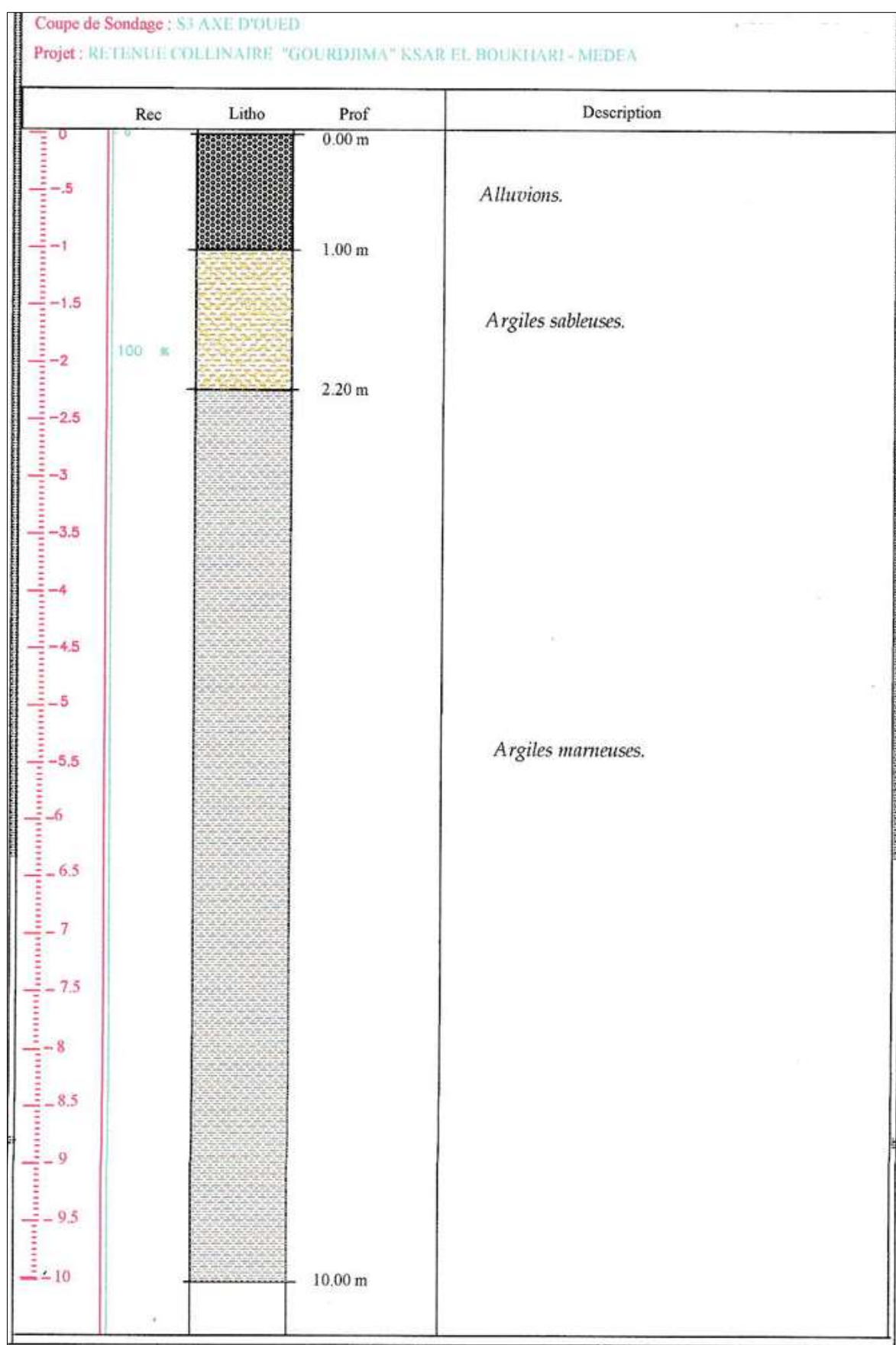
Références bibliographiques

- BENLAOUKLI, B. (2023).** Stabilité des barrages en terre. Polycopié de cours, École Nationale Supérieure d'Hydraulique (ENSH), Blida.
- BENLOUAKLI, B. (2023).** Barrage en remblais. Polycopié de cours, École Nationale Supérieure d'Hydraulique (ENSH), Blida.
- BOUZIANE, R. (2018).** Étude de la retenue collinaire sur l'Oued Merzouga, commune Takhmert (W. Tiaret). Mémoire de Fin d'Études, École Nationale Supérieure d'Hydraulique (ENSH), Blida.
- CFBR (2015).** Recommandations pour la justification des barrages et des digues en remblai. Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR).
- HASSANE, M. (2015).** Conception et dimensionnement des ouvrages annexes de barrage en remblais. École Nationale Supérieure d'Hydraulique, Blida.
- TOUAIBIA, B. (2004).** Manuel pratique d'hydrologie. École Nationale Supérieure d'Hydraulique (ENSH), Blida.

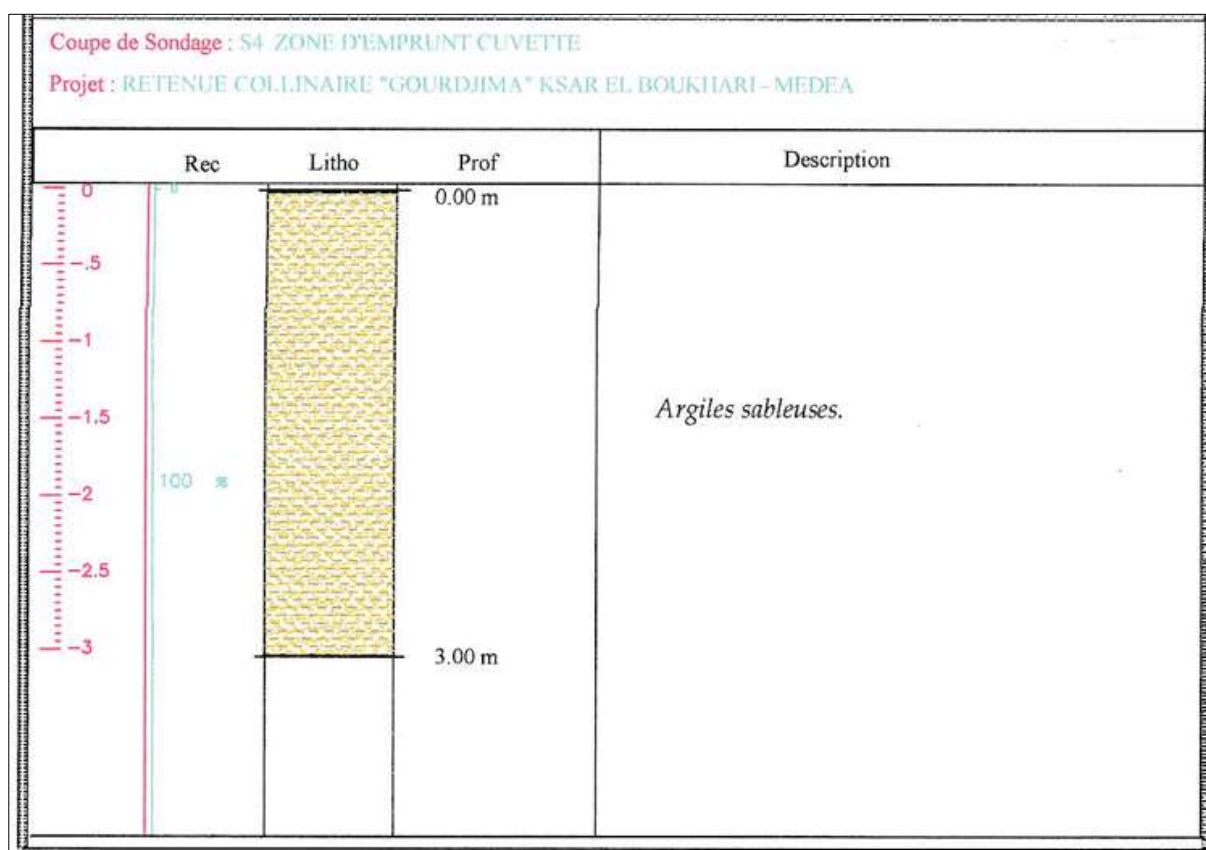
Annexe 2 Coupe de sondage S2 -Rive gauche-



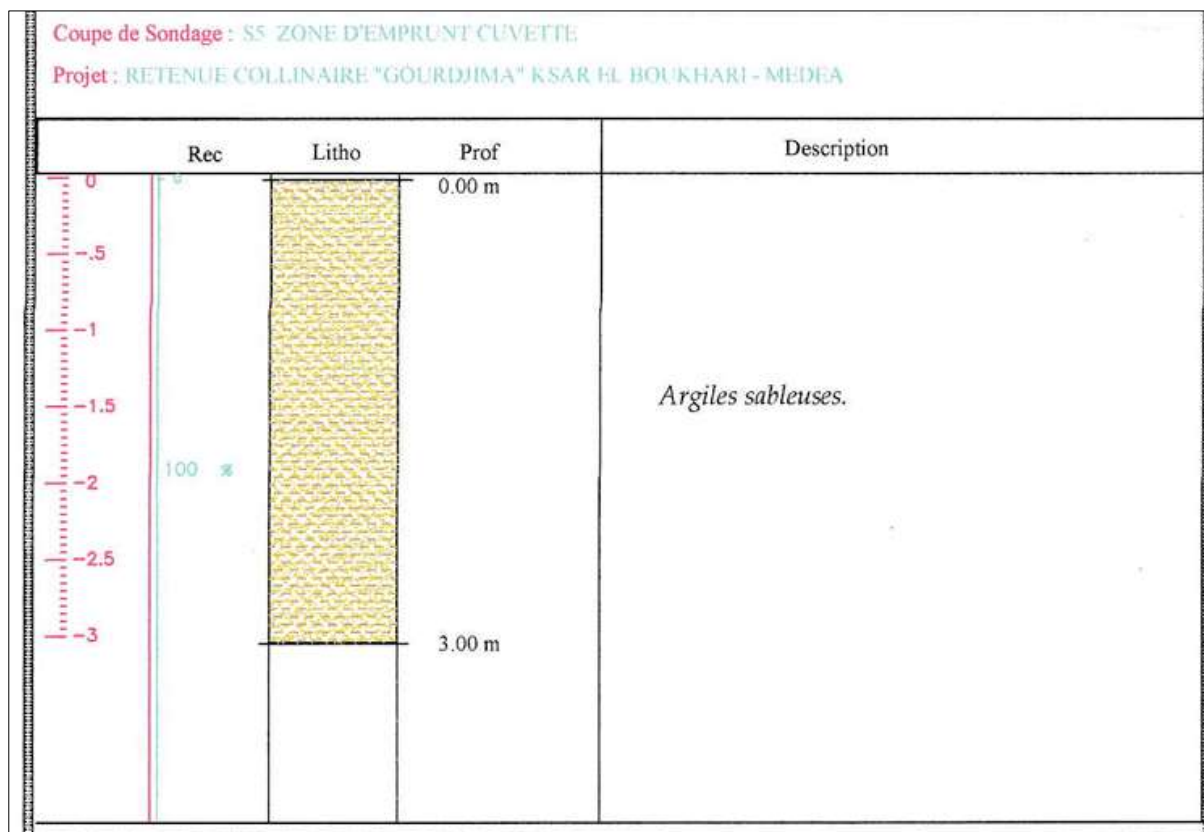
Annexe 3 Coupe de sondage S3 -Axe d'oued-

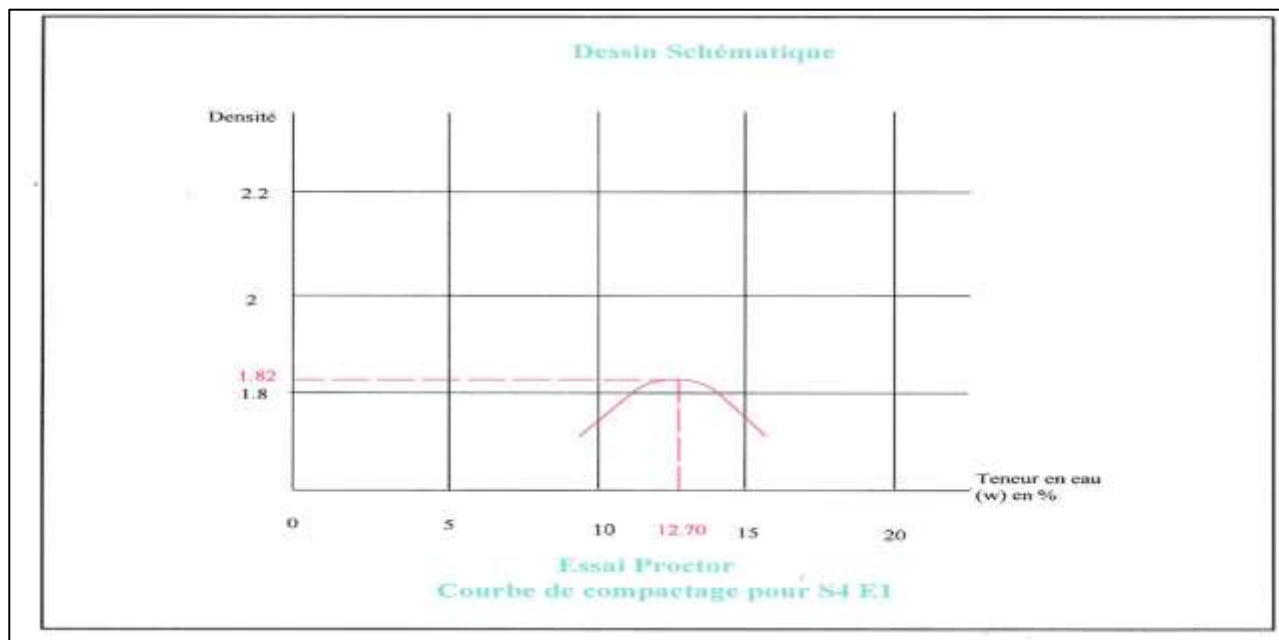


Annexe 4 Coupe de sondage S4 -Zone d'emprunt cuvette-

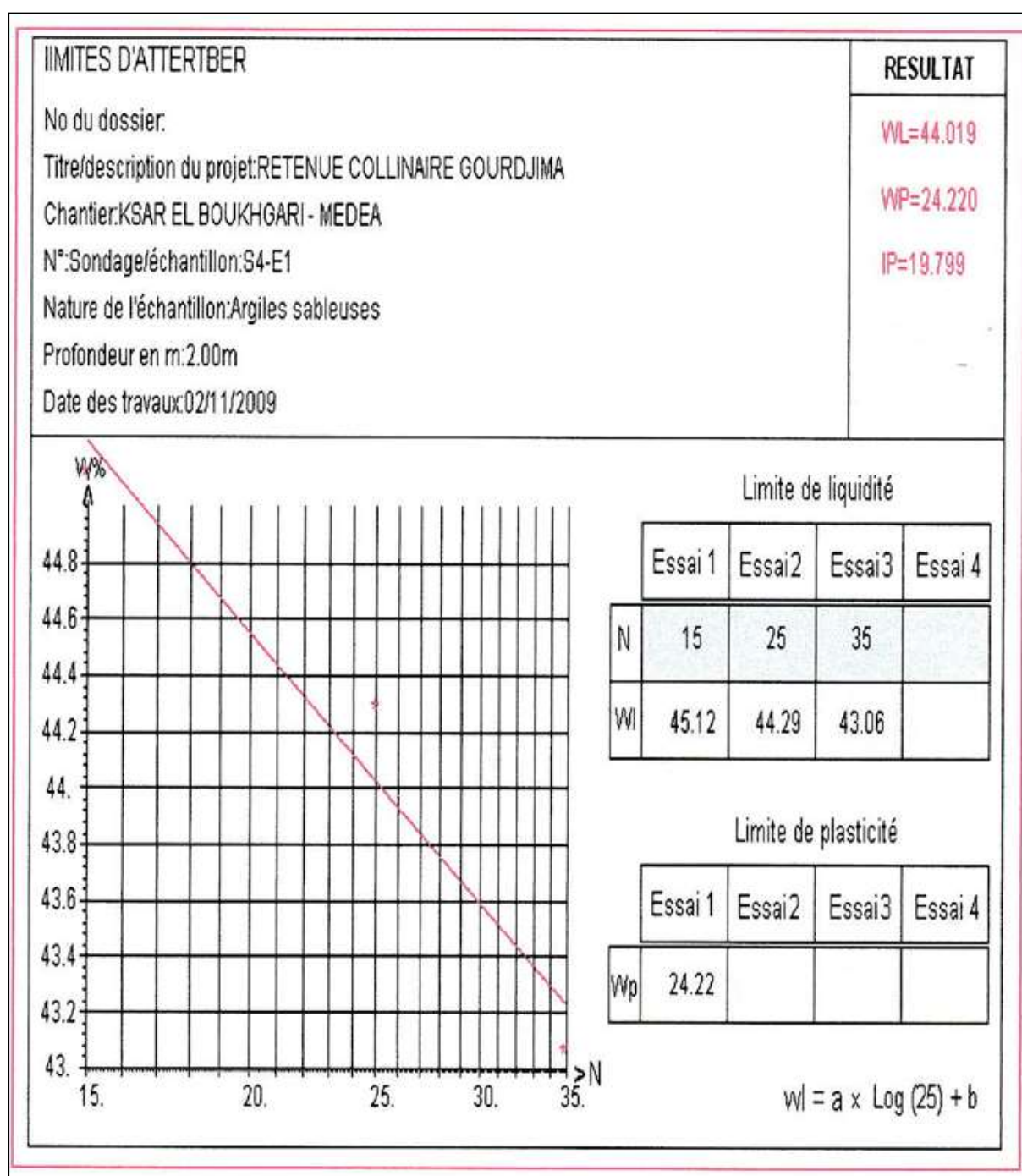


Annexe 5 Coupe de sondage S5 -Zone d'emprunt cuvette-

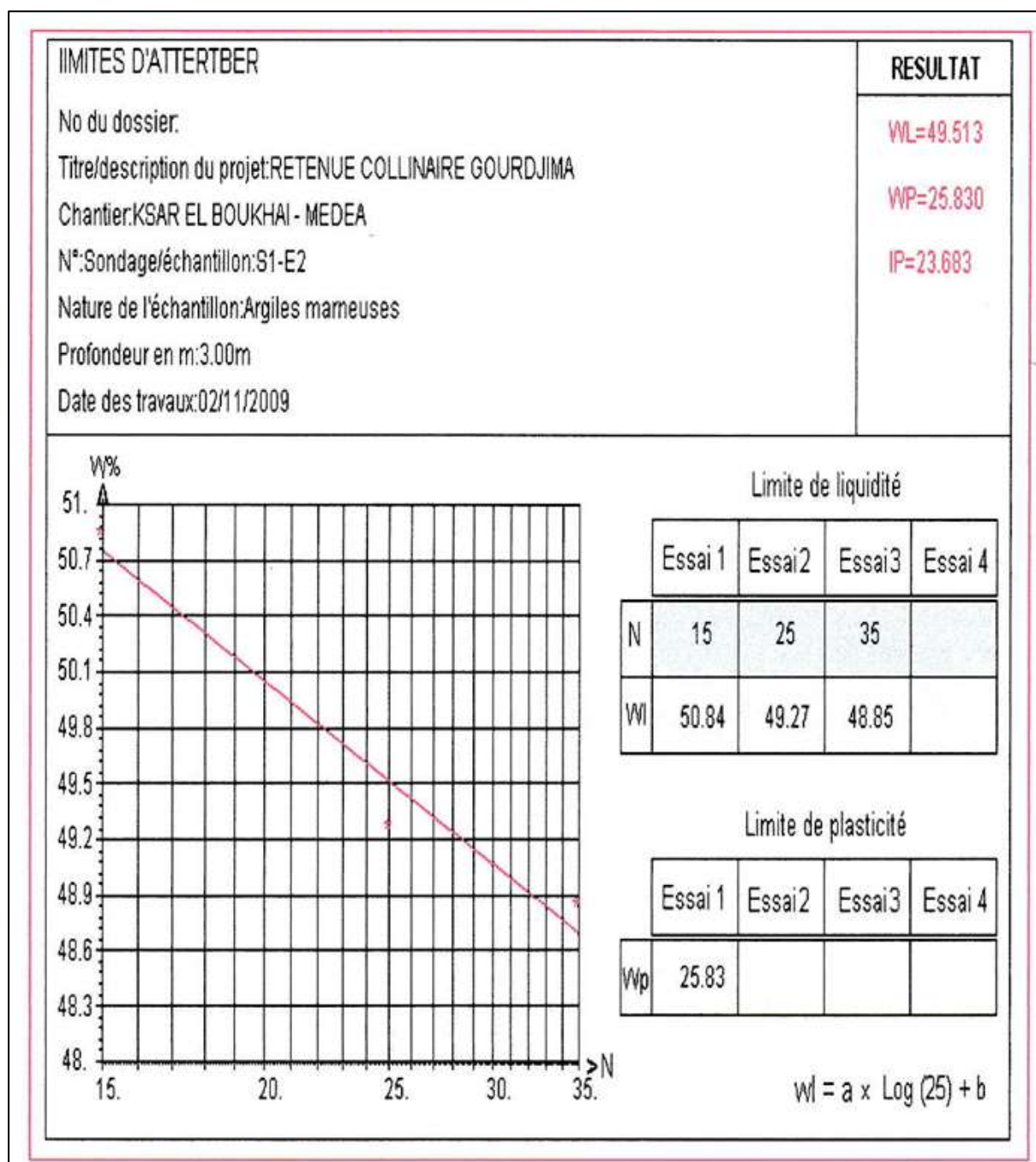


Annexe 6 Courbe de compactage pour S4 E1

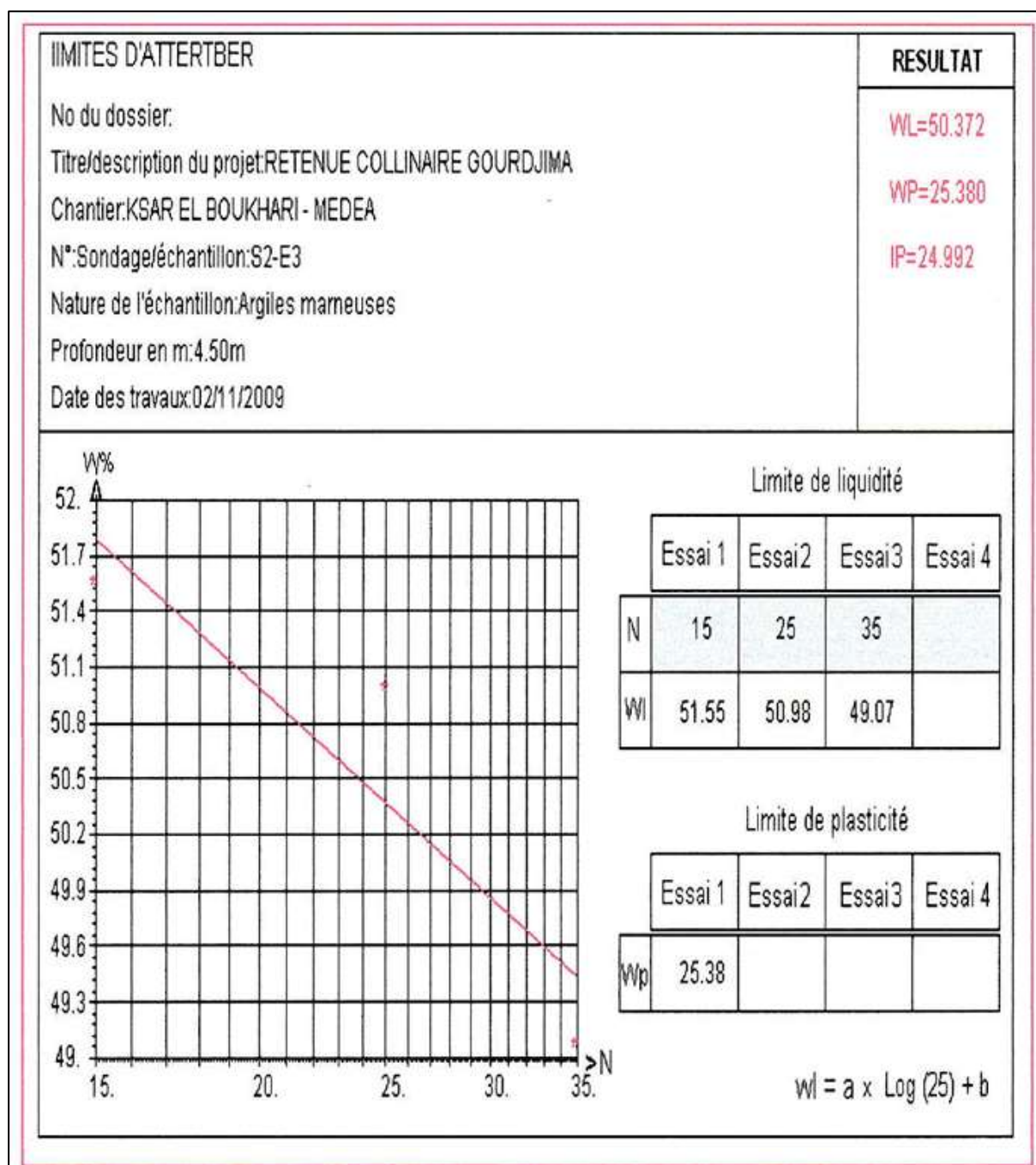
Annexe 7 Limites d'Atterberg S4-E1



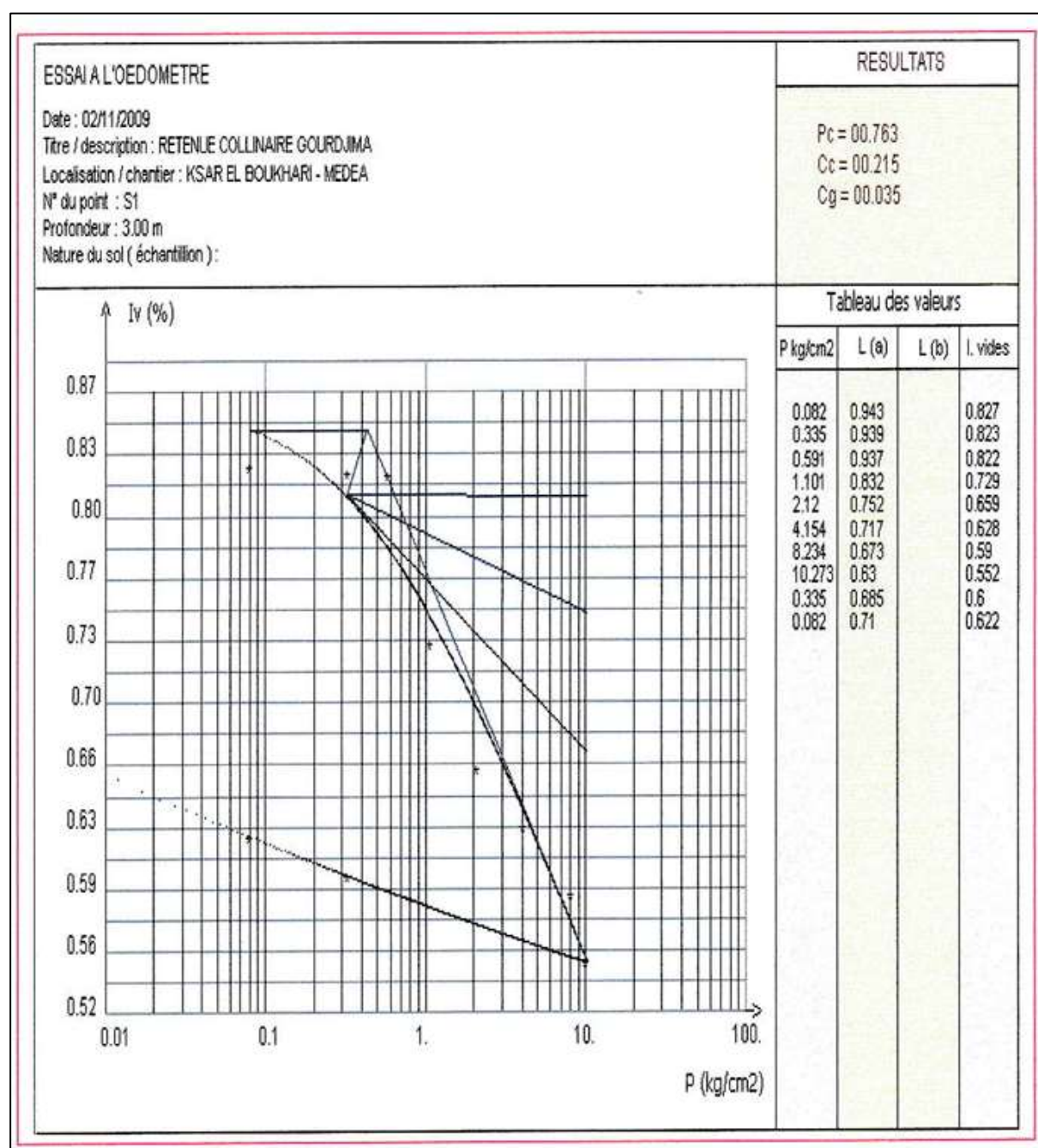
Annexe 8 Limites d'Atterberg S1-E2



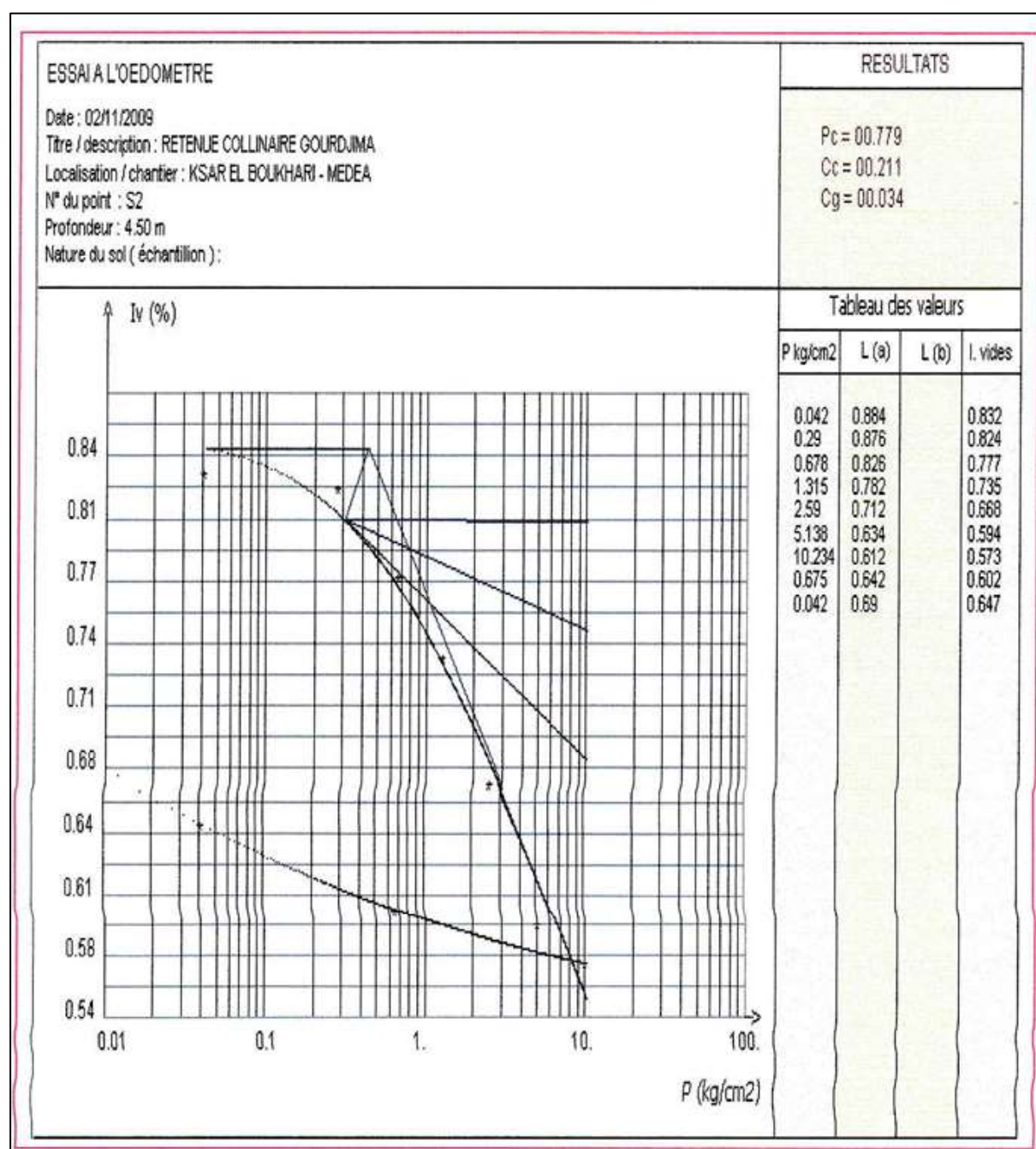
Annexe 9 Limites d'Atterberg S2-E3



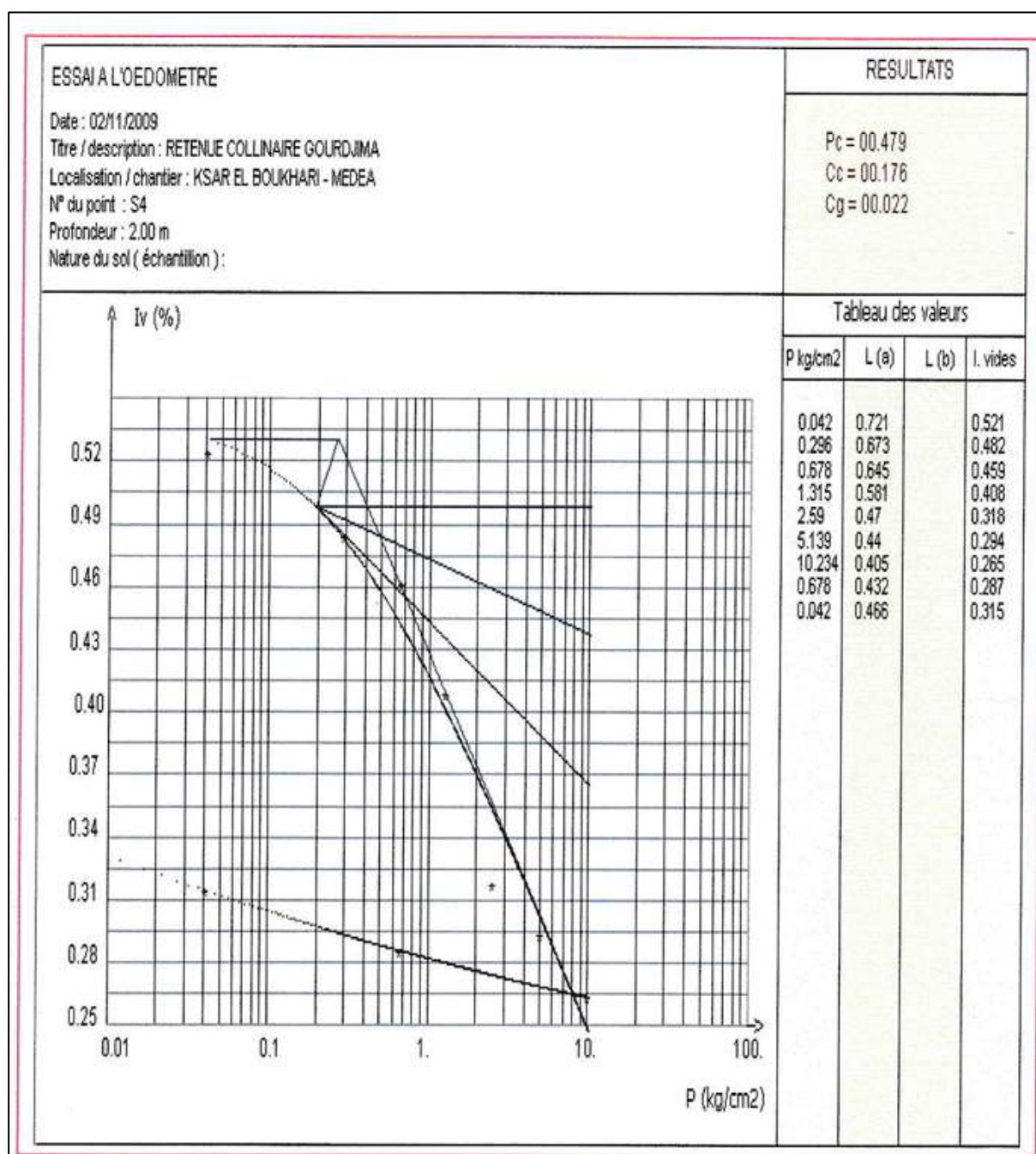
Annexe 10 Essai à l'Œdomètre S1



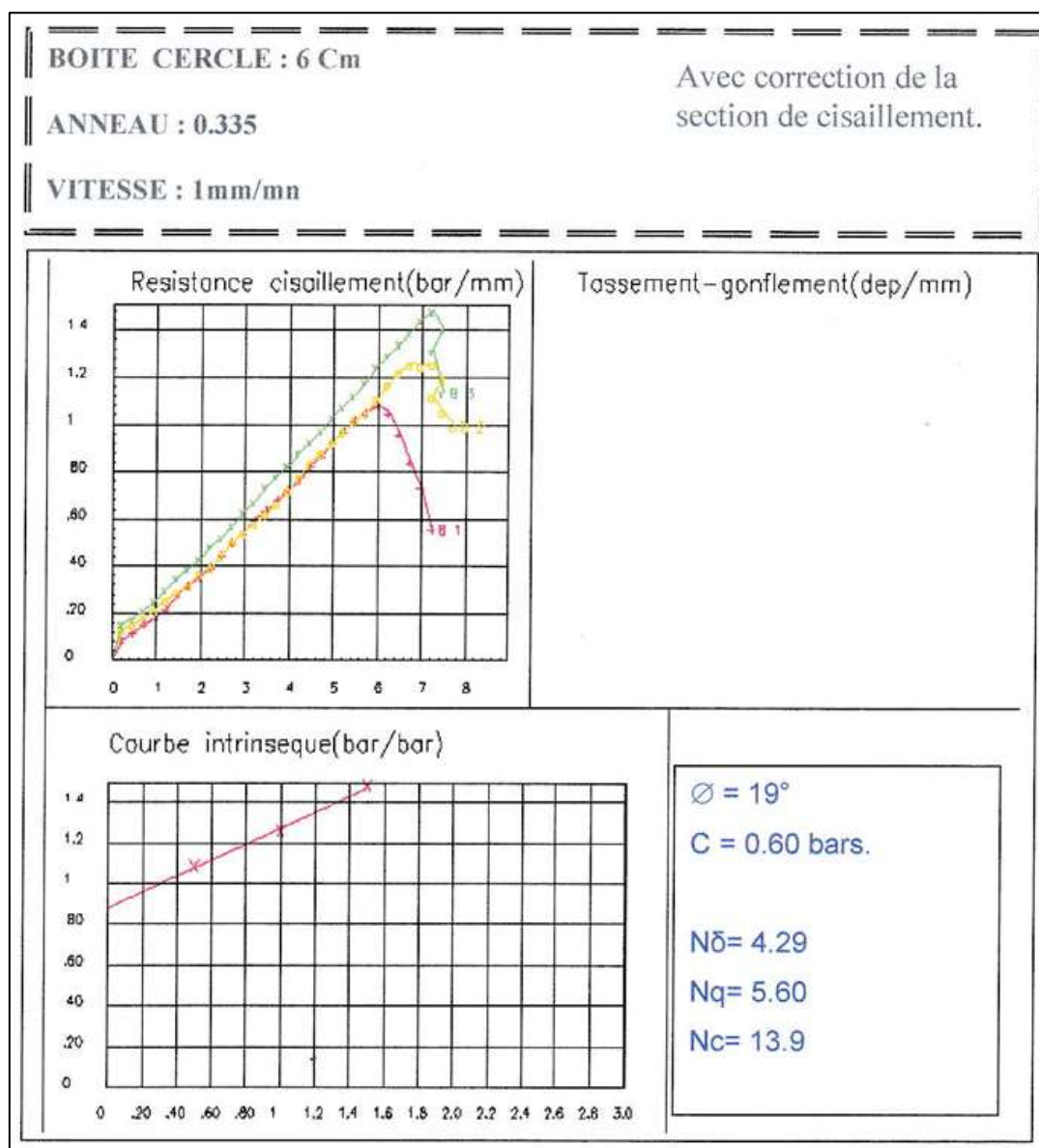
Annexe 11 Essai à l'Œdomètre S2



Annexe 12 Essai à l'Œdomètre S4



Annexe 13 Essai de cisaillement S1-E2

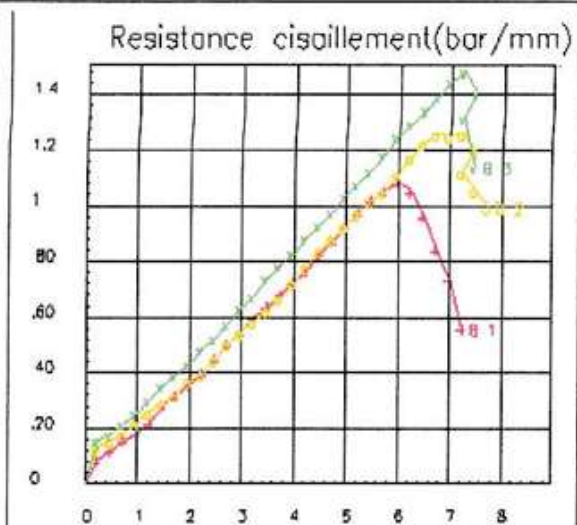


Annexe 14 Essai de cisaillement S2-E3

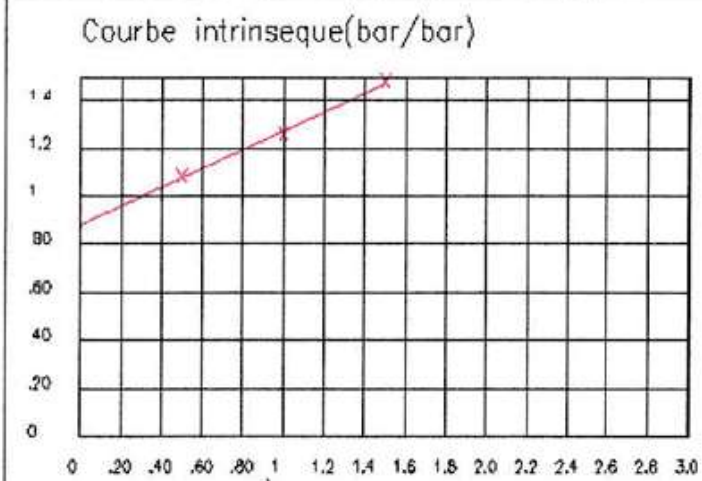
BOITE CERCLE : 6 Cm

ANNEAU : 0.335

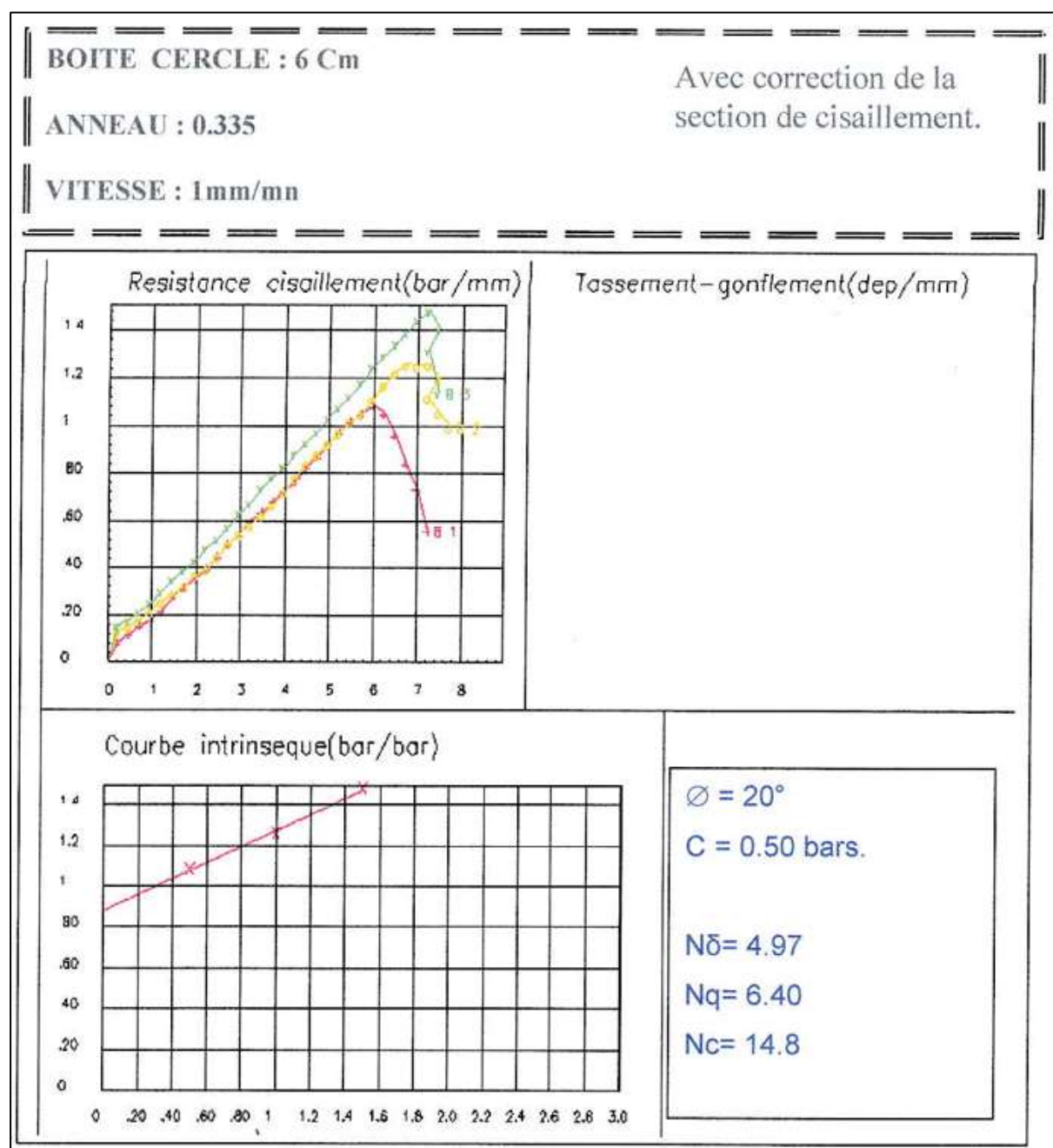
VITESSE : 1mm/mn

Avec correction de la
section de cisaillement.

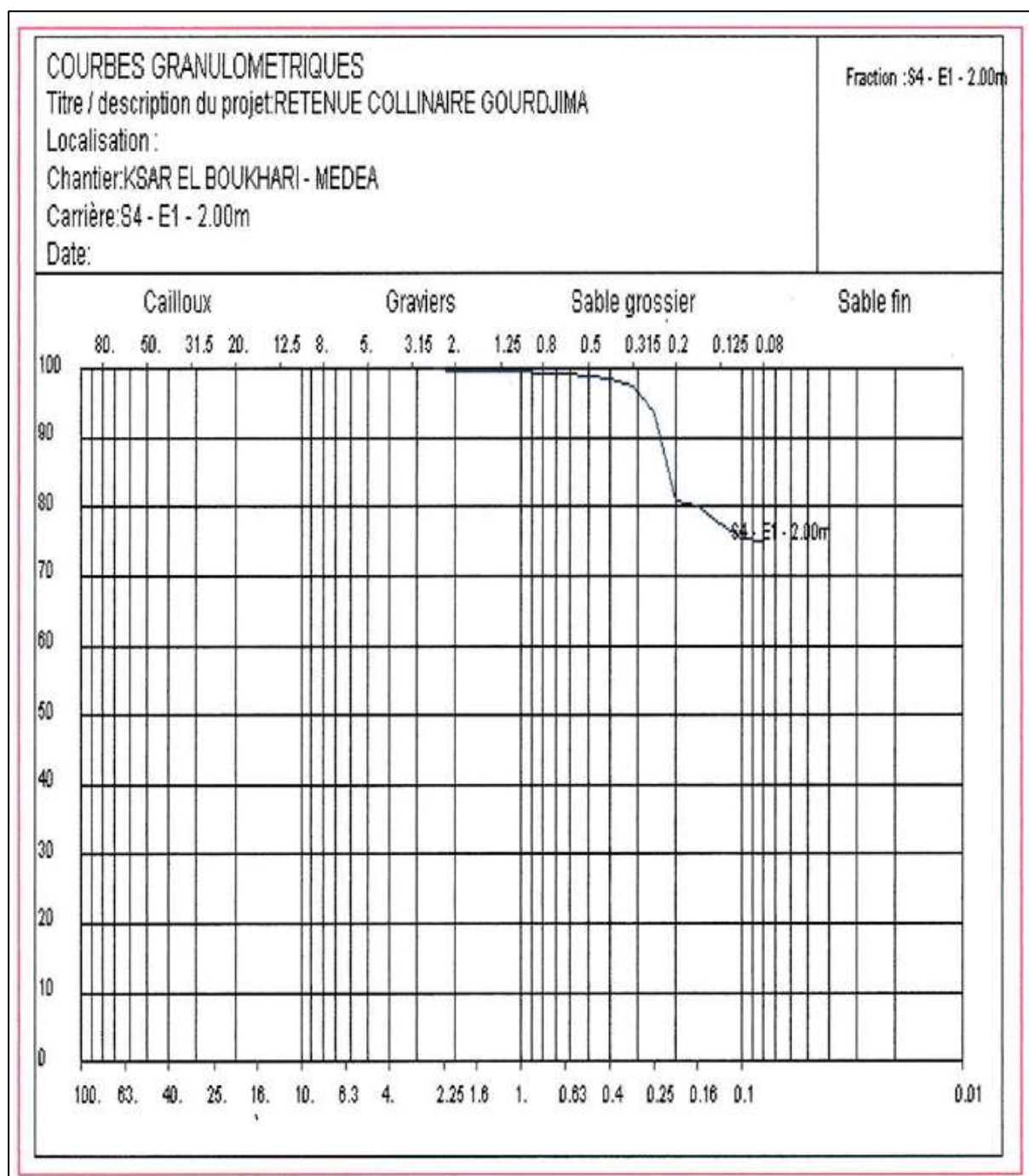
Tassement – gonflement(dep/mm)


 $\phi = 18^\circ$
 $C = 0.50 \text{ bars.}$
 $N\phi = 3.69$ $Nq = 5.25$ $Nc = 13.1$

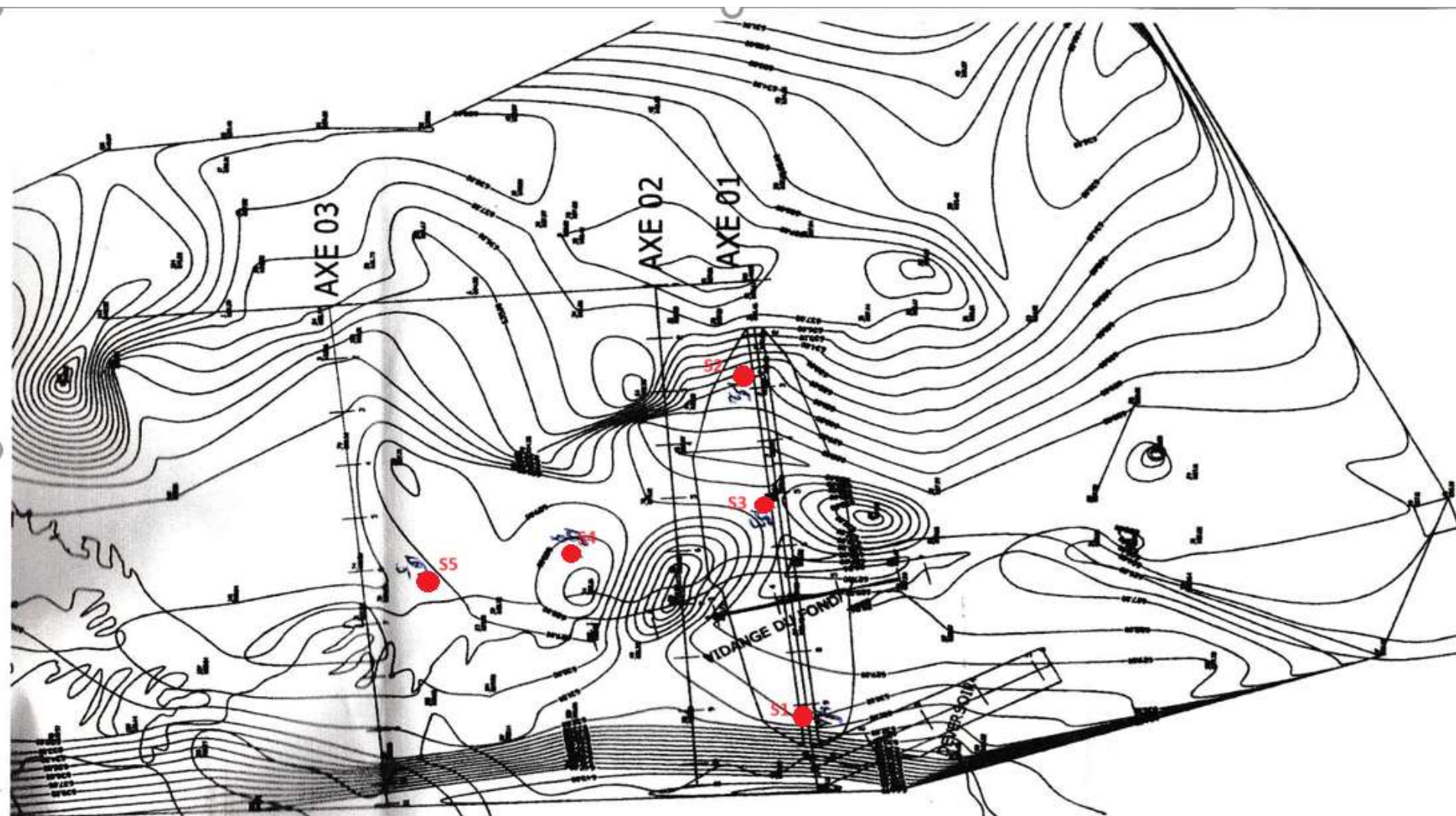
Annexe 15 Essai de cisaillement S1-E1



Annexe 16 Courbes granulométriques S4-E1



Annexe 17 Localisation des endroits de sondages



Annexe 18 Série des pluies journalières maximale (1983-2020)

	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	P _{JMAX}
1983	0.95	8.85	42.15	54.9	10.1	47.85	26.35	8.2	18.25	3.2	16.3	14	54.9
1984	12.75	104.05	44.45	89.55	83.2	62.95	44.7	20.25	103.65	26	0.45	1	104.05
1985	35.05	24.75	61.25	76.15	79.5	35.15	108.15	8.9	81.25	2.7	3.5	0	108.15
1986	45.25	44.7	69.45	109.1	72	69.8	74.8	15.55	12.4	30.05	9.8	5.25	109.1
1987	5.4	16.25	71.2	53.15	72.95	91.3	17.85	6.75	25.1	21.25	14.35	1.4	91.3
1988	21.4	16.9	39.4	122.5	41.4	24.65	41.6	28.1	44.9	55.3	0.8	6.25	122.5
1989	20.7	14.95	36.05	27.75	37.05	22.1	32.35	50.55	20.4	41.2	5.35	12.25	50.55
1990	9.9	32.9	50.85	75.6	80.45	0.1	32.6	45.6	51.1	8.85	21.7	1.35	80.45
1991	13.2	61.65	39.7	12.95	51.55	67.25	66.15	19.05	24.8	9.8	2.75	5.35	67.25
1992	12.05	28.35	57.1	52.15	116.2	24.35	62.75	44.1	64.9	38.05	8.05	0.65	116.2
1993	21.7	15.85	54.7	57.65	22.05	54.15	24.95	44.4	40.4	4.75	2.85	4.25	57.65
1994	59.7	49.65	38.85	45	62	42.35	5.45	22	14.45	0.85	0.25	1.6	62
1995	27.75	26.2	37.75	42.55	95.45	29.9	62.1	12.45	6.25	36.35	0	18.25	95.45
1996	32.25	25.15	32.8	28.3	110.2	116.65	67.4	85.15	39.45	36.2	9.9	6.4	116.65
1997	35.5	37.3	128.45	56.9	60.95	9.15	6.4	62.45	28.7	9.3	3.95	22.1	128.45
1998	24.5	26.1	53.95	41.8	24.8	41.4	17.65	44.5	107.9	2.9	0.2	5.95	107.9
1999	30.75	16.85	68.45	144.4	59.15	74.9	50.7	8.05	9.4	8.65	0.6	10.2	144.4
2000	21.55	53.4	78.2	46.25	13.65	2.5	9.85	17.45	40.6	2.3	0.35	0.2	78.2
2001	31.3	14.55	71.9	37.95	110.15	45.6	2.35	32.05	22.85	0.4	0	2.3	110.15
2002	8.7	24.1	81.25	94.3	29.7	13.3	39.65	28.5	31.4	3.9	5.6	22.35	94.3
2003	18	44.1	73.6	97.95	133.75	72.75	9.9	50.25	16.4	2.75	3	16.3	133.75
2004	9.85	29.65	72	104.7	58.45	31.9	36.95	41.95	108.95	12.8	1	6.55	108.95
2005	20.45	38.95	77.65	82.15	67.8	76	29.45	10.55	1.8	4.65	3.75	0.75	82.15
2006	28.15	4	14.4	135.75	92.05	73.2	19.6	13	101.85	7.8	3.1	4.65	135.75

2007	42.5	70.75	116.55	35.9	24.1	46.35	92.45	56.7	21	8.5	5.3	6.4	116.55
2008	34.3	54.35	80.85	96.35	19.1	17.95	45.45	11.3	66.35	29.7	12	11.4	96.35
2009	51.85	12.45	62.9	84.15	123	30.3	54.3	55.65	25.95	5.4	3.5	6.4	123
2010	12.9	87.15	87.2	47.55	55.15	78.3	52.3	22.45	39.9	19.75	0.45	19.25	87.2
2011	9.5	33.3	106.85	48.05	72	92.8	31.5	60.9	96	28.9	2.8	3.6	106.85
2012	6.5	56.3	106	22.65	33.8	124.75	46.85	88.45	18.85	4.9	0.45	7.65	124.75
2013	18.05	10.35	97.35	77.7	99.15	87.25	53.75	49.05	80.45	3.4	5	10	99.15
2014	23.15	23.15	53.45	107.7	66.35	38.15	69.25	3.7	19.1	59.55	0.4	1.4	107.7
2015	26.45	52.9	29.05	0	77.15	87.7	29.45	1.7	11.7	16.05	10.1	7.4	87.7
2016	15.15	7.6	51.3	72.6	35.7	56	75.8	32.25	34.9	6.85	1.45	0.9	75.8
2017	16.6	26.35	63.25	78.75	181.05	12.35	20.7	11.55	13.05	22.5	1.8	3.05	181.05
2018	51.25	64.4	68.25	30.1	41.05	56.55	105	61.9	65.8	56.8	0.1	6.45	105
2019	51.1	16.4	64.45	44.45	85.95	14.05	25.1	21.8	13.05	2.4	4.95	6	85.95
2020	9	8.8	46.15	69.05	39.6	0.2	58.9	60	12.3	5.55	3.9	2.35	69.05
2021	10.55	5.35	139.7	46.8	41.5	16.85	39.4	15	19.65	14.3	3.95	4.95	139.7
2022	20.6	36.2	40.45	27.45	12.6	25.9	97.1	84.95	18.75	5.15	2.2	1.85	97.1

Annexe 19 Abaque pour la détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type III

