

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI Abdellah

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en hydraulique

THEME DE PROJET :

**ETUDE D'UN PETIT BARRAGE SUR L'OUED MAGTAA
LAZREG COMMUNE HAMMAME MELOUANE
(W.BLIDA)**

Présenté par :

M^{elle} TETBIRT BACHIRA

Devant le jury composé de :

M M.K MIHOUBI	Professeur	Président
M ^{me} D.DJODAR	M.C.B	Examinatrice
M ^{me} A. ADDOU	M.A.A	Examinatrice
M I.ZAIBAK	M.A.B	Examineur
M B.BENLAOUKLI	M.C.A	Promoteur

Septembre 2016

بسم الله الرحمن الرحيم

DEDICACE

Louange à ALLAH le tout Puissant, clément et Miséricordieux de m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail, ensuite je remercie infiniment mes parents, qui m'ont encouragé et aidé à arriver à ce stade de formation.

*Je dédie ce modeste travail à **ma très chère mère**, que je ne pouvais remercier assez pour les sacrifices qu'elle a consentis pour moi. Celle qui m'a inculqué la bonne éducation pour avoir la plus grande des satisfactions et me voir munie des plus grandes distinctions.*

*A **mon très cher père** qui a sacrifié sa vie pour moi et qui n'a pas cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études.*

A la mémoire de mon frère Salah

A mes frères Brahim et Med Salah

A ma sœur Samia Et sa fille Aya

A tous mes oncles et tantes.

Aux familles TETBIRT.

Aux familles HENNACHE

*A mes confrères : **Kenza, Hadjer, Meriem, Abir, Amina, Linda, Sihem, Fatiha.***

A mon future marie Bouchair Youcef

Et à toute ma promotion (2016) sans exception.

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire. Enfin à tous ceux qui me reconnaîtront...

TETBIRT BACHIRA



Remerciements

Toute parfaite gratitude, grâce et remerciement sont à Allah le plus puissant, clément et Miséricordieux qui m'a donné la force, le courage et la volonté d'élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et une considération particulière que je remercie mon promoteur Mr BENLAOUKLI Bachir pour m'avoir encadré et notamment sa disponibilité ainsi que ses conseils avisés qui ont rendu ce travail possible.

Je remercie aussi tout l'encadrement de la D.R.E et en particulier Mr BOUKHETACHE ABD EL HALIM qui m'a encouragé et orienté pour effectuer ce projet.

Mes remerciements s'adressent également :

A tous mes enseignants durant toutes les étapes de mon parcours scolaire, et exceptionnellement aux enseignants de l'E.N.S.H qui ont enrichi mes connaissances et mon savoir pendant les trois ans de formation.

Je n'oublierai pas les membres du jury qui nous font l'honneur de présider Et d'examiner ce modeste travail.

A tous ceux qui m'ont assisté de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.

TETBIRT BACHIRA.

ملخص :

دراستنا الحالية تدخل في اطار تعزيز التزويد بالمياه الصالحة للشرب في بلدية حمام ملوان (ولاية البليدة) و ذلك عن طريق الحشد المشترك للمياه السطحية و الجوفية لواد الحراش و حمام ملوان من خلال بناء (إسقاط) سد على الواد المذكور اعلاه.

بعد دراسة دقيقة وشاملة للمراحل المختلفة (الجيولوجية، الهيدرولوجية و الطبوغرافية) ، اخترنا البديل المعتمد، ثم فحص استقراره . و من اجل تحقيقه وضعنا مذكرة توضيحية تحتوي على مختلف مراحل الحساب.

Résumé :

Notre présente étude s'inscrit dans le cadre de renforcement d'alimentation en eau potable de la commune de Hammam Melouane par captage des eaux souterraines et mobilisation des eaux de surface de l'oued El Harrach et Hammam Melouane à travers la projection (réalisation) d'un petit barrage sur l'oued existant (en question).

Après une étude précise et complète des différentes étapes (géologique, hydrologique, topographique), nous avons choisi la variante adoptée, puis vérifié sa stabilité. Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract:

Our present study deals with drinking water supply for strengthening the town of Hammam Melouane by groundwater abstraction, and mobilization of the river surface water El Harrach and Hammam Melouane through projection (construction) of a small dam on the river motioned above. After an accurate and comprehensive study of the various stages (geological, hydrological, topographical), we chose the variant adopted, and then checked its stability. For the realization we have developed an explanatory note containing the various stages of calculation.

SOMMAIRE:

INTRODUCTION GENERALE.....		01
CHAPITRE I ETUDE TOPOGRAPHIQUE		
	Introduction.....	02
I.1	Situation géographique	02
I.2	Situation climatique	03
I.3	Reliefs.	03
I.4	Documentation topographique	04
I.5	Choix de site	04
I.5.1	Description de l'axe n°1	04
I.5.2	Description de l'axe n°2	05
	Conclusion.....	06
CHAPITRE II ETUDE GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE		
II.1	Etude géologique.....	07
	Introduction.....	07
II.1.1	Géologie régional	07
II.1.1.1	Stratigraphie	07
II.1.1.2	Tectonique	08
II.1.2	Géologie local	09
II.1.3	Séismicité.....	09
II.2	Etude hydrogéologique.....	10
	Introduction.....	10
II.2.1	Situation hydrologique	10
II.2.2	Aquifère.....	11
II.2.3	Caractéristiques Hydrodynamiques.....	11
II.2.3.1	Perméabilité	11
II.2.3.2	Transmissivité	11
II.2.3.3	Débit d'écoulement	12
CHAPITRE III ETUDE GEOTECHNIQUE ET GEOPHISIQUE		
III.1	Etude géotechnique.....	13
	Introduction.....	13
III.1.1	But de l'étude	13
III.1.2	Travaux réalisés	13
III.1.3	Position des puits	14
III.1.4	Lithologie	14
III.1.5	Niveau statique	15
	Conclusion.....	16
III.2	Etude Géophysique.....	16
	Introduction.....	16
III.2.1	Situation de l'étude	16
III.2.1.1	Situation géographique	16

III.2.1.2	Contexte géologique	17
III.2.2	But de l'étude géophysique	17
III.2.3	Mise en œuvre	17
III.2.4	Etalonnage des sondages électriques	17
III.2.5	Interprétation	18
III.2.5.1	Conclusion de l'interprétation	18
	Conclusion.....	19
CHAPITRE IV ETUDE HYDROLOGIQUE		
	Introduction.....	20
IV.1	Caractéristique du bassin versant.....	20
IV.1.1	Caractéristique morphologique.....	20
IV.1.1.1	Description du bassin versant.....	20
IV.1.1.2	Caractéristiques géométriques.....	21
IV.1.1.3	Caractéristiques hydro morphologiques.....	22
IV.1.1.4	Reliefs :.....	23
IV.1.1.5	Caractéristiques physiographique	27
IV.1.2	Temps de concentration du bassin versant.....	28
IV.1.3	Vitesse de ruissellement.	29
IV.1.4	Caractéristique climatique du bassin versant.....	30
IV.1.4.1	Température	31
IV.1.4.2	Humidité relative	31
IV.1.4.3	Vitesse du vent	32
IV.1.4.4	Evaporation mensuelle	32
IV.1.4.5	Pluviométrie	32
IV.2	Pluies maximales journalières.....	33
IV.2.1	Ajustement des pluies maximales journalières.....	33
IV.2.2	Choix de la loi d'ajustement.....	35
IV.2.2.1	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	35
IV.2.2.2	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log.normale).....	39

IV.2.3	Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences.....	41
IV.3	Evaluation des apports	43
IV.3.1	Apports liquides.....	43
IV.3 .1.1	Généralités.....	43
IV.3.1.2	Apport moyen annuels	43
IV.3.1.3	Caractéristiques de l'écoulement.....	45
IV.3.1.4	Irrégularité des apports.....	49
IV.3.1.4.1	Estimation fréquentielle des apports.....	49
IV.3.1.4.2	Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	49
IV.3.2	Apports solide	50
IV.4	Etude de crues.....	52
IV.4.1	Introduction	52
IV.4.2	Formules empiriques pour la détermination de la crue.....	53
IV.4.3	Hydro gramme des crues.....	56
IV.4.4	Estimation de la crue de projet.....	59
IV.5	Régularisation.....	61
IV.5.1	Courbes caractéristiques.....	62
IV.5.2	Calcul du volume utile.....	64
IV.6	Laminage de crue.....	68
IV.6.1	Procédés de calcul.....	68
IV.7	Etude d'optimisation	72
IV.7.1	Calcul du coût approximatif de la digue.....	72
IV.7.1.1	Calcul de la revanche	73
IV.7.1.2	Largeur en crête.....	74
IV.7.1.3	Calcul du coût de la digue.....	74
IV.7.2	Calcul du coût de l'évacuateur des crues.....	76
IV.7.2.1	Coût du déversoir	76
IV.7.2.2	Coût du canal d'approche.....	77

IV.7.3	Coût total du barrage	78
IV.8	Laminage pour un déversoir de largeur $b=30$ mètres.....	79
	Conclusion.....	83
CHAPITRE V ETUDE DES VARIANTES		
	Introduction.....	84
V.1	Etude des variantes de la digue	84
V.1.1	Choix du type de barrage	84
V.1.2	Variantes à choisir	85
V.1.3	Etude comparative.....	86
V.1.4	Conception de la digue	93
V.1.4.1	Profil type de la digue.....	93
V.1.4.2	Classification de l'ouvrage.....	93
V.1.4.3	Protection de la Crête.....	93
V.1.4.4	Protection des talus.....	94
V.1.4.5	Clé d'étanchéité	96
V.2	Organes de drainage.....	96
V.2.1	Dimensionnement du prisme de drainage.....	97
V.3	Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation.....	98
V.3.1	Ligne de saturation.....	98
V.3.2	Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite).....	100
V.3.2.1	Calcul du débit d'infiltration à travers la fondation.....	101
V.3.3	Vérification de la résistance d'infiltration du sol de la retenue.....	102
V.3.3.1	Dispositif d'étanchéité.....	103
V.3.4	Calcul des filtres.....	103
V.3.5	Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres.....	105
CHAPITRE VI ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES		
	Introduction.....	107
VI.1	Etude de l'évacuateur de crue	107

VI.1.1	Introduction	107
VI.1.2	Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues	107
VI.1.3	Dimensionnement hydraulique.....	108
VI.1.3.1	Canal d'amenée.....	109
VI.1.3.2	Déversoir.....	109
VI.1.3.3	Chenal d'écoulement.....	112
VI.1.3.4	Calcul du convergeant.....	114
VI.1.3.5	Coursier.....	114
VI.1.3.6	Dissipateur d'énergie.....	117
VI.1.3.7	Canal de restitution.....	118
VI.1.4	Conception de l'évacuateur de crues.....	119
VI.1.4.1	Hauteur des murs bajoyers.....	120
VI.1.4.2	Vérification de l'apparition des vagues roulantes dans le coursier.....	120
VI.2	Etude de la prise d'eau.....	121
VI.2.1	Dispositif de prise d'eaux souterraines.....	121
VI.2.1.1	Description des différents dispositifs de captage d'eau souterraine.....	122
VI.2.1.2	Calcul du débit de prise d'eau souterraine.....	123
VI.2.2	Prise d'eau superficielle.....	123
VI.2.2.1	Calcul du débit de prise d'eaux superficielle.....	124
VI.3	Etude d'ouvrage de vidange.....	125
VI.3.1	Choix de la variante.....	126
VI.3.2	Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange.....	126
VI.3.3	Dimensionnement de l'ouvrage de vidange.....	127
VI.3.3.1	Calcul du débit de vidange.....	127
VI.3.3.2	Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre	128
VI.3.4	Dimensionnement de la prise d'eau.....	129
	Conclusion.....	131
CHAPITRE VII ETUDE DE STABILITE		
VII.1	Généralités sur la stabilité des barrages (talus).....	132

VII.2	Conséquences de l'instabilité des talus	132
VII.3	Méthode de calcul.....	132
VII.4	Ordre de calcul (Méthode des tranches)	133
VII.5	Facteurs déterminant la stabilité de la Retenue	134
VII.6	Bilan des forces sollicitant une tranche	135
VII.7	Classement des forces	135
VII.8	Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	136
	Conclusion	138
CHAPITRE VIII ORGANISATION DE CHANTIER		
	Introduction.....	139
VIII.2	Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier.....	139
VIII.3	Réalisation de la digue en terre.	140
VIII.3.1	Moyens de chantier	140
VIII.4	Succession des travaux	141
VIII.5	Exécution de l'évacuateur de crues.....	143
VIII.6	Rendement des différents engins.....	143
VIII.7	Exécution des filtres et des drains	144
VIII.8	Protection de la crête et des talus	144
VIII.9	Planification.....	145
VIII.9.1	Définition.....	145
VIII.9.2	Techniques de la planification.....	145
VIII.9.2.1	Méthodes basées sur le réseau.....	145
VIII.9.2.1.1	Définition du réseau.....	145
VIII.9.2.1.2	Construction du réseau.....	145
VIII.9.2.1.3	Différentes méthodes basées sur le réseau	146
VIII.9.2.1.3.1	Méthode méthode du chemin critique C.P.M	146
VIII.9.2.2	Etapas de la planification	146
VIII.9.2.2.1	Collection des informations.....	146
VIII.9.2.2.2	Décomposition du projet.....	146

VIII.9.2.2.3	Relations entre les tâches.....	146
VIII.9.3	Paramètres de la méthode C.P.M.....	146
VIII.9.3.1	Chemin critique (C.C).....	147
VIII.9.3.2	Attribution des durées de chaque opération.....	147
VIII.9.4	Plannings.....	147
VIII.9.4.1	Plan de travail au plus tôt.....	148
VIII.9.4.2	Plan de travail au plus tard : (PTPP).....	148
VIII.9.4.3	Plan de travail intermédiaire.....	148
VIII.10	Délai de construction et programme des travaux.....	148
VIII.10.1	Symboles des différentes opérations.....	148
VIII.10.2	Détermination des chemins critiques.....	149
	Conclusion.....	150
CHAPITRE IX PROTECTION ET SECURITE AU TRAVAIL		
IX.1	Introduction.	151
IX.2	Secteurs et opérations à haut risque	151
IX.3	Cause des accidents de travail	151
IX.3.1	Causes humaines	151
IX.3.2	Causes techniques	152
IX.3.3	Causes des maladies professionnelles	152
IX.4	Conditions dangereuses dans le chantier	152
IX.4.1	Methode et moyens de prévention	152
IX.5	Actions dangereuses	153
IX.5.1	Methode et moyens de prévention	153
IX.6	Niveaux d'intervention	153
IX.7	Responsabilités	153
IX.8	Mesures préventives	153
IX.9	Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation	154
IX.10	Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel.....	154
IX.11	Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation.....	155

IX.11.1	Etude de dimensionnement du réseau de ventilation.....	155
IX.11.1.1	Méthode dynamique	155
IX.11.1.2	Méthode d'équifriction	156
IX.11.1.3	Calcul du diamètre des canalisations	156
	Conclusion.....	156
	CONCLUSION GENERAL	157
	BIBLIOGRAPHIE	
	ANNEXES	

LISTE DES TABLEAUX:

	CHAPITRE III ETUDE GEOPHYSIQUE ET GEOTECHNIQUE	
Tableau III.01	Niveaux statiques mesurés dans les puits.....	15
Tableau III.02	Formations existant et leur résistivités.....	18
	CHAPITRE IV ETUDE HYDROLOGIQUE	
Tableau. IV.01	Répartition des surfaces en fonction des cotes.....	24
Tableau. IV.02	Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	27
Tableau. IV.03	Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant.....	30
Tableau. IV.04	Répartition de la température de la saison 2007.2008 station SOUMAA	31
Tableau. IV.05	Humidité mensuelle moyenne (%) – Dar El Beida.....	31
Tableau IV.06	Vitesses du vent mensuelles moyennes (Km/h) – SOUMAA.....	32
Tableau. IV.07	Evaporations mensuelles moyennes (mm)	32
Tableau. IV.08	Caractéristiques de la station Passerelle	32
Tableau. IV.09	Répartition mensuelle de la précipitation.....	33
Tableau. IV.10	Pluies journalières maximales observe.....	34
Tableau. IV.11	Caractéristiques de la série avec N=34ans.....	35
Tableau. IV.12	Résultat de l’ajustement de la loi Gumbel.....	37
Tableau. IV.13	Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Gumbel.....	38
Tableau. IV.14	Résultat de l’ajustement a la loi de Galton.....	39
Tableau. IV.15	Pluies et intensités de courte durée pour chaque fréquence	42
Tableau. IV.16	Tableau. IV.16 Apports moyens annuels.....	44
Tableau. IV.17	Différentes valeurs de C_v	46
Tableau. IV.18	Caractéristiques de l'écoulement.....	47
Tableau. IV.19	Apports moyens mensuels (Mm^3).....	48
Tableau. IV.20	Apport fréquentielle.....	49
Tableau. IV.21	Répartition mensuelle des apports.....	50
Tableau. IV.22	Valeur de α en fonction de la perméabilité.....	52
Tableau. IV.23	Débit maximum de crue pour différents périodes de retour.....	53
Tableau. IV.24	Valeur de α en fonction de la fréquence.....	53
Tableau. IV.25	Valeur de γ en fonction du bassin versant.....	54
Tableau. IV.26	Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY)	54
Tableau. IV.27	Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de POSSENTI).....	55
Tableau. IV.28	Débit maximum de crue pour différents Périodes de retour (Formule TURRAZA).....	55
Tableau. IV.29	Récapitulatif des résultats de débit de crue	56
Tableau. IV.30	Coefficient de forme de l’hydro gramme de crue δ	57
Tableau. IV.31	Récapitulatif des résultats de calcule pour tracé le Hydro gramme du crue.....	58
Tableau. IV.32	Catégories des dommages résultant des crues.....	60
Tableau. IV.33	Crues de projet recommandé.....	60
Tableau. IV.34	Choix de la crue de projet	61
Tableau. IV.35	Volume et surface en fonction de la hauteur.....	63
Tableau. IV.36	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm^3)	65
Tableau. IV.37	Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	67

Tableau IV.38	Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	72
Tableau. IV.39	Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.....	75
Tableau IV.40	Récapitulatif des résultats.....	75
Tableau IV.41	Coût de la digue.....	76
Tableau IV.42	Coût de déversoir.....	77
Tableau IV.43	Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes	77
Tableau IV.44	Tableau récapitulatif des prix totaux.....	78
Tableau IV.45	Caractéristiques du barrage.....	79
Tableau IV.46	Volumes et débit déversant.....	80
Tableau IV.47	Laminage des crues pour une largeur déversante 30m par la méthode de Hedenblat ...	82
CHAPITRE V ETUDE DES VARIANTES		
Tableau. V.01	Détermination des pentes des talus.....	87
Tableau. V.02	Volume de la digue en terre homogène	88
Tableau. V.03	Volume du noyau d'argile	89
Tableau. V.04	Volume des recharges (Barrage à noyau).....	90
Tableau. V.05	Volume du remblai	91
Tableau. V.06	Etude comparative des différentes variantes.....	92
Tableau. V.07	Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....	93
Tableau. V.08	Détermination de coefficient C.....	94
Tableau. V.09	Coordonnées de la courbe.....	100
Tableau. V.10	Valeurs de n en fonction L/T	102
Tableau. V.11	Gradient hydraulique admissible.....	103
Tableau. V.12	Gradient d'infiltration critique.....	103
Tableau. V.13	Coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage.....	103
CHAPITRE VI ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES		
Tableau. VI.01	Coordonnées de profil	111
Tableau. VI.02	Calcul de ligne d'eau.....	116
Tableau. VI.03	Ligne d'eau à pas d'espace de 10m.....	116
Tableau. VI.04	Type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{V}$	127
CHAPITRE VII ETUDE DE STABILITE		
Tableau. VII.01	Coefficient de stabilité admissible des talus.....	133
Tableau. VII.02	K_1, K_2) en fonction des pentes des talus.....	133
CHAPITRE VIII ORGANISATION DE CHANTIER		

Tableau. VIII.01	Description des travaux.....	142
Tableau. VIII.02	Symboles des opérations	149
Tableau. VIII.03	Détermination des chemins critiques.....	150
CHAPITRE IX PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL		
Tableau. IX.01	Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.....	154
Tableau. IX.02	Vitesse de l'air dans les différents canalisations.....	156

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I ETUDE TOPOGRAPHIQUE		
Fig. I.01	Localisation de la commune de HAMMAM MELOUANE dans la wilaya de Blida.....	04
Fig. I.02	Plan de situation des deux site.....	05
Fig. I.03	Vue de l'axe N°1 du barrage Magtaa Lazrezg.....	06
Fig. I.04	Vue de l'axe N°2 du barrage Magtaa Lazrezg.....	06
CHAPITRE II ETUDE GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE		
Fig. II.01	Carte de zonage sismique de territoire national (RPA-ADDENDA, 99)	11
CHAPITRE IV ETUDE HYDROLOGIQUE		
Fig. IV.01	Bassin versant de la retenue	21
Fig. IV.02	Courbe hypsométrique	25
Fig. IV.03	Ajustement à la loi GUMBEL	37
Fig. IV.04	Ajustement à la loi GALTON	40
Fig. IV.05	Comparaison graphique entre les deux lois	40
Fig. IV.06	Courbes des intensités pour différentes fréquences	41
Fig. IV.07	Hydro grammes de crue	58
Fig. IV.08	Courbes : Capacité-Hauteur et Surface-Hauteur	63
Fig. IV.09	Courbe de la charge H en fonction de débit Q	71
Fig. IV.10	Courbe de débit q en fonction de volume forcé $V_{\text{Forcé}}$	71
Fig. IV.11	Courbe d'optimisation	78
Fig. IV.12	Courbe et débit déversant	81
Fig. IV.13	Hydro gramme entrant sortant	81
CHAPITRE VI ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES		
Fig.VI.01	Dimensions du déversoir	110
Fig.VI.02	Profil du déversoir	111
Fig.VI.03	Ligne d'eau dans le coursier	114
CHAPITRE VII ETUDE DE LA STABILITE		
Fig. VII.01	Schéma de calcul de stabilité	137
CHAPITRE VIII ORGANISATION DE CHANTIER		
Fig. VIII.01	Lien entre les acteurs traditionnels d'un chantier	140

LISTE DES PLANCHES

Planche 01 : Plan d'aménagement

Planche 02: Coupe géologique de la digue

Planche 03 : coupe type de la digue pour les trois variantes

Planche 04 : Profil et vue en plan de l'évacuateur

Planche 05 : Schéma de calcul de la stabilité

Planche 06 : Planning des travaux

INTRODUCTION GENERALE

L'eau constitue à la fois un élément essentiel et un facteur stratégique à l'aménagement du territoire ; sa disponibilité conditionne de manière déterminante la répartition des populations, de l'urbanisation et des activités économiques.

L'Algérie connaît un problème d'eau à cause de déficit entre les apports et la demande qui ne cesse pas à augmenter avec le temps, c'est pour cela la construction des petites barrages est une solution pour combler ce manque.

La wilaya de Blida souffert de sécheresse malgré l'existence des oueds comme oued MAGTAA LAZREG qui coule avec des apports importante et qui présente des caractéristiques favorables à l'exploitation.

Dans ce travail, on a étudié la possibilité de réalisation d'un petit barrage qui permet à la fois la mobilisation des eaux de surface et le captage des eaux souterraines de l'oued MAGTAA LAZREG commune Hammam Melouane.

De ce fait, on a vérifié l'adaptation d'ouvrage aux conditions locales comme : la topographie, la géologie, l'hydrogéologie, la géophysique, la géotechnique et l'hydrologie. Après on a choisi la variante qui répond mieux aux critères technico-économique on a étudié les ouvrages annexes et on a calculé la stabilité de l'ouvrage, pour l'estimation de délai de réalisation on est passé par l'organisation de chantier, et finalement la protection et la sécurité de travail.

ETUDE TOPOGRAPHIQUE

Introduction

La topographie est un critère clé. Il convient de trouver un impluvium bien circonscrit dont les eaux d'infiltration soient drainées naturellement vers un passage étroit, où sera construit le barrage souterrain.

Le but principal de l'étude topographique est d'établir les documents nécessaires pour les avants projets (plans, cartes, documents...) qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux l'ouvrage hydraulique que nous allons intégrer. D'une manière générale, le choix de l'emplacement d'un aménagement hydraulique se fait par étapes en opérant une sélection parmi les sites candidats de moins en moins nombreux selon la procédure suivante :

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

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

I.1 Situation géographique

MEGTAA est en fait un village situé à environ 6 Km au sud-ouest de HAMMAM MELOUANE, il est traversé par oued MEGTAA qui prend sa source dans le massif blidéen et il coule en direction Nord-Est. Oued MEGTAA forme avec les oueds Bou Maane et AKHA les principaux affluents de l'Oued El Harrach. La confluence se fait juste à la sortie aval de MAGTAA.

Le bassin versant de l'oued MAGTAA est localisé sur la carte d'état-major de Blida n° 63 par les coordonnées Lambert suivantes :

$$X = 528,15 \text{ Km}$$

$$Y = 352,25 \text{ Km}$$

$$Z = 216,00 \text{ m}$$



Figure I.1 Localisation de la commune de HAMMAM MELOUANE dans la wilaya de Blida.

I.2 Situation climatique

Comme le bassin versant de l’oued MAGTAA est sous l’influence de la mer et de la montagne, nous pouvons alors dire qu’il est dominé par un climat méditerranéen, c’est à dire chaud en été, humide en hiver frais sur les parties hautes et humide en hiver doux sur les parties basses. La situation climatique sera détaillée dans le chapitre IV.

I.3 Reliefs

Le site présente un recouvrement de 45 % de forêt repartie en aval le long de l’oued principal et en amont le long de ces affluents jusqu’à la forêt des Béni Salah et la forêt de TAKITOUUM et 55 % de broussailles pour le reste de la superficie. La partie amont plus montagneuse culmine au sud – ouest 1969 m d’altitude (Koudiet Si Abd El Kader) où l’oued prend source et continue son cours au nord – est sur une longueur de 29 km et une moyenne de 48,7 m/km.

Le bassin versant se caractérise par des lignes de crêtes serrées et un relief moyennement accidenté avec une pente moyenne de 25%. Il s’agit d’une zone d’altitude moyenne de 865 m aux pentes douces qui deviennent plus accusées vers les limites extrêmes.

I.4 Documentation topographique

Les supports cartographiques utilisés :

- Carte topographique d'Etat-major Blida N° 3 - 4 à l'échelle 1/25000^{ème}.
- Carte topographique d'Etat-major de Blida (n°63) à l'échelle 1/50.000^{ème}.

I.5 Choix de site

Le principe du choix du site favorable pour un tel aménagement est fixe, c'est-à-dire qu'il faut choisir un site qui peut retenir un maximum d'eau pour un coût minimum, Le choix du site est basé sur :

1. La détermination géométrique et physique de l'axe de l'aménagement et de la cuvette réservoir, telles que :

- La largeur et la longueur de la cuvette ;
- L'épaisseur de la couche alluviale
- La profondeur de la roche altérée et ou fissurée.
- La section de la couche alluviale et sa perméabilité;
- La section de la roche altérée et sa perméabilité
- La qualité, les limites et la capacité du réservoir.
- La profondeur du socle imperméable (mur de la nappe).

2. Le choix de la solution technique d'étanchéisation adéquate pour chaque site

3. L'évaluation économique de l'aménagement de chaque site.

Pour notre site, deux axes sont identifiés pour recevoir l'aménagement :

I.5.1 Description de l'axe n°1

Le premier axe d'emplacement de la future prise d'eau est situé sur un étranglement de l'oued MEGTAA LAZREG à l'amont de sa confluence avec l'oued El Harrach à quelque 200 m à l'amont du village du même nom à 5 Km à l'amont du chef-lieu de commune HAMMAM MELOUANE. On y accède aux sites à partir de la ville de HAMMAM MELOUANE par le chemin de wilaya n° 14.

Les coordonnées du site localisé sur la carte d'Etat-major BLIDA N°3-4 à l'échelle 1/25000^{ème} sont :

$$X = 528.15 \text{ Km}$$

$$Y = 352.25 \text{ Km}$$

L'altitude du site est estimée à 216.00 m.

La largeur de l'axe n°1 est estimée à 50 m environ.

L'écoulement durant la période d'étiage est important.

Le bassin versant est densément boisé.

I.5.2 Description de l'axe n°2

Le deuxième axe potentiel est situé à environ 200 m à l'amont de l'axe n°1. Il est situé sur un étranglement de l'oued et un virage de presque 90 degré.

La largeur de l'axe n°2 est estimée à 30 m environ.

Le choix de l'emplacement de l'axe du futur dispositif de prise se fera après l'exécution des travaux de reconnaissances géologiques, géotechnique et les travaux topographiques.

Ce choix se fera en fonction de la longueur de l'axe, de l'épaisseur de la couche alluvionnaire et du dispositif de prise à projeter.

Le choix a été porté sur l'axe N°1 car il s'adapte mieux aux critères technico-économiques.

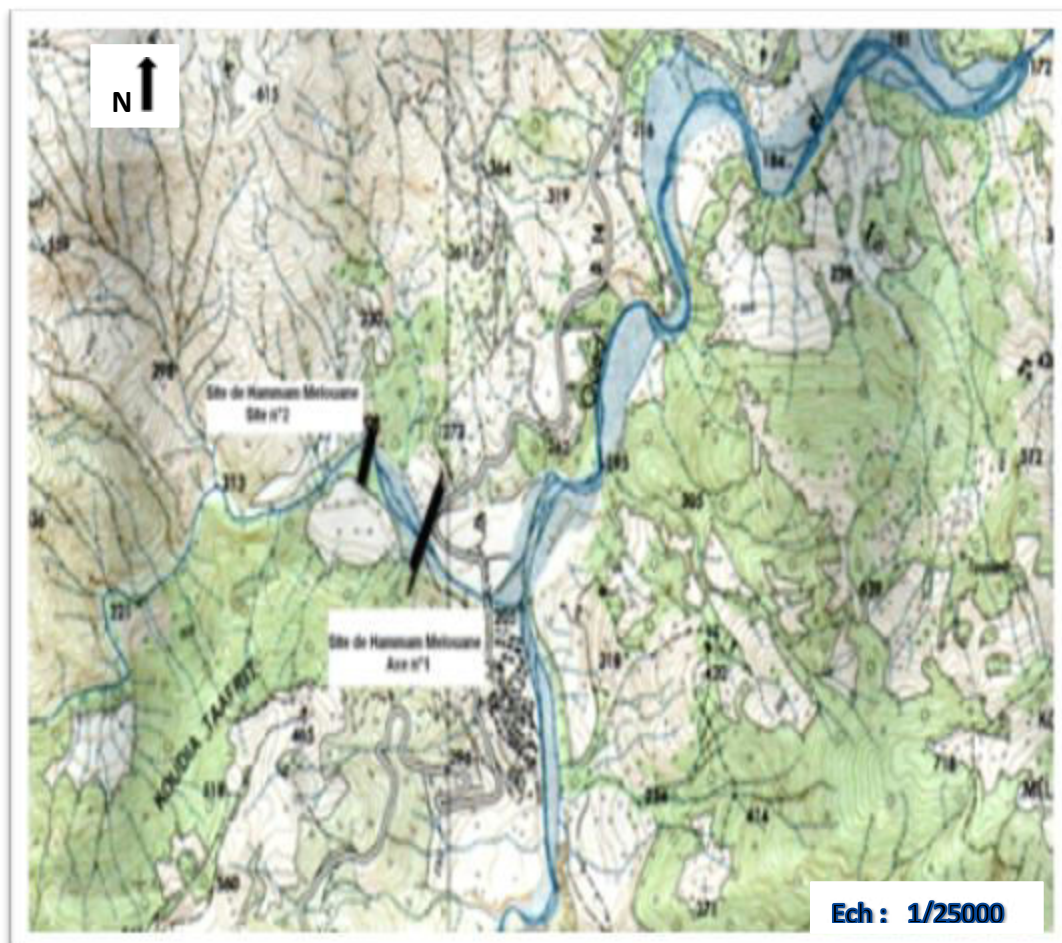


Figure I.2 : Plan de situation des deux sites.



Figure I.3: Vue de l'axe N°1 du barrage
Magtaa Lazreg



Figure I.4 : Vue de l'axe N°2 du barrage
Magtaa Lazreg

Conclusion

D'après les données existantes on constate que la topographie du site est favorable pour la construction d'un aménagement hydraulique, et le choix a été porté sur l'axe N°1 car il s'adapte mieux aux critères technico-économiques.

II.1 ETUDE GEOLOGIQUE

Introduction

La géologie du bassin et du site devant être favorable à la conservation des eaux d'infiltration par la présence d'un substratum imperméable en amont du barrage et au droit de celui-ci ; on recherchera évidemment les cartes et les études géologiques s'il en existe, et l'on appréciera visuellement au cours de la reconnaissance sur le terrain la possibilité d'existence d'une telle assise imperméable surmontée d'un terrain poreux et aquifère.

II.1.1 Géologie régionale

La géologie de l'Atlas Blidéen et d'une manière générale de la région d'Alger est bien décrite dans l'étude réalisée par Louis Glangeaud « Étude géologique du nord de la province d'Alger » (1932).

La carte géologique de la région est représentée dans l'annexe I.

II.1.1.1 Stratigraphie

Même si l'âge de certaines formations est encore imprécis ou mal défini à cause de l'existence de formations métamorphiques, la stratigraphie de l'Atlas Blidéen est relativement bien connue. On distingue de bas en haut :

- **Le Trias :** "Le trias n'apparaît en aucun point de la région Tellienne avec sa succession normale". Presque partout il est écrasé et les roches qui le constituent forment une véritable brèche tectonique. On y trouve des gypses saccharoïdes avec des zones plus riches en matières organiques.

Le gypse est plissé, est généralement accompagné d'anhydrite. Les marnes bariolées qui accompagnent presque toujours le Trias sont ici peu fréquentes.

- **Le Jurassique :** Sur la feuille de TABLAT des lentilles de calcaire métamorphique accompagnent le Trias de l'écaille d'Oued Djemaa – Hammam Melouane.

Ces calcaires passent par endroit à de véritables marbres. En l'absence de fossiles les calcaires ont été datés par comparaison avec d'autres formations rencontrées ailleurs et présentant des caractères analogues. Ils ont été attribués au Lias qui est représenté par des calcaires bleus et violet et calcaires métamorphiques.

- **Le Néocomien :** est représenté par des couches de schistes et de calcaires siliceux à fins grains de quartz.

Les schistes, les calcaires, et les quartzites, du Néocomien, Valanginien, Hauterivien, ont été datés grâce à une Ammonite.

- **Le Barrémien :** Le Barrémien qui termine la série des schistes, calcaires et quartz est bien caractérisé par son niveau à Leptoceras. Il est constitué de marnes ferrugineuses, dont l'épaisseur est comprise entre 100 et 200 m.

- **L'Aptien** : Il se présente sous deux faciès différents :
A la base une assise marno – calcaire formée par une alternance de calcaires compacts à patines jaunes et cassures noires et de marnes argileuse bien stratifiées.
Au-dessus apparaissent des calcaires à Orbitholines accompagnées de Lumachelles à petites Huîtres, de calcaires à Entroques et de marnes blanches.
 - **L'Albien** : Il se présente sous forme d'argile schisteuse siliceuse noire et dure. Son épaisseur varie entre 600 et 700 m.
 - **Le Vraconien** : Au-dessus des couches Albiennes, apparaissent des calcaires et des marnes jaunes présentant par endroit des micros brèches. On les rencontre particulièrement au nord de la feuille de TABLAT.
 - **Le Cénomanien** : Il se présente sous forme de calcaires compacts à l'entrée des gorges de l'oued Djemaa. Il est constitué de marnes et des calcaires.
Son épaisseur peut atteindre 400 m.
 - **Le Sénonien** : Les dépôts du Sénonien inférieur et moyen présentent des faciès profonds sous forme de marne et de calcaires à Incérâmes et Oursin.
Il se termine par une zone de micro – brèches, petits Poudingues et Lumachelles.
 - **L'Eocène** : Il est représenté uniquement par l'Eocène supérieur transgressif et discordant. Il est ici formé par une alternance de grès et d'argiles à Ficoïdes.
Les bancs de grès sont d'épaisseurs assez réduites.
Les argiles renferment des niveaux détritiques contenant de petites Nummulites.
- Le Miocène** : Les subdivisions principales du Miocène sont :
La série cartésienne offrant à la base des grès et la partie supérieure des marnes.
Une série Vidobonienne généralement transgressive et légèrement discordante sur la précédente.
- **L'Oligocène** : Se présente sous forme de grès micacé à plantes situé au-dessus du Flysch d'âge Eocène supérieur.

II.1.1.2 Tectonique

Ficheur (1938), montre dans son étude que la zone schisteuse (appelée schistes de la Chiffa), semble avoir constitué le noyau résistant lors des renversements d'une extrême intensité qui affecté l'Atlas Blidéen.

Dans le pli de Blida (4 Km) les schistes recouvrent les assises diverses du Crétacé et du Carténien. Cet anticlinal couché se complique à l'est au de Soumaa par l'intercalation d'un noyau de grès de forme elliptique d'âge Eocène Doublement replié au nord (Djebel Tafriat). Sur les pentes de cette montagne jusqu'à la plaine, la série complète est renversée jusqu'à l'Oued El Had (Bouinan).

Il semble que le pli de Blida soit la conséquence de deux grandes phases orogéniques. L'un à la fin du Crétacé, et la plus importante entre le Carténien et l'Helvétien.

II.1.2 Géologie locale

Sur le site de HAMMAM MELOUANE, le Bureau d'Etude a exécuté 3 puits de profondeur atteignant 3.0 m au niveau de l'axe afin de reconnaître la nature et l'allure du substratum marneux. Le lit de l'oued est recouvert d'une épaisse couche alluvionnaire de nature grossière permettant l'exécution d'un captage.

Les formations géologiques rencontrées autour du site de MAGTAA, sont constitué essentiellement par :

Le Cénomaniens « C⁵⁻⁴ » : Il est constitué de calcaires et de marnes bien stratifiées, et peut être observé au sud de MAGTAA, ou il est traversé par l'Oued Bou Maan, qui vient rejoindre l'Oued MAGTAA LAZREG. L'épaisseur des bancs de calcaires est parfois importante.

Le Sénonien « C⁸⁻⁷ » : Il constitue le socle principal du site de MAGTAA. Ce sont des marnes bleuâtres, feuilletées avec rognons de calcaires, passant à des marnes noires avec parfois des intercalations de calcaires marneux.

Au niveau de l'Oued MAGTAA LAZREG, le Sénonien est recouvert par les dépôts récents du Quaternaire et les alluvions d'oued.

Au nord-est du site, en direction de HAMMAM MELOUANE, les dépôts rencontrés sont :

L'Eocène moyen : constitué par une puissante assise de marnes grises et jaunâtre, de marnes violacées, de calcaires gréseux, de grès et de calcaire bréchique.

Le Miocène : formé par des poudingues et des grès cartésiens d'environ 150 m d'épaisseur.

Au niveau de HAMMAM MELOUANE, sur la rive gauche de l'Oued EL HARRACH, on rencontre un affleurement de gypse et de cargneules éruptif dans le Cénomaniens.

II.1.3 Sismicité

La zone considérée par l'air d'étude est de zone III, donc c'est un endroit d'activité sismique importante. Cette classification vise à protéger les personnes, les biens économiques de la communauté.

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

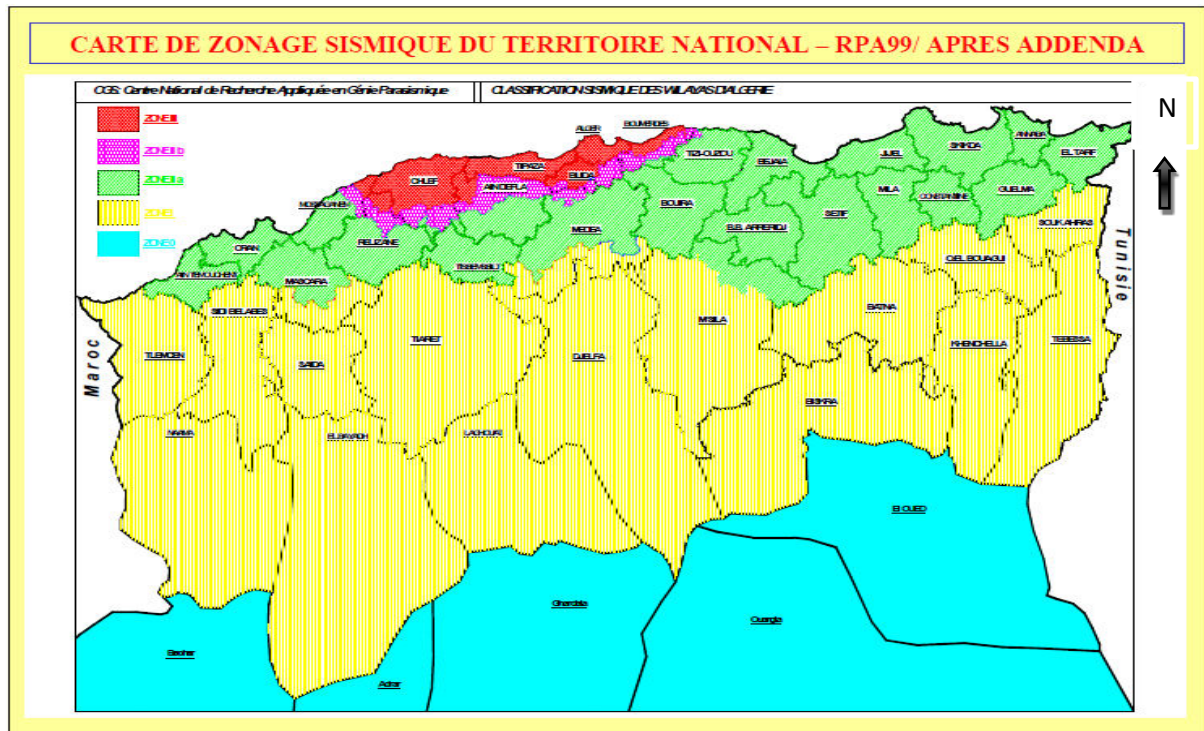


Figure II.01 Carte de zonage sismique de territoire national (RPA-ADDENDA, 99)

II.2 ETUDE HYDROGEOLOGIQUE

Introduction

L'intérêt majeur de l'étude hydrogéologique est de comprendre le mieux possible le fonctionnement hydrogéologique général de la cuvette de barrage.

L'étude hydrogéologique se doit de définir :

- 1- les aquifère : leurs limites et leurs caractéristiques.
- 2- l'hydrodynamisme souterrain au site et dans la cuvette.
- 3- l'alimentation de la nappe par des approches rationnelles de la recharge par les crues.
- 4- Les sorties d'eau du système aquifère.

II.2.1 Situation hydrologique

Les seules formations susceptibles de constituer un aquifère sur le site de MEGTAA, sont les alluvions de l'oued qui reposent sur les marnes schisteuses du Crétacé, et on peut constater à la lecture des résistivités enregistrées que les alluvions de l'oued MEGTAA ne sont pas homogènes.

II.2.2 Aquifère :

Du point de vue géométrique, on observe une dissymétrie entre les deux rives de l'oued. Sur la rive gauche on observe une remontée du substratum marneux et l'épaisseur des alluvions ne dépasse pas 7 m. Sur la rive droite le substratum forme un sillon rempli par les alluvions dont l'épaisseur peut être supérieur à 15 m.

Du point de vue lithologie, on constate une variation de la granulométrie. Dans les dépôts situés à l'amont de l'oued, les sables et les graviers sont dominants, alors que ceux de la partie aval, sont plus grossiers. Ce sont essentiellement des galets et des blocs dont le diamètre peut atteindre 1 m.

II.2.3 Caractéristiques Hydrodynamiques

II.2.3.1 Perméabilité

La perméabilité d'un sol caractérise la facilité plus ou moins grande avec laquelle s'effectue la circulation de l'eau au travers de ses particules.

Devant l'impossibilité d'obtenir des mesures in-situ, la perméabilité a été mesurée au laboratoire sur des échantillons remaniés.

La mesure a été effectuée par la méthode dite : Pot de Terzagui (E.N.H.Y.D 2006), la valeur obtenue est :

$$K = 6,58 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

II.2.3.2 Transmissivité

La transmissivité est définie comme le produit de l'épaisseur de l'aquifère par la valeur moyenne de sa perméabilité dans le sens de l'écoulement. Elle est déterminée par un essai de pompage, car elle rentre dans le domaine des essais d'eau ponctuel (E.N.H.Y.D 2006).

$$T = K \cdot e \quad (\text{m}^2/\text{s}) \dots \dots \dots (\text{II.1})$$

Avec :

e : l'épaisseur moyenne de la nappe, avec : $e = 10 \text{ m}$.

A.N :

$$T = 6,58 \cdot 10^{-6} \cdot 10 = 6,58 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$T = 6,58 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$$

II.2.3.3 Débit d'écoulement

Le débit d'écoulement à travers les alluvions de MEGTAA peut être calculé par application de la loi de DARCY qui s'écrit :

$$Q = T \cdot i \cdot L \quad (\text{m}^3/\text{s}) \dots\dots\dots (\text{II.2})$$

Avec :

- T : la transmissivité moyenne en m^2/s .
- i : la pente de la surface piézométrique ou le gradient hydraulique, il est calculé par la formule suivant :

$$i = \frac{h_1 - h_2}{l} \quad (\%) \dots\dots\dots (\text{II.3})$$

A.N

$$i = \frac{0.5 - 0.3}{100} = 0,2\%$$

$$i = 0,2\%$$

Où : « l » représente la distance entre les deux puits de mesure, $l = 100\text{m}$.

- L : la longueur de la nappe, $L = 100\text{m}$.

A.N :

$$Q = 6,58 \cdot 10^{-5} \cdot (0,2/100) \cdot 100 = 1,316 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q = 1,316 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{ou} \quad Q = 0,01316 \text{ l/s}.$$

III.1 ETUDE GEOTECHNIQUE

Introduction

La géotechnique est l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, de la mécanique des roches et de la géologie de l'ingénieur.

La géotechnique s'appuie principalement sur deux sciences :

- la géologie qui retrace l'histoire de la terre, précise la nature et la structure des matériaux et leur évolution dans le temps,
- la mécanique des sols et des roches qui modélise leur comportement en tant que déformabilité et résistance des matériaux.

Elle joue un rôle essentiel dans l'acte de construire pour tous les travaux de bâtiment, de génie civil et d'aménagements.

III.1.1 But de l'étude

L'étude géotechnique permet de déterminer le profil géologique au site même du barrage (position et nature du bed-rock et des parois latérales; degré de leur perméabilité naturelle; épaisseur et nature du remplissage alluvionnaire; existence et importance d'un barrage). Elle permet aussi de déterminer le degré de perméabilité et la capacité de stockage de la cuvette alluvionnaire en amont du barrage ainsi que l'existence d'une nappe phréatique et la transmissivité de l'aquifère.

Dans le cadre de son étude d'aménagement du site MEGTAA (HAMMAM MELOUANE Wilaya de Blida), le bureau d'étude ENHYD a programmé la réalisation de 5 puits de reconnaissance géotechnique.

Ces sondages ont été programmés en vue de reconnaître la profondeur du toit du substratum schisteux, qui servira à l'encrage de la digue projetée.

Malheureusement, et cause des difficultés d'accès, le sondage 3 qui devait permettre la reconnaissance des dépôts formant la terrasse alluviale située en rive droite, a été finalement réalisé dans le lit de l'oued, en bordure de la rive.

III.1.2 Travaux réalisés

A cause de l'existence de 3 conduites drainantes enfouies dans les alluvions et qui servent à collecter l'eau destinée à l'AEP de HAMMAM MELOUANE, seuls trois puits ont pu être réalisés.

La profondeur des puits est de 3 mètres seulement car la présence de gros blocs (1 mètre de diamètre en moyenne), empêche toute pénétration du godet, du rétro-chargeur.

III.1.3 Position des puits :

Les puits ont été implantés comme suit :

- Les puits 1 et 3 ont été implantés suivant l'axe de la digue, c'est à dire suivant une ligne perpendiculaire à l'axe de l'oued. La distance séparant le puits 1(en rive gauche) du puits 3 (en rive droite) est 35 mètres.
- Le puits 2 est situé à 100 mètres en amont des précédents.

III.1.4 Lithologie

La succession lithologique observée dans les puits est la suivante :

Puits 1

0.0- 1.0 m argiles, sables, graviers, galets
1.0 - 3.0 m sables, graviers, galets, blocs (1m)

Puits 2

0.0 - 1.0 m Alluvions grossières (blocs et galets)
1.0 – 1.5 m Alluvions fines dans matrice argileuse
1.5 - 3.0 m Alluvions fines (sable et graviers)

Puits 3

0.0 – 1.0 m Alluvions fines (sables, graviers, galets)
1.0 - 3.0 m Blocs (1 m o), galets, graviers)

On constate que le sol schisteux n'a pas été atteint.

Des échantillons de sol, des différents niveaux rencontrés ont été prélevés pour analyses en laboratoire.

Analyses granulométriques en laboratoire :

6 échantillons de sol ont été prélevés pour analyse en laboratoire. Mais compte tenu de la nature lithologique des couches rencontrées seules les analyses suivantes ont été possibles :

- L'analyse granulométrique
- La détermination de l'équivalent sable

Les analyses effectuées sur P1 montrent que dans la tranche comprise entre 0 m et 0.90 m, il y a prédominance des sables et des graviers (75%). La fraction grossière ne représente que 4%,

L'équivalent sable est de l'ordre de 67%.

Le 2^{ème} échantillon montre au contraire une dominance de la fraction grossière (cailloux et blocs) avec 61%, les graviers 27%.

L'équivalent sable est faible (14%).

Les analyses effectuées sur P2 montrent une homogénéité entre les deux horizons décrits ; même si dans la couche comprise entre 1.00 m et 1.50 m (courbe II), la fraction fine (graviers et sables) est plus importantes (46%).

Dans le niveau compris entre 2.20 m et 2.50 m la fraction grossière (cailloux) est plus importantes (42%). Les sables et les graviers, représentent (48%), L'équivalent sable est de 4.7%.

Les analyses effectuées sur P3 montrent que la fraction grossière est inférieure à 25%. Les sables et les graviers prédominent avec plus de 70%. L'équivalent sable est très élevé avec 73% et 76%.

Cette granulométrie ne donne qu'un aperçu des sédiments rencontrés sur le site de MEGTAA. Elle n'est cependant pas représentative de la réalité du terrain, la présence de gros blocs, dont le diamètre est difficile à mettre en évidence dans ce type d'analyse particulièrement dans les puits 2 et 3. Les gros blocs, empêchent le creusement de puits au-delà de 3m.

III.1.5 Niveau statique

Les niveaux statiques mesurés dans les puits creusés sont :

Tableau III.01 Niveaux statiques mesurés dans les puits

Puits N°	Niveau statique (m)
1	1.30
2	0.50
3	0.30

Le niveau statique du puits 1 ne peut être pris en compte, car il est situé très près des tuyaux collecteurs. A cet endroit le niveau d'eau est donc très influencé

Conclusion

Les analyses granulométriques montrent une importante hétérogénéité lithologique dans les alluvions de l'oued MEGTAA. La présence de blocs de diamètre imposant (1 m de diamètre) ne permet pas le creusement de puits profond par des moyens traditionnels.

Les sondages électriques montrent l'existence d'un sillon relativement profond (15m en moyenne), dans lequel se sont déposées les alluvions.

Dans la partie gauche de l'oued, les alluvions semblent moins épaisses (leur épaisseur varie de 3 m et 7 m).

Pour confirmer les résultats de la géophysique, il nous paraît absolument nécessaire de réaliser au moins 3 sondages carottés pouvant atteindre le socle (schistes).

La profondeur des sondages sera comprise entre 10 et 20 mètres. Ceux-ci peuvent être arrêtés dès qu'on rentre dans les schistes sur une profondeur d'au moins 1m.

III.2 ETUDE GEOPHYSIQUE

Introduction

La réalisation d'une étude géophysique par prospection électrique sur le site dit 'MEGTAA LAZREG' situé à 25 km au sud-ouest de la commune de HAMMAM MELOUANE est indispensable pour mieux identifier le site.

Deux (02) profils de sondages électriques ont été réalisés. La distance entre sondages était comprise entre 12 et 32 mètres sur le profil P1 et était de 100 mètres sur le profil P2.

Le nombre de sondages électriques en ligne AB=140 mètres était de 5 sur le profil P1.

Le profil P2 comprenait 3 sondages en ligne AB=40 mètres.

Les travaux de terrain ont eu lieu 23/11/2003.

III.2.1 Situation de l'étude

III.2.1.1 Situation géographique

Du point de vue topographique, la région se caractérise par un relief relativement plat en bordure d'Oued El Harrach. Les altitudes des points de mesure varient entre 200 et 210 mètres.

Les sondages S6, S7 et S8 du profil P2 sont situés le long de la route de Hammam Melouane.

III.2.1.2 Contexte géologique

Les formations géologiques du site sont attribuées aux alluvions quaternaires et à des schistes parfois perméables appartenant au Cénomaniens.

III.2.2 But de l'étude géophysique

L'étude géophysique du site de MAGTAA LAZREG a été réalisée par prospection électrique, à l'aide de sondages électriques en ligne AB=140 mètres. Par conséquent, la profondeur d'investigation sera comprise entre 20 et 30 mètres.

L'objectif principal de l'étude est de déterminer l'extension, l'épaisseur et la géométrie des alluvions quaternaires et des schistes cénomaniens.

Le deuxième objectif est de fournir une cartographie aussi précise que possible de l'allure et la qualité du substratum.

III.2.3 Mise en œuvre

Travaux réalisés

Deux profils notés P1 et P2, ont été réalisés sur le site. Les sondages électriques étaient désignés S1 à S5 pour le premier profil et S6 à S8 pour le deuxième profil.

Le dispositif utilisé était celui de Schlumberger et comprenait 12 mesures par sondage.

III.2.4 Etalonnage des sondages électriques

Echelle de résistivités

D'après l'analyse des sondages électriques, il ressort que dans le site du forage de Sidi Salem, les résistivités électriques varient de 10 ohms mètres à 250 ohms mètres.

Ainsi, les plus grandes valeurs correspondent généralement à une formation essentiellement alluvionnaire, et les plus petites sont attribuables au substratum constitué de schistes parfois perméables.

La majorité des courbes de sondages correspond à un modèle géologique de trois (03) à cinq (05) couches.

La coupe géo-électrique au droit de l'étude, aurait l'allure suivante:

Tableau III.02 Formations existant et leur résistivités

Formation	Résistivités (ohms mètres)
alluvions	40 à 250
alluvions argileuses ou schistes perméables	20 à 60
substratum schisteux	10 à 50

Ces attributions reflètent la caractérisation des différents niveaux déterminés par l'interprétation des sondages électriques en tenant compte de la carte géologique au 1/200000ème du nord-ouest de la province d'Alger.

III.2.5 Interprétation

Deux coupes géo-électrique ont été établies. La première correspond au profil P1 et la seconde a été réalisée à travers les sondages S3 et S6.

Les principaux niveaux reconnus sont :

- des alluvions.
- des alluvions argileuses ou schistes perméables.
- des schistes.

La 1^{ère} coupe montre une formation alluvionnaire en surface, d'épaisseur variant de 8 à 20 mètres et de résistivité comprise entre 100 et 250 ohm, reposant sur des alluvions argileuses

Ou schistes perméables au nord-est et sur des schistes conducteurs caractérisés par des résistivités allant de 20 à 60 ohm. Mètres.

La dernière couche mise en évidence correspond au substratum schisteux, très conducteur avec une résistivité de l'ordre de 10 à 30 ohms. Mètres.

La 2^{ème} coupe indique la présence d'une fine couche d'alluvions de résistivité comprise entre 100 et 200 ohms. Mètres, reposant sur des schistes au niveau du sondage S3 et des alluvions sableuses grossières au niveau du sondage S6, traduisant ainsi une variation latérale de faciès, à travers les changements latéraux de résistivités.

III.2.5.1 Conclusion de l'interprétation

La présente étude géophysique par sondages électriques, en ligne AB=140 mètres, avait pour but d'étudier l'extension et l'épaisseur des alluvions appartenant au Quaternaire ainsi que des schistes cénomaniens.

L'interprétation géophysique a mis en évidence la morphologie des terrains constituant le site ainsi que les zones où les alluvions sont les plus épaisses.

Le toit de la formation schisteuse, parfois perméable, se situe à moins de deux mètres de profondeur au niveau du sondage S3 et à 20 mètres de profondeur dans la partie sud-ouest du

profil.

Au nord-ouest du profil P1, la coupe géo-électrique réalisée à travers les sondages S3 et S6 a révélé un changement latéral de faciès du sud est au nord-ouest se traduisant par un passage des schistes aux alluvions sableuses.

Conclusion

Les travaux géotechniques, confirment les résultats de l'étude géophysique, et les observations géologiques faites sur le site de MEGTAA. Les sondages, ainsi les analyses effectuées montrent l'absence de niveaux argileux susceptibles de provoquer des tassements, ou des glissements.

Le lit de l'oued est constitué par deux niveaux stratigraphiques bien distincts; les alluvions, et les schistes. Ces derniers constitueront donc l'assise d'ancrage de la digue.

Cet ancrage dans les schistes est valable pour la rive droite, là où les dépôts de terre et d'alluvions sont plus importants. Il est évident qu'à cet endroit les excavations seront plus importantes.

IV ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

L'hydrologie est la science qui étudie la phase de l'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, les eaux de surface, l'évaporation et l'évapotranspiration et les eaux souterraines.

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique révèle une importance considérable. Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'oued tels que les débits des crues, les apports du bassin versant (apports liquides et solide) qui constituent la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement.

IV.1 Caractéristiques du bassin versant

On appelle bassin versant d'un cours d'eau (permanent ou temporaire) l'ensemble des terrains tels que les eaux de pluie, qui y tombent et y ruissellent, atteignent finalement le cours d'eau en question.

Un bassin versant est donc limité par une ligne de crête qui est la ligne de partage des eaux de ruissellement. Le premier travail consiste à délimiter le bassin versant.

Les différents paramètres physico – morpho-métriques du bassin versant de l'oued MAGTAA déterminés à partir de la carte de Blida n° 3 - 4 à une échelle 1/25 000ième.

IV.1.1 Caractéristiques morphologique

IV.1.1.1 Description du bassin versant

Le bassin versant est caractérisé par un contour relativement ovoïdal. Il est déterminé sur une carte topographique à l'échelle 1/50 000, en suivant la ligne conventionnelle de partage des eaux. Il se caractérise par un relief relativement accidenté. Le réseau hydrographique est très dense, il est présenté par un chevelu très développé.

Le bassin versant draine simplement les eaux superficielles par un chevelu hydrographique dense. Les pentes du versant et du thalweg principal (chabat) sont assez importantes ce qui entraîne des vitesses de ruissellement relativement élevées. La figure 1 présente le chevelu hydrographique et montre clairement, à travers la densité des courbes de niveau.



Figure IV.01 Bassin versant de la retenue

ech :1/25.000

IV.1.1.2 Caractéristiques géométriques

❖ Surface du bassin versant

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologique (apport ; volume de précipitation ou infiltration) elle est déterminée par logiciel AUTOCAD sur la carte topographique :

$$S=102 \text{ Km}^2$$

❖ Périmètre du bassin versant

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque bassin réagit d'une façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Il est obtenu directement à l'aide d'un curvimètre sur la même carte et à la même échelle :

$$P = 42 \text{ Km}$$

❖ Longueur du talweg principal

C'est le talweg le plus long, il est de :

$$L_p = 295 \text{ Km}$$

IV.1.1.3 Caractéristiques hydro morphologiques

❖ Indice de compacité (GRAVELIUS)

Indice de Gravelius « Kc » Appel aussi indice de forme, c'est le rapport du périmètre du bassin sur la circonférence du cercle de rayon **R** ayant la même superficie **S** que le bassin, cet indice exprime la forme du bassin versant, il est en fonction de la surface du bassin et de son périmètre.

$$K_c = \frac{p}{P_c} = \frac{p}{2\pi R} ; \quad R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} ; \quad P_c = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} ;$$

$$K_c = \frac{p}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{p}{2\sqrt{\pi S}} \dots\dots\dots (IV.01)$$

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (IV.02)$$

P: périmètre du bassin versant (Km)

S: superficie du bassin versant (Km²)

Si : $K_c = 1$ le bassin versant est ramassé.

$K_c > 1$ le bassin est allongé.

A.N : $K_c = 0.28 * \frac{42}{\sqrt{102}}$

$$K_c = 1.16$$

Selon la valeur de Kc on pourra dire que notre bassin est allongé.

❖ Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation : $K_p = P^2 / S \dots\dots\dots (IV.03)$

L : le périmètre du bassin versant. $P = 42 \text{ Km}$

S : la superficie du bassin versant. $S = 102 \text{ Km}^2$

$$K_p = 17.3$$

❖ Rectangle équivalent

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

Le rectangle équivalent est caractérisé par la longueur « L » et la largeur « l » définit respectivement par les formules suivantes :

- La longueur du rectangle équivalent :

$$L = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (IV.04)$$

- La largeur du rectangle équivalent :

$$l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (IV.05)$$

A.N:

L=12.81 Km

l=7.96 Km

IV.1.1.4 Reliefs

❖ Hypsométrie du bassin versant

A partir du tableau (IV.01), le pourcentage des aires partielles est déterminé et la courbe hypsométrique est tracée sur laquelle l'altitude médiane est lue.

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveau et les différentes cotes.

Tableau IV.01 Répartition des surfaces en fonction des cotes.

Altitude (m)	Sp(Km2)	Sc(Km2)	Sp%	Scum %	Hi (m)	Hi*Si
1625-1600	0,2	0,2	0,20	0,20	1612,5	322,5
1600-1500	1,2	1,4	1,18	1,37	1550	1860
1500-1400	2,9	4,3	2,84	4,22	1450	4205
1400-1300	5,2	9,5	5,10	9,31	1350	7020
1300-1200	7,6	17,1	7,45	16,76	1250	9500
1200-1100	9,6	26,7	9,41	26,18	1150	11040
1100-1000	14,1	40,8	13,82	40,00	1050	14805
1000-900	18,8	59,6	18,43	58,43	950	17860
900-800	12,4	72	12,16	70,59	850	10540
800-700	10,6	82,6	10,39	80,98	750	7950
700-600	6,05	88,65	5,93	86,91	650	3932,5
600-500	5,15	93,8	5,05	91,96	550	2832,5
500-400	3,6	97,4	3,53	95,49	450	1620
400-300	2,5	99,9	2,45	97,94	350	875
300-200	1,7	101,6	1,67	99,60	250	425
200-216	0,4	102	0,39	100,00	208	83,2

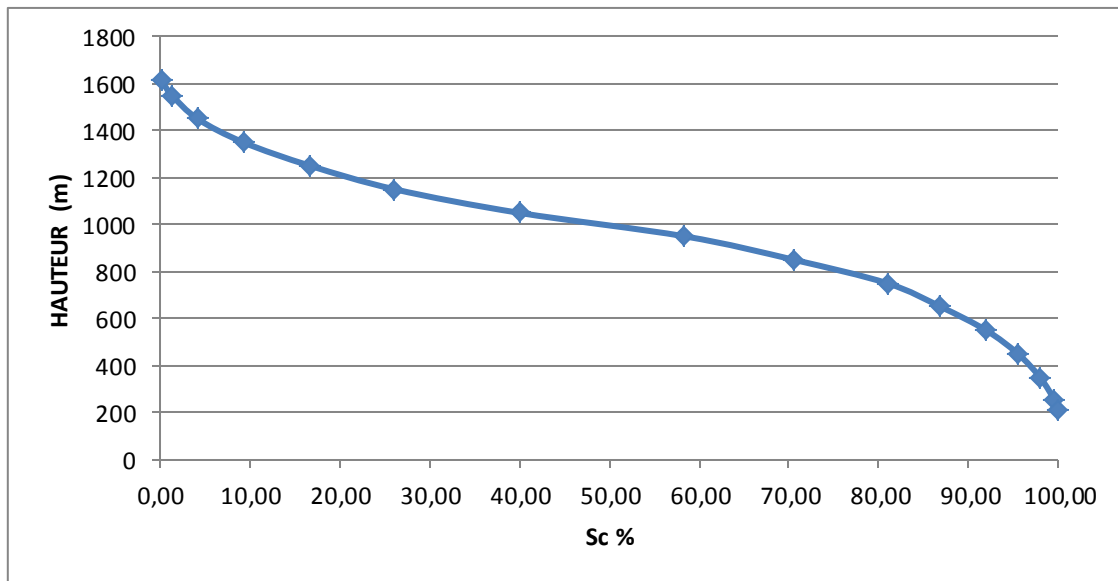


Figure IV.02 Courbe hypsométrique

❖ Altitudes caractéristiques

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le bas, généralement à l'exutoire.

Altitude médiane:

L'altitude médiane ou $H_{50\%}$ est déterminée sur la courbe hypsométrique :

$$H_{\text{médiane}} = 1000 \text{ m}$$

Altitude moyenne:

L'altitude moyenne est calculée par la formule :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i H_i}{\bar{S}} \dots\dots\dots(\text{IV.06})$$

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveaux (Km^2) .

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successives (m) .

$\bar{S}$: Superficie du bassin versant (Km^2).

$$H_{\text{moy}} = 930 \text{ m}$$

❖ Indice de pente globale

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent. On prend deux points S_1 , S_2 sur l'axe des abscisses tels que 90% de la surface du bassin versant soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du bassin versant soit inférieure à S_1 et 5% soit supérieure à S_2 .

Les altitudes correspondantes sont lues la courbe hypsométrique. Il est donné par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (IV.07)$$

$$H_{5\%}=1400 \text{ m} \quad H_{95\%}=440 \text{ m} \quad D=960 \text{ m} \quad L=12.81 \text{ Km}$$

$$I_g=0.075$$

En 1991, l'office de la recherche scientifique et technique outre-mer (O.R.S.T.O.M) a défini une classification des reliefs (tableau IV.2), donc on peut classer notre relief comme suite :

On a : $I_g > 0,05$. Donc : le relief est très fort.

❖ Indice de pente moyenne I_{pm}

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

$$I_{pm} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots (IV.08)$$

$$I_{pm}=11\%$$

❖ Dénivelée spécifique

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin quel que soit sa surface. Elle est donnée par la formule :

$$Ds = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots (IV.09)$$

Tableau IV.02 Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

Relief	D _s (m)
Très faible	<10
Faible	25
Assez faible	50
Modéré	100
Assez modéré	250
Fort	500
Très fort	>500

$$D_s = 767 \text{ m}$$

Dans notre cas le relief est très fort.

❖ Pente moyenne du bassin versant

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct (donc sur le temps de concentration T_c) et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

Elles donnée par la formule suivante :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{\bar{S}} \dots\dots\dots (IV.10)$$

ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveaux successives

$L_1 L_2 \dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

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

A.N :

$$I_{moy} = 25 \%$$

IV.1.1.5 Caractéristiques physiographiques

❖ Densité de drainage D_d

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

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

Avec :

$\sum_{i=1}^n Li$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 550.8 Km

S : Superficie du bassin versant en (Km²).

Soit :

$$D_d = 5.4 \text{ Km/Km}^2$$

❖ Densité du thalweg élémentaire

Elle est définie comme étant :

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

Avec :

N₁ : Nombre de thalwegs d'ordre 1,

S : Superficie du bassin versant.

Soit:

$$F_1 = 10.23 \text{ thalweg/Km}^2$$

❖ Coefficient de torrentialité

Il est défini comme étant :

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

AN:

$$C_t = 42.66 \text{ Km}^{-3}$$

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

IV.1.2 Temps de concentration du bassin versant t_c

Pour le temps de concentration qui représente la durée que mettait une goutte d'eau provenant de la partie la plus éloignée du bassin versant (1629 m) pour parvenir à l'exutoire (215m), nous avons pris la valeur estimée par la formule de Giandotti qui tient compte de la superficie, l'altitude et la longueur de l'oued. Ce dernier facteur est très important pour la détermination du temps de concentration pour le cas du bassin versant de l'oued MAGTAA qui se caractérise par une forme allongée donnant lieu à une valeur élevée.

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

avec :

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

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

$L_{cp} = 29 \text{ Km}$.

T_c : temps de concentrations exprimé en heure ;

H_{moy} : altitude moyenne (m) ;

H_{min} : altitude minimale (m) ;

Soit :

$$t_c = 4.11 \text{ heures}$$

IV.1.3 Vitesse de ruissellement

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

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

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

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

Soit :

$$V_r = 7.06 \text{ Km/h}$$

Tableau IV.03 Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	102
Périmètre		P	km	42
Longueur du thalweg principal		L	km	29
Indice de compacité		K _C		1,16
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	12.81
	largeur	l _r	Km	7.96
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1629
	moyenne	H _{moy}	m	930
	médiane	H _{med}	m	1000
	minimale	H _{min}	m	216
Indice de pente globale		I _g	m/Km	76
Indice de pente moyenne		I _m	m/Km	11
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	5.4
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	42.66
Temps de concentration		T _c	h	4.11
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	7.06

IV.1.4 Caractéristiques climatiques de bassin versant

Les conditions climatiques jouent un rôle déterminant sur le régime d'un cours d'eau, ce sont les précipitations surtout liquides, qui constituent le facteur essentiel intervenant par : Leur répartition annuelle et mensuelle, leur total journalier et surtout les averses génératrices des crues.

Ces différents aspects des précipitations sont plus ou moins modifiés selon un effet combiné des autres paramètres physiques (altitude et exposition) et climatiques : la température

l'évaporation l'évapotranspiration, les vents et l'humidité aussi ; des facteurs qui influent sur l'écoulement et le régime hydrologique du bassin.

Pour donner un aperçu du climat qui règne dans la région, nous allons présenter quelques paramètres climatologiques qui règnent sur la plaine de Mitidja tel que :

IV.1.4.1 Température

Comme le bassin versant de l'oued MAGTAA est sous l'influence de la mer et de la montagne, nous pouvons alors dire qu'il est dominé par un climat méditerranéen, c'est à dire chaud en été, humide en hiver frais sur les parties hautes et humide en hiver doux sur les parties basses.

Selon la station météorologique de SOUMAA, le mois le plus chaud c'est bien Août avec une température maximale de 36°C, par contre les mois de décembre jusqu'à Février enregistrent la température minimale, la plus basse est de 3.0°C

Tableau IV.04 Répartition de la température de la saison 2007-2008 station SOUMAA :

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
T moy (°C)	24.8	17.1	14.1	11.4	12.4	12.8	14.5	18.3	19.6	24.7	28.6	29.4
T min (°C)	18.5	11.0	3.5	3.0	4.0	3.0	3.0	10.5	14.0	17.0	21.5	23.0
T max (°C)	34.5	23.0	26.5	22.0	20.5	22.0	23.0	28.5	26.0	34.5	36.0	36.0

Source : Agence National des Ressources Hydraulique A.N.R.H (centre).

IV.1.4.2 Humidité relative

L'humidité relative moyenne annuelle enregistrée à Dar El Beida sur une période de 32 ans est de 75%, ses valeurs extrêmes sont atteintes en décembre (78%) et en juillet (69%).

Tableau IV.05 Humidité mensuelle moyenne (%) – Dar El Beida

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
H (%)	77.7	77.8	77.0	76.1	75.0	72.3	69.2	70.0	71.4	74.5	76.4	78.0	74.6

Source : Office National de Météorologie O.N.M.

IV.1.4.3 Vitesse du vent

La vitesse moyenne annuelle du vent est de 3,1 m/s et les vitesses moyennes mensuelles sont comprises entre 2,36 Km/h et 4,24 Km/h.

Tableau IV.06 Vitesses du vent mensuelles moyennes (Km/h) – SOUMAA

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
V (Km/h)	4.24	2.91	2.33	2.46	2.88	2.36	4.2	3.5	3.42	3.55	3.54	3.32

Source : Agence National des Ressources Hydraulique ANRH.

IV.1.4.4 Evaporation mensuelle

La répartition mensuelle de l'évaporation annuelle au plan d'eau libre de la prise de MAGTAA est illustrée au tableau suivant :

Tableau IV.07 Evaporations mensuelles moyennes (mm)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
Evap (mm)	67	73	89	95	107	129	151	164	129	115	74	68	1260

Source : Office National de Météorologie O.N.M.

IV.1.4.5 Pluviométrie

Les précipitations moyennes représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie.

L'étude de la pluviométrie de la région est basée sur les données de la station Passerelle (Hammam MELOUANE) concerne la période 1977-2010.

Tableau IV.08 Caractéristiques de la station Passerelle

Station	code	X (km)	Y (km)	Z (km)	période d'observation
passerelle	O21307	528,05	352,05	260	1977-2010

Source : Agence National des Ressources Hydraulique A.N.R.H (centre).

Tableau IV.09 Répartition mensuelle de la précipitation

mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout
P(mm)	20,77	29,48	30,08	33,26	32,74	30,09	31,63	26,89	21,59	6,72	4,13	5,6
P(%)	7,61	10,80	11,02	12,18	11,99	11,02	11,59	9,85	7,91	2,46	1,51	2,05

IV.2 Pluies maximales journalières

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

IV.2.1 Ajustement des pluies maximales journalières

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

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

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

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau IV.10 Pluies journalières maximales observées à la station passerelle de Hammam MELOUANE (021307).

année	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	pj max	annuel
1977	3,5	0,5	40	18	7	8	0	90,9	39	4,5	0	0	90,9	211,4
1978	11,5	27	38	16	18	39	113	16,6	11	1,7	1,9	2,5	113	295,3
1979	59,2	14	50	73	81,5	22	77,2	59	16	0	0	0,3	81,5	452,3
1980	9,8	17,4	36,2	83,9	20,5	24,3	60,2	24,4	34,5	7,2	0	17,8	83,9	336,2
1981	9,1	30,6	12,9	50,3	42,8	36,5	9	15	26,5	8,1	0	0	50,3	240,8
1982	19,1	36	40,7	25,3	0,1	14,7	37,3	8,6	0	0	5,4	4,7	40,7	191,9
1983	0	13,7	15,4	25,2	59,4	74,1	13,8	28,4	35,4	9,7	0	0	74,1	275,1
1984	9,5	66,3	16,6	59,8	24,6	20,3	51,6	13,8	50,9	7	0	21,3	66,3	341,7
1985	31,3	17	65,5	38,1	19	62,7	62,6	11,9	3,3	28,7	50,4	0	65,5	390,5
1986	31,7	25,6	21,9	64	31,5	65,2	15,9	1,5	8,5	19,3	1,1	0	65,2	286,2
1987	27,6	25,7	47,8	13,5	12,5	15,9	39,9	12,2	23,5	13,3	0	0	47,8	231,9
1988	42,5	11,8	26,9	65,4	10,5	9,9	38,6	22,3	18,3	5,9	6,7	9,5	65,4	268,3
1989	6,6	18,5	15,6	10,7	12,6	0	14,3	18,9	23,7	2,9	23,6	0	23,7	147,4
1990	5,3	45,6	13,5	26,5	38,9	34	64,5	11,6	23,8	3,2	0	9	64,5	275,9
1991	4,1	63,5	10,3	6,8	112,5	14,7	29,7	66	49,4	13,4	2,7	0	112,5	373,1
1992	5,9	45,5	34,3	39,5	31,6	26,1	25,3	9,3	40,1	0	3	1,7	45,5	262,3
1993	20,9	18,3	30	23,3	88,2	29	30,3	25,6	0	0	0	0	88,2	286,4
1994	28,5	60,9	15,7	31,8	60,8	23,7	29,3	10,4	1,1	10,7	0	13,5	60,9	265,3
1995	19,8	14,4	31,2	11,6	39,9	70	21,7	105	7,3	20,4	1,4	0	105	447,1
1996	46,9	34,4	7,9	13,4	13,7	16,1	30,3	27,2	7,4	2,5	2,7	16,4	46,9	218,9
1997	26,2	64,1	49,2	25,8	21,1	28,3	21	36,1	36,4	0	0	6	64,1	314,2
1998	12,1	9,5	39,4	26,7	30,7	41	31,6	5,1	1	2,8	0	1,8	41	201,7
1999	21	17,5	22,1	32	6,5	2,2	9,4	22,6	17,2	0,6	0,9	0	32	151,9
2000	2,8	29	26	19,5	23,8	25	0	22,2	13,1	0	0	1,2	29	162,6
2001	7,8	28,9	43	20,4	20,6	13,2	13,9	8,9	9,6	1,8	23,4	43,3	43,3	234,8
2002	48,3	58,3	68,5	40,3	33,8	64,3	5,1	58,4	11,4	11,1	2	5,3	68,5	406,8
2003	31,8	11,7	27,1	36,9	34	26	40,9	28	37,3	30,6	2,3	0	40,9	306,6
2004	11,5	21,2	11,8	25,3	50,6	46,1	27,9	22,8	5,1	0	1	1,3	50,6	224,6
2005	25,2	28,3	10,4	34,7	30,1	26,8	14,2	1,8	52,2	0	0	6	52,2	229,7
2006	29,5	31,8	24,6	41,4	3,8	27	48,9	31,5	8,2	0	10,5	13,8	48,9	271
2007	45,3	76,4	20	21	5,6	18,5	23,7	22,5	13,7	2,1	0	0	76,4	248,8
2008	24,7	18,6	39,1	29,1	46,5	6,8	27,2	20,8	12,4	0	0	0	46,5	225,2
2009	22,7	4	36	35,5	40,4	43,2	31,8	11,9	15,1	2,7	0	14,9	43,2	258,2
2010	4,4	16,3	35,2	46,2	40	48,4	15,2	43	81,5	18,4	1,3	0	81,5	349,9

Source : Agence National des Ressources Hydraulique A.N.R.H

Tableau IV.11 Caractéristiques de la série avec N=34ans

caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=34} Xi$	2109,9m
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=34} Xi}{n}$	62.06mm
L'écart type « σ_x » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{30} (X_i - 63.94)^2}{33}}$	22.69mm
Coefficient de variation « C_v » :	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.366
L'exposant climatique :	$b=0.5$	

La valeur de l'exposant climatique est donnée par l'A.N.R.H du centre pour la région de Blida.

IV.2.2 Choix de la loi d'ajustement

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

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

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

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à l'aide de logiciel « Hyfran ». Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des lois ainsi que l'homogénéité sont déduits directement du logiciel.

La série est homogène, l'ajustement est satisfaisant ; car d'après le test d'adéquation on a :

$P(x_2) > 5\%$ donc l'ajustement est satisfaisant.

IV.2.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad \text{.....(IV.16)}$$

tel que :

$$y = a (x - x_0) \quad \text{.....(IV.17)}$$

avec :

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

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : ordonnée à l'origine en (mm)

On peut écrire :

$$y = - \ln (- \ln (F (x))) \dots\dots\dots (IV.18)$$

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

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

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

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots (IV.19)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations(34)

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

$$y = - \ln (- \ln (F (x))) \dots\dots\dots (IV.20)$$

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

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

A) Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/a)y + x_0 \dots\dots\dots (IV.21)$$

avec :

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

$$\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) \sigma_x = (0,78)(22.69) = 17.70mm$$

Et x_0 représente l'ordonnée à l'origine

$$x_0 = \bar{x} - \frac{1}{a} \bar{y} \dots\dots\dots (IV.22)$$

$\bar{y}$:Moyenne de la variable réduite de GUMBEL

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{n=1} y}{N} = 0,569mm \dots\dots\dots (IV.23)$$

$$x_0 = 62.06 - (17.70).(0,569) = 51.99$$

donc la droite de GUMBEL devient :

$$x = 17.70y + 51.99$$

$$P_{max,j,p\%} = 17.70y + 51.99$$

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

Gumbel (Méthode des moments) Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations: 34

Paramètres

$\mu = 51.328$

Alpha = 17.8264

Quantiles

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

$T = 1/(1-q)$

Tableau IV.12 Résultat de l'ajustement de la loi Gumbel :

Période de retour : T (ans)	probabilité : q	XT	Ecart type	Intervalle de confiance 95%
200	0.9950	146	17.6	111-180
100	0.9900	133	15.4	103-163
50	0.9800	121	13.2	95.0-147
20	0.9500	104	10.3	84.0-125
10	0.9000	91.4	8.19	75.4-107
5	0.8000	78.1	6.06	66.2-89.9
2	0.5000	57.9	3.60	50.8-64.9

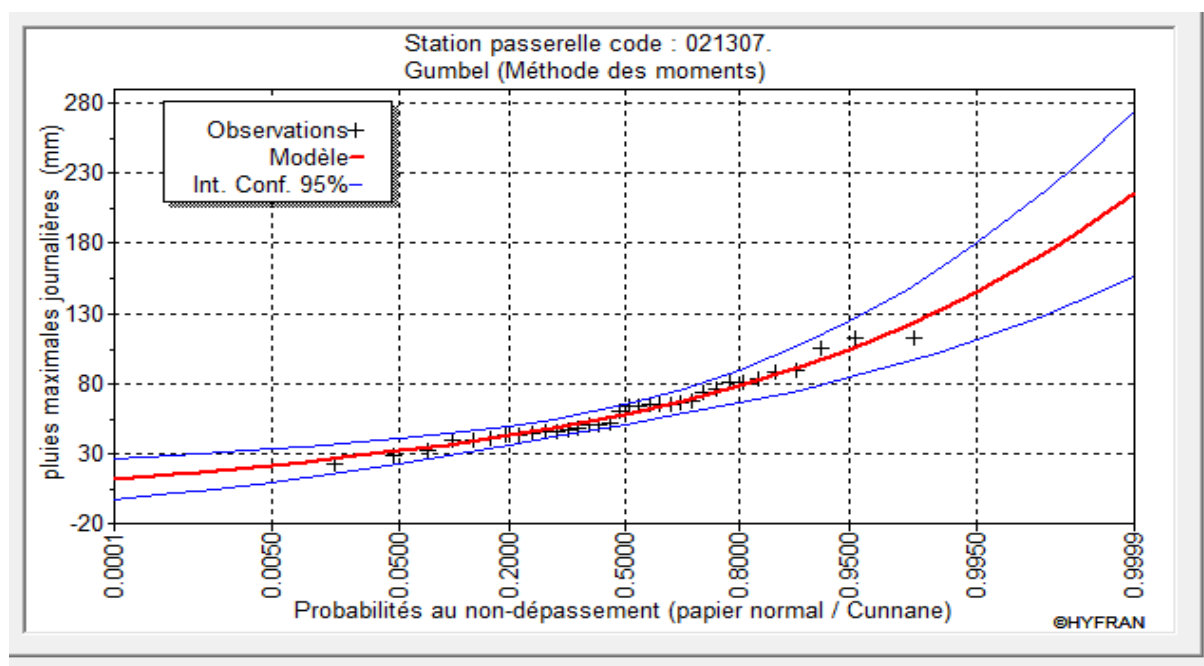


Figure IV.03 Ajustement à la loi GUMBEL

Tableau IV.13 Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Gumbel

rang	P classée	F(x)	Y
1	23,7	0,0147	-1,440
2	29	0,0441	-1,138
3	32	0,0735	-0,959
4	40,7	0,1029	-0,821
5	40,9	0,1324	-0,704
6	41	0,1618	-0,600
7	43,2	0,1912	-0,504
8	43,3	0,2206	-0,413
9	45,5	0,2500	-0,327
10	46,5	0,2794	-0,243
11	46,9	0,3088	-0,161
12	47,8	0,3382	-0,081
13	48,9	0,3676	-0,001
14	50,3	0,3971	0,079
15	50,6	0,4265	0,160
16	52,2	0,4559	0,241
17	60,9	0,4853	0,324
18	64,1	0,5147	0,409
19	64,5	0,5441	0,497
20	65,2	0,5735	0,587
21	65,4	0,6029	0,681
22	65,5	0,6324	0,780
23	66,3	0,6618	0,885
24	68,5	0,6912	0,996
25	74,1	0,7206	1,116
26	76,4	0,7500	1,246
27	81,5	0,7794	1,389
28	81,5	0,8088	1,550
29	83,9	0,8382	1,735
30	88,2	0,8676	1,952
31	90,9	0,8971	2,220
32	105	0,9265	2,572
33	112,5	0,9559	3,098
34	113	0,9853	4,212

IV.2.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale)

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale, comme le montre la figure (IV- 5)

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(IV.24)$$

$$\text{ou : } u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x} \dots\dots\dots(IV.25)$$

u : variable réduite de GAUSS

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

$$\text{Log } x(p\%) = \overline{\text{Log } x} + 6 \cdot \text{Log } u(p\%) \dots\dots\dots(IV.26)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{42} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots\dots\dots(IV.27)$$

les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « GALTON » sont résumées dans le tableau (IV.14) .

Nombre d'observations : 34

Paramètres

mu = 4.05314

Sigma = 0.37954

Quantiles

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

T = 1/ (1-q)

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Tableau. IV.14 Résultat de l'ajustement à la loi de Galton

Période de retour : T (ans)	probabilité : q	XT	Ecart type	Intervalle de confiance 95 %
200	0.9950	153	20.9	112-194
100	0.9900	139	17.6	105-174
50	0.9800	126	14.6	97.0-154
20	0.9500	108	10.8	86.3-129
10	0.9000	93.7	8.28	77.4-110
5	0.8000	79.2	6.03	67.4-91.1
2	0.5000	57.6	3.75	50.2-64.9

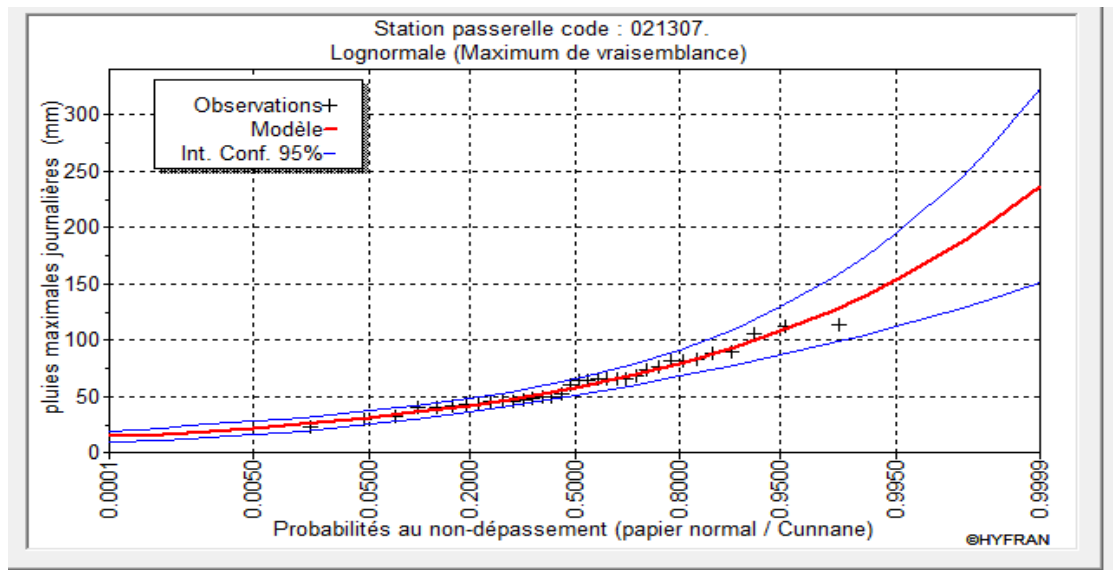


Figure IV.04 Ajustement à la loi GALTON

Test d'homogénéité

Test D'adéquation ou test de Pearson

Test du Khi carré χ^2

*) Loi de Galton (Maximum de vraisemblance).

Hypothèses :

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

H_1 : L'échantillon non ne provient pas d'une loi de log normale.

Résultats :

- Résultat de la statique $\chi^2 = 6.00$
- p-voulue $p = 0,36062$
- Degré de liberté $Dr = 5$
- Nombre de classe $n = 8$

Conclusion :

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5%.

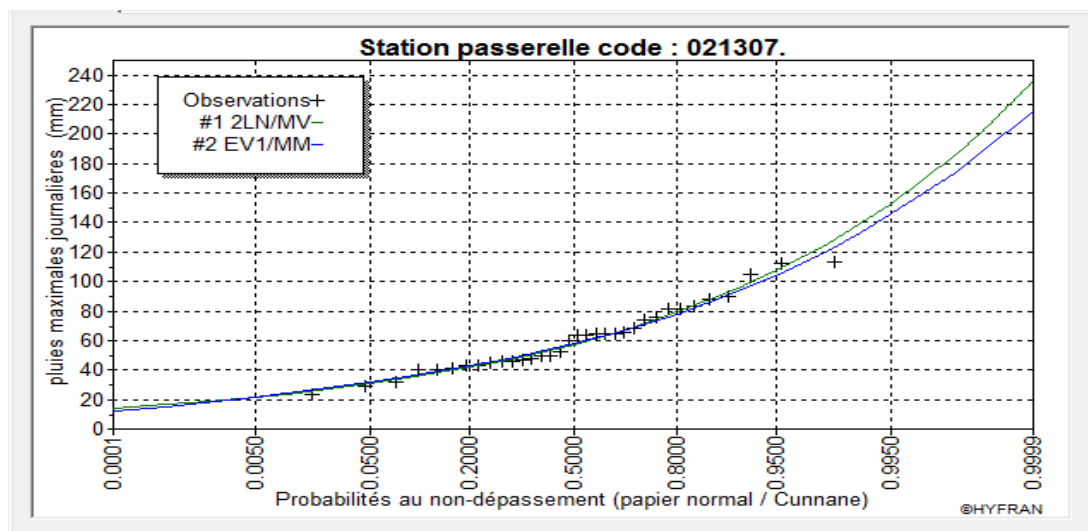


Figure IV.05 Comparaison graphique entre les deux lois.

Conclusion

D'après les deux schémas on conclue que les pluies maximales journalières suivent la loi Log normale car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY.

IV.2.3 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences a été effectué à l'aide de la relation de Body exprimée par:

$$P_{tc} = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (IV.28)$$

P_{tc} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de $P_{\max j}$.

$P_{\max j}$: pluies maximales fréquentielles.

t : temps en heure.

b : exposant climatique ($b = 0,5$).

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante:

$$I_t = \frac{P_{tc}}{t} \dots\dots\dots (IV.29)$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau IV.15.

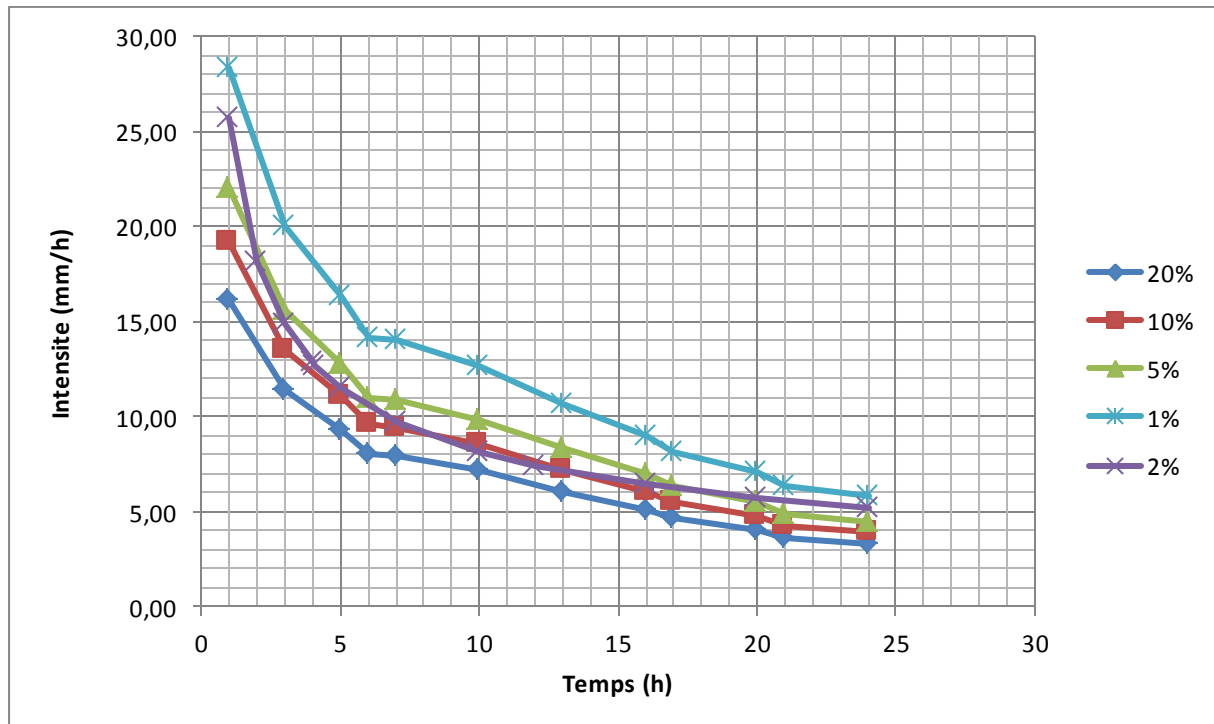


Figure IV.06 Courbes des intensités pour différentes fréquences

Tableau IV.15 Pluies et intensités de courte durée pour chaque fréquence

Période	5		10		20		50		100	
Fréquence (%)	20		10		5		2		1	
$P_{maxj,p}(\%)$ (mm)	79		94		108		126		139	
T(h)	$P_{maxj,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{maxj,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{maxj,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{maxj,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{maxj,p\%}$ (mm)	I_0 (mm/h)
1	16,13	16,13	19,19	19,19	22,05	22,05	25,72	25,72	28,37	28,37
2	22,81	11,40	27,14	13,57	31,18	15,59	36,37	18,19	40,13	20,06
3	27,93	9,31	33,23	11,08	38,18	12,73	44,55	14,85	49,14	16,38
4	32,25	8,06	38,38	9,59	44,09	11,02	51,44	12,86	56,75	14,19
$t_c=4,11$	32,69	7,95	38,90	9,46	44,69	10,87	52,14	12,69	57,52	14,00
5	36,06	7,21	42,90	8,58	49,30	9,86	57,51	11,50	63,44	12,69
7	42,66	6,09	50,77	7,25	58,33	8,33	68,05	9,72	75,07	10,72
10	50,99	5,10	60,68	6,07	69,71	6,97	81,33	8,13	89,72	8,97
12	55,86	4,66	66,47	5,54	76,37	6,36	89,10	7,42	98,29	8,19
16	64,50	4,03	76,75	4,80	88,18	5,51	102,88	6,43	113,49	7,09
20	72,12	3,61	85,81	4,29	98,59	4,93	115,02	5,75	126,89	6,34
24	79,00	3,29	94,00	3,92	108,00	4,50	126,00	5,25	139,00	5,79

IV.3 Evaluation des apports

IV.3.1 Apports liquides

IV.3.1.1 Généralités

Les apports ont été déterminés à partir des mesures effectuées à partir de mesures disponibles à la station (021307), où on dispose de 34 années de mesure.

IV.3.1.2 Apport moyen annuels

L'estimation de l'apport moyen annuel du bassin versant est effectuée par des formules empiriques.

- SAMIE**

$$Le = \bar{P}^2 (293 - 2,2 * \sqrt{S}) \dots\dots\dots (IV.30)$$

$$A_0 = Le * S \dots\dots\dots (IV.31)$$

avec :

A_0 : Apport moyen annuel (Mm³) ;

Le : Lamé d'eau écoulée (mm)

P : Précipitation moyenne (mm) ; $\bar{P} = 265,13$ mm

S : Surface du bassin versant (km²). $S = 102$ Km².

- DERIE II**

$$A_0 = 0,513 \bar{P}^{2,683} D_d^{0,5} S^{0,842} \dots\dots\dots (IV.32)$$

avec :

A_0 : Apport moyen annuel (Mm³) ;

P : Précipitation moyenne (mm) ; $\bar{P} = 265,13$ mm

D_d : Densité de drainage (km/km²) $D_d = 5,4$ Km/Km².

S : Surface du bassin versant (km²). $S = 102$ Km².

- MALLET-GAUTHIER**

$$C_e = 0,6 * (1 - 10^{-0,36 P^2}) \dots\dots\dots (IV.33)$$

$$Le = P * C_e \dots\dots\dots (IV.34)$$

$$A_0 = Le * S \dots\dots\dots (IV.35)$$

avec :

Ce : Coefficient d'écoulement.

P : Précipitation moyenne (m) ; p = 0,26513 m

A₀ : Apport moyen annuel (Mm³) ;

Le : Lamé d'eau écoulée (m) ;

S : Surface du bassin versant (km²). S = 102 Km².

- MEDINGER:**

$$Le = 1,024 * (\bar{P} - 0,26) \dots\dots\dots (IV.36)$$

avec :

A₀ : Apport moyen annuel (Mm³) ;

Le : Lamé d'eau écoulée (m) ;

P : Précipitation moyenne (m) ; p = 0,26513 m

S : Surface du bassin versant (km²). S = 102 Km².

- COUTAGNE**

$$L_e = P_{moy} - D \dots\dots\dots (IV.37)$$

$$D = P_{moy} - m P_{moy} \dots\dots\dots (IV.38)$$

Où :

P_e : Pluie moyenne en [m].

D : Déficit d'écoulement en [mm].

$$m = \frac{1}{0.8 + 0.6 t^o} \dots\dots\dots (IV.39)$$

t° : Température moyenne interannuelle en [°C], t = 20°C

- A.N.RH**

$$A_0 = 0,915 \bar{P}^{2,684} S^{0.158} \dots\dots\dots (IV.40)$$

avec :

A₀ : Apport moyen annuel (Mm³) ;

P : Précipitation moyenne (m) ; p = 0,26513 m

S : Surface du bassin versant (km²). S = 102 Km².

Tableau IV.16 : Apports moyens annuels

Formule	SAMIE	DERIE II	MALLET GAUTHIER	MEDINGER	COUTAGNE	A.N.R.H
Le (mm)	19.03	18.12	9.00	0.027	20.71	12.5
A (Mm ³)	1.94	1.49	0.92	2.7*10 ⁻³	2.11	1.274

Conclusion

D'après les résultats obtenus par les différentes formules empiriques, nous constatons que la valeur donnée par la formule de **MEDINGER** est très faible tandis que celles données par la formule de **MALLET GUTHIER, COUTAGNE, SAMIE, DERIE II** et **A.N.R.H** sont relativement proches et puisque le souci ce n'est pas une sous-estimation qu'une surestimation nous allons choisir une valeur moyenne c'est-à-dire la valeur donnée par la formule de **A.N.R.H** avec $A_0=1.274 \text{ (Mm}^3\text{)}$

IV.3.1.3 Caractéristiques de l'écoulement

a) Module de l'écoulement

Il est donné par :

$$Me = A_0 / T \dots\dots\dots (IV.41)$$

A_0 : Apport moyen annuel (mm).

T : Temps d'une année en secondes $T = 3.1536.10^7 \text{ s}$

Soit : $Me=40.4 \text{ l/s}$

b) Module de l'écoulement relatif

On a :

$$M_0 = Me / S_{bv} \dots\dots\dots (IV.42)$$

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

Soit : $M_0=0.4 \text{ l/s/Km}^2$

c) Lane d'eau écoulée

$$L_e = A_0/S_{BV} \dots\dots\dots (IV.43)$$

A.N : $Le=12.49\text{mm}$

d) Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

$$Ce = Le / P_{moy} \dots\dots\dots (IV.44)$$

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;

L_e : Lane d'eau écoulée en [mm].

A.N : $Ce=0.05$

e) Coefficient de variation

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

- Padoun

$$C_v = K \cdot \frac{0.93}{M_0^{0.23}} \dots\dots\dots (IV.45)$$

Avec : $0,25 < K < 1$, on prend $K=0,75$.

M_0 : débit ou module spécifique (l/s/Km²).

- Ugiprovodkhoz

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{0.125}} \dots \dots \dots (IV.46)$$

M_0 : débit ou module spécifique (en l/s/Km²).

- Antonov

$$C_v = \frac{0.78}{(S + 1000)^{0.097}} \dots \dots \dots (IV.47)$$

- KRISTEKLY MENKEL

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{.27}) \dots \dots \dots (IV.48)$$

M_0 : module de l'écoulement relatif

- SOKOLOVSKY

On a :

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots \dots \dots (IV.49)$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0) \dots \dots \dots (IV.50)$$

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

A.N : $a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (0.4) = 0,89$

Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc : $C_v = 0.72$, on prend le coefficient proche de moyenne c'est-à-dire qui calculé avec SOKOLOVSKY d'où : $C_v = 0.76$

Tableau IV.17 Différentes valeurs de C_v

Formules	C_v
PADOUN	0,86
KRITSKLY-MENKEL	0.81
UGIPROVODKHOZ	0,78
ANTONOV	0,4
SOKOLOVSKY:	0.76

f) Coefficient d'asymétrie

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n \frac{(X_i - \bar{X})^3}{\sigma^3} \dots \dots \dots (IV.51)$$

Avec :

$\bar{X}$: Moyenne de la série des apports moyens annuels.

X_i : Apport moyen annuel.

n : Nombre d'années d'observations. ($n=34$)

σ : Ecart type de la série des apports moyens annuels.

Les résultats des calculs des caractéristiques de l'écoulement sont récapitulés dans le Tableau IV.18.

Tableau IV.18 Caractéristiques de l'écoulement

Module d'écoulement M_e (l/s)	40.4
Module d'écoulement relatif M_o (l/s/km ²)	0.4
Lame d'eau écoulée (mm)	12.5
Coefficient d'écoulement C_e	0.05
Coefficient de variation C_v	0.78
Coefficient d'asymétrie C_s	5.64

Tableau IV.19 Apports moyens mensuels (Mm³) $A_{moy} = C_e * P_{moy} * S$

année	sept	oct	nov	dec	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juil	aout	annuel
1977	0,018	0,003	0,204	0,092	0,036	0,041	0,000	0,464	0,199	0,023	0,000	0,000	1,078
1978	0,059	0,138	0,194	0,082	0,092	0,199	0,576	0,085	0,056	0,009	0,010	0,013	1,506
1979	0,302	0,071	0,255	0,372	0,416	0,112	0,394	0,301	0,082	0,000	0,000	0,002	2,307
1980	0,050	0,089	0,185	0,428	0,105	0,124	0,307	0,124	0,176	0,037	0,000	0,091	1,715
1981	0,046	0,156	0,066	0,257	0,218	0,186	0,046	0,077	0,135	0,041	0,000	0,000	1,228
1982	0,097	0,184	0,208	0,129	0,001	0,075	0,190	0,044	0,000	0,000	0,028	0,024	0,979
1983	0,000	0,070	0,079	0,129	0,303	0,378	0,070	0,145	0,181	0,049	0,000	0,000	1,403
1984	0,048	0,338	0,085	0,305	0,125	0,104	0,263	0,070	0,260	0,036	0,000	0,109	1,743
1985	0,160	0,087	0,334	0,194	0,097	0,320	0,319	0,061	0,017	0,146	0,257	0,000	1,992
1986	0,162	0,131	0,112	0,326	0,161	0,333	0,081	0,008	0,043	0,098	0,006	0,000	1,460
1987	0,141	0,131	0,244	0,069	0,064	0,081	0,203	0,062	0,120	0,068	0,000	0,000	1,183
1988	0,217	0,060	0,137	0,334	0,054	0,050	0,197	0,114	0,093	0,030	0,034	0,048	1,368
1989	0,034	0,094	0,080	0,055	0,064	0,000	0,073	0,096	0,121	0,015	0,120	0,000	0,752
1990	0,027	0,233	0,069	0,135	0,198	0,173	0,329	0,059	0,121	0,016	0,000	0,046	1,407
1991	0,021	0,324	0,053	0,035	0,574	0,075	0,151	0,337	0,252	0,068	0,014	0,000	1,903
1992	0,030	0,232	0,175	0,201	0,161	0,133	0,129	0,047	0,205	0,000	0,015	0,009	1,338
1993	0,107	0,093	0,153	0,119	0,450	0,148	0,155	0,131	0,000	0,000	0,000	0,000	1,461
1994	0,145	0,311	0,080	0,162	0,310	0,121	0,149	0,053	0,006	0,055	0,000	0,069	1,353
1995	0,101	0,073	0,159	0,059	0,203	0,357	0,111	0,536	0,037	0,104	0,007	0,000	2,280
1996	0,239	0,175	0,040	0,068	0,070	0,082	0,155	0,139	0,038	0,013	0,014	0,084	1,116
1997	0,134	0,327	0,251	0,132	0,108	0,144	0,107	0,184	0,186	0,000	0,000	0,031	1,602
1998	0,062	0,048	0,201	0,136	0,157	0,209	0,161	0,026	0,005	0,014	0,000	0,009	1,029
1999	0,107	0,089	0,113	0,163	0,033	0,011	0,048	0,115	0,088	0,003	0,005	0,000	0,775
2000	0,014	0,148	0,133	0,099	0,121	0,128	0,000	0,113	0,067	0,000	0,000	0,006	0,829
2001	0,040	0,147	0,219	0,104	0,105	0,067	0,071	0,045	0,049	0,009	0,119	0,221	1,197
2002	0,246	0,297	0,349	0,206	0,172	0,328	0,026	0,298	0,058	0,057	0,010	0,027	2,075
2003	0,162	0,060	0,138	0,188	0,173	0,133	0,209	0,143	0,190	0,156	0,012	0,000	1,564
2004	0,059	0,108	0,060	0,129	0,258	0,235	0,142	0,116	0,026	0,000	0,005	0,007	1,145
2005	0,129	0,144	0,053	0,177	0,154	0,137	0,072	0,009	0,266	0,000	0,000	0,031	1,171
2006	0,150	0,162	0,125	0,211	0,019	0,138	0,249	0,161	0,042	0,000	0,054	0,070	1,382
2007	0,231	0,390	0,102	0,107	0,029	0,094	0,121	0,115	0,070	0,011	0,000	0,000	1,269
2008	0,126	0,095	0,199	0,148	0,237	0,035	0,139	0,106	0,063	0,000	0,000	0,000	1,149
2009	0,116	0,020	0,184	0,181	0,206	0,220	0,162	0,061	0,077	0,014	0,000	0,076	1,317
2010	0,022	0,083	0,180	0,236	0,204	0,247	0,078	0,219	0,416	0,094	0,007	0,000	11,307
moyenne	0,106	0,150	0,153	0,170	0,167	0,153	0,161	0,137	0,110	0,034	0,021	0,029	1,688

IV.3.1.4 Irrégularité des apports

IV.3.1.4.1 Estimation fréquentielle des apports

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

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

Les apports annuels ajustés à une loi statistique log-normale de forme :

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} \dots\dots\dots (IV.52)$$

$$A_{\%} = \frac{1,274 \cdot 10^6 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(0,78 + 1)}}}{\sqrt{0,78^2 + 1}} = 1,01 \cdot 10^6 \cdot e^{0,5 \cdot U} \dots\dots\dots (IV.53)$$

$A_{\%}$: Apport de fréquence donnée.

u : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel [Mm^3].

C_v : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau IV.20.

Tableau IV.20 Apport fréquentielle.

Période de retour (an)	0,8	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	80	10	5	2	1	0.1
Le variable réduit "u"	-0,841	1,282	1,645	2,057	2,327	3,08
Apport (Mm^3)	0.66	1.92	2.3	2.82	3.23	4.71

IV.3.1.4.2 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% suit la même répartition mensuelle des précipitations on a donc :

$$\begin{array}{ccc} A_{80\%} & \longrightarrow & 100\% \\ X\% & \longrightarrow & \% \text{ mois} \end{array}$$

Tableau IV.21 Répartition mensuelle des apports

mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	annuel
P (mm)	20,77	29,48	30,08	33,26	32,74	30,09	31,63	26,89	21,59	6,72	4,13	5,6	272,98
P(%)	7,61	10,80	11,02	12,18	11,99	11,02	11,59	9,85	7,91	2,46	1,51	2,05	100,00
A80 % (m3)	50216,87	71275,55	72726,21	80414,68	79157,45	72750,38	76473,73	65013,55	52199,43	16247,34	9985,35	13539,45	660000,00

◆ Analyse des erreurs sur la moyenne et le coefficient de variation

Pour qu'une série soit représentative, il faut que les erreurs sur les paramètres statistiques, qui sont la moyenne $\bar{A} = 1.688 \text{ Mm}^3$ et le coefficient de variation $C_v = 0.76$ ne dépassent un seuil toléré à saisir 10 - 15% pour $\bar{A}$ et 5 - 10% pour le C_v .

Erreur sur l'apport moyen

$$E_{\bar{A}} = \left(\frac{C_v}{\sqrt{N}} \right) 100 \dots \dots \dots (IV.54)$$

$$E_{\bar{A}} = 13.38 \% < 15 \%$$

Erreur sur le coefficient de variation

$$E_{C_v} = C_v \left(\frac{1 + C_v^2}{2N} \right)^{1/2} \cdot 100 \dots \dots \dots (IV.55)$$

$$E_{C_v} = 12 \% > 10 \%$$

IV.3.2 Apports solide

Pour rendre compte de l'intensité de l'érosion et du transport solide qui en découle, il faudra disposer d'un ordre de grandeur chiffré, il faut donc passer du stade qualitatif au stade quantitatif. Il est difficile de mettre la nature en équation, de chiffrer avec précision le transport solide. Cependant un certain nombre de méthodes ont été mises au point pour tenter d'évaluer les transports solides des oueds.

Le transport solide se présente sous 3 aspects.

Les matériaux roulent ou glissent sur le fond sans jamais le quitter, c'est le **transport de fond** ou **charriage**.

Les matériaux les plus fins sont entraînés par le courant sans toucher le fond représente la **suspension**.

Certains matériaux progressent par bonds successifs, se trouvant tantôt sur le fond, tantôt au sein du liquide représente la **saltation**. Cette dernière notion est considérée en générale avec le charriage car il n'existe pas de théorie particulière.

En Algérie du Nord, l'aspect le plus important de l'érosion est l'érosion pluviale et plus précisément l'érosion par ruissellement. Les terrains étant nus, pour une raison ou pour une autre (défrichement, jachère, labour...).

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

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

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

✓ Formule de TIXERONT

Transport solide

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots\dots\dots (IV.56)$$

Avec :

T_s : le transport solide en (t/Km²/an),

L_0 : la lame écoulee en (mm),

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, Tant que notre site est de perméabilité moyenne, donc : $\alpha = 75$.

On a :

$$L_0 = 1024 (P_{\text{moy}} - 0.26)^2 \dots\dots\dots (IV.57)$$

$$L_0 = 26.95 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } T_s = 122.93 \text{ (t/km}^2\text{/an)}$$

Débit solide

$$Q_s = T_s \cdot S \dots\dots\dots (IV.58)$$

A.N

$Q_s = 12538.49 \text{ t/an}$

Volume mort

Généralement, le volume mort est destiné à maintenir un niveau de saturation aux environs de la digue, de maintenir l'équilibre écologique et de servir de réservoir pour stocker les sédiments. La quantité des sédiments qui se dépose dans la cuvette du barrage est une partie de l'écoulement solide du cours d'eau. Les dépôts durant les premières années d'exploitation présentent un grand pourcentage de cet écoulement mais au fur et à mesure que l'envasement se poursuit ce taux devient minime.

On a :

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \cdot Q_s \cdot T / \Omega_s \dots\dots\dots (IV.59)$$

T : délai de service (20 ans). Généralement calculé pour une période de 10 à 50 ans.

Ω_s : poids volumique du sol (1,55 t/m³).

A.N : $V_m = 1,05 \cdot \frac{12538,49 \cdot 20}{1,55} = 169876,32 \text{ m}^3$. D'où : **$V_m = 169876,32 \text{ m}^3$**

Tableau IV.22 Valeur de α en fonction de la perméabilité.

Variation de perméabilité	α
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

IV.4 Etude de crues

IV.4.1 Introduction

Une crue est un niveau inhabituel observé dans un cours d'eau, qui peut causer des dommages importants dans les régions avoisinantes.

Les crues varient spatialement et temporairement dans leur intensité et sont souvent caractérisées par leur débit de pointe et leur hydro gramme. Ces derniers sont dus à plusieurs facteurs. En premier lieu la quantité, l'intensité et l'expression spatiale de l'averse génératrice. En deuxième lieu les propriétés physiographique tels que la taille, la forme, les pentes et l'orientation du bassin exerçant une large influence. En plus l'intervention humaine et les changements naturels des caractéristiques du bassin versants augmentant la complexité du problème

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

Les paramètres définissant une crue est :

- 1- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- 2- Le volume de la crue.
- 3- Le temps de base.

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul, par manque d'observation.

IV.4.2 Formules empiriques pour la détermination de la crue

1. MALLET-GAUTHIER

On a :

$$Q_{\max p\%} = 2K \log (1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4 \log T - \log S} \quad \dots\dots\dots(\text{IV.60})$$

avec :

$Q_{\max p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).

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

S : Superficie du bassin versant (10^2Km^2).

L : Longueur du talweg principal (29Km).

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

On prend $K = 2$.

T : Période de retour (an).

Le tableau (N°23) nous donne tous les résultats de calcul.

Tableau IV.23 Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER)

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
$Q_{\max}$ (m^3/s)	81	104	124	146	160	200

2. SOKOLOVSKY :

On a :

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28 * (P_{ct} - H_0) * \alpha p\% * F * \bar{S}}{T_m} \quad \dots\dots\dots(\text{IV.61})$$

0,28 : Coefficient de changement d'unité.

H_0 : pertes initiales en mm. $H_0 = 7\text{mm}$

$\alpha p\%$: coefficient de ruissellement de la crue probable pour une période donnée ;

$P_{ct}(\text{mm})$: précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

$$\alpha p\% = \frac{\sqrt{P_{ct}\%} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{ct}\%} + \sqrt{H_0}} \quad \dots\dots\dots(\text{IV.62})$$

Tableau IV.24 Valeur de α en fonction de la fréquence.

Fréquence (%)	0,1	1	2	5	10	20
α	0.53	0.48	0.46	0.43	0.40	0.37

F : Coefficient de forme de la crue :
$$F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \dots\dots\dots (IV.63)$$

Tableau IV.25 Valeur de γ en fonction du bassin versant

condition	γ
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km ²	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4.$

On prend :

$$\gamma = 2.5 \quad \text{D'où:} \quad \mathbf{F = 1.043}$$

S : Superficie du bassin (Km²)

$$T_m = T_c = 4.11 \text{ h.}$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau suivant.

Tableau IV.26 Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY)

Fréquence (%)	0.1	1	2	5	10	20
Pct(mm)	75.73	57.52	52.147	44.69	38.90	32.69
α_p %	0.53	0.48	0.46	0.43	0.40	0.37
Qmax p%(m3/s)	264	176	171	118	93	69

3. POSSENTI

On a:

$$Q_{p\%} = \frac{\mu * P_{\max j\%} * S}{L_p} \dots\dots\dots (IV.64)$$

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

μ : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend $\mu = 750$.

L_p : Longueur du cours d'eau principal (29 Km).

On obtient les résultats ci-après - Tableau suivant

Tableau IV.27 Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de POSSENTI)

Période de retour	1000	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	0.1	1	2	5	10	20
$P_{maj}(\%)$ (mm)	186	139	126	108	94	79
$Q_{max p\%}(m^3/s)$	491	367	332	285	248	208

4. TURRAZA:

On a:

$$Q_{maxp\%} = \frac{C * It * S}{3.6} \dots\dots\dots(IV.65)$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I_{tc} : Intensité des pluies pendant une durée égale au temps de concentration pour une fréquence donnée (mm/h)**Tableau IV.28** Débit maximum de crue pour différents Périodes de retour (Formule TURRAZA)

Fréquence (%)	0.1	1	2	5	10	20
C	0.69	0.67	0.64	0.59	0.56	0.52
I _{tc}	18.44	14	12.69	10.87	9.46	7.59
Q max p% (m3/s)	361	266	230	182	150	112

Sur la lumière de ces formules on opte les résultats de la formule de « SOKOLOVSKY » pour les simples raisons suivantes :

- ✓ La formule de « SOKOLOVSKY » est d'usage très répandue chez les hydrologues du

Nord d'Afrique, celle-ci tient compte de tous les paramètres caractéristiques du bassin versant, le temps de montée de la crue, ainsi que de la pluie fréquentielle génératrice de celle-ci.

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le Tableau IV.29.

Tableau IV.29 Récapitulatif des résultats de débit de crue

			Formule			
	Période (ans)	Fréquence (%)	MALLET-GAUTHIER	SOKOLOVSKY	POSSENTI	TURRAZA
Q max p%(m3/s)	1000	0,1	200	265	491	361
	100	1	160	176	367	266
	50	2	146	171	332	230
	20	5	124	118	285	182
	10	10	104	93	248	150
	5	20	81	69	208	112

IV.4.3 Hydro gramme de crues

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

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

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

a) Pour le temps de montée

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots (IV.66)$$

$T_m = T_c$: Temps de montée.

b) Pour la décrue

$$Q_{\text{déc.}} = Q_{\text{max}} \left(\frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots(\text{IV.67})$$

Avec:

$$T_d = \delta T_m \dots\dots\dots(\text{IV.68})$$

δ : Coefficient de forme de l'hydro gramme de crue dépendant des caractéristiques du bassin versant, celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin, on prend $\delta=3$.

On détermine δ d'après ce tableau :

Tableau IV. 30 Coefficient de forme de l'hydro gramme de crue δ .

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

Avec :

Q_m : débit instantané de la montée (m^3/s).

$Q_{\text{déc}}$: débit instantané de la décrue (m^3/s).

T_m : temps de la montée de la crue en heures.

T_d : temps de la décrue en heures.

Q_{max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s).

T_m : temps de montée.

T_d : temps de décrue.

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

$$\checkmark T_m = t_c = 4.11 \text{ h}$$

avec : t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).

$$\checkmark t_d = \delta * t_m = 3 * 4.11 = 12.33 \text{ h}$$

$$\checkmark t_b = t_m + t_d = 16.44 \text{ h}$$

t_b : Temps de base:

Pour construire l'hydro gramme des crues, on a utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 20%, 10% ,5% ,2% ,1%, 0,1%, les résultats obtenus sont exposés dans le tableau IV.31

Tableau IV.31 Récapitulatif des résultats de calcul pour tracé le Hydro gramme du crue

	Période (ans)	1000	100	50	20	10	5
	Fréquence (%)	0,1	1	2	5	10	20
	Q max p% (m3/s)	265	176	171	118	93	69
T (h)	0	0	0	0	0	0	0
	1	10,15	10,42	10,12	6,99	5,51	4,08
	2	62,75	41,68	40,49	27,94	22,02	16,34
	3	141,19	93,77	91,11	62,87	49,55	36,76
	4	251,00	166,71	161,97	111,77	88,09	65,36
	4,11	265,00	176,00	171,00	118,00	93,00	69,00
	5,11	53,21	35,34	34,33	23,69	18,67	13,85
	6,11	34,02	22,59	21,95	15,15	11,94	8,86
	7,11	20,11	13,35	12,98	8,95	7,06	5,24
	8,11	10,62	7,06	6,86	4,73	3,73	2,77
	9,11	4,72	3,13	3,05	2,10	1,66	1,23
	10,11	1,55	1,03	0,95	0,69	0,54	0,40
	11,11	0,26	0,17	0,17	0,11	0,09	0,07
	12,11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	12,33	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

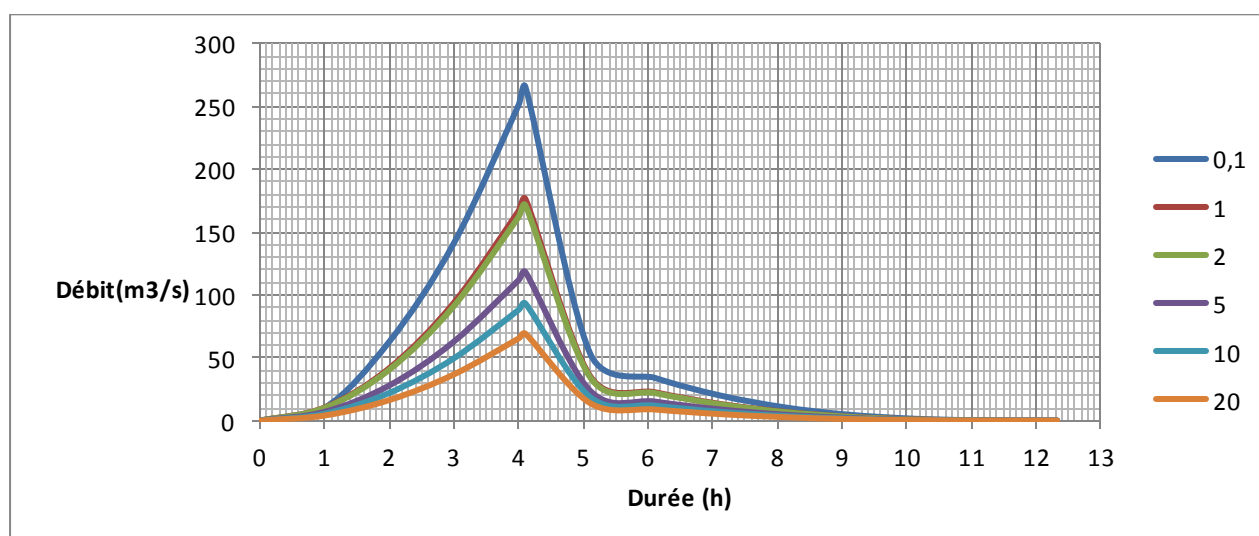


Figure IV.07 Hydro grammes de crue

IV.4.4 Estimation de la crue de projet

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

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

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

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

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

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

- ◆ Le comité national Australien des grands barrages (ANCLOUD, 1983) (CNAGB).
- ◆ Le C.T.G.R.E.F.

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que :

- ◆ Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).
- ◆ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau IV.32 Catégories des dommages résultant des crues.

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

Tableau IV.33 Crues de projet recommandé.

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

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficie perméabilité...)

✚ On doit calculer l'indice global "Ig" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r \dots\dots\dots(IV.69)$$

I_a : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

I_d : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

I_r : représente les risques.

 **SI** :

1/ Le risque est faible ($I_g = 1$), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Le risqué est moyen ($I_g = 2$), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification ave la crue cinq centennale et parfois millénaire.

3/ Le risqué est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau IV.34 Choix de la crue de projet

Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{\max}(1\%) + \text{revanche}$	$Q_{\max}(1\%) + \text{revanche}$ majorée avec vérification pour $Q_{\max}(0.1\%)$ et $Q_{\max}(0.2\%)$	$Q_{\max}(0.1\%)$

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen ($I_g = 2$) et on opte pour la crue centennale :

D'où : $Q_{1\%} = 176 \text{ m}^3/\text{s}$

IV.5 Régularisation

La régularisation de l'écoulement fluvial est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la régularisation annuelle (saisonnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année et aussi les pertes d'eau du barrage. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités. Si l'écoulement annuel d'une fréquence donnée est inférieure à

la somme de la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif de faire appel à la régularisation interannuelle, c'est à dire pour satisfaire les besoins d'une année quelconque, il faut prendre une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le volume interannuel.

Les calculs de la régularisation annuelle sont fondés sur le bilan hydrique du barrage pour des intervalles de temps mensuels et sous forme de différents scénarios permettant de choisir le volume du barrage le plus grand de point de vue capacité. Les données topographiques, géologiques, climatiques, hydrologiques ainsi que les restitutions garanties sont les outils de base pour les calculs. Le choix de la garantie de calcul est établi en fonction des écarts relatifs dus aux facteurs intervenants sur le produit final alimenté en eau à partir du barrage. Pour chaque domaine d'activité on recommande une valeur probable de cette garantie.

Pour ce faire ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base telles que :

- les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration.
- la courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant de dépouillement de la carte topographique de la cuvette.
- les besoins en eau des utilisateurs.

IV.5.1 Courbes caractéristiques

Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :

La cote minimale relevée est de 216.00m et la cote maximale de 226.00m, soit hauteur près de 10 mètres.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (IV.70)$$

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

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

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

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

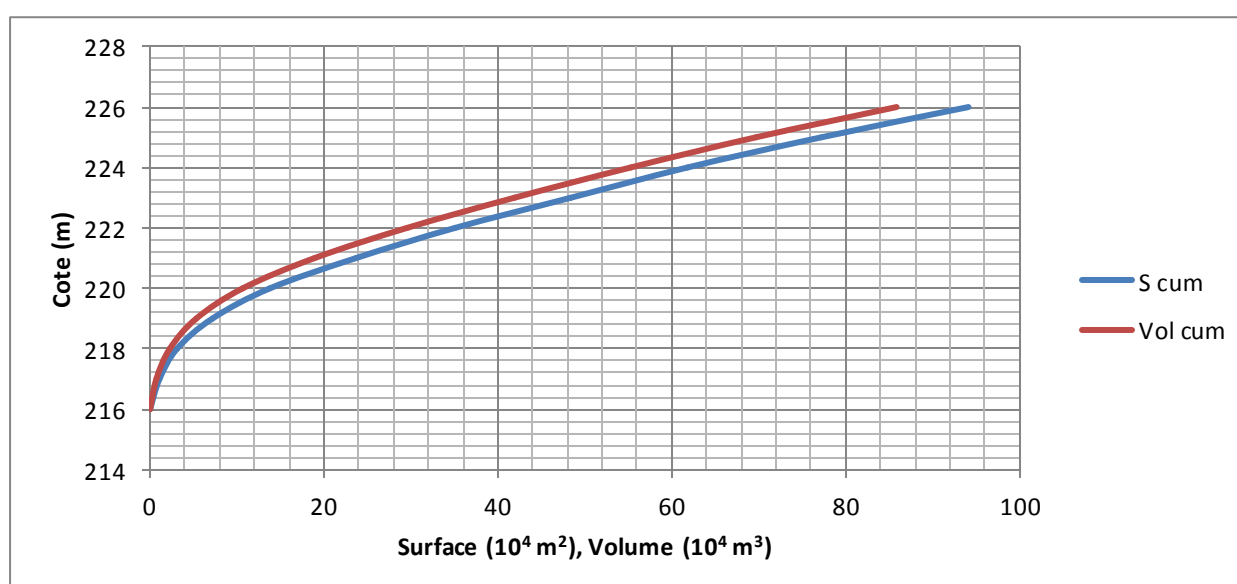
Remarque

$$\Delta V_1 = 2/3 \cdot S_1 \cdot \Delta H = 2/3 \cdot 1.07 \cdot 10^4 = 0.1733 \cdot 10^4 m^3.$$

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans la figure suivante.

Tableau IV.35 Volume et surface en fonction de la hauteur

Cotes (m)	S (10^4 m^2)	S moy (10^4 m^2)	Hauteur (m)	V part (10^4 m^3)	Vol cum (10^4 m^3)	S cum (10^4 m^2)
216	0	***	1	0,7133333	0	0
217	1,07				0,7133333	1,07
218	2,02	1,545	1	1,545	2,2583333	3,09
		3,045	1	3,045		
219	4,07	5,345	1	5,345	5,3033333	7,16
					10,648333	13,78
220	6,62	8,255	1	8,255	18,903333	23,67
		10,65	1	10,65		
221	9,89	12,37	1	12,37	29,553333	35,08
					41,923333	48,41
222	11,41	13,37	1	13,37	55,293333	61,82
223	13,33	14,415	1	14,415	69,708333	77,24
224	13,41	16,16	1	16,16	85,868333	94,14
225	15,42					
226	16,9					

**Figure IV.08** Courbes : Capacité-Hauteur et Surface-Hauteur

IV.5.2 Calcul du volume utile

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

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

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

Procédé de calcul

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

La période à bonne hydraulité est celle du mois de Septembre jusqu'au mois d'avril.

Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W - U) \dots \dots \dots (IV.71)$$

A) Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau de l'annexe II.

$$V_s = 0.532 \text{ Mm}^3 \quad V_d = 0.186 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{d'où : } V_u = V_d \quad \text{alors : } V_u = 0.186 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \dots \dots \dots (IV.72)$$

D'où :

$$V_{NNR} = 0.356 \text{ Mm}^3 \quad \sigma_{NNR} = 221.52 \text{ m NGA}$$

Tableau IV.36 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm³)

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	A-U (Mm ³)	1ère consigne d'exploitation		
				V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)
Sep	0,050	0,042	0,008	0,178	0,170	
					0,178	
Oct	0,071	0,000	0,071	0,249	0,249	
Nov	0,073	0,000	0,073		0,249	
Dec	0,080	0,000	0,080	0,322	0,322	
Jan	0,079	0,000	0,079	0,403	0,356	0,047
Fev	0,073	0,000	0,073	0,435	0,356	0,079
Mar	0,076	0,000	0,076	0,429	0,356	0,073
Avr	0,065	0,000	0,065	0,432	0,356	0,076
Mai	0,052	0,046	0,006	0,421	0,356	0,065
Juin	0,016	0,074	-0,058	0,362	0,356	0,006
Juil	0,050	0,100	-0,050	0,298	0,298	
Août	0,014	0,092	-0,078	0,248	0,248	
				0,170	0,170	
somme	0,700	0,354	0,346			0,346

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

B) Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

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

Pertes par évaporation

On a:

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots (IV.73)$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

V_{moy} : volume moyenne

$$\left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right] \dots\dots\dots (IV.74) .$$

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

Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (IV.75)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau N°. Dans notre cas, on a un sol perméabilité moyenne alors on opte pour $\delta=1$.

V_{moy} : volume moyenne ;

avec :

$$\left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right] \dots\dots\dots (IV.76)$$

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

Tableau IV.37 Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

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

C) Estimation de l'erreur

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

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

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

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

$$V_s = 0,4971 \text{ Mm}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 0,1956 \text{ Mm}^3.$$

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

$$V_u = V_d = 0,1956 \text{ Mm}^3$$

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \dots\dots\dots (IV.77)$$

Avec $\varepsilon < 1$ à 2% .

$$\varepsilon = \frac{0,1956 - 0,186}{0,186} \cdot 100 = 5,16\%$$

Donc il faut faire une deuxième itération.

La deuxième approximation

V_s est toujours supérieur à V_d et :

$$\varepsilon = \frac{0,1967 - 0,1956}{0,1956} \cdot 100 = 0,6\%$$

Donc on admet un volume utile de:

$$Vu = 0,1967 \text{ M m}^3$$

D'ou: $V'_{NNR} = 0,3667 \text{ Mm}^3$

et : $\nabla NNR = 221,6 \text{ m NGA}$

N.B : Les tableaux de calcul sont dans l'annexe II.

IV.6 Laminage de crue

L'étude de laminage consiste à déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue, la hauteur maximale du plan d'eau au-dessus de l'évacuateur de crue étant fixée à priori la largeur de déversoir.

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots \dots \dots (IV.77)$$

Ou: Q: le débit entrant de la crue ;

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

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

Le débit cumulé à l'instant t est : $Q - q = S \cdot dh/dt$

Ou : dh/dt : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

IV.6.1 Procédés de calcul

Il existe plusieurs procédés de calcul comme Hedenblat, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step et d'autre méthodes, nous retenons la méthode de Kotcherine car c'est la plus utilisable et donne des résultats fiables.

Méthode de KOTCHERINE

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

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

Estimation du débit de crue laminée

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivant :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q_{\%}}\right) \dots\dots\dots (IV.78)$$

V_F : le volume d'eau en charge,

V_C : le volume de la crue,

$Q_{\%}$: le débit de la crue,

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \dots\dots\dots (IV.79)$$

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

Estimation de la charge au dessus du déversoir

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

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (IV.80)$$

Où :

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

g : l'accélération de pesanteur; [$g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$];

b : la largeur de déversoir,

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

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{moy} \dots\dots\dots (IV.81)$$

et

$$S = b \cdot H \dots\dots\dots (IV.82)$$

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

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{b \cdot H} \dots\dots\dots (IV.83)$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule qui a dessus et on fait varier la largeur L.

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.84)$$

Ou : H_o : est la charge globale;

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

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

Le débit laminée est calculé pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b",

Les graphes de la figure sont accordé sa la table de calculs, en faisant varier les variables H et L, Les relations s'ajustent automatiquement.

Données initiales

On a : $g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$.

$\alpha = 1$. $m = 0,49$.

$Q_{1\%} = 176 \text{ m}^3/\text{s}$.

$V_{\text{crue } 1\%} = 5,208192 \text{ Mm}^3$ (D'après l'hydro gramme de crue).

Avec : Le volume forcé est déterminé à partir de la courbe capacité-hauteur.

Tous les calculs et résultats sont illustres ci-après :

$$Q_{\text{lam}} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_F}{V_{Cr}}\right) \dots\dots\dots (IV.85)$$

Avec : Q_{lam} : Débit laminé à partir de courbe capacité-hauteur.

V_F : Volume de charge sur le déversoir déduire par la courbe capacité hauteur.

V_{Cr} : Volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m^3 .

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation des graphes comme montre la courbe

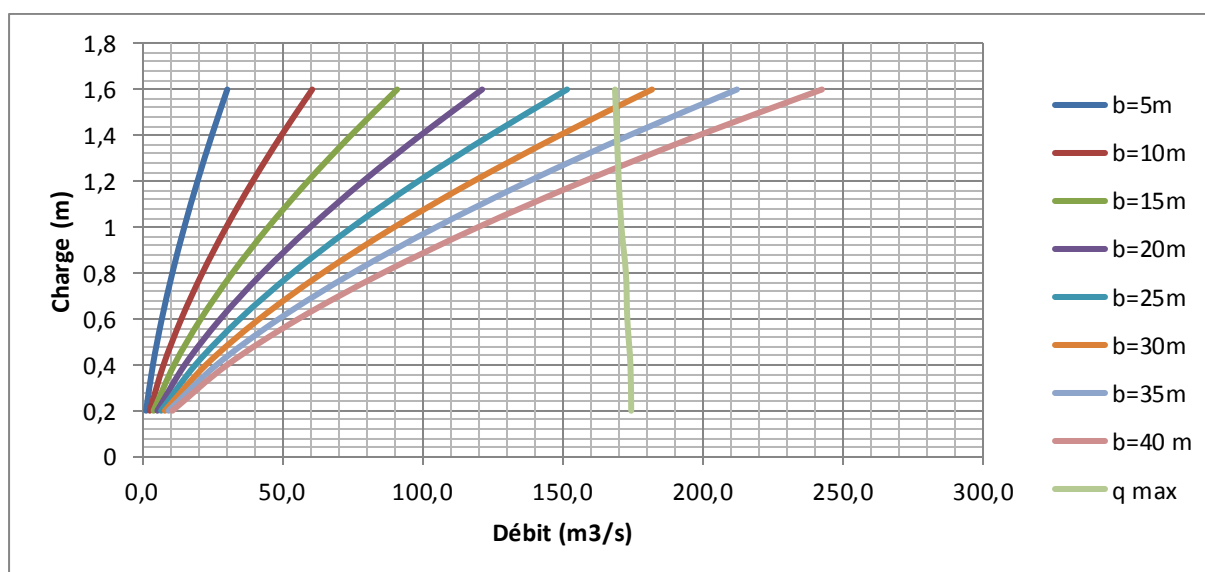


Figure IV.09 Courbe de la charge H en fonction de débit Q .

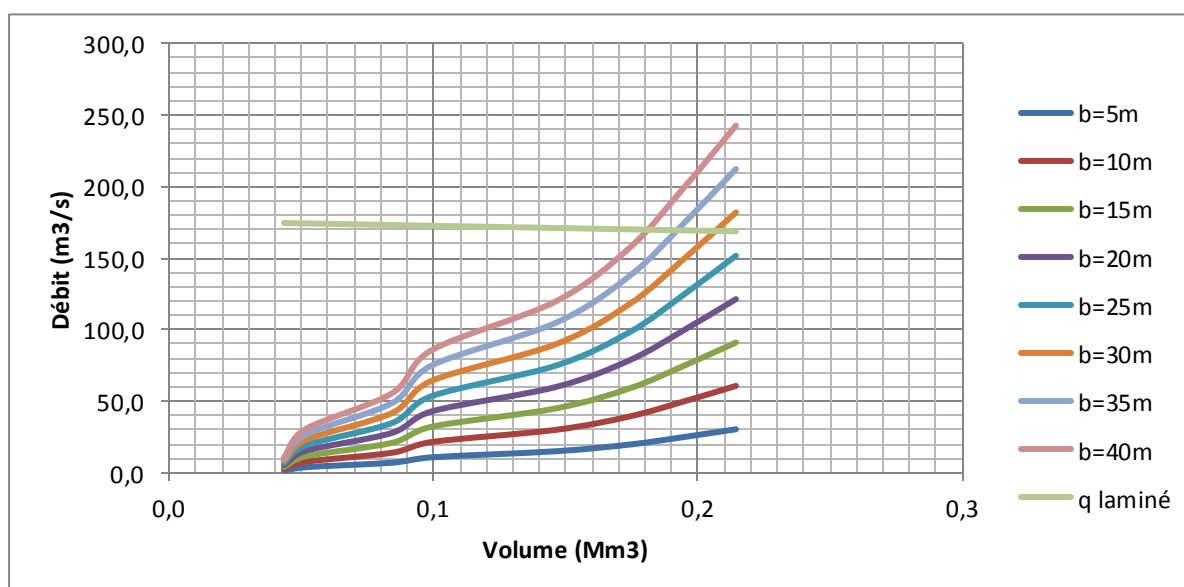


Figure IV.10 Courbe de débit q en fonction de volume forcé $V_{\text{Forcé}}$

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

Tableau IV.38 Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b(m)	H (m)	NPHE (m)	q (m³/s)	V forcé (Mm³)
5	2,44	221.8	160	0,42
10	2,38	222	162	0,322
15	1,9	222,2	164	0,28
20	1,8	222,4	166	0,235
25	1,67	222,6	168	0,22
30	1,52	222,8	169	0,205
35	1,36	223	170	0,194
40	1,24	223,2	171	0,181

IV.7 Etude d'optimisation

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

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

IV.7.1 Calcul du coût approximatif de la digue

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

$$V_B = \sum V_i \dots\dots\dots(IV.86)$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots(IV.87)$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

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

B_i : Largeur de base

$$[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b] \dots \dots \dots (IV.88)$$

m_1, m_2 : Les fruits des talus .

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i

$$[H_i = NNR - C_f + R + h_{\text{dév}} + t] \dots \dots \dots (IV.89)$$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

IV.7.1.1 Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

DAVIS

$$R = 0,75 \cdot h_v + \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (IV.90)$$

Avec : h_v et V sont calculées par STEVENSON GAILLARD

$$h_v = 0,76 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots \dots \dots (IV.91)$$

$$V = 1,5 + 2h_v \dots \dots \dots (IV.91)$$

h_v : hauteur de vague en m.

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch .Avec $F < 18 \text{ Km}$ $F = 0,7 \text{ km}$.

$$\underline{\mathbf{A.N :}} \quad h_v = 0.76 + 0.34 \cdot \sqrt{0,7} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,7} = 0,81 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } V = 1,5 + 2 \cdot h_v = 1,5 + 2 \cdot 0,81 = 3,11 \text{ m/s}$$

$$\text{Donc : } R = 0.75 \cdot 0,81 + \frac{3,11^2}{2 \cdot 9,81} = 1,10 \text{ m}$$

MALLET et PACQUANT

$$R = h_v + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(IV.92)$$

$$h_v = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(IV.93)$$

A.N : $h_v = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,7} = 0,78 \text{ m}$

$$V = 1,5 + 2 \cdot h_v = 1,5 + 2 \cdot 0,78 = 3,05 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,78 + \frac{3,05^2}{2 \cdot 9,81} = 1,25 \text{ m}$$

Simplifiée

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(IV.94)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,7} = 1,25 \text{ m}$$

Conclusion

D'après ces trois formules On prend la valeur de revanche due au vent donnée par la formule de MALLET et PACQUANT car c'est une valeur représentative pour les petites barrages en Algérie, donc : $R_{\text{vents}} = 1,25 \text{ m}$

IV.7.1.2 Largeur en crête

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

KNAPPEN

$$b_{\text{cr}} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(IV.95)$$

F-PREECE

$$b_{\text{cr}} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots(IV.96)$$

Anonyme (simplifiée)

$$b_{\text{cr}} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(IV.97)$$

Pratique

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(IV.98)$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

Pour une charge moyenne de 1,52 mètre on a :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t. = 222,6 - 216 + 1,52 + 1,25 + 0,30 = 9,87 \text{ m}$$

On admet une valeur de $t = 0,3$ mètre pour le tassement

Pour raison de sécurité On prend :

$$H_b = 10 \text{ m}$$

Tableau IV.39 Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	5,22
EF PREECE	4,48
SIMPLIFIEE	4,76
PRATIQUE	5,27

On opte pour une largeur de crête égale à: $b_{cr} = 5 \text{ m}$

IV.7.1.3 Calcul du coût de la digue

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

Tableau IV.40 Récapitulatif des résultats

b (m)	Q_e (m ³ /s)	H (m)	NPHE	H_b (m)
30	169	1,52	224,12	9,71
35	170	1,36	223,96	9,55
40	171	1,24	223,84	9,43

Tableau IV.41 Coût de la digue

Largeur déversants (m)	volume de la digue (m ³)	Coût de la digue (millions de DA)
30	13670,3595	45,574
35	13080,5493	38,7412
40	12496,8365	30,578

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval sont respectivement 3 et 2,5, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 300 DA.

IV.7.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

IV.7.2.1 Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...),pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est $m = 0.48$

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{y}{H} = 0.5 (X / H)^{1.85} \dots\dots\dots(IV.99)$$

ou :

$$y / H = 0.47 (X / H)^{1.80} \dots\dots\dots(IV.100)$$

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

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S.b \dots\dots\dots(IV..101).$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à quinze mille dinars Algériens 15000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau IV.42 Coût de déversoir

Largeur déversants (m)	Volume du béton (m ³)	Coût du déversoir (millions de da)
30	2230,69	30,46
35	4148,69	62,23
40	7015,91	105,24

IV.7.2.2 Coût du canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » est une hauteur de pelle égale à 2,5 m.

D'où la hauteur totale du mur :

$$H_{ca}=P+H+R \dots\dots\dots(IV.102)$$

Avec : P : hauteur de pelle ;

H : la lame déversante ;

R : la revanche.

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égal à 8,5 m

L'épaisseur du mur « e » est prise égal à (0,3m).

D'où le volume du canal d'approche est estimé par :

$$V= S.e = L.H_{ca}.e \dots\dots\dots(IV.103)$$

Tableau IV.43 Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes

b (m)	h (m)	H _{ca}	S (m ²)	V (m ³)	Coûts (Million DA)
30	1,52	5,11	43,435	13,0305	0,19546
35	1,36	4,95	42,075	12,6225	0,18934
40	1,24	4,83	41,055	12,3165	0,18475

IV.7.3 Coût total du barrage

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

Tableau IV.44 Tableau récapitulatif des prix totaux

b (m)	Coûts (Million de DA)			
	Digue	Déversoir	Canal d'approche	Global
30	45,574	30,46	0,19546	76,22946
35	38,7412	62,23	0,18934	101,1605
40	30,578	105,24	0,18475	136,0028

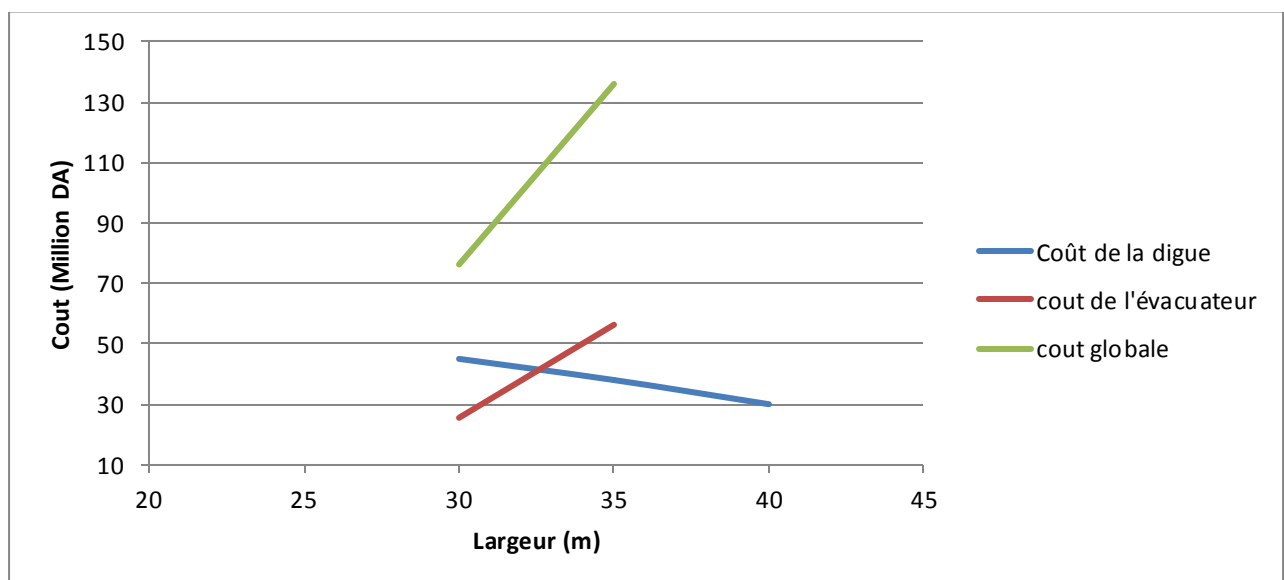


Figure IV.11 Courbe d'optimisation

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure IV.13, la largeur déversant donnant le coût minimum est **30 mètre**.

Donc la hauteur du barrage est :

$H_b = 9.71\text{m}$, on prend : $H_b = 10\text{m}$

Et le niveau de crête est :

▼ Crête=226 m

Tableau IV.45 Caractéristiques du barrage.

Dénomination	Unité	Quantité
Volume mort	M.m ³	0,1698
Volume utile	M.m ³	0,1967
Volume au niveau normal de la retenue	M.m ³	0,3667
Cote de fond (▼ fond)	m	216,00
Cote au niveau mort (▼ NVM)	m	219,8
Cote au niveau normal de retenue (▼ NNR)	m	222,6
Cote de plus hautes eaux (▼ NPHE)	m	224,12
Cote de la crête (▼ Crête)	m	226,00
Largeur de déversoir	m	30,00
La hauteur de charge déversée.	m	1,52
Le débit évacué	m ³ /s	140,00

IV.8 Laminage pour un déversoir de largeur $b=30$ mètres

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir est calculé et tracée.

Tableau IV.46 Volumes et débit déversant

Courbe des débits déversants pour b = 30 m					
Cotes (m)	H_d (m)	q (m³/s)	1/2 qΔt (m³)	V (m³)	V+1/2qΔt (m³)
222,6	0	0	0	366700	366700
222,75	0,15	3,78	1,56	380000,00	380001,56
222,9	0,3	10,70	4,40	400000,00	400004,40
223,05	0,45	19,66	8,08	410000,00	410008,08
223,2	0,6	30,26	12,44	440000,00	440012,44
223,35	0,75	42,29	17,39	450000,00	450017,39
223,5	0,9	55,59	22,86	480000,00	480022,86
223,65	1,05	70,06	28,81	510000,00	510028,81
223,8	1,2	85,59	35,19	520000,00	520035,19
223,95	1,35	102,13	42,00	540000,00	540042,00
224,1	1,5	119,62	49,19	570000,00	570049,19
224,12	1,52	122,02	50,17	578450,00	578500,17

Avec :

$$q = m.b \sqrt{2g} H_d^{3/2} \dots\dots\dots (IV.104)$$

q=débit déversant (m³/s) .

V : on tire directement d'après la courbe (capacité hauteur).

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir figure suivante.

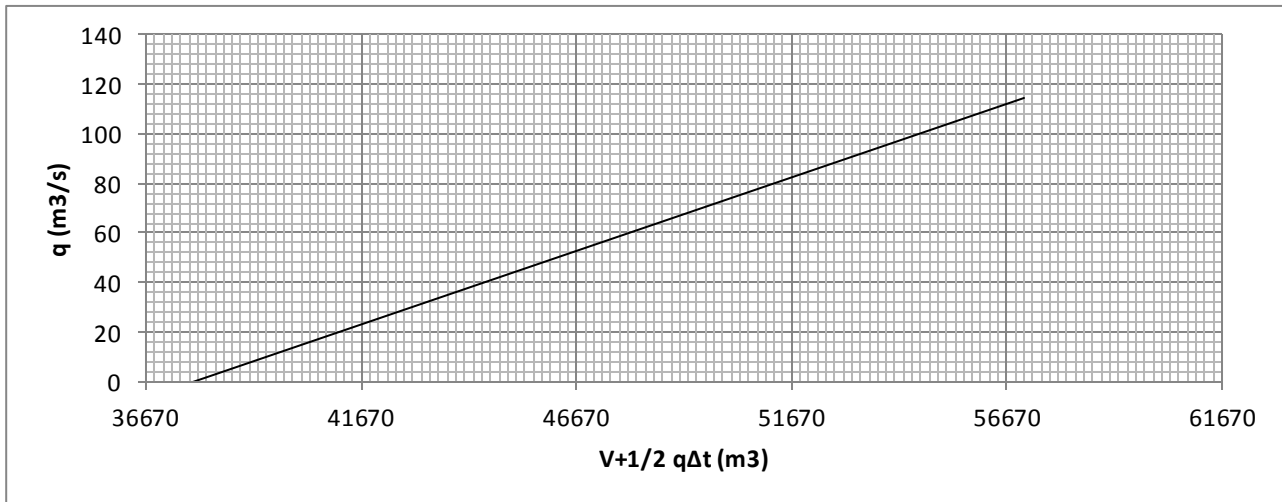


Figure IV.12 Courbe et débit déversant

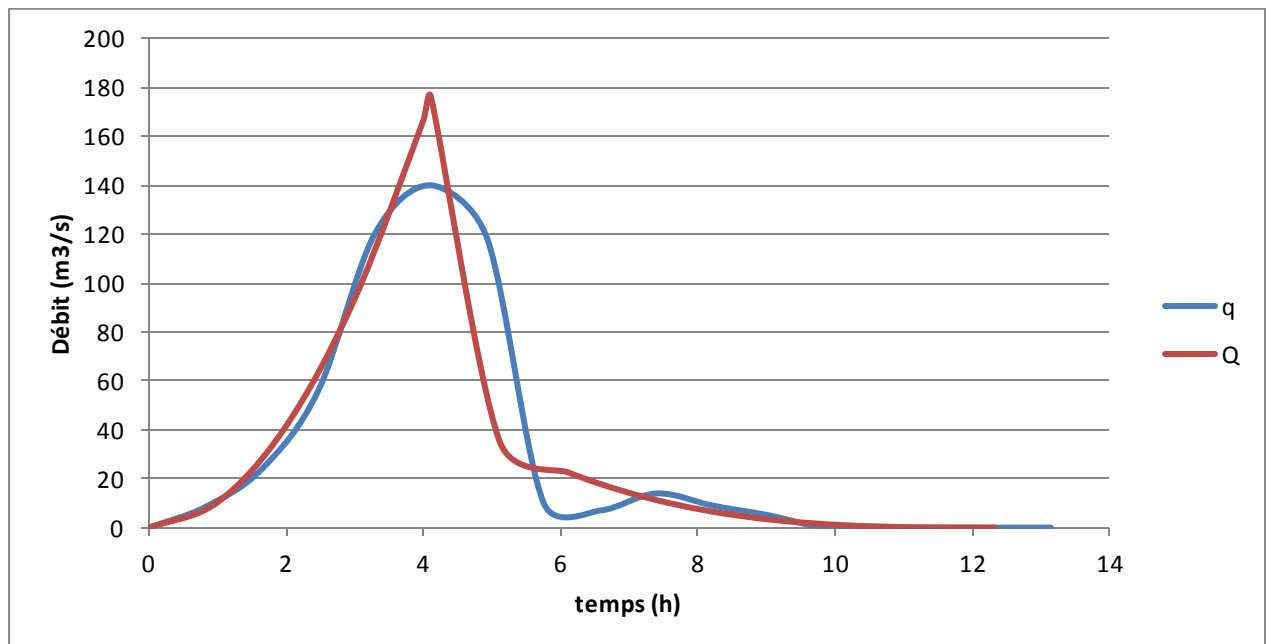


Figure IV.13 Hydro gramme entrant sortant.

Tableau IV.47 Laminage des crues pour une largeur déversante 30m par la méthode de Hedenblat :

Temps	Q	Q _{moy}	q	Qm-q	(Qm-q)dt	V+1/2*q*dt	q
(h)		(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³)	(m ³)	(m ³ /s)
0	0	3	0	3	8877,6	366700	0
0,822	6	17	8,5	8,5	25153,2	375577,6	8,5
1,644	28	44,2	24	20,2	59775,84	400730,8	24
2,466	60,4	86,2	56	30,2	89367,84	460506,64	56
3,288	112	144	120	24	71020,8	549874,48	120
4,11	176	114	140	-26	-76939,2	620895,28	140
4,932	52	36,2	118	-81,8	-242062,6	543956,08	118
5,754	20,4	18,7	10	8,7	25745,04	301893,52	10
6,576	17	15	8	7	20714,4	327638,56	7
7,398	13	10	14	-4	-11836,8	348352,96	14
8,22	7	4,5	9	-4,5	-13316,4	336516,16	9
9,042	2	1	5	-4	-11836,8	323199,76	5
9,864	0	0	0	0	0	311362,96	0
10,864	0	0	0	0	0	311362,96	0
11,508	0	0	0	0	0	311362,96	0

Conclusion :

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

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « $b = 30\text{m}$ » et une côte en crête optimale de la digue égale à 226 m.NGA

V ETUDE DES VARIANTES

Introduction

Avant de lancer toute opération de construction ; il faudra savoir qu'un barrage n'est pas un tas de terre à édifier en poussant simplement les matériaux au buteur à la pente naturelle du talus, mais il faut prendre en considération certains paramètres qui sont primordiales pour le choix du site et du type de barrage à réaliser.

Simultanément à la recherche et à la sélection des sites, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables au vu des conditions géologiques, hydrologiques et topographiques qu'on aura relevées.

Les barrages peuvent être classés selon leur type de construction. On distingue habituellement:

.Les ouvrages rigides, en béton, qualifiés ainsi parce que leur capacité de déformation est relativement faible. Ils ne s'accommodent, sauf exception, que de fondations rocheuses peu perméables.

.Les ouvrages souples, en terre, en enrochements, capables de suivre sans trop de dommages des mouvements de leur substratum. Ils sont évidemment, radicalement différents, dans leur conception, des précédents. Ils s'accommodent de fondations de moins bonne qualité.

V.1 Etude des variantes de la digue

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de construction de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

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

V.1.1 Choix du type de barrage

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

➤ Topographie du site

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

➤ **Morphologie de la vallée**

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

➤ **Conditions géologiques et géotechniques**

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

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

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

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

➤ **Matériaux de construction**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site et du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

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

Le choix du type de barrage sera un compromis entre les différents aspects suivants :

- Nature de la fondation.
- Disponibilité des matériaux à proximité ; hydrologie et critères socio.économiques, pour aboutir au meilleur choix économique.

V.1.2 Variantes à choisir

Pour le cas présent Les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux et on a trois variantes au choix :

a) Barrage en terre homogène

Le barrage en terre homogène est constitué d'un massif en terre compacté imperméable, muni d'un dispositif de drain dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet de battillage dans sa partie amont.

b) Barrage zoné

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène étanche. Dans ce cas une solution couramment adoptée consiste à concevoir un massif en plusieurs zones, dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction de l'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériaux argileux qui pourra être placé en amont du barrage ou au centre de celui-ci.

c) Barrage en terre à masque amont

Le masque amont est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il existe de nombreuses natures de masque étanche telles que béton en ciment ou bitumineux, chapes préfabriquées, membranes souples etc.

Le corps du barrage assurant la stabilité peut être en matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable.

Il présente l'avantage de pouvoir être exécuté après l'édification du remblai et de pouvoir réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique.....etc.

V.1.3 Etude comparative

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

a) Pré dimensionnement du noyau**➤ Niveau en crête**

$$N_{crN}=226 \text{ m}$$

➤ largeur en crête

$$b_{crN}= 5\text{m.}$$

➤ les pentes des talus

$$\text{On prend } m_1=3$$

$$m_2 =2,5$$

➤ largeur en base

$$L_{\text{baseN}} = (m_1 + m_2)H_N + b_{\text{crN}} = 60\text{m} \dots\dots\dots(\text{V.01})$$

b) Pentes des talus

Il n'existe pas de formules théoriques qui permettent de calculer directement ces pentes. En pratique on se donne des pentes d'après le tableau ci-joint pour les calculs préalables, qui pourraient être optimales compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie ces pentes par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes.

Tableau V.01 Détermination des pentes des talus.

Hauteur de barrage (m)	Type de barrage	Pentes des talus	
		Amont (m1)	Aval (m2)
<5m	Homogène	1/2,5	1/2
	Zoné	1/2	1/2
5 à 10m	Homogène, granularité étendue	1/2	1/2
	Homogène à fort pourcentage d'argile	1/2,5	1/2,5
	Zoné	1/2	1/2,5
>10m	Homogène, granularité étendue	1/2,5	1/2,5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	1/3	1/2,5
	Zoné	1/2	1/3

On opte pour des talus :

Talus amont : 1 / 3.0

Talus aval : 1 / 2.5

Ces valeurs seront corrigées si nécessaire lors de calcul de la stabilité des talus du barrage.

c) Volume de la digue pour les différentes variantes

Pour le calcul du volume de la digue, on aura à procéder de la manière suivante :

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections à travers le barrage et sur chaque coupe, on détermine l'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i". Le volume total du barrage s'obtient en sommant les volumes partiels des différentes sections de coupe.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots\dots\dots(\text{V.02})$$

avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * Li \dots\dots\dots(V.03)$$

Li : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1}

C.1) Barrage homogène

Pour un barrage homogène d'une hauteur de 10m, en prend les pentes de talus amont et aval : $m_1=3$ et $m_2=2,5$, le volume du corps de la digue est calculé d'après le Tableau V.

Tableau V. 02 Volume de la digue en terre homogène

Recharges			
Coupe N°	S_i [m²]	$(S_i+S_{i+1})/2$ [m²]	Volume [m³]
0	0		
1	64,00	32,00	736,00
2	216,00	140,00	3360,00
3	267,75	241,88	5805,00
4	325,00	296,38	7113,00
5	295,69	310,34	7448,25
6	169,75	232,72	5585,25
7	78,19	123,97	2975,25
8	0,00	39,09	899,16
Total			33921,91

Le volume du remblai est 33921,91 m³

Le prix de 1m³ de remblai est 300DA.

Donc : Le coût total de première variante est : Coût= 10176571,9 DA

C.2) barrage zoné à noyau d'argile

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 10m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1 = 3$ et $m_2 = 2,5$), le volume du noyau et des recharges sont respectivement donnés par le Tableau V.3.

Tableau V.03 Volume du noyau d'argile

Noyau :			
Coupe N°	S_i [m ²]	$(S_i + S_{i+1})/2$ [m ²]	Volume [m ³]
0	0		
1	21	10,5	241,5
2	77	49	1176
3	96	86,5	2076
4	117	106,5	2556
5	106,25	111,625	2679
6	60	83,125	1995
7	26,25	43,125	1035
8	0	13,125	301,875
Total			12060,375

Le volume du noyau est $V_N = 12060,375 \text{ m}^3$

Le coût d'un m³ d'argile est de 300DA.

Donc : le coût de noyau est de : 3618112,5DA

Tableau V.04 Volume des recharges (Barrage à noyau)

Recharge:			
Coupe N°	S_i [m ²]	$(S_i+S_{i+1})/2$ [m ²]	Volume [m ³]
0	0		
1	43	21,5	494,5
2	139	91	2184
3	171,75	155,375	3729
4	208	189,875	4557
5	189,4375	198,71875	4769,25
6	109,75	149,59375	3590,25
7	51,9375	80,84375	1940,25
8	0	25,96875	597,28125
Total			21861,5313

Le volume des recharges est $V_r = 21861,5313 \text{ m}^3$

Le coût d'un m³ des recharges est de 400DA.

Donc le coût du volume des recharges est de : 8744612,5 DA

Le coût total de la deuxième variante est : 12362725 DA

C.3) barrage en terre avec masque en béton

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

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivant :

$$e = 0,3 + 0,001 \cdot H \dots\dots\dots (V.04)$$

H : hauteur de barrage égale 10 m

A.N :

$$e = 0,3 + 0,001 * 10 = 0,31 \text{ m}$$

Pour un barrage avec un masque en béton d'une hauteur de 10m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=3$ $m_2=2,5$), le volume du remblai et du masque en béton sont respectivement donnés par les tableaux suivants.

Tableau V.05 Volume du remblai

Recharge:			
Coupe N°	S_i [m ²]	$(S_i+S_{i+1})/2$ [m ²]	Volume [m ³]
0	0		
1	33,00	16,5	379,5
2	185,00	109	2616
3	236,75	210,875	5061
4	294,00	265,375	6369
5	264,69	279,34375	6704,25
6	138,75	201,71875	4841,25
7	47,19	92,96875	2231,25
8	0,00	23,59375	542,65625
Total			28744,9063

Le volume des recharges est $V_r = 28744,9063 \text{ m}^3$

Le coût d'un m³ des recharges est de 400DA.

Donc le coût du volume des recharges est de : 11497962,5 DA

La surface du masque est $S_m = 1600 \text{ m}^2$

Le coût d'un m^3 de béton est de 15000 DA.

Pour 0.31 m d'épaisseur le cout de béton : 7440000 DA

Le coût total de la troisième variante est : 18937962,5 DA.

Tableau V. 06 Etude comparative des différentes variantes

Variante	Désignation	Volume [m^3]	Coût [DA]	Coût total [DA]
Barrage homogène	Recharges	33921,91	10176571,9	10176571,9
Barrage zoné	Recharges	21861,5313	8744612,5	12362725
	noyau	12060,375	3618112,5	
Barrage en terre avec masque en béton	Recharges	28744,9063	11497962,5	18937962,5
	Masque	496	7440000	

C.4) Conclusion sur le choix de la variante de la digue

En tenant compte de ces conditions, nous avons opté pour un barrage en terre homogène vu les avantages qu'il présente.

Ce barrage en terre homogène qu'a la rigueur remplit les conditions suivantes :

- Avoir une imperméabilité suffisante;
- Insoluble dans l'eau ;
- Avoir une faible teneur en matière organique (<5%) ;
- Ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ;
- avoir une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche.
- Economique....

V.1.4 Conception de la digue

V.1.4.1 Profil type de la digue

La définition du profil type exige la détermination au préalable de certaines grandeurs :

Notre digue est un remblai homogène, qui a une hauteur totale de **10m**. La largeur en crête est de 5m. Les coupes transversales de la digue sont représentées sur la planche [1].

V.1.4.2 Classification de l'ouvrage

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

Tableau V.07 Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

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

D'après le tableau (Volkov, 1986) notre barrage appartient à la classe IV.

V.1.4.3 Protection de la Crête

La crête du barrage en tant qu'élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable. Elle peut servir pour les passages de service.

La crête est revêtue de par un mélange constitué de gros graviers bitumés, et elle doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, et la couche de protection doit être bien compactée.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers

amont uniforme de (3 à 4) % pour permettre l'évacuation des eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

V.1.4.4 Protection des talus

V.1.4.4.1 Talus amont

Le talus amont devra être protégé contre le déferlement des vagues et les précipitations agressives, pour cela on prévoit un revêtement de protection en encochement ; celui-ci est caractérisé par :

- Le faible prix.
- Le temps de réalisation relativement court.
- Le maintien de la stabilité du talus lors d'une vidange rapide.

Epaisseur de la couche de protection

Les éléments de la couche de protection doivent être tels que 50% des pierres aient un diamètre supérieur à 20cm, les éléments les plus petits n'ayant pas un diamètre inférieur à 10cm.

Le diamètre moyen de la pierre réduite en une sphère est déterminé à partir de la formule suivante :

$$D_p = \left[\frac{Q}{0.524 \gamma_p} \right]^{1/3} \dots\dots\dots (V.05)$$

D_p : diamètre moyen de la pierre en m.

γ_p : Poids volumique de la pierre $\gamma_p = 2.5 \text{ t/m}^3$

Q : poids d'une pierre séparée, calculé par l'expression suivante :

$$Q = \frac{0.025 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \cdot \lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \sqrt{1 + m^2}} \text{ , en tonne} \dots\dots\dots (V.06)$$

Avec :

m : pente du talus amont ;

λ : Longueur d'onde de la vague en m.

h : hauteur des vagues en m ;

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$.

Selon LABZOVSKY (in Volkov, 1986) :

$$h = \beta h_0 \text{ et } \lambda = \alpha \lambda_0 \dots\dots\dots (V.07)$$

α, β : Coefficients qui sont déterminés graphiquement (voir annexe III)

λ_0, h_0 : Respectivement la hauteur et la longueur calculer en eau profonde, ces expression sont données par :

$$h_0 = 0,073KV\sqrt{F\xi} \dots\dots\dots(V.08)$$

$$\lambda_0 = 0.073KV\sqrt{\frac{F}{\xi}} \dots\dots\dots(V.09)$$

K : Coefficient caractérisant l'intensité et l'accroissement de la vague, donnée par la relation :

$$K = 1 + e^{0,44F/V} \dots\dots\dots(V.10)$$

ξ : Cambrure de la vague donnée par :

$$\xi = \frac{1}{9} + \frac{1}{19} e^{-14/V} \dots\dots\dots(V.11)$$

Avec $F = 0,7Km$, $V = 2.1m/s$.

D'où: $K = 1.86Km$; $\xi = 0,111$; $h_0 = 0.08$; $\lambda_0 = 0.38$; $\frac{h_0}{\lambda_0} = 0.21$

D'après l'abaque (annexe III) en détermine β, α :

$$\beta = 0,7 \quad \alpha = 0,6$$

Donc : $h = 0.056$ et $\lambda = 0.228$

D'où le poids d'une pierre :

$$Q = 1.3 \cdot 10^{-5} \text{ t}$$

$$D_p = 0,085 \text{ m}$$

$$E_p = (2,5.3) D_p \Rightarrow E_p = 0,21 \text{ m}$$

Donc on aura une protection d'une épaisseur de 25,5cm avec deux couches d'enrochements.

Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement :

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, il existe plusieurs méthodes, pour notre cas on utilise la méthode suivante :

La méthode de Tennessee.Valley. Authority« T.V.A. » :

$$e = CV^2 \dots\dots\dots(V.12)$$

V : vitesse de propagation des vagues ($V = 2.1 \text{ m/s}$).

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique des matériaux d'enrochement : $\gamma_s = 2,5 \text{ g/cm}^3$.

La valeur de «C » est donnée par le tableau V.08

Tableau V.08 Détermination de coefficient C.

Pente du talus	Valeur de C		
	$\gamma_P = 2,5$	$\gamma_P = 2,65$	$\gamma_P = 2,80$
1/ 4	0,027	0,024	0,022
1/ 3	0,028	0,025	0,023
1/ 2	0,030	0,028	0,026
1/ 1.5	0,036	0,028	0,030
1/ 1	0,047	0,041	0,038

$$C = 0,028 \quad \text{d'où} \quad e = 0,1235\text{m}$$

V 1.4.4.2 Talus avals

On doit concevoir le revêtement pour éviter de possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau.

Pour sa protection, l'utilisation d'une terre végétale avec des épaisseurs entre 0.20 et 0,3m est très commune.

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, au renard provoqué par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, et ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues ainsi que la vidange rapide.

V.1.4.5 Clé d'étanchéité

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 1.50m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.30m. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m = 1,0$.

V.2 Organes de drainage

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai, il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

Les prismes de drainages permettent de :

- Recevoir et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.
- Rabattre la ligne phréatique le plus basse possible.
- Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps de la retenue.

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

- Une fondation assez plastique renfermant des pressions interstitielles considérables.
- Le talus aval du barrage est toujours sous 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 le drain prisme. Ce dernier 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.

V.2.1 Dimensionnement du prisme de drainage

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est fonction Fruit des talus.

✓ Fruit des talus

$$m_1 = (1.1.75) \quad \text{on prend :} \quad m_1 = 1,5$$

$$m_2 = (1.5.2.5) \quad \text{on prend :} \quad m_2 = 1,5$$

✓ la hauteur du drain :

$$h_{dr} = (0.15.0.2) H_b = 0,15 * 10 = 1,5m \quad H_{dr} = 1,50m$$

✓ Largeur au sommet :

$$b_{dr} = (1/3.1/4) H_{dr} = 0,5m \quad b_{dr} = 0,5m$$

✓ Largeur en base du drain : elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) * h_{dr} = 5m \quad B_{dr} = 5m$$

V.3 Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation

Généralités

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltrations d'eau du fait qu'on crée une charge hydraulique derrière la digue.

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné, d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence des renards qui est un processus d'érosion régressive souterraine et l'eau s'infiltrant sous une certaine pression permet l'apparition de cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

Les infiltrations doivent permettre de déterminer les éléments suivants :

- la ligne de saturation du massif du barrage ;
- le débit de fuite ;
- la pression de l'eau interstitielle dans le massif.
- La zone submergée du corps de la digue.

Hypothèse de calcul

Afin de pouvoir effectuer les calculs de filtrations, d'une manière plus aisée, nous serons amenés:

- à admettre la filtration dans un seul plan ;
- à prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan ;
- à supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable ait un coefficient de filtration nul ;
- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogènes, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

V.3.1 Ligne de saturation

- La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ».
- Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny et qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.
- Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas

échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

- Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.
- Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \dots\dots\dots(V.13)$$

En se reportant à la figure on a :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots(V.14)$$

$$a = \frac{Y_0}{2} \text{ d'où } Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2} \dots\dots\dots(V.15)$$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale. Et pour la hauteur des plus hautes eaux qui est un cas exceptionnel et de durée relativement courte.

1^{er} cas : Niveau de PHE, h = 8,12 m

$$b = m_1.h \quad \text{d'où} \quad b = 24,36\text{m}$$

$$\text{L'emprise de barrage : } L_b = m_1.h_b + b_{cr} + m_2.h_b \quad \text{d'où} \quad L_b = 60\text{m}$$

$$d = L_b - 0,7.b \quad \text{d'où} \quad d = 42,95\text{m}$$

$$\text{On aura donc : } Y_0 = 0,76\text{m}$$

$$a_0 = 0,38\text{m}$$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$Y^2 = 1,52.X + 0,578$$

2^{eme} cas : Niveau de la retenue normale, h = 6,6m :

On procède de la même manière que précédemment (1^{er} cas). Et on aura :

$$b = m_1.h \quad \text{d'où} \quad b = 19,8\text{m}$$

$$\text{L'emprise de barrage : } L_b = 60\text{m}$$

$$d = L_b - 0,7.b \quad \text{d'où} \quad d = 46,14\text{m}$$

On aura donc : $Y_0 = 0,47\text{m}$

$$a_0 = 0,235\text{m}$$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$Y^2 = 0,94.X + 0,221$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau ci-après :

Tableau V.09 Coordonnées de la courbe.

Y(m)	0	0,75	1,5	2,25	3	3,75	4,5	5,25	6	6,6
X(m)	0,235.	0,363	2,159	5,151	9,339	14,725	21,307	29,087	38,063	46,105

La parabole coupe le plan d'eau en un point (A). Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de KOZENY on raccorde celle-ci au point (B) du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en (B) et tangente à la parabole.

En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point (D) sensiblement situé à une distance de (a_0) : $a_0 = 0,235\text{m}$

Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du noyau C est déterminé par l'équation suivante :

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha} \dots \dots \dots (V.16)$$

a : la distance OC ;

Δa : la distance CIC ;

α : angle de face aval du drain avec l'horizontale.

A partir de l'abaque de Casagrande (Voir Annexe III), on détermine :

Avec: $\alpha = 34^\circ \frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0,35$

A.N :

$$a + \Delta a = 3,57 \text{ m} \quad \Delta a = 1,25 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad a = 2,32 \text{ m}$$

Connaissant a et Δa , on peut tracer le profil de la ligne de saturation.

V.3.2 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite)

Le débit de fuite à travers le barrage est déterminé par la formule suivante :

$$q_n = K.I.A \dots \dots \dots (V.17)$$

q_n : débit d'infiltration ($m^3/s/ml$).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par :

$$I = \frac{dy}{dx} \quad \text{et : } A = y \cdot I \dots\dots\dots (V.18)$$

Donc :

$$q_n = Ky \frac{dy}{dx} \quad \text{Avec : } y \frac{dy}{dx} = y_0 \dots\dots\dots (V.19)$$

D'où :

$$q_n = Ky_0 \quad m^3/s/ml.$$

Sachant que :

$$K = 6,58 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

Donc :

$$q = 3,0926 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/s/ml$$

Le débit total à travers le barrage sera :

$$Q = q \cdot L = 190 \cdot 3,0926 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/s \Rightarrow Q = 5,876 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/s$$

Le débit de perte en une année sera :

$$Q_{an} = 18530,55 \text{ m}^3/an$$

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

V.3.2.1 Calcul du débit d'infiltration à travers la fondation

$$q = \frac{K \cdot H_e \cdot T}{nL} \dots\dots\dots (V.20)$$

T : profondeur du sol de fondation perméable

H_e : charge de la retenue.

K : Coefficient de perméabilité. ($K = 6,58 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$)

L : L'emprise de la retenue.

n : coefficient qui tient compte de l'allongement des filets en conséquence de la courbure.

« n » : est donné par le tableau N° en fonction de L/T .

Tableau V. 10 Valeurs de n en fonction L/T

L / T	20	5	4	3	2	1
n	1,15	1,18	1,23	1,30	1,44	1,87

On a : $L/T = 11,25$ Donc : $n = 1,168$.

D'où: $q = 3,31 \cdot 10.6 \text{ m}^3/\text{s/ml}$

A travers toute la fondation le débit est de : $Q = 6,28 \cdot 10.4 \text{ m}^3/\text{s}$

Au bout d'une année le débit perdu est de : $Q_{\text{année}} = 19803,17 \text{ m}^3/\text{an}$.

Il sera mieux de traiter la fondation c'est à dire procéder à un dispositif d'étanchéité (un tapis argileux étanche) pour bénéficier de ces pertes.

.Barrage (digue fondation)

Le débit total d'infiltration (en m^3/s) à travers le barrage est de : $1,2156 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$

.L'épaisseur du tapis étanche

Le tapis peut être constitué d'un corroi argileux de 0.60m au moins, compacté avec soin .On opte pour une épaisseur de 80cm. Ce dernier sera mis en place là où il y a présence d'alluvions, c'est pour allonger les lignes d'infiltration vers l'amont et diminuer le débit de fuite.

V.3.3 Vérification de la résistance d'infiltration du sol de la retenue

V.3.3 Dispositif d'étanchéité

La résistance d'information du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} \leq I_{adm} \dots \dots \dots (V.21)$$

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.

δn : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau V.11

Donc :

$$I_{adm} = 1,95; \quad \Delta H = 6,6\text{m}; \quad \delta n = 190\text{m}; \quad I = 0,035 \leq I_{adm}$$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du noyau est assurée.

Tableau V. 11 Gradient hydraulique admissible.

Sol du corps du barrage	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,6	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,7	0,8	0,9	1,0
Limon sableux	0,55	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (V.22)$$

avec :

I_{cr} : gradient d'infiltration critique donné par le tableau V.12

K_s : coefficient de sécurité déterminée d'après le tableau V.13

Tableau V.12 Gradient d'infiltration critique

Sol de fondation	I _{cr}
Argile	1,2
Limon	0,65
Sable gros	0,45
Sable moyen	0,38
Sable fin	0,29

Tableau V.13 Coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage

Classe de l'ouvrage	I	II	III	IV
K_s	1,25	1,20	1,15	1,10

D'après les 2 tableaux : $I_{cr} = 1,02$ $K_s = 1,10$

I_f : Gradient d'infiltration dans la fondation donné par :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \dots\dots\dots (V.23)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation.

H : charge d'eau (6,6m).

L : longueur à la base de la retenue (190m).

On a donc : $I_f = \frac{6,6}{190 + 0,88 * 4} = 0,034$ et puisque : $\frac{I_{cr}}{K_s} = \frac{1,2}{1,1} = 1,09 > I_f = 0,034$

La résistance d'infiltration de la fondation est vérifiée.

V.3.4 Calcul des filtres

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

- Au pied aval du barrage
- A la protection du talus amont (zone de transition entre l'eau et les recharges)
- Entre le tapis filtrant et les recharges.

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

Condition 1

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1 - n} \dots\dots\dots (V.24)$$

Où:

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10} \dots\dots\dots (V.25)$

n : Porosité du sol en fonction d'unité, $n = n_0.0,1 \text{Log} \eta \dots\dots\dots (V.26)$

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux.

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Condition 2

Vérification des suffisances de perméabilité :

$$K_F \geq (2 + \sqrt[6]{\eta})K \text{ (m/s)} \dots\dots\dots (V.27)$$

Où :

K : Coefficient d'infiltration du sol protégé (m/s) ;

K_F : Coefficient de perméabilité du filtre (m/s).

Condition 3

Zone de transition

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots (V.28)$$

. Détermination de la courbe granulométrique des filtres

Selon les critères :

- $12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$
- $12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D_{15} : Diamètre du sol protégeant.

d_{15} : Diamètre du sol à protéger.

.Granularité de sol protégé

$$d_{15} = 0.08 \text{ mm ;}$$

$$d_{50} = 3,75 \text{ mm ;}$$

La première couche de filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain aux limites suivantes :

$$0.096 \text{ mm} < D_{15} < 0.32 \text{ mm ;}$$

$$5 \text{ mm} < D_{50} < 10 \text{ mm}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.208 \text{ mm ;}$$

$$D_{50} = 3,75 \text{ mm}$$

La deuxième couche des filtres on la détermine de fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$2,4 \text{ mm} < D_{15} < 8 \text{ mm ;}$$

$$45 \text{ mm} < D_{50} < 217,5 \text{ mm}$$

D'où la courbe granulométrique moyenne a les dimensions suivantes :

$$D_{15} = 5,2 \text{ mm ;}$$

$$D_{50} = 131,25 \text{ mm}$$

Les analyses granulométriques effectuées sur les échantillons prélevés dans le site d'étude montrent que les alluvions ont une granulométrie grossière composée en majeure partie de sable et de graviers c'est pour cela que nous obtenons une grande dimension de la deuxième couche en graviers.

V.3.5 Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres

a) Filtre N° 1

Condition 1

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[n]{\eta} (1 + 0.05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (V.29)$$

D'après la courbe granulométrique de F_1 :

$$d_5 = 0.15 \text{ mm ; } d_{10} = 0.18 \text{ mm ; } d_{15} = 0.2 \text{ mm ;}$$

$$d_{17}=0.22\text{mm} ; d_{50}=6.3 \text{ mm} ; d_{60}=6.7\text{mm};$$

$$d_{85}=1.9\text{mm}.$$

$$\eta=D_{60}/D_{10} = 37.22 \text{ Coefficient d'hétérogénéité ;}$$

$$n_0 = 0,45 \text{ d'où } n = 0,29 ;$$

$$D_5/D_{17} = 0.68 > 0,58.$$

Condition vérifiée donc pas de phénomène de renard dans le sol.

Condition 2

$$K_F > (2 + \sqrt[n]{\eta})K \dots\dots\dots (V.30)$$

$$K = 6,58.10^{-6} \text{ m/s ;}$$

$$K_F > 2,52.10^{-5} \text{ m/s.}$$

Condition 3 (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.2}{1.9} = 0.1053 < 4 \dots\dots\dots (V.31)$$

Condition vérifiée donc pas de zone de transition.

b) Filtre N°2

$$d_5 = 3.0 \text{ mm} ; d_{10}=4.0 \text{ mm} ; d_{15}= 5.2 \text{ mm} ;$$

$$d_{17}=8.0 \text{ mm} ; d_{50}=22.05 \text{ mm} ; d_{60}=25 \text{ mm};$$

$$d_{85}=110 \text{ mm}.$$

$$\eta=D_{60}/D_{10} = 6.25 \text{ Coefficient d'hétérogénéité ;}$$

$$n_0 = 0,40 \text{ d'où } n = 0.32 ;$$

Condition 1

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0.32 \sqrt[n]{\eta} (1 + 0.05 \eta) \frac{n}{1+n} \dots\dots\dots (V.32)$$

$$D_5/D_{17} = 0,38 > 0,14.$$

La condition est vérifiée donc non.existence du phénomène de renard.

Condition 3

(Zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{5.2}{110} = 0,047 < 4 \dots\dots\dots (V.33)$$

Condition vérifiée donc pas de zone de transition.

VI ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

Introduction

Pendant d'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront.

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentants des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

VI.1 Etude de l'évacuateur de crue

VI.1.1 Introduction

La construction d'une digue a pour but de créer une retenue susceptible de satisfaire des besoins bien déterminés, sans présenter aucun obstacle pour une crue de débits importants pouvant la submerger et entraîne sa ruine par conséquent.

Ce type d'avarie sera évité en projetant un évacuateur de crues dans le barrage pouvant évacuer sans risque ces débits et donc protéger la digue.

VI.1.2 Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte bien sure des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

✚ De point de vue géologique, les deux rives favorisent l'implantation de l'évacuateur de crues (aucun problème d'instabilité des rives, bonne géologie).

✚ La topographie du terrain permet l'implantation de l'évacuateur de crues avec toute sa longueur déversante.

Rive droite

On remarque que l'implantation de l'évacuateur de crues sur cette rive est possible mais avec une présence d'une courbure au niveau du coursier pour acheminer les eaux vers le cours d'eau naturelle. Ceci peut entraîner des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression, instabilité de l'écoulement) à cause des forces centrifuges qui peuvent prendre naissance et qui par conséquent influent sur la stabilité de l'ouvrage.

Rive gauche

L'évacuateur de crues implanté sur cette rive sera mieux rectiligne par rapport à l'implantation sur la rive droite surtout sur sa partie déversante et ses ouvrages intermédiaires, et aura une longueur moins importante (aspect économique).

Après ce qu'on vient de voir, la rive gauche est la plus avantageuse pour l'implantation de l'évacuateur de crues. Donc celui-ci à entonnement frontal sera projeté sur cette rive.

VI.1.3 Dimensionnement hydraulique

Les évacuateurs de crue à surface libre, se composent principalement, de l'amont en aval, des ouvrages suivants :

- Canal d'approche ;
- Seuil déversant ;
- Chenal d'écoulement ;
- Coursier ;
- Dissipateur d'énergie ;
- Canal de fuite.

Nous avons optés pour un coursier à une seule pente.

***Caractéristiques de l'évacuateur de crue**

- Déversoir type WES (Creager modifié)
- Niveau normal de la retenue $NNR = 222,6 \text{ m NGA}$.
- Niveau des plus hautes eaux : $NPHE = 224,12 \text{ m NGA}$.
- Charge à évacuer : $H = 1.52 \text{ m}$
- Débit de pointe à évacuer $Q_{\text{évacuer}} = 140 \text{ m}^3/\text{s}$
- Largeur déversante : $L = 30 \text{ m}$

***Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue**

VI.1.3.1 Canal d'amenée

Le canal d'amenée (d'approche) permet de guider calmement la crue vers le seuil déversant.

Vitesse d'approche

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} \dots\dots\dots (VI.01)$$

Q : Débit à évacuer (m³/s).

S_{cana} : Section du canal (m²).

$$S_{can} = H \times b \dots\dots\dots (VI.02)$$

H: Charge d'eau (m).

$$H = h + P \dots\dots\dots (VI.03)$$

P : Hauteur de pelle (2,5m).

h : Lane déversante (1,52m).

$$V_{approche} = 1,16 \text{ m/s}$$

$$V_{ap} \leq V_{adm} \text{ (4.4 – 10) m/s} \quad \text{Donc pas de risque de l'érosion.}$$

VI.1.3.2 Déversoir

Le déversoir est à seuil profilé (Creager), c'est l'ouvrage collectant les eaux à partir de la retenue, c'est section de contrôle que l'on dimensionne en fonction des contraintes de la stabilité et du débit de pointe de l'hydro gramme de laminé.

✓ Calcul du débit spécifique en dessous du seuil

$$q = Q / B \quad \text{m}^3/\text{s}/\text{m} \dots\dots\dots (VI.04)$$

$$\text{AN:} \quad q = 140 / 30 \quad q = 4,67 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

✓ la hauteur critique au niveau du seuil

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot q^2}{g}} \dots\dots\dots (VI.05)$$

$$\text{AN:} \quad h_{cr} = 1,30 \text{ m}$$

✓ la vitesse critique

$$V_{cr} = q/h_{cr} \dots \dots \dots (VI.06)$$

AN: $V_{cr} = 4,67 / 1,30 \quad V_{cr} = 3,59 \text{ m/s.}$

✓ la hauteur totale de tirant d'eau h_n

$$h_n = 3/2 h_{cr} \dots \dots \dots (VI.07)$$

AN: $h_n = 1,95 \text{ m.}$

✓ la pente critique

$$I_{cr} = (V_{cr} / (75 * h_{cr}^{2/3}))^2 \dots \dots \dots (VI.08)$$

AN: $I_{cr} = 0,00161$

Les indications de la figure suivante permettent de déterminer le profil normal d'un déversoir à parement amont vertical.

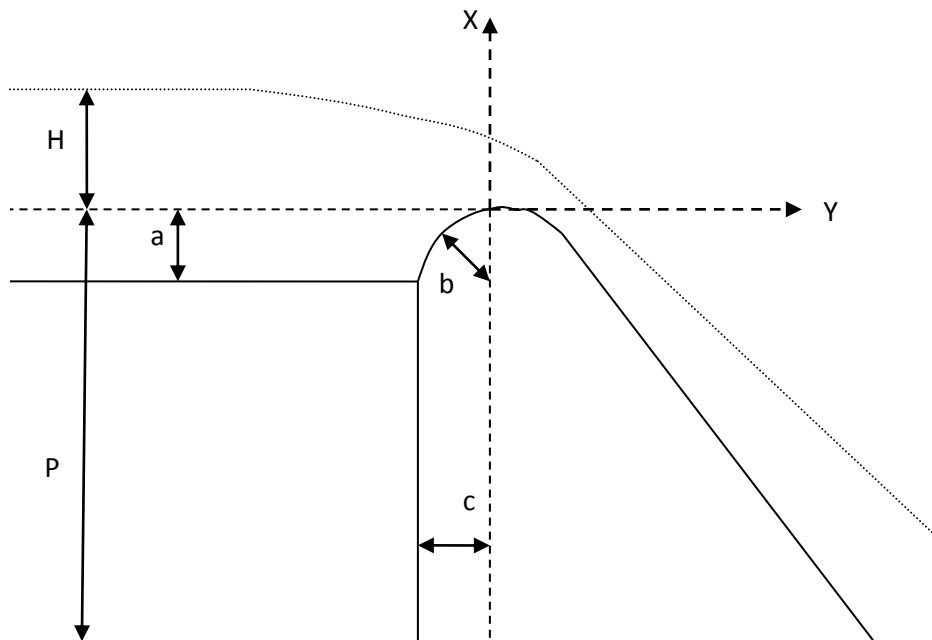


Figure VI.01 Dimensions du déversoir.

$$a = 0,12.H \quad c = 0,30.H \quad b = 0,40.H \dots\dots\dots (VI.09)$$

A.N: $a = 0,18 \text{ m}$; $c = 0,46 \text{ m}$; $b = 0,61 \text{ m}$.

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

$$Y = \frac{X^{1.85}}{2h^{0.85}} \dots\dots\dots (VI.10)$$

h : Charge sur le déversoir (m).

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau VI.1 et le profil du déversoir est représenté par la Figure VI.2.

Tableau VI.01 Coordonnées de profil du déversoir

X(m)	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5
Y(m)	0,000	0,097	0,350	0,742	1,263	1,908	2,673	3,556	4,552	5,660

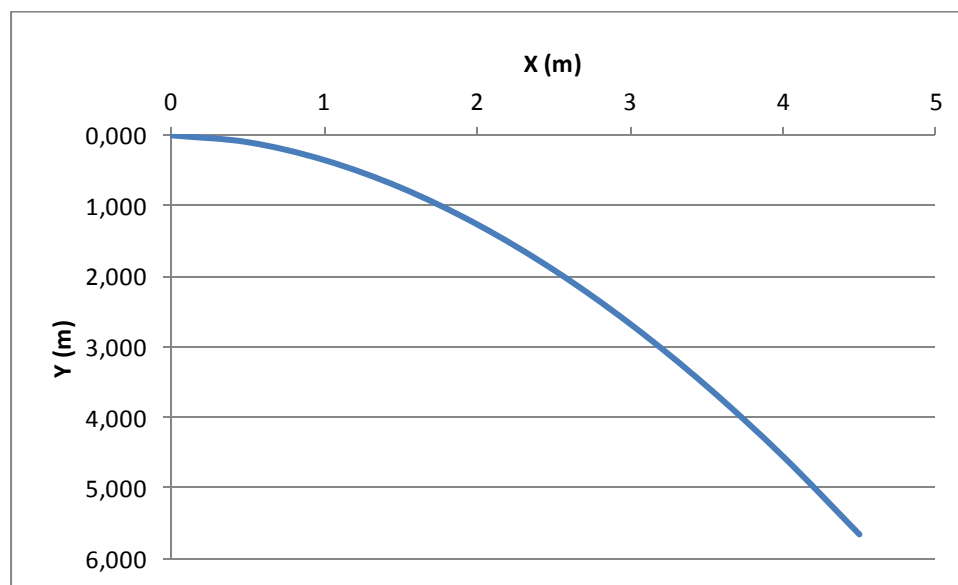


Figure VI.02 Profil du déversoir.

VI.1.3.3 Chenal d'écoulement

Le chenal d'écoulement fait suite directement au déversoir, il permet de véhiculer l'eau déversée au coursier par l'intermédiaire d'un convergeant. La longueur du chenal est fonction de la topographie du terrain, elle est prise égale à 11,9m, et sa pente est très faible.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique " y_c " et la pente critique.

Profondeur critique

On donne au coursier une pente assez suffisante (supérieure à la pente critique) pour provoquer un écoulement torrentiel. Contrairement, l'écoulement dans le chenal est fluvial du fait de la pente souvent inférieure à la pente critique. La phase de passage d'un régime fluvial au torrentiel ou vis versa est appelée régime critique où la surface libre occupe le niveau critique, on considère qu'elle est atteinte au point de changement de section. On calcule la profondeur critique par la formule :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2} \dots\dots\dots (VI.11)$$

Q : débit de projet lame (Q = 140 m³/s);

b: la largeur de déversoir (b= 30m).

A.N :
$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \cdot \left(\frac{140}{30} \right)^2} = 1,3045 \text{ m} \quad \Rightarrow Y_c = 1,31 \text{ m}$$

Pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning :

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (VI.12)$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée;

K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71)

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (VI.13)$$

A.N :
$$I_{cr} = \left[\frac{140 \cdot (30 + (2 \cdot 1,31))^{2/3}}{71 \cdot (30 \cdot 1,31)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0,20\% \quad \Rightarrow I_{Cr} = 0,20\%$$

$I_{cr} = 0.20\% > 0.1\%$, donc la condition est vérifiée

Calcul de la profondeur normale

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme) se déduit de la formule de Manning Strickler.

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots (VI.14)$$

S : section du chenal :

$$S = b \cdot h_n \dots\dots\dots (VI.15)$$

I : pente du chenal $I = 0,1\%$;

C_n : coefficient de Chézy

$$C_n = R^{1/6} / n \dots\dots\dots (VI.16)$$

R : rayon hydraulique

$$R = S/P = \frac{b \cdot h_n}{2h_n + b} \dots\dots\dots (VI.17)$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (VI.18)$$

AN: $h_n = 1,41m$.

Conclusion

$h_n > h_c$ alors l'écoulement est fluvial.

La vitesse V au niveau de la section de contrôle est:

$$V = Q / S \dots\dots\dots (VI.19)$$

A la section de contrôle la hauteur d'eau est égale à la hauteur critique donc :

AN:

$$V = 3,56 \text{ m/s.}$$

VI.1.3.4 Calcul du convergent

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

Ou :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots(VI.20)$$

l_1 : est la largeur au plafond du bief amont

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle

A.N : $L = 10m$

Recommandations de Sevchenko pour le dimensionnement du convergent (M.HASSANE : Conception et dimensionnement des ouvrages annexes de barrage en remblai. Blida .2015):

$$0,39 \leq \frac{bt}{Bt} \leq 0,87 \dots\dots\dots(VI.21)$$

Condition à respecter, avec :

$$\Theta = \arctan\left(\frac{Bc - bc}{2 * L}\right) \dots\dots\dots(VI.22)$$

AN: $\Theta = 11,31^\circ$

Pour assurer de bonnes conditions d'écoulement et de construction, on lui donne une section rectangulaire d'une largeur de même à la fin de convergent $b_c = 04 m$.

VI.1.3.5 Coursier

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

Largeur du coursier

Elle est donnée par :

$$L_{cou} = Q^{0,4} (m) \dots\dots\dots(VI.23)$$

Soit : $L_{cou} = 140^{0,4} = 7,22m$ on prend $L_{cou} = 4m$

Longueur du coursier

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique.

$$L_{cou} = 50,80m$$

La profondeur critique

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 L}{g \cdot S^3} = 1 \dots\dots\dots (VI.24)$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot L^2}} \dots\dots\dots (VI.25)$$

L : est la largeur du coursier égale à 8m.

A.N :
$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{140^2}{9,81 \cdot 4^2}} = 5m$$

$$h_{cr} = 5m$$

Pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 S_{cr} R_{cr}} \dots\dots\dots (VI.26)$$

S_{cr} : Section critique (m^2).

R_{cr} : Rayon critique (m).

n: coefficient de rugosité du canal, égal à 0.014 pour un revêtement en béton.

C_{cr} : Coefficient de CHEZY ; $C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6}$

A.N :

$$\left. \begin{array}{l} S_{cr} = L \cdot h_{cr} = 4 \cdot 5 = 20 m^2 \\ P_{cr} = L + 2 \cdot h_{cr} = 4 + 2 \cdot 5 = 14 m \\ C_{cr} = \frac{1}{0,014} 1,43^{1/6} = 75,8 \end{array} \right\} R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{20}{14} = 1,43m$$

Donc :
$$I_{cr} = \left(\frac{140^2}{75,8^2 \cdot 20^2 \cdot 1,43} \right) \cdot 100\% = 0,59\%$$

$I_{coursier} = 0.19\% < I_{cr} = 0.59\%$

On constate que $I_{cr} > I$ ($h_n < h_{cr}$) donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente.

Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Le calcul de la ligne d'eau est fait par un moyen informatique, avec le Logiciel « CANAL 21 ».

Tableau VI. 02 Calcul de ligne d'eau

Q (m ³ /s)	strickler	I (m/m)	Y _n (m)	Y _c (m)	régime	L _{bief} (m)
140	78,5	0,19	1,23	5,00	NT	50,8

Tableau VI.03 Ligne d'eau a pas d'espace de 10m

section	abscisse (m)	pas (m)	Y (m)	Froude	H _s (m)	J (mm/m)
amont	0	10	4,98	1	0,017	1,9
1	10	10	4,6	1,11	0,02	3,80
2	20	10	3,95	1,34	0,03	7,60
3	30	10	3,6	1,51	0,05	11,40
4	40	10	2,95	1,96	0,06	15,20
5	50	10	2,25	2,85	0,08	19,00
6	60	10	1,95	3,48	0,09	22,80
aval	64,39	4,39	1,036	8,68	0,10	24,47

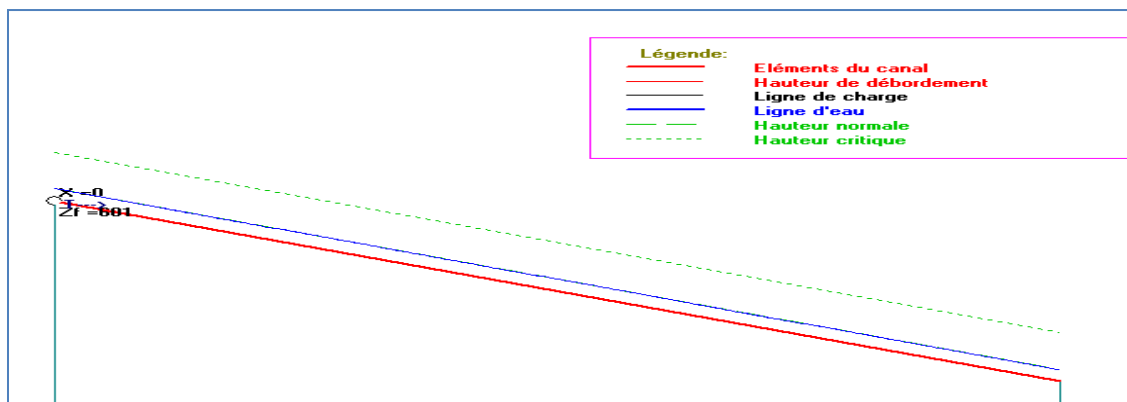


Figure VI.03 Ligne d'eau dans le coursier

On a :

$$FR = \frac{V}{\sqrt{gh_c}} \dots\dots\dots(VI.27)$$

V : Vitesse de sortie du coursier (m/s),

$$V = \frac{Q}{S} \text{ (m/s)} \dots\dots\dots(VI.28)$$

Soit : $Fr=8,68$

VI.1.3.6 Dissipateur d'énergie

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître,

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial, Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel,

Les tests réalisés par (USBR) « **The Bureau Of Réclamation** » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé,

$1,7 \leq Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface,

$2,5 \leq Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant,

$4,5 \leq Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire),

$Fr \geq 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent),

$Fr \geq 4,5$ et $V \geq 15 \text{ m/s}$ Donc on doit projeter un bassin de dissipation

« **Type III** », Voir Annexes III.

Dimensionnement du bassin

De l'abaque de l'annexe III on a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \dots\dots\dots(VI.29)$$

Donc : $\frac{Y_2}{Y_1} = 11,$

$Y_1 = 0,22\text{m}$ D'où : $Y_2 = 2,42\text{m}$

Y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m),

Y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m),

Longueur du bassin

De l'abaque de l'Annexe III on a :

$$\frac{L}{Y_2} = 2 \dots\dots\dots (VI.30)$$

Donc : $L_{\text{bas}} = 2 \times 2,42 = 4,84 \text{ m}$

On prend $L_{\text{Bassin}} = 5\text{m}$

Dimensionnement des blocs Chicanes

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0,22 \text{ m}$
- La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0,22\text{m}$
- Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0,22\text{m}$
- Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0,2 Y_2 = 0,484 \text{ m}$
- La largeur d'une dent : $l_2 = 0,15 Y_2 = 0,363 \text{ m}$
- Espacement entre deux dents : $e_2 = 0,15 Y_2 = 0,363 \text{ m}$

VI.1.3.7 Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, et une pente $I = 0,5 \%$

Le canal a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel,

Hauteur critique

$$h_{\text{cr}} = \left(1 - \frac{\sigma_{\text{cr}}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{\text{cr}}^2 \right) \cdot K, \dots\dots\dots (VI.31)$$

Avec:

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{K \cdot m}{L_{\text{Bass}}} \quad [m = 1] \dots\dots\dots, (VI.32)$$

Donc : $K = \sqrt[3]{\frac{140^2}{g \cdot 5^2}} = 4.3$ et $\sigma = \frac{4,3 \cdot 1}{5} = 0,86$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0,86}{3} + 0,015 \cdot 0,86^2 \right) \cdot 4,3 = 3,02 \text{ m}$$

Pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots (VI.33)$$

$$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr} \quad \text{soit :} \quad S_{cr} = 21,2 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad \text{soit :} \quad P_{cr} = 8,27 \text{ m}$$

$$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} \quad \text{soit:} \quad R_{cr} = 2,56 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \quad \text{soit :} \quad C_{cr} = 84$$

$$I_{cr} = \frac{140^2}{21,2^2 \cdot 84^2 \cdot 2,56} \cdot 100\% = 0,24\%$$

Profondeur normale

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le « CANAL 21 »,

Et on a : $h_n = 1,036 \text{ m}$

Vitesse de l'écoulement

$$V = Q/S = C \sqrt{RI} \Rightarrow V = 84 \sqrt{2,56 \cdot 0,001} = 4,25 \text{ m/s}$$

$V \geq V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

VI.1.4 Conception de l'évacuateur de crues

Après le dimensionnement hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues, et le calcul de la ligne d'eau ; on doit vérifier l'apparitions des phénomènes hydrauliques pour prévoir la hauteur finale des murs bajoyers.

VI.1.4.1 Hauteur des murs bajoyers**Hauteur des murs à l'entrée du déversoir**

$$h_m = h_e + r \dots\dots\dots, (VI.34)$$

h_m : Hauteur des murs bajoyers en [m],

h_e : Lamé d'eau sur le déversoir [m],

r : Revanche de sécurité (m) donnée par : $[r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}] \dots\dots\dots, (VI.35)$

Soit: $V = 140 / (30 \times 1,52) = 3,07 \text{ m/s}$ donc : $r = 0,81 \text{ m}$,

$h_m = 1,52 + 0,81 = 2,33 \text{ m}$, On prend: $h_m = 2,40 \text{ m}$

Hauteur des murs du chenal

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête du barrage.

Hauteur des murs au début du coursier :

$h_m = 1,23 + 0,81 = 2,04 \text{ m}$, On prend: $h_m = 2,10 \text{ m}$

Hauteur des murs à la fin du coursier

$h_m = 1,036 + 0,81 = 1,846 \text{ m}$, On prend: $h_m = 1,90 \text{ m}$

Remarque

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0,5m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues, Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

VI.1.4.2 Vérification de l'apparition des vagues roulantes dans le coursier

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$$\frac{b}{h} \geq (10 \div 12) \text{ et } Fr^2 \geq 40 \dots\dots\dots, (VI.36)$$

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

Donc : $\frac{b}{h} = 3,86 \leq (10 \div 12)$ et $Fr^2 = 16,51 < 40$

Conclusion : Les vagues roulantes apparaissent pas sur tout le long du coursier.

VI. 2 Etude de a prise d'eau

Le dispositif projeté permet à la fois le captage des eaux souterraines et superficielles.

VI.2.1 Dispositif de prise d'eaux souterraines

Dans cette variante de prise, le dispositif est composé d'amont en aval des éléments suivant :

- D'un filtre en sable .
- D'un filtre en gravier.
- D'un mur en brique dont les trous seront disposés parallèlement au sens de l'écoulement.
- D'une galerie de captage des eaux.
- D'un mur de soutènement.

L'ensemble est disposé perpendiculairement au sens de l'écoulement.

Le dispositif de captage fonctionnera comme suit :

L'eau de barrage passe par la première couche du filtre en sable, la couche du filtre en graviers et arrive au niveau du mur en brique troué, et passe à travers les trous de la brique, L'eau est ensuite récupérée par une galerie située juste à l'aval du mur en brique acheminée ensuite vers un puisard d'où elle sera pompée vers un réservoir de stockage.

Le dispositif est muni d'un mur de soutènement destiné à assurer la stabilité de l'ensemble de l'aménagement.

Sur les deux rives, des blocs de butée seront réalisés pour augmenter la stabilité de l'ensemble du dispositif.

Cette variante de prise des eaux souterraines dépendent essentiellement de l'épaisseur et de la granulométrie de la couche alluvionnaire au niveau du site,

La variante proposée pourra être du point de vue économique plus cher mais elle permet le captage de la quasi-totalité du débit de barrage.

VI.2.1.1 Description des différents dispositifs de captage d'eau souterraine

Filtre

Le dispositif filtrant de 5,0 m d'épaisseur est composé de deux couches l'une en sable et l'autre en graviers de 2,5 m d'épaisseur chacune, L'ensemble du dispositif est disposé parallèlement au seuil déversant sur sa face amont.

La granulométrie et l'épaisseur du dispositif filtrant sont définies en fonction de la granulométrie des alluvions tapissant l'oued.

Les filtres jouent un rôle considérable dans la sécurité des barrages et prise d'eau en empêchant la migration des particules d'un matériau vers un autre et en réduisant les sous pressions, Dans notre cas, les filtres empêcheront la migration des particules du matériau alluvionnaire de l'oued vers la galerie de collecte des eaux souterraines.

Les matériaux des filtres en sable et en graviers seront extraits des alluvions de l'oued ou obtenu dans les stations de concassage voisines.

Le calcul des filtres est déjà fait dans le chapitre V (Etude des variantes).

Barbacanes

Les barbacanes servent au captage des eaux issues de la couche filtrante, Elles relient la zone de captage et la galerie de collecte.

Les barbacanes au nombre de 91 sont disposées en deux nappes.

L'axe de la nappe inférieure est disposé à 25 cm au-dessus du radier de la galerie de collecte.

La nappe supérieure est implantée à 1,20 m de la nappe inférieure.

La distance entre les barbacanes est fixée à 1,50 m.

Les barbacanes de diamètre 100 mm ont une longueur de 50 cm.

Galerie de collecte

La galerie de collecte comme son nom l'indique sert à la collecte des eaux issues de tous les barbacanes est leurs transfert vers le regard projeté.

Les dimensions de la galerie sont fixées à 2,00 m de hauteur pour 1,00 m de largeur.

Ces dimensions sont fixées de point de vue exploitation afin de pouvoir accéder aisément à l'intérieur lors des travaux d'inspection et de nettoyage.

La longueur totale de la galerie est 195 m.

VI.2.1.2 Calcul du débit de prise d'eau souterraine

Le débit de prise des barbacanes peut être calculé par différentes relations,

La première relation empirique est la suivante :

$$Q = 10.2 \times k \times h_0 \dots\dots\dots(VI.37)$$

Avec :

k : Coefficient de filtration du matériau du filtre ; $k = 0,001$ m/s ;

h_0 : Distance à partir de la barbacane jusqu'au point d'intersection de la courbe de dépression, avec :

$$h_0 = 2,78 r_0 \dots\dots\dots(VI.38)$$

r_0 : rayon de la barbacane (m)

Cette relation donne un débit de prise moyen de 1,4 l/s environ.

Pour les deux nappes composées de 91 barbacanes, le débit total de prise est égal à 127,4 l/s environ.

La deuxième relation est la suivante :

$$Q = K\pi\left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{5}{3}} I^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots(VI.39)$$

$$K = \frac{1}{n}; \quad K = 70 \quad \text{pour la barbacane}$$

D : diamètre de la barbacane 0,1 m

I : Pente piézométrique, $i = 0,002$.

Le débit obtenu par cette relation est de 2,1 l/s

Ce qui fait un débit total de 191,1 l/s

VI.2.2 Prise d'eau superficielle

Le dispositif de prise est composé d'un déversoir permettant de créer un mini réservoir d'accumulation à l'amont.

Le long du mur seront disposées deux pertuis équipés de vannes murale qui seront maintenues ouvertes lors de passage des crues afin d'éviter l'accumulation des sédiments à l'amont.

Les vannes murales seront tenues abaissées pendant la période d'étiage, Les deux pertuis équipés de vannes serviront au dégrèvement du réservoir.

Une galerie de dégrèvement de forte pente de rive gauche vers la rive droite munie de grille destiné à piéger les sédiments lors des périodes de crues sera aménagée à l'amont du dispositif de prise.

La chambre de prise sera équipée d'une ouverture munie d'une vanne murale nous permettons le nettoyage de la chambre des dépôts fin qui s'y déposeront, étant donné que les eaux superficielles sont chargées de matériaux en suspension.

VI.2.2.1 Calcul du débit de prise d'eaux superficielle

Le débit de prise d'eau superficielle par le seuil est calculé par la formule générale des déversoirs

Le débit de prise se fera pendant la période d'étiage en considérant que le niveau d'eau amont est égal à la cote du seuil déversant ce qui donne une charge sur le seuil de prise égale à 1,52 m,

La formule générale des déversoirs s'écrit ainsi :

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots, (VI.40)$$

Avec :

Q : débit de crue en m³/s ;

m : Coefficient de débit dans le cas d'un seuil type Creager est égal à 0,48.

b : Longueur du front déversant en m .

g : Accélération de la pesanteur en m/s².

H : lame déversée en m.

Calcul du débit évacué par la vanne murale

Le calcul du débit maximum évacué par une passe de dé gravement se fait par la formule suivante :

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \dots\dots\dots, (VI.41)$$

Avec :

Q : Débit de prise en m³/s

μ : Coefficient de débit

S : surface du pertuis de prise

g : Accélération de la pesanteur en m/s²

H : Charge sur l'ouverture de prise égale à la cote du niveau des plus hautes eaux diminué de la cote à l'axe de l'ouverture de prise h = 1,52 m

Le coefficient de débit est donné par la relation suivante :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta + \xi_l}} \dots\dots\dots, (VI.42)$$

Avec :

Σξ : Somme des coefficients de perte de charge singulière

ξ_1 : Coefficient de perte de charge linéaire qui est négligeable étant donné que la longueur de la passe de dé gravement est courte

Le coefficient de perte de charge singulière est égal à la somme des coefficients de perte de charge à l'entrée égale à 0,5 et à la sortie du égale 1 du pertuis de prise

Dans ce cas, la somme des coefficients de perte de charge singulière se compose, des coefficients de perte de charge à l'entrée, au niveau de la vanne et à la sortie

Puisque la vanne doit être maintenue ouverte durant la période de crue, ce coefficient peut être pris égal à 0, donc le coefficient de débit est égal à 0,63

Les dimensions de la passe de dé gravement sont de 2,2 m de largeur et de 2,20 m de longueur, ce qui donne une section de la passe égale à 4,84 m²

Le débit obtenu est de 30,80 m³/s environ par passe de dé gravement ce qui donne un débit total de 92,40 m³/s

VI.3 Etude d'ouvrage de vidange

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval ...,,)
- De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue)
- De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier)

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

a) Conduite de vidange en charge

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe), La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

b) Conduites à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (plus de 2 m) de hauteur

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

Ouvrages de vidange à batardeau

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

VI.3.1 Choix de la variante

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge.

VI.3.2 Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange

- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.

- Prévoir une bonne assise pour la conduite.
- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minimums de vidange qu'on doit tenir en compte sont donnés dans le Tableau VI.04.

Tableau VI.04 Type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{V}$

$H^2 \cdot \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	P V C ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne réglable en avale

H : Hauteur du barrage en [m]

V : Volume d'eau stocké en [M m³]

Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tous risques d'envasement pouvant à la suite bloquer la vanne.

L'ouvrage de vidange sera constitué de deux vannes, une vanne de garde, (Batardeau) en amont et une autre en aval.

VI.3.3 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

VI.3.3.1 Calcul du débit de vidange

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots (VI.44)$$

V_u : volume utile en [m³]

T : temps de vidange en seconde.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

Soit :

$$Q_{vf} = \frac{0,1967 \cdot 10^6}{18.86400} + \frac{1,274 \cdot 10^6}{31.54 \cdot 10^6} = 0,17 m^3 / s$$

VI.3.3.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

Nous avons:

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots\dots\dots(VI.45)$$

D'où:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}} \dots\dots\dots(VI.46)$$

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 : $\mu \in [0,8 - 0,85]$

Soit :

$$S = \frac{0.17}{0.8 * \sqrt{2.9,81.10,6}} = 0.015 m^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4.0,015}{\pi}} = 0,137 m$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D_{vf} = 200 \text{ mm}$$

*Correction du coefficient de débit μ

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots\dots\dots(VI.47)$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières)

► Coefficients des pertes de charge linéaires

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \dots\dots\dots(VI.48)$$

Avec :

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots(VI.49)$$

λ : Coefficient de perte de charge,

n : Coefficient de rugosité [$n = 0,014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$]

D : Diamètre de la conduite [$D = 200 \text{ mm}$]

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 147 \text{ m}$)

Soit :

$$\lambda = 0,042$$

$$\sum \xi_{Lin} = 30,8 \text{ m}$$

► **Coefficient des pertes de charge singulières**

Nous avons :

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 \quad \xi_{\text{sortie}} = 1 \quad \xi_{\text{vannes}} = 0,1$$

Soit :

$$\sum \xi_s = 1,6$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (30,8 + 1,6)}} = 0,18$$

Et :

$$S = \frac{0,17}{0,18 * \sqrt{2,9,81 \cdot 10,6}} = 0,07 \text{ m}^2$$

D'où :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\Pi}} = \sqrt{\frac{4,0,07}{\Pi}} = 0,299 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D_{vf} = 300 \text{ mm}$$

La conduite étant en acier de diamètre 300mm,

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}}$$

Soit :

$$V_s = \frac{0,17}{0,07} = 2,43 \text{ m/s}$$

VI.3.4 Dimensionnement de la prise d'eau

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale),

D'après le Tableau N°, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet,

$$V_{\max} = 100000 \text{ m}^3$$

Soit :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{0,1.10^6}{31.86400} = 0,037 m^3 / s$$

T : Temps de prise (T = 31 jours)

$$Q_{\max} = \mu.S.\sqrt{2g.H}$$

μ : coefficient de débit : $\mu = 0,3$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval

Soit :

$$S = \frac{Q_{\max}}{0,3.\sqrt{2g.H}} = \frac{0,037}{0,3.\sqrt{2.9,81.2,6}} = 0,017 m^2$$

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4.0,017}{\pi}} = 0,147 m$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D = 200 \text{ mm}$$

a) Correction du coefficient de débit μ

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires

Donc :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

Soit :

$$\sum \xi = 1.15 * \frac{0,047.147}{0,20} = 33,81$$

Donc :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 33,81}} = 0,17$$

Et :

$$S = \frac{0,037}{0,17 * \sqrt{2.9,81.2,6}} = 0,03 m^2$$

D'où :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\Pi}} = \sqrt{\frac{4,0,03}{\Pi}} = 0,195m$$

On prend un diamètre normalisé :

$$D_{vf} = 200 \text{ mm}$$

b) Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau

$$V = \frac{Q_{\max}}{S} = \frac{0.037}{0.03} = 1,23m^2 / s$$

Conclusion

Le prélèvement des eaux se fait à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort (220,5m) NGA. Les organes de commande seront regroupés avec ceux de la vidange (300 mm) au pied aval de la digue.

VII.1 Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)

L'étude de stabilité d'un barrage en terre est fondamentale car s'appuyant sur celle de ses talus amont et aval, et aussi de sa fondation. L'étude de stabilité de ces barrages a attiré, par son importance dans la méthodologie, l'attention de plusieurs chercheurs et ingénieurs. Pour aborder toute analyse ayant lien à la stabilité, il est convenu qu'il faut développer un certain nombre d'hypothèses selon la complexité et les données du problème.

Selon ces hypothèses, la solution du problème peut être déterminée analytiquement ou graphiquement ou par combinaison des deux. Suivant la méthode utilisée, il est convenu que pour arriver à un résultat, nous sommes obligé de donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. En général, cette surface est prise comme étant cylindrique, circulaire à axe horizontal qui apparaît comme un cercle, appelé cercle de glissement dans une coupe verticale de la digue. Cette hypothèse est bien conforme aux observations sur le glissement du talus.

Il est important de signaler que jusqu'à ce jour, ce domaine reste ouvert à toutes suggestions, améliorations et approfondissements pour la bonne connaissance des phénomènes mécaniques qui peuvent induire la masse sujette au glissement.

VII.2 Conséquences de l'instabilité des talus

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

VII.3 Méthode de calcul

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Fellenius, 1927) dite « méthode des tranches », qui est le calcul en rupture circulaire

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (combinaison quasi permanente).
- Fonctionnement normal (niveau NNR) (combinaison quasi permanente).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont) (combinaison fréquente).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en la détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport le centre de

glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau VII.01.

Tableau VII.01 Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
Etat des actions	I	II	III	IV
Fondamentales	1,30-1,20	1,20-1,15	1,15-1,10	1,10-1,05
Singulières	1,10-1,05	1,10-1,05	1,05	1,05

Notre barrage fait partie de la VI classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,10 - 1,05$

- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

VII.4 Ordre de calcul (Méthode des tranches)

1. Tracer à l'échelle le profil en travers de la digue.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b \dots \dots \dots (VII.01)$$

$$R_2 = K_2 H_b \dots \dots \dots (VII.02)$$

H_b : Hauteur totale du barrage.

$(K_1 - K_2)$: sont déterminés d'après le tableau VII.02 en fonction de pentes de talus.

Tableau VII.02 $(K_1 - K_2)$ en fonction des pentes des talus

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

Pour notre cas :

talus	Pente du talus	K_1	K_2
Amont	3	1,0	2,3
Aval	2,5	0,875	2,025

Le centre des rayons étant le point « B ».

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c.-à-d. entre l'axe horizontal de la digue et la surface du terrain à côté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o ».

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres négatifs et les parties droites par des chiffres positifs.

Par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la partie « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- ❖ Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$
- ❖ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$

α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale

VII.5 Facteurs déterminant la stabilité de la Retenue

La vérification de la stabilité tient compte :

- caractéristiques mécaniques et géotechniques des matériaux (cohésion, angle de frottement, densité de saturation, poids volumique humide et déjaugé etc...);
- profil du remblai (coupe transversale à l'échelle) ;
- hydraulique interne (ligne de saturation, pression interstitielle) ;

VII.6 Bilan des forces sollicitant une tranche

a)-Force de pesanteur (poids propre de la tranche)

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :

$$G_n = b (\gamma_1 . h_1 + \gamma_2 . h_2 + \gamma_3 . h_3) \dots \dots \dots (VII.03)$$

h_1, h_2, h_3 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation.

γ_2 : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation.

γ_3 : densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

b)-Force de pression interstitielle

Dans le cas où le barrage est à son niveau normal de le retenue (NNR).

$$P = U . dl = \gamma_w . h . dl \dots \dots \dots (VII.04)$$

U : pression interstitielle.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

c)-Forces de cohésion

$$F_c = c . dl \dots \dots \dots (VII.05)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d)-Forces dues au séisme

$$T = a . G_n \dots \dots \dots (VII.06)$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

IV.7 Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

✓ Forces stabilisatrices

1. Force de frottement

$$F_f = N \tan \phi - U \dots \dots \dots (VII.07)$$

ϕ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée

2. Force de cohésion

$$F_c = c \, dl \dots\dots\dots (VII.08)$$

$$dl = \frac{2\pi \cdot R \cdot B_i}{360} \dots\dots\dots (VII.09)$$

R : rayon de la courbe de glissement.

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N_n - U \, dl) \, \text{tg} \varphi + c \, dl] \, R. \dots\dots\dots (VII.10)$$

✓ **Forces motrices**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (N_t), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (VII.11)$$

Remarque que :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10} \dots\dots\dots (VII.12)$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha} \dots\dots\dots (VII.13)$$

IV.8 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Le coefficient « K_s » sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue

a) Retenue pleine

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - p_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \, dl}{\sum G_n \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (VII.14)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - p_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \, dl}{(1/R) \sum G_n \cdot a_{n_i} \cdot d n_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (VII.15)$$

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction)

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (VII.16)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (VII.17)$$

c) Vidange rapide

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi_i + \sum C_i dl}{\sum T_{n_i}} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (VII.18)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi_i + \sum C_i dl}{\sum T_{n_i} + (1/R) \sum G_n a_{n_i} d_{n_i}} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (VII.19)$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux dans l'annexe IV.

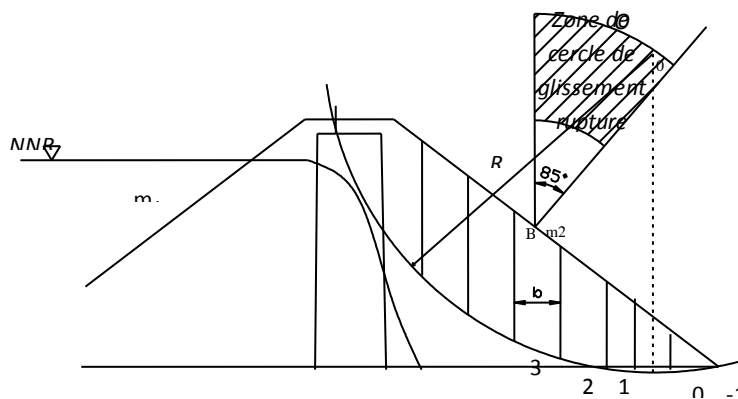


Figure VII.01 Schéma de calcul de stabilité et localisation des cercles critiques

Conclusion

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

Cependant nous recommandons de faire des diagnostics temporaires, faute de quoi, les paramètres géotechniques peuvent changer dans le temps.

VIII.1 INTRODUCTION

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter, avant d'aller sur chantier, et de commencer la réalisation des travaux, pour cela il faut toujours commencer par une étude théorique et ensuite la partie pratique. Dans la première on détermine le temps de réalisation avec précision, le matériel à utiliser, la main d'œuvre nécessaire et les matériaux de construction nécessaires, dans la deuxième partie on passe à l'exécution des travaux sur terrain.

Les principes de base observés dans l'organisation de chantier et le calendrier des travaux sont :

- ❖ Mécanisation du chantier à un degré maximal et l'utilisation d'un matériel efficace et d'un personnel hautement qualifié.
- ❖ Coordination des différentes phases de construction à en matière de simultanéité des travaux sur quelques sous chantier pour accélérer la réalisation.

VIII.2 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

a) Le maître de l'ouvrage

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

b) Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

c) L'entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction

tant que celui-ci n'a pas été réceptionné. Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier se résume par la Fig.(VIII.01).

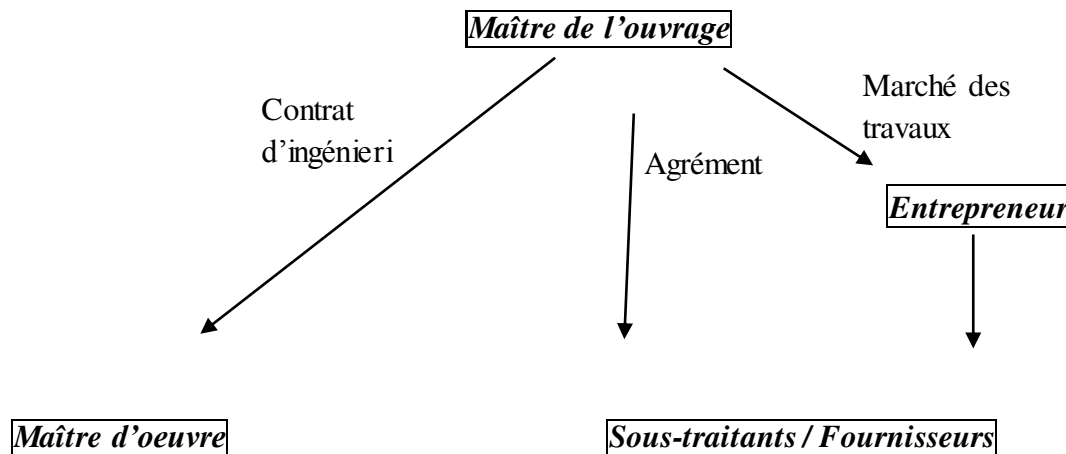


Figure VIII.01 Lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier

VIII.3 Réalisation de la digue en terre

La bonne connaissance du site de barrage et la conception judicieuse d'un ouvrage bien adapté à son site ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance primordiale pour la réussite des opérations de construction. Il est donc nécessaire d'assurer que le chantier est confié à tous les moyens nécessaires pour réaliser l'ouvrage dans les bonnes conditions.

VIII.3.1 Moyens de chantier

Moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

Engins de terrassement

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement ...).

- Bulldozer.
- Pelle mécanique.
- Chargeur à pneu ou à chenilles.
- Décapeuse.
- Niveleuses et les camions.

Le compactage des remblais est une phase très importante parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants :

- Compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
 - Compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
 - Compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

Matériel de bétonnage

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

Matériel spécifique

On utilise comme matériel :

- Engins de forage et d'injection.
- Matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

VIII.4 Succession des travaux

a) Travaux préparatoires

Ils consistent essentiellement en :

- Préparation des accès et de la circulation pour la préparation de chantier.
- Piquetage d'implantation des ouvrages.
- Travaux d'aménagement des emprises et préparation des zones d'emprunt.
- Déboisement de la cuvette et décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage.
- Déboisement et le défrichage de la cuvette.
- Réalisation de l'ouvrage de dérivation qui va servir par la suite à une vidange de fond.

b) Exécution de l'ouvrage (Planning et phasage des travaux)

Les travaux de construction doivent suivre un planning d'exécution bien étudié afin de gérer la construction et de respecter le plus possible les délais de réalisation.

L'enchaînement chronologique des principales phases du chantier de construction ne devrait guère être éloigné du schéma type proposé dans le tableau suivant :

- ❖ Remblaiement de la clé de l'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel.
- ❖ Mise en place de la conduite de vidange et de prise.
- ❖ Approvisionnement des matériaux filtrants.
- ❖ Exécution du remblai (excavation, chargement, transport, décharge, et compactage).
- ❖ Génie civil des ouvrages de prise (superficielle et souterraine) et de restitution et de l'évacuateur de crue.
- ❖ Mise en place des équipements hydrauliques.
- ❖ Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagements des abords.

On peut résumer la succession des travaux dans le tableau suivant :

Tableau VIII.01 Description des travaux

Description succincte des phases successives
1) ° Travaux préparatoires : 1-1 Etude préalable (conception détaillée et / ou reconnaissance complémentaire) 1-2 Installation de chantier et implantation du barrage. 1-3 Aménagement des accès et circulation du chantier. 1-4 Aménagement des points d'eau. 1-5 Aménagement des gisements (argile, sable et gravier). 1-6 Dérivation provisoire du cours d'eau. 1-7 Terrassement et aménagement des fouilles de fondations. 1-8 Préparation des zones d'emprunt. 1-9 Planche d'essais de compactage. 1-10 Installation de la centrale à béton (silos et les cloisonnements.....). 1-11 Déboisement et démolitions éventuelles des d'infrastructures dans la cuvette. 2) ° Exécutions des travaux : 2-1 Réalisation de la clé d'étanchéité ou du rideau d'injection. 2-2 Traitement des fondations rocheuses si nécessaire. 2-3 Mise en place de filtre, barbacanes et conduite de réception 2-4 Mise en place des conduites de prise et de vidange. 2-5 Drainage de fondation s'il y a des venues d'eau. 2-6 Exécution du prisme de drainage. 2-7 Construction du remblai et exécution des drains. 2-8 Génie civil des ouvrages de prise et de restitution. 2-9 Génie civil de l'évacuateur de crues. 2-10 Réalisation des protections des talus. 2-11 Installation et tests des équipements hydrauliques. 3) ° Travaux de finition : 3-1 Fermeture des zones d'emprunt. 3-2 Revêtement de la crête et des routes d'accès. 3-3 Equipement divers et travaux d'aménagement des abords.

Piquetage

L'implantation des ouvrages consiste à matérialiser par rapport à des points de référence fixes, l'axe et l'assiette du barrage et les ouvrages annexes tels que les canalisations, les drains et l'évacuateur.

Aménagement des emprises

Il concerne les emprises du barrage et de ses ouvrages annexes et celles des ballastières et des aires de stockage de la cuvette.

Les travaux d'aménagement d'emprise comprennent :

- ✚ L'abattage des arbres.
- ✚ Décapage des terres végétales.

- ✚ Démolition et / ou le démontage des constructions et / ou clôtures.
- ✚ Traitement des éventuelles venues d'eau.
- ✚ Scarification et le compactage de l'assise avec l'élimination des gros blocs.

Dérivation et protection contre les eaux

Elle consiste à protéger le chantier contre les crues durant la période de construction et cela en prévoyant les moyens et les ouvrages aptes à évacuer les eaux et à les éloigner des zones de construction afin d'éviter tous dégâts humains et matériels.

Exécution de la digue

Travaux de préparation de l'assise de la digue :

a) Décapage de la couche végétale

- * Pour le creusement et les déplacements des terres on utilise les bulldozers.
- * Pour les chargements on utilise les chargeurs.
- * Pour les transports des remblais on utilise les camions à benne.

b) Exploitation des carrières

*Les décapages des couches superficielles et leur transport vers les dépôts provisoires se feront à l'aide des bulldozers muni de rippers.

*On doit procéder à un aménagement des fosses de ceinture tout autour de la carrière.

*On doit encore procéder à des rampes pour permettre tous les accès.

Il est à noter que la pente des talus des déblais dans les zones d'emprunt ne devra pas dépasser la valeur 1/1.

c) Exécution de la fouille d'encrage de la digue

- *Les terrains meubles seront exécutés à l'aide des chargeurs.
- *Les terrains rocheux seront exécutés à l'aide des explosifs.

VIII.5 Exécution de l'évacuateur de crues

Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, lors de sa mise en place et surtout au cours de la vibration. Les coffrages doivent être également suffisamment bien ajustés entre eux afin d'éviter les pertes de mortiers. Les fixations de coffrage intérieur au béton doivent être conçues de façon à ce que le démontage des coffrages puisse être effectué sans destruction du béton.

VIII.6 Rendement des différents engins

a) Engin de prélèvement

L'engin utilisé est la "chargeuse- pelleuse", munie d'une pelle rétro et d'un chargeur. Nous pourrions utiliser aussi l'excavateur; son rendement est estimé à:

$$R_{ex} = g.n.\frac{K_r.K_u}{K_a} \dots\dots\dots(VIII.01)$$

n: nombre de cycles de l'excavateur = 3600/T;

T: durée d'un cycle= f (distance et volume de la carrière);

g: capacité du godet=(2,15 ÷ 2,5)m³;

Kr: coefficient de remplissage du godet= (0,8 ÷ 0,9);

Ku: coefficient d'utilisation = (0,7 ÷ 0,9);

Ka: coefficient d'ameublissement du sol = (1,14 ÷ 1,25).

b) engin de transport

L'engin le plus souvent utilisé est le camion à benne. Son rendement est estimé à:

$$R_b = 60.Q \cdot \frac{K_i \cdot K_u}{T} \dots\dots\dots(VIII.02)$$

Q: capacité du camion benne = (5 ÷ 7)m³;

K_i: coefficient d'uniformité de présentation du camion de charge K_i=0,9;

K_u: coefficient d'utilisation =0,85;

T : durée du cycle de travail = f(chargement, transport, Déchargement, retour à vide).

Le nombre de camions à benne qui doit être utilisé se déduit de la manière suivante:

$$n = \frac{R_{ex}}{R_b} \dots\dots\dots(VIII.03)$$

c) Engin de nivellement

L'engin qui est utilisé souvent est la niveleuse.

Son rendement est estimé à:

$$R_n = q \cdot n \cdot K_u \cdot K_p \dots\dots\dots(VIII.04)$$

D' où :

Q : volume du sol devant la lame de niveleuse;

n : nombre de cycle pour une opération complète;

K_u: coefficient d'utilisation;

K_p: coefficient de perte du sol.

d) Engin de compactage

Les engins de compactage sont diversifiés et interviennent suivant la nature du sol à compacter et la profondeur. Leur rendement est évalué suivant cette formule:

$$R = K \cdot \frac{V \cdot L \cdot H}{N} \dots\dots\dots(VIII.05)$$

K: coefficient d'efficience;

V: vitesse du compacteur;

L: largeur traitée;

H: épaisseur de la couche;

N: nombre de passes

VIII.7 Exécution des filtres et des drains

Le compactage des filtres s'effectue à l'aide d'un compacteur à pneu vibrant. On note que la circulation des engins au-dessus des collecteurs et des drains n'est autorisée qu'après la mise en place d'une couche suffisante de remblai.

VIII.8 Protection de la crête et des talus

La crête est protégée par une couche des matériaux insensible à l'eau (un mélange gravier-bitume), bien compactés et résistant à la circulation des véhicules.

La mise en place des enrochements pour la protection des talus se fait à l'aide d'une pelle mécanique. Les enrochements seront posés sur des épaisseurs au moins égales à celle indiquées sur les plans d'exécution.

VIII.9 Planification

VIII.9.1 Définition

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

VIII.9.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

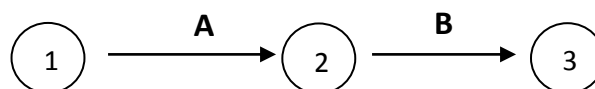
VIII.9.2.1 Méthodes basées sur le réseau

VIII.9.2.1.1 Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

➔ Réseau à flèches

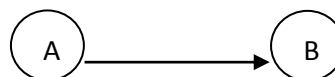
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

➔ Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

VIII.9.2.1.2 Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

♦ Etablissement d'une liste des tâches

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

♦ Détermination des tâches antérieures

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- ♦ Construction des graphes partiels ;
- ♦ Regroupement des graphes partiels ;
- ♦ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- ♦ Construction du réseau ;

VIII.9.2.1.3 Différentes méthodes basées sur le réseau**VIII.9.2.1.3.1 Méthode du chemin critique (*Critical Pams Method C.P.M*)**

- ♦ L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :
- ♦ **1^{ère} phase** : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;
- ♦ **2^{ème} phase** : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;
- ♦ **3^{ème} phase** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VIII.9.2.2 Etapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VIII.9.2.2.1 Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VIII.9.2.2.2 Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VIII.9.2.2.3 Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VIII.9.3 Paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR** : temps de réalisation ;
- DCP** : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP** : date de commencement au plus tard ;
- DFP** : date de finition au plus tôt ;
- DFPP** : date de finition au plus tard ;
- MT** : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

VIII.9.3.1 *Chemin critique (C.C)*

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{C.C \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}}$$

VIII.9.3.2 *Attribution des durées de chaque opération*

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

on pourra appliquer la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}} \dots\dots\dots(\text{VIII.06})$$

Avec :

$$\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité de travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VIII.9.4 *Plannings*

Il existe trois types de plan de travail :

VIII.9.4.1 Plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VIII.9.4.2 Plan de travail au plus tard (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VIII.9.4.3 Plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VIII.10 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne science la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres

le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations.

VIII.10.1 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.02 Symboles des opérations

Travaux	Opérations	Duré (mois)
Travaux routiers	A	2
Installation de chantier	B	4
Pré batardeau	C	2
Tunnel de dérivation	D	4
Batardeau	E	5
Excavation du barrage	F	3
Fourniture et mise en place de béton et coffrage	G	6
Mise en place de la prise souterraine	H	9
Recharges du barrage	I	11
Excavation de l'évacuateur de crue	J	3
Construction de l'évacuateur de crue	K	10
Bassin d'amortissement de E.C	L	2
Puits des vannes	M	1
Embouchure vidange et prisme de drainage	N	1
Prise d'eau et conduite	O	2
Travaux de finition	P	3

VIII.10.2 Détermination des chemins critiques

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0)

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.03 Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	2	0	2	0	2	0
B	4	2	6	2	6	0
C	2	6	8	6	8	0
D	4	8	12	8	12	0
E	5	12	17	12	17	0
F	3	17	20	17	20	0
G	6	20	26	20	26	0
H	9	26	35	26	35	0
I	11	35	46	35	46	0
J	3	6	9	31	34	25
K	10	9	19	34	44	25
L	2	19	21	44	46	25
M	1	12	13	42	43	30
N	1	13	14	43	44	30
O	2	14	16	44	46	30
P	3	46	49	46	49	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à **49**mois.

Conclusion

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier

IX.1 Introduction

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tout moment, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par la sécurité lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

IX.2 Secteurs et opérations à haut risque

Une analyse des accidents dans les chantiers de certains barrages montre que les accidents journées perdues se répartissent comme suit :

✓ Perforation	20%
✓ Armatures et coulage.....	40%
✓ Services.....	25%
✓ Construction et manipulation des installations de chantier...	5%
✓	

IX.3 Causes des accidents de travail

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

IX.3.1 Causes humaines

Ces causes peuvent être :

1. La négligence des travailleurs.
2. La fatigue.
3. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique.
6. Adoption de la solution de facilité.

IX.3.2 Causes techniques

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

IX.3.3 Causes des maladies professionnelles

Poussières

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus graves et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer. Ces maladies se traduisent par un certain nombre de symptômes tels que :

-dyspnée : au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit à une insuffisance respiratoire plus importante.

-l'hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

Bruit

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dus à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieurs à une seconde et aiguë, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne.

Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audiométrique bilatéral par lésions cochléaires irréversibles, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

IX.4 Conditions dangereuses dans le chantier

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

IX.4.1 Méthode et moyens de prévention

- Assurer une protection individuelle.
- Assurer un entretien continu.
- Prudence demandée.
- Éviter toute cadence supérieure à la normale.
- Assurer aux installations des protections.
- Utiliser des protections (gardes corps).
- Assurer un stockage rationnel

IX.5 Actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

IX.5.1 Méthode et moyens de prévention

- Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- La protection individuelle est obligatoire.
- Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- L'intervention à une meilleure utilisation.
- Veiller à une meilleure utilisation.

IX.6 Niveaux d'intervention

Un programme efficace de prévention comprend trois phases:

- ✓ La prévention proprement dite, qui consiste dans l'adoption de mesures techniques, d'organisation afin d'éliminer les causes des accidents du travail.
- ✓ La protection, qui consiste dans l'adoption de mesures de défense, collectives ou individuelles, pour réduire au minimum les conséquences d'un accident
- ✓ Le secours immédiat et efficace aux accidentés, pour limiter les conséquences de l'accident, par un système d'alerte efficace et des moyens de transport rapides.

IX.7 Responsabilités

Tout le personnel du chantier doit être persuadé que la sécurité, dans la construction du barrage, a la même importance que la qualité du travail et le respect des programmes et du devis. Il lui appartient donc de participer à la lutte contre les accidents du travail et les maladies professionnelles.

IX.8 Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

1. Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
2. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
3. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
4. Les abris doivent être aérés et chauffés.

IX.9 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau suivant :

Tableau IX.01 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2) Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4) Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

IX.10 Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

1. Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.
2. Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.
3. Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30m³ d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

$$Q = A_m \times N. \dots\dots\dots(IX.01)$$

Q : Débit d'air frais en ; m³/h

A_m : L'alimentation Minimum; $A_m = 30 \text{ m}^3 / \text{h} / \text{personne}$.

N : Nombre de personne dans le lieu à aéré.

IX.11 Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation

IX.11.1 Etude de dimensionnement du réseau de ventilation

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

- Etude détaillée des plans des ouvrage à aéré et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.
- Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.
- Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible on ne perdant pas de vue les distances des conduites. Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placer en fins des conduites présentes des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.
- Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes:

IX.11.1.1 Méthode dynamique

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées. Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau (IX.02).

Tableau IX.02 Vitesse de l'air dans les différentes canalisations

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5) m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1,5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes...)	(0,5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

IX.11.1.2 Méthode d'équifriction

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à; 2 m/s.

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

IX.11.1.3 Calcul du diamètre des canalisations

On a la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = Q/V \text{ (m}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(IX.02)}$$

Q : Débit d'air (m^3/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite.

On a encore :

$$Q = \frac{\pi \cdot D^2}{4} V, \text{ d'où : } D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(IX.03)}$$

Conclusion

Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; de simples petites meurtrissures aux mortelles.

Des milliers d'accident graves ont leurs origines dans de simples blessures qu'on aurait pu éviter par l'emploi de dispositifs de sûreté (casque, gants masques, lunette....).

Tous ces accidents ainsi que la détérioration du matériel qui les accompagnent fréquemment sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque exclusivement dus à la négligence et à l'inobservation des règles les plus élémentaires de sécurité.

Conclusion Générale

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons essayé de traiter et d'étudier un petit barrage sur l'oued MAGTAA LAZREG commune Hammam Melouane dans la wilaya de Blida qui est assure le stockage des eaux superficielle et en même temps un captage souterraine.

Un petit barrage doit rester un ouvrage de conception simple, de réalisation simple, et d'entretien simple. Mais ce critère de simplicité doit toujours laisser le pas au critère de sécurité.

L'élaboration de cette étude a été faite à la base des données géologique, hydrogéologique, géophysique, géotechnique et hydrologique de la région.

Cette étude a permis de définir les critères technico-économique les plus favorables possibles pour la réalisation d'un petit barrage sur l'oued existant. Après dimensionnement de la digue et ces ouvrages annexes on a vérifié la stabilité de l'ensemble.

A la lumière des résultats obtenues on opte à une digue homogène de 10m de hauteur et 5m en largeur de crête, qui permet la restitution d'un volume utile 0,1967 Mm³. Pour l'évacuation des eaux le choix le plus réponsus aux conditions locales est un évacuateur à surface libre implantée sur la rive gauche de l'oued avec une charge déversante de 1.52m.

Références Bibliographiques

CIGB : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95, 1994

DEGOUTTE G. : Petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemegref. France. 1997

ENHYD : Rapport d'étude de mobilisation des eaux de oued EL HARRACHE et HAMMAM MELOUANE , DRE Blida 2006.

HASSANE, M. Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida. 1998

HASSANE M. Conception et dimensionnement des ouvrages annexes de barrage en remblai. ENSH Blida .2015.

KREMENETSKI, N. SCHTERENLIHT, D., ALYCHEV, V., YAKOVLEVA L. Hydraulique, Editions.MIR.MOSCOU,

LENCASTRE, A. Hydraulique générale, Editions Eyrolles-1999.

MIHOUBI, M.K. Cours d'ouvrages, polycopie–ENSH - 2014.

MIHOUBI M.K. Manuel de dimensionnement d'un barrage réservoir en remblai. ENSH Blida.

ROLLEY ,P. Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles.
Paris 1997.

TOUAIBIA B. Manuel pratique d'hydrologie, Edition Madani frères. Blida. , 2004

TOUAIBIA B. , BENLAOUKLI B. Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. , Edition Madani frères, 2004.

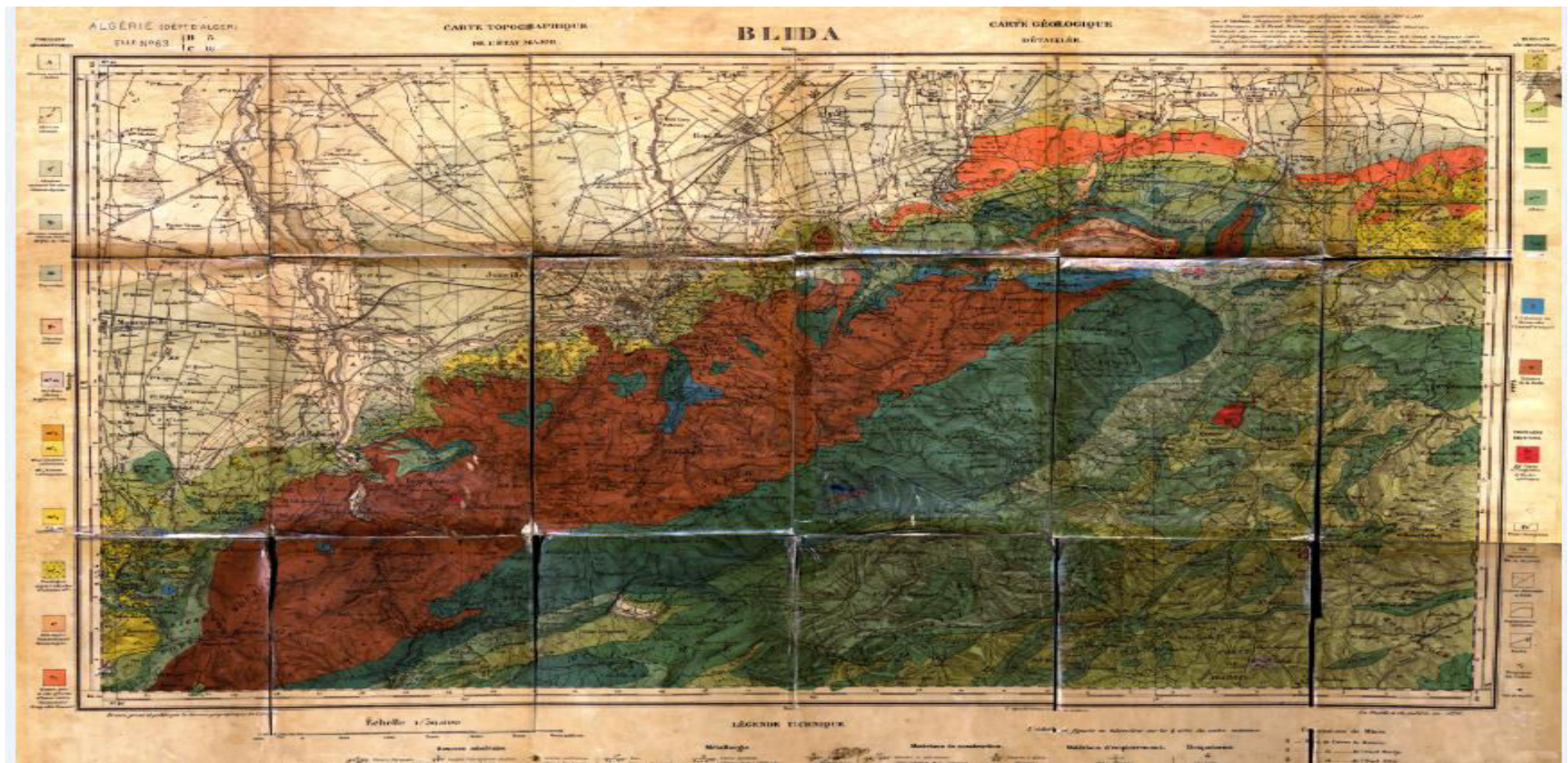


Figure. I Carte géologique de la région.

Tableau II.01 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes ‘‘1 ère itération’’ :

<i>Mois</i>	<i>V_{moy} (Mm3)</i>	<i>S_{moy} (ha)</i>	<i>E_s (m)</i>	<i>V_{inf} (Mm3)</i>	<i>V_{evp} (Mm3)</i>	<i>π (Mm3)</i>	<i>W (Mm³)</i>	<i>U (Mm³)</i>	<i>W-U- π (Mm³)</i>	1^{ère} consigne d'exploitation		
										<i>V_{rf} (Mm³)</i>	<i>V_{ri} (Mm³)</i>	<i>S (Mm³)</i>
Sept	0,17	0,21	0,115	0,0017	0,0002	0,0019	0,0500	0,0420	0,0061	0,1700	0,1700	
Oct	0,176	0,215	0,074	0,0018	0,0002	0,0019	0,0710	0,0000	0,0691	0,1761	0,1761	
Nov	0,245	0,287	0,068	0,0024	0,0002	0,0026	0,0730	0,0000	0,0704	0,2451	0,2451	
Dec	0,315	0,386	0,067	0,0032	0,0003	0,0034	0,0800	0,0000	0,0766	0,3155	0,3155	
Jan	0,393	0,47	0,073	0,0039	0,0003	0,0043	0,0790	0,0000	0,0747	0,3921	0,3656	
Fev	0,412	0,482	0,089	0,0041	0,0004	0,0045	0,0730	0,0000	0,0685	0,4403	0,3656	0,0747
mar	0,409	0,478	0,095	0,0041	0,0005	0,0045	0,0760	0,0000	0,0715	0,4341	0,3656	0,0685
Avr	0,410	0,48	0,107	0,0041	0,0005	0,0046	0,0650	0,0000	0,0604	0,4371	0,3656	0,0715
Mai	0,405	0,478	0,129	0,0040	0,0006	0,0047	0,0520	0,0460	0,0013	0,4260	0,3656	0,0604
Juin	0,373	0,425	0,151	0,0037	0,0006	0,0044	0,0160	0,0740	-0,0624	0,3669	0,3656	0,0013
Juil	0,306	0,38	0,164	0,0031	0,0006	0,0037	0,0500	0,1000	-0,0537	0,3032	0,3032	
Août	0,252	0,3	0,129	0,0025	0,0004	0,0029	0,0140	0,0920	-0,0809	0,2495	0,2495	
										0,17	0,17	

V_s = 0.4971 Mm³

V_d = 0.1956 Mm³

S = 0.2764 Mm³

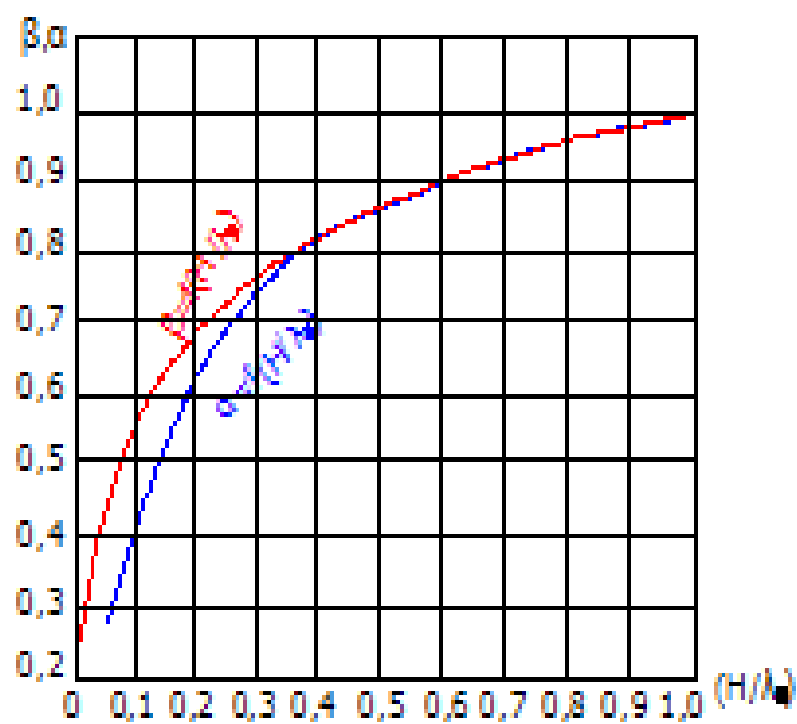
Tableau II.02 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes ‘‘2 ème itération’’ :

<i>Mois</i>	<i>V_{moy} (Mm3)</i>	<i>S_{moy} (ha)</i>	<i>E_s (m)</i>	<i>V_{inf} (Mm3)</i>	<i>V_{evp} (Mm3)</i>	<i>π (Mm3)</i>	<i>W (Mm³)</i>	<i>U (Mm³)</i>	<i>W-U- π (Mm³)</i>	1^{ère} consigne d'exploitation		
										<i>V_{rf} (Mm³)</i>	<i>V_{ri} (Mm³)</i>	<i>S (Mm³)</i>
Sept	0,1700	0,212	0,115	0,0017	0,0002	0,00194	0,0500	0,0420	0,0061	0,1700	0,1700	
Oct	0,1759	0,26	0,074	0,0018	0,0002	0,00195	0,0710	0,0000	0,0690	0,1761	0,1761	
Nov	0,2450	0,32	0,068	0,0024	0,0002	0,00267	0,0730	0,0000	0,0703	0,2451	0,2451	
Dec	0,3154	0,4	0,067	0,0032	0,0003	0,00342	0,0800	0,0000	0,0766	0,3154	0,3154	
Jan	0,3792	0,478	0,073	0,0038	0,0003	0,00414	0,0790	0,0000	0,0749	0,3920	0,3656	0,0264
Fev	0,3886	0,49	0,089	0,0039	0,0004	0,00432	0,0730	0,0000	0,0687	0,4405	0,3656	0,0749
mar	0,3871	0,485	0,095	0,0039	0,0005	0,00433	0,0760	0,0000	0,0717	0,4343	0,3656	0,0687
Avr	0,3879	0,482	0,107	0,0039	0,0005	0,00439	0,0650	0,0000	0,0606	0,4373	0,3656	0,0717
Mai	0,3851	0,48	0,129	0,0039	0,0006	0,00447	0,0520	0,0460	0,0015	0,4262	0,3656	0,0606
Juin	0,3692	0,386	0,151	0,0037	0,0006	0,00427	0,0160	0,0740	-0,0623	0,3671	0,3656	0,0015
Juil	0,3048	0,315	0,164	0,0030	0,0005	0,00356	0,0500	0,1000	-0,0536	0,3033	0,3033	
Août	0,2505	0,27	0,129	0,0025	0,0003	0,00285	0,0140	0,0920	-0,0809	0,2498	0,2498	
										0,17	0,17	

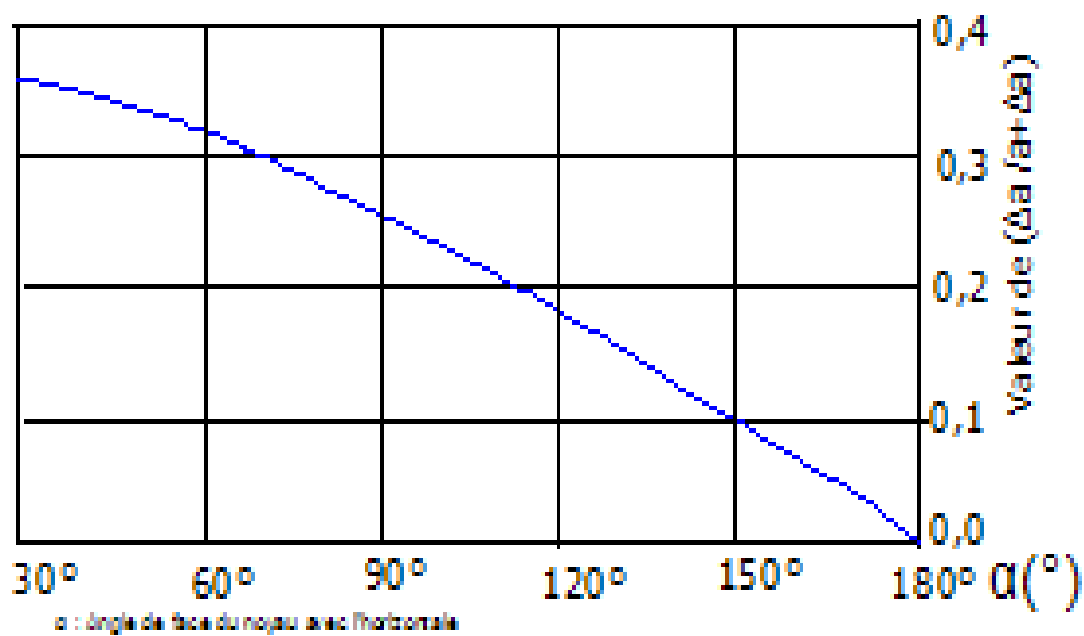
V_s= 0.4994 Mm³

V_d=0.1967 Mm³

S=0.3038 Mm³



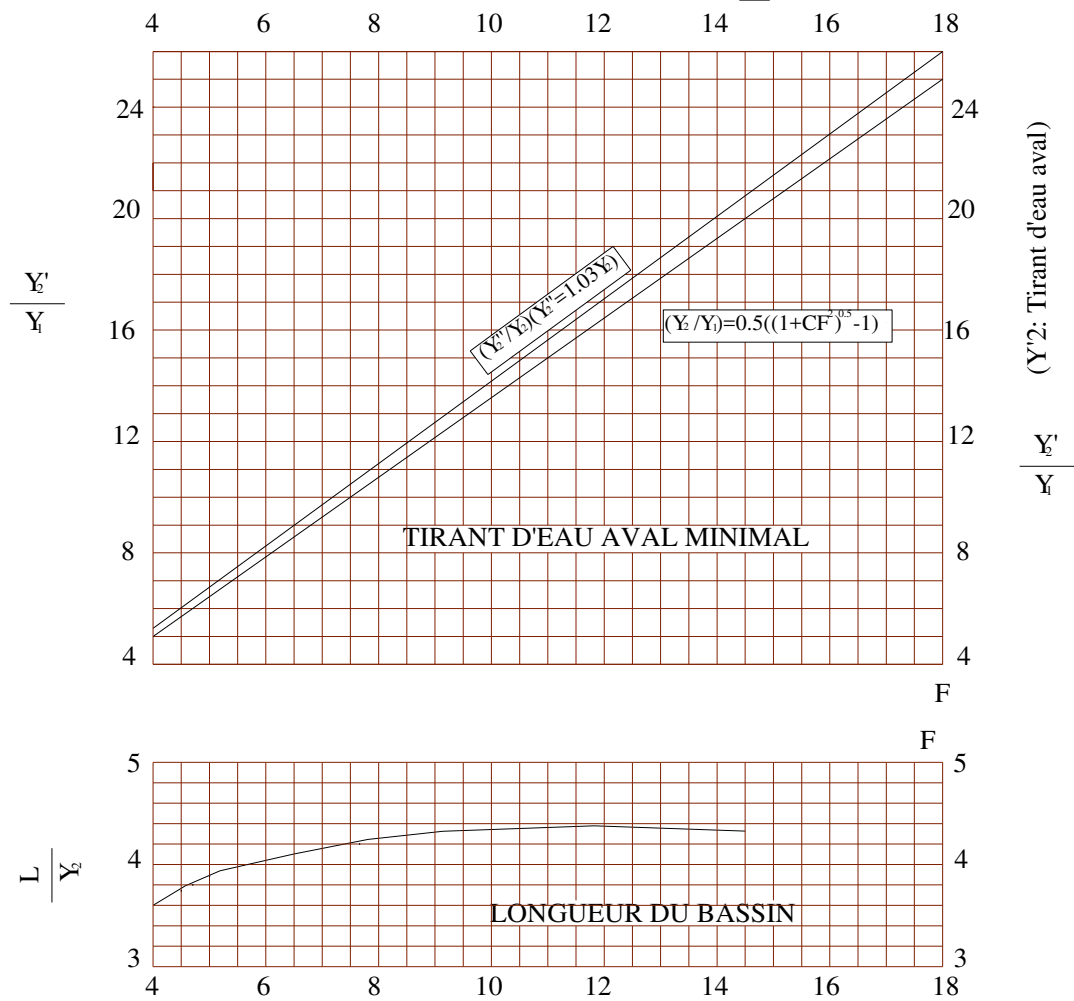
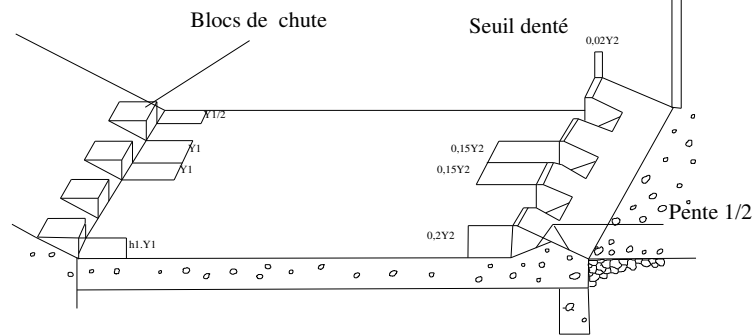
Abaque de L'ABOZOVSKY



α : Angle de face du noyau avec l'horizontale

Abaque de CASAGRANDE

BASSIN DE TYPE III



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieure à 4.5 et un vitesse à l'entrée du bassin supérieure à 15 m/s (extrait de "dessin of smal dams")

Tableau II.04 Détermination de volume forcé :

b	H	débit	surface	vitesse	V_{forcé}
(m)	(m)	(m³/s)	(m²)	(m/s)	(Mm³)
5	0,2	0,971	1,000	0,971	0,409
10	0,4	5,491	4,000	1,373	0,417
15	0,6	15,131	9,000	1,681	0,450
20	0,8	31,061	16,000	1,941	0,465
25	1	54,261	25,000	2,170	0,512
30	1,2	85,593	36,000	2,378	0,540
35	1,4	125,836	49,000	2,568	0,560
40	1,6	175,706	64,000	2,745	0,580

Tableau II.05 Détermination les largeurs des déversoirs :

H (m)	V_{moy} (m/s)	H₀ (m)	Débit m3/s							
			b=5m	b=10m	b=15m	b=20m	b=25m	b=30m	b=35m	b=40 m
0,2	0,971	0,2480551	1,34072	2,68144	4,02216	5,36288	6,70360	8,04432	9,38504	10,72576
0,4	1,373	0,49604	3,79132	7,58265	11,37397	15,16529	18,95662	22,74794	26,53926	30,33059
0,6	1,681	0,74406	6,96511	13,93021	20,89532	27,86042	34,82553	41,79064	48,75574	55,72085
0,8	1,941	0,99208	10,72348	21,44696	32,17045	42,89393	53,61741	64,34089	75,06437	85,78786
1	2,170	1,2401	14,98652	29,97304	44,95957	59,94609	74,93261	89,91913	104,90565	119,89217
1,2	2,378	1,48812	19,70029	39,40059	59,10088	78,80118	98,50147	118,20177	137,90206	157,60236
1,4	2,568	1,73614	24,82521	49,65042	74,47563	99,30083	124,12604	148,95125	173,77646	198,60167
1,6	2,745	1,98416	30,33059	60,66118	90,99176	121,32235	151,65294	181,98353	212,31411	242,64470

Tableau IV.01 Calcul de stabilité pour R =20.1m talus aval fin de construction

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-3	2	0	0	1.0 1	3.26	-0.29027840	0.9569874	3.1234454 0	-0.9475163	4	0	0	2.0 9	8.36
-2	2	0.6 7	0	1.6 1	7.46	-0.19701504	0.9803924 8	7.3137249 7	- 1.4700405 8	4.2882096 1	0.1343056 8	0.9822748 5	2.0 4	8.7479476
-1	2	0.2 2	0.2 3	1.7 4	7.24	- 0.09966301 4	0.9950248 7	7.2059730 6	-0.7214966	4	0.0869358 6	0.6264571 8	2.0 1	8.04
0	2	2.2 4	0.3 3	1.7 3	14.44	0	1	14.44	0	4.4434180 1	0.2704226 3	3.9043619 7	2	8.8868360 2
1	2	3.0 3	0.2 3	1.7 9	16.83	0.09967814	0.9950263 7	16.746279 8	1.6767187 6	4.5595238 1	0.2990312 7	5.0076579 8	2.0 1	9.1646428 6
2	2	3.8 7	0	1.6 5	18.47	0.19704510	0.9803940	18.103917 8	3.6388426	4.6962025 3	0.3244303 8	5.8734621 5	2.0 4	9.5802531 6
3	2	4.6 3	0	1.1 2	19.52	0.29021362	0.9569125	18.679420 1	5.6665201 0	4.7986230 6	0.3721583 5	6.9517042 6	2.0 9	10.029122 2
4	2	5.4 4	0	0	18.53	0.39784784	0.9174306	17	7.3729843 7	5	0.466	7.922	2.1 8	10.9
5	2	6.6 1	0	0	22.72	0.49384510	0.8695641 2	19.749563 4	11.215596 8	5	0.466	9.2032973 9	2.3	11.5
6	2	5.1 9	0	0	17.62	0.59569695	0.8032145 1	14.146179 6	10.491329 2	5	0.466	6.5921220 9	2.4 9	12.45
7	2	4.3 1	0	0	14.57	0.6947841	0.7194278 4	10.493578 2	10.131087 2	5	0.466	4.8899827 3	2.7 8	13.9
8	2	2.8 7	0	0	9.59	0.79541481	0.6060608 4	5.8109098 9	7.6264736 8	5	0.466	51.953320 6	3.3	16.5
					170.25			152.81093 6	54.680409 8			207.49136 1		128.05880 2

K_{ss} =2.41K_{as} =1.45

Tableau IV.02 Calcul de stabilité pour R =22.5m talus aval fin de construction

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-2	2.2 4	2.0 6	0	0	7.92065	-0.51869092	0.8549618 3	6.7718448 9	-4.10836401	5	0.466	3.1556797 2	2.6 2	13.1
-1	2.2 4	1.2	0.2 2	1.7 6	11.7645	-0.47786852	0.8784313 7	10.334288 3	-5.62187466	4.3081178 1	0.2016623 9	2.0840372 8	2.5 3	10.8995381
0	2.2 4	2.0 9	0.4	1.7 7	15.8799	0.45812285	0.8888888 9	14.114986 7	7.27469762	4.3976470 6	0.2642767 3	3.7303020 3	2.5 1	11.0380941
1	2.2 4	2.4 9	0.3 7	1.7 5	17.2458	0.48412292	0.875	15.09004	8.34906766	4.4598698 5	0.2814792 2	4.2475025 6	2.5 7	11.4618655
2	2.2 4	3.8 8	0	0	14.7750 4	0.44405405	0.896	13.238435 8	6.56091636	5	0.466	6.1691111	2.5	12.5
3	2.2 4	4.4 7	0	0	17.0217 6	0.47786852	0.8784313 7	14.952448	8.13416328	5	0.466	6.9678407 7	2.5 3	12.65
4	2.2 4	5.6 8	0	0	21.6294 4	0.51869092	0.8549618 3	18.492345 6	11.218994	5	0.466	8.6174330 7	2.6 9	13.45
5	2.2 4	5.8 3	0	0	22.2006 4	0.57162812	0.8204878 2	18.219909 7	12.6948510 2	5	0.466	8.4886139 4	2.7 3	13.65
6	2.2 4	5.5 2	0	0	21.0201 6	0.63185513	0.7750865 1	16.294442 4	13.281696	5	0.466	7.5922781 4	2.8 9	14.45
7	2.2 4	4.2 4	0	0	16.1459 2	0.698454	0.7156549 5	11.559907 6	11.2771824	5	0.466	5.3845869 4	3.1 3	15.65
8	2.2 4	1.0 5	0	0	3.9984	0.73241798 9	0.6808510 6	2.7293148 9	2.96785157	5	0.466	1.2685987 4	3.2 9	16.45
					169.601 6			141.77996 4				57.705984 3		145.299498

K_{ss} =2.6

K_{as} =1.32

Tableau IV.03 Calcul de stabilité pour R =25.4m talus aval fin de construction

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-2	2.54	0	0.37	1.01	5.92327	- 0.19554374	0.98069498	5.80893096	- 1.15826036	3.73049647	0.05884901	0.34184862	2.61	9.73659579
-1	2.54	0	0.74	2.03	11.71952	- 0.12475562	0.9921875	11.6280004	- 1.46208103	3.7311832	0.11625815	1.35184894	2.42	9.02946334
0	2.54	1.23	0.84	1.74	16.43879	0	1	16.43879	0	4.0984462	0.23282993	3.82746192	2.57	10.5330067
1	2.54	2.24	0.73	1.74	20.2949	0.08847462	0.99607843	20.2150131	1.79555712	4.31932776	0.27925824	5.64520723	2.60	11.2302522
2	2.54	3.26	0	1.74	21.2720	0.24522715	0.96946565	20.622962	5.21659461	4.6501005	0.30294634	6.24764931	2.63	12.2297643
3	2.54	4.28	0	1.74	25.59551	0.29696869	0.95488722	24.4408919	7.60108582	4.71144284	0.33153238	8.10294618	2.7	12.7208957
4	2.54	5.29	0	0.51	24.99874	0.39896189	0.91696751	22.9229779	9.97352054	4.91065301	0.42436431	9.72769236	2.79	13.7007219
5	2.54	5.58	0	0	24.1812	0.55359372	0.83278689	20.1374537	13.386341	5	0.468	9.38405321	3.1	15.5
6	2.54	5.04	0	0	21.84909	0.59831386	0.80126183	17.5068343	13.0726083	5	0.468	8.15818462	3.19	15.95
7	2.54	3.74	0	0	16.27887	0.69861994	0.71549296	11.6474102	11.3727368	5	0.468	5.42769302	3.61	18.05
8	2.54	1.58	0	0	6.99520	0.7559415	0.65463918	4.57930581	5.28793179	5	0.468	2.13395652	3.91	19.55
					195.54696			175.948661	65.0860317			60.3485418		148.2307

K_{ss} =2.23

K_{as} =1.52

Tableau IV.04 Calcul de stabilité pour R = 16.6m talus aval fonctionnement normal

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-4	1.4	0.83	0	0.34	2.7834	- 0.30491072	0.95238102	2.65066672	-0.8486277	4.70588238	0.32894124	0.87191345	1.48	6.96470592
-3	1.66	1.51	0	1.02	6.83592	- 0.15384347	0.98809527	6.75450054	- 1.05165523	4.60483874	0.28185486	1.90378866	1.69	7.78217747
-2	1.66	2.22	0	1.43	10.06464	- 0.44142677	0.8972979	9.03092056	- 4.44277468	4.6109594	0.28470689	2.5711652	1.86	8.57638448
-1	1.66	2.86	0	1.78	12.66084	- 0.10927122	0.99401204	12.5850075	- 1.38346284	4.61655776	0.2873164	3.61587264	1.68	7.75581704
0	1.66	3.52	0	1.67	14.25778	0	1	14.25778	0	4.6776703	0.31579421	4.50251128	1.67	7.8117094
1	1.66	4.24	0	1.72	16.2018	0.10927124	0.99401203	16.1045849	1.770374	4.71232884	0.33194527	5.34583963	1.68	7.91671245
2	1.66	4.89	0	1.47	17.37362	0.21565067	0.97647061	16.9647712	3.746622	4.7724362	0.35995518	6.10655615	1.71	8.1608659
3	1.66	5.52	0	0.81	17.59108	0.29973348	0.95402301	16.7822378	5.27261708	4.87420386	0.40737903	6.8367315	1.75	8.52985676
4	1.66	6.19	0	0.36	18.25840	0.40999474	0.91208798	16.6532117	7.48582236	4.94761176	0.44158715	7.35384258	1.83	9.05412952
5	1.66	6.32	0	0	17.7791	0.51011941	0.86010367	15.2914385	9.06920794	5	0.468	7.12581031	1.94	9.7
6	1.66	5.87	0	0	16.45231	0.61729748	0.78672993	12.9434846	10.155942	5	0.468	6.03166362	2.12	10.6
7	1.66	5.06	0	0	14.13828	0.71943419	0.69456074	9.81985161	10.1715187	5	0.468	4.57605085	2.41	12.05
8	1.66	3.78	0	0	10.61078	0.8213350	0.57044686	6.05285064	8.71495151	5	0.468	2.82062841	2.92	14.6
9	1.66	0.88	0	0	2.42697	0.80373901	0.59498215	1.44397397	1.95061021	5	0.468	0.67289186	2.81	14.05
					177.43348			157.335238	50.6111325			60.3352649		133.552359

K_{ss} = 2.21

K_{as} = 1.88

Tableau IV.05 Calcul de stabilité pour R = 21.15m talus aval fonctionnement normal

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-3	2.16	0	0	0.91	3.21408	- 0.50349181	0.8639	2.77696512	- 1.61826295	4	0	0	2.5	10
-2	2.16	0.77	0	1.58	8.25138	- 0.16495337	0.98630137	8.13816986	- 1.36106311	4.32478636	0.15135044	1.231715508	2.19	9.47128213
-1	2.16	1.54	0	1.76	11.7007	- 0.13514606	0.99082569	11.5933739	- 1.58130617	4.46504566	0.21671127	2.512414666	2.16	9.64449863
0	2.16	2.4	0	1.75	14.85864	0	1	14.8586399	0	4.57590366	0.26837112	3.987629683	2.16	9.88395191
1	2.16	3.27	0	1.6	17.46575	0.16495336	0.98630137	17.2265029	2.88103564	4.67216494	0.31322891	5.395838554	2.19	10.2320412
2	2.16	4.12	0	1.12	19.03391	0.24858585	0.96860988	18.4364426	4.73156332	4.78476249	0.36569909	6.742190097	2.23	10.6700204
3	2.16	4.9	0	0	17.9929	0.33213619	0.94323144	16.971375	5.97606009	5	0.467	7.925631955	2.29	11.45
4	2.16	5.31	0	0	19.53504	0.47193629	0.88163264	17.2227291	9.21929441	5	0.467	8.043014317	2.45	12.25
5	2.16	4.98	0	0	17.9929	0.56133864	0.82758620	14.8905931	10.1000542	5	0.467	6.953906829	2.61	13.05
6	2.16	4.08	0	0	14.98177	0.66436887	0.74740484	11.197442	9.9534156	5	0.467	5.229205302	2.89	14.45
7	2.16	2.7	0	0	10.02455	0.7675798	0.64094954	6.4252377	7.6946824	5	0.467	3.000585942	3.37	16.85
8	2.16	0.2	0	0	0.69764	0.23091901	0.97297297	0.6788236	0.16110767	5	0.467	0.317010614	2.22	11.1
					155.74899			140.416295	46.1565808			51.33914347		139.051794

K_{ss} = 2.32

K_{as} = 1.82

Tableau IV.06 Calcul de stabilité pour R = 25.15m talus aval fonctionnement normal

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq.l}
-2	2.5 4	0	0.7 4	1.2	10.4597 0	-0.1517623	0.9884169 5	10.338564 7	- 1.5873932 4	3.6975806	0.1109153 1	0.4101183	2.5 9	9.5767337 5
-1	2.5 4	0	1.1 2	2.1 4	13.9496 5	- 0.0881303 5	0.9961089 4	13.895400 8	- 1.2293903 4	3.6534953 9	0.1579367 7	0.57702126	2.5 5	9.3164132 4
0	2.5 4	1.4	1.2 5	1.7 4	19.0474 4	0	1	19.04744	0	4.0315315	0.2547122 6	1.0268805	2.5 6	10.320720 6
1	2.5 4	2.4 1	1.5 7	1.1 2	22.4409	0.0881303 4	0.9961089 4	22.353581 1	1.9777246 4	4.1605415 5	0.2938235 9	1.22246525	2.5 7	10.692591 8
2	2.5 4	4.4 4	0	0.7 4	22.3468 9	0.1517623	0.9884169 6	22.088075 2	3.3914244 8	4.8544061	0.3981532	1.93279732	2.5 9	12.572911 8
3	2.5 4	4.4 5	0	1.7 4	26.4972 4	0.2716148 9	0.9624059 7	25.501141 4	7.1970564 4	4.7179486 7	0.3345639	1.57845531	2.6 6	12.549743 5
4	2.5 4	5.4 4	0	0.9 1	27.4014 9	0.3819385 1	0.9241877 0	25.324148 1	10.465696 2	4.8562499 9	0.3990121	1.93770251	2.7 7	13.451812 5
5	2.5 4	6.1 1	0	0	26.4693 1	0.4864289 3	0.8737201 1	23.126795 2	12.875452 9	5	0.467	2.335	2.9 3	14.65
6	2.5 4	5.4 4	0	0	23.6194 4	0.5897703 5	0.8075709 6	19.074389 7	13.930058 1	5	0.467	2.335	3.1 7	15.85
7	2.5 4	4.3 0	0	0	18.6537 4	0.6949054 1	0.7191009 8	13.413939 5	12.962598 9	5	0.467	2.335	3.5 6	17.8
8	2.5 4	1.0 3	0	0.8 1	7.90701	0.8044889 8	0.5939674 8	4.6965129 4	6.3611107 8	4.5585106 2	0.2602659 8	1.18642523	4.3 1	19.647180 8
								198.85998 8	66.344339 4			16.9917704		146.42810 8

K_{ss} = 2.41

K_{as} = 1.52

Tableau IV.07 Calcul de stabilité pour R =18.94 m talus amont vidange rapide

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-3	2.18	1.17	0	0	4.33602	- 0.09545454	0.99543379	4.31622084	- 0.41389281	5	0.468	2.01999135	1.8	9
-2	2.18	2.46	0	0	9.11676	- 0.18897457	0.98198198	8.95249407	- 1.72283578	5	0.468	4.18976722	2.22	11.1
-1	2.18	3.51	0	0	13.00806	- 0.09545454	0.99543379	12.9486625	- 1.24167843	5	0.468	6.05997406	2.19	10.95
0	2.18	4.34	0	0	16.08404	0	1	16.08404	0	5	0.468	7.52733073	2.18	10.9
1	2.18	4.96	0	0	18.38176	0.09545454	0.99543379	18.297825	1.7546225	5	0.468	8.56338211	2.19	10.95
2	2.18	5.24	0	0	19.41944	0.18897457	0.98198198	19.0695402	3.66978027	5	0.468	8.92454482	2.22	11.1
3	2.18	5.52	0	0	20.45712	0.29290891	0.95614035	19.5598779	5.99207272	5	0.468	9.15402287	2.28	11.4
4	2.18	5.47	0	0	20.27182	0.401255	0.91596639	18.5683057	8.13416923	5	0.468	8.68996708	2.38	11.9
5	2.18	5.15	0	0	19.0859	0.50163502	0.86507937	16.5108183	9.57415581	5	0.468	7.72706297	2.52	12.6
6	2.18	4.35	0	0	16.1211	0.59803419	0.80147059	12.9205875	9.64096903	5	0.468	6.04683496	2.72	13.6
7	2.18	3.22	0	0	11.93332	0.69937585	0.7147541	8.5293894	8.34587581	5	0.468	3.99175424	3.05	15.25
8	2.18	1.48	0	0	5.48488	0.79958648	0.60055096	3.29394999	4.38563589	5	0.468	1.5415686	3.63	18.15
					173.70022			159.051712	48.1188743			74.436201		146.9

K_{ss} =2.59

K_{as} =1.92

Tableau IV.08 Calcul de stabilité pour R =24.56 m talus amont vidange rapide

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-4	2.52	0.68	0.68	0	5.9976	-0.40034696	0.91636364	5.49598257	-	4	0.233	1.28056394	2.75	11
-3	2.52	1.52	1.25	0	12.18168	-0.29806539	0.95454545	11.6279673	-	4.09747289	0.25571119	2.97340136	2.64	10.8173284
-2	2.52	2.36	1.89	0	18.68328	-0.19629569	0.98054475	18.3197921	-	4.11058821	0.25876706	4.74055875	2.57	10.5642117
-1	2.52	3.2	2.44	0	24.77664	-0.08882294	0.99604743	24.6787086	-	4.13475174	0.26439716	6.52498047	2.53	10.4609219
0	2.52	4.87	2.25	0	31.06908	0	1	31.06908	0	4.3679775	0.31873876	9.90292004	2.52	11.0073033
1	2.52	5.71	1.87	0	32.94396	0.08882294	0.99604743	32.8137467	2.92617954	4.50659628	0.35103694	11.5188372	2.53	11.4016886
2	2.52	6.59	1.87	0	36.71388	0.19629569	0.98054475	35.9996022	7.20677651	4.55791959	0.36299527	13.0676853	2.57	11.7138533
3	2.52	7.27	7.38	0	64.62036	0.29806539	0.95454545	61.6830709	19.2610926	3.99249144	0.23125051	14.2642416	2.64	10.5401774
4	2.52	7.34	0	0	31.44456	0.40034696	0.91636364	28.8146513	12.5887339	5	0.466	13.4276275	2.75	13.75
5	2.52	7.35	0	0	31.4874	0.5000797	0.86597938	27.2674392	15.7462097	5	0.466	12.7066267	2.91	14.55
6	2.52	6.39	0	0	27.37476	0.6	0.8	21.899808	16.424856	5	0.466	10.2053105	3.15	15.75
7	2.52	3.08	0	0	13.19472	0.70026701	0.71388102	9.41946019	9.23982716	5	0.466	4.38946845	3.53	17.65
8	2.52	3	0	0	12.852	0.89502414	0.4460177	5.48419825	11.5028503	5	0.466	105.002222	5.65	17.5
					343.33992			309.089309	82.9962861			210.004444		166.705485

K_{ss} =3.41 K_{as} =2.32

Tableau IV.09 Calcul de stabilité pour R =28.21 m talus amont vidange rapide

N°	b	h ₁	h ₂	h ₃	W	sin α	cos α	N	T	C _{eq}	tgφ _{eq}	N.tgφ _{eq}	l	C _{eq} .l
-3	2.84	0.56	0.59	0	5.71976	- 0.49098923	0.87116564	4.98285855	- 2.80834054	3.97391318	0.22692174	1.13071893	3.26	12.954957
-2	2.84	1.51	1.32	0	14.03812	- 0.20236415	0.97931034	13.7476763	-2.8408122	4.06713795	0.24864311	3.41826498	2.9	11.7947001
-1	2.84	2.45	1.75	0	20.7746	- 0.08369727	0.99649123	20.7017069	- 1.73877723	4.16666681	0.27183333	5.62741391	2.85	11.8750004
0	2.84	3.39	1.89	0	26.0286	0	1	26.0286002	0	4.28409105	0.29919318	7.78757965	2.84	12.1668186
1	2.84	4.39	1.74	0	30.0898	0.08369727	0.99649123	29.984222	2.518434	4.4323003	0.33372594	10.0065127	2.85	12.6320559
2	2.84	5.82	1.31	0	34.79568	0.20236415	0.97931034	34.0757696	7.04139815	4.63253871	0.38038149	12.961792	2.9	13.4343623
3	2.84	6.22	0	0	30.03016	0.30290696	0.95302013	28.6193473	9.09634434	5	0.466	13.3366158	2.98	14.9
4	2.84	6.68	0	0	32.25104	0.40088352	0.91612903	29.5461143	12.9289104	5	0.466	13.7684892	3.1	15.5
5	2.84	6.21	0	0	29.98188	0.50029735	0.86585366	25.9599207	14.9998552	5	0.466	12.097323	3.28	16.4
6	2.84	5.27	0	0	25.44356	0.59697494	0.80225989	20.4123478	15.1891676	5	0.466	9.51215405	3.54	17.7
7	2.84	3.8	0	0	18.3464	0.69875072	0.71536524	13.124377	12.8195603	5	0.466	6.11595966	3.97	19.85
8	2.84	1.37	0	0	6.61436	0.68733272	0.72634271	4.80429232	4.54626604	5	0.466	2.23880022	3.91	19.55
					274.11396			251.987231	71.7520061			98.0016241		178.757894

K_{ss} =3.44

K_{as} =1.82

