



ECOLE NATIONALE SUPÉRIEURE D'HYDRAULIQUE
ARBAOUI Abdellah

DEPARTEMENT D'AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

ÉTUDE D'AVANT PROJET DÉTAILLÉ DU BARRAGE PORTES DE FER (W.BORDJ BOU ARRERIDJ)

Présenté par :

Mr BOUSSAA Farid

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr A.HADJ SADOK	M.C.A	Président
Mr S.TOUMI	M.C.B	Examineur
Mr M.BOUZIANE	M.A.A	Examineur
Mr M.BOUKHELIFA	M.A.A	Examineur
Mr M.D.BENSALAH	M.A.A	Promoteur

Septembre 2016

Remerciements

Mes remerciements s'adressent aux diverses personnes qui ont contribué, d'une manière ou d'une autre, à la réalisation de ce mémoire de fin d'études.

Je citerai, tout d'abord, Monsieur Mohamed Draidj Bensalah, mon promoteur académique, que je tiens à lui présenter mes humbles et sincères remerciements ainsi que toute ma reconnaissance et ma profonde gratitude pour m'avoir suivi et épaulé de manière assidue tout au long de ce travail.

Ensuite, je tiens à remercier également Monsieur A.Hadj Sadok, Monsieur S.Toumi, Monsieur M.Boukhlifa ainsi que Monsieur M.Bouziane pour l'intérêt qu'ils accorderont à ce travail.

Un remerciement particulier à Monsieur Fayçal, ingénieur à l'Agence Nationale des Barrages et Transferts, pour avoir mis à ma disposition toutes les données nécessaires à l'élaboration et au couronnement de ce mémoire de fin d'études.

Mes pensées vont pareillement à tous mes enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique.

Finalement, je souhaite également remercier mes parents, mes deux frères, ma sœur, mon cousin Mouloud et mes amis proches (Zaki, Lamine et Madjid) qui m'ont accompagné et soutenu, sans réserve, tout au long de mes études et qui n'ont jamais douté de ma capacité à réussir.

Farid BOUSSAA

ملخص

مذكرتنا هذه تسجل في إطار السياسة الجزائرية لاستغلال و حفاظ الموارد المائية. في هذا الإطار ، نعالج الدراسة المدققة لما قبل إنجاز سد "بورت دو فار " بولاية برج بوعريريج و تحديدا علي مستوى واد بوكتون . بعد دراسة مفصلة و تامة لمختلف الجوانب (الجيولوجية ، الهيدرولوجية و التوبوغرافية) ، قمنا باختيار الاقتراح المناسب للسد قبل التحقق من ثباته. فيما بعد حققنا دراسة المفيض. و في الأخير صممنا جدول العمل للانجاز.

Résumé

Notre mémoire de fin d'études s'inscrit dans le cadre de la politique Algérienne pour la conservation et la mobilisation des ressources en eaux. Dans ce cadre, on traite l'étude d'avant-projet détaillé du barrage "Portes de Fer" dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj et plus précisément sur l'oued Bouktone. Après une étude approfondie et complète des différentes volets (géologique, hydrologique et topographique), on a choisi la variante adéquate pour le barrage avant de vérifier sa stabilité par la suite. Après, on a réalisé l'étude de l'évacuateur de crue. En finalité, nous avons élaboré un planning des travaux pour la réalisation.

Abstract

Our memory for graduates makes part of the national strategy concerning conservation and mobilization of water resources. This work involves the study of the preliminary detailed project of the "Portes de Fer" dam in Bordj Bou Arreridj, on the Bouktone River more exactly. After a precise and complete study of the various stages (geological, hydrological, topographic), we chose the adopted alternative for the dam before we checked his stability. After that, we realized the study of the spillway. Finally, we elaborate the work schedule for the realization.

TABLE DES MATIERES

Introduction générale	1
Chapitre I : Synthèse des travaux d'étude de la phase d'avant-projet	2
I.1 Introduction et présentation générale du projet	3
I.1.1 Introduction	3
I.1.2 Présentation générale du projet	3
I.1.3 Situation et accès	3
I.2 Synthèse de l'étude géologique et géotechnique	5
I.2.1 Morphologie	5
I.2.2 Géologie générale	5
I.2.3 Tectonique	6
I.2.4 Travaux de reconnaissance effectués	6
I.2.5 Géologie du site et de la cuvette	16
I.2.6 Matériaux de construction	17
I.3 Synthèse des études hydrologique et de transport solide	19
I.3.1 Description des bassins versants	19
I.3.2 Etude pluviométrique	21
I.3.3 Etude des apports	21
I.3.4 Etude des crues	22
I.3.5 Evaporation	23
I.3.6 Transport solide	23
I.4 Synthèse de l'étude sismique	24
I.4.1 Données historiques	24
I.4.2 Classification du site selon les Règles Parasismiques Algériennes « RPA »	24
I.5 Composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité	26
I.5.1 Digue	26
I.5.2 Evacuateur de crue	26
I.5.3 Dérivation provisoire	27
I.5.4 Vidange de fond	27
I.5.5 Prise d'eau	28
Conclusion	29
Chapitre II : Etude Hydrologique	30
Introduction	31
Partie 1 : Calcul des caractéristiques du bassin versant et études des apports et des crues	32
II.1 Caractéristiques morpho métriques du bassin versant	33
II.1.1 Paramètres géométriques	33
II.1.2 Paramètres de forme	33
II.1.3 Paramètres du relief	35
II.2 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	42
II.2.1 Réseau hydrographique	42
II.2.2 Détermination des caractéristiques hydrographiques du bassin	44
II.3 Caractéristiques climatiques du bassin versant	48
II.3.1 Température	48
II.3.2 Evaporation	48
II.3.3 Pluviométrie	48

II.4 Etudes des apports	63
II.4.1 Apport liquide	63
II.4.2 Caractéristiques de l'écoulement	65
II.4.3 Apports fréquents	67
II.4.4 Les apports solides	69
II.5 Etude des crues	74
II.5.1 Détermination des débits maximaux fréquents avec les formules empiriques	75
II.5.2 Hydrogramme de crue	80
II.5.3 Choix de la crue de projet	84
II.5.4 Choix de la crue de chantier	87
Partie 2 : Etude de régularisation et de laminage des crues	90
II.6 Régularisation	91
II.6.1 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»	91
II.6.2 Répartition mensuelle de l'apport A80% de l'oued Bouktone	93
II.6.3 Répartition mensuelle de la demande en eau (besoin en AEP)	93
II.6.4 Calcul du volume utile interannuel	93
II.7 Laminage des crues	97
II.7.1 Estimation du débit de crue laminé	99
II.7.2 Estimation de la charge au dessus du déversoir	99
II.8 Etude d'optimisation	105
II.8.1 Calcul du coût approximatif de la digue	105
II.8.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues	109
II.8.3 Courbe d'optimisation	111
II.8.4 Laminage de crue par la méthode d'Hildenblat ($b=20\text{ m}$; $H_d=2,70\text{ m}$)	113
Conclusion	115

Chapitre III : Etude de variantes de la digue 116

Introduction	117
III.1 Choix du site d'implantation du barrage	118
III.2 Choix du type de barrage	119
III.3 Variantes susceptibles à projeter sur le site	119
III.3.1 Contraintes géologiques et topographiques	120
III.3.2 Matériaux de construction	120
III.3.3 Risques sismiques	122
III.3.4 Conclusion sur le choix de variantes	122
III.3.5 Les variantes choisies	122
III.4 Définition du profil général du barrage	125
III.4.1 Hauteur du barrage	125
III.4.2 Largeur en crête du barrage	125
III.4.3 Longueur en crête du barrage	126
III.4.4 Pentes des talus	126
III.5 Calcul du volume des différents matériaux pour les deux variantes	127
III.5.1 Volume de la digue en béton compacté au rouleau (BCR)	128
III.5.2 Volume de la digue en enrochement à masque amont	129
III.6 Estimation des coûts des deux variantes	131
Conclusion	131

Chapitre IV : Etude détaillée de la digue 132

Introduction	133
IV.1 Généralité sur les barrages en BCR	133

IV.1.1	Les constituants du BCR	133
IV.1.2	Description de la technique BCR	134
IV.1.3	Composition du BCR pour le barrage Portes de Fer	135
IV.2	Actions agissantes sur un barrage poids	136
IV.2.1	Actions permanentes	136
IV.2.2	Actions variables	137
IV.2.3	Actions accidentelles	137
IV.3	Géométrie du barrage Portes de fer	138
IV.4	Etude de stabilité	138
IV.4.1	Caractéristiques des matériaux	139
IV.4.2	Calcul des différentes charges	140
IV.4.3	Calcul de stabilité	145
IV.5	Calcul de la résistance interne	149
IV.5.1	Méthode de la résistance des matériaux	149
IV.5.2	Méthode de Pigeaud (1923)	151
IV.5.3	Vérification de la règle du tiers central	152
IV.5.4	Vérification de la condition admissible (Condition sur la hauteur du barrage)	153
IV.5.5	Vérification de la condition de non extension	153
IV.5.6	Vérification de la condition de Maurice LEVY	153
IV.6	Traitement des fondations	155
IV.6.1	Méthodes de traitement des fondations	155
IV.6.2	Objectifs du traitement des fondations	156
IV.6.3	Fondations du barrage « Portes de Fer »	157
	Conclusion	157

Chapitre V : Etude de l'évacuateur de crue 158

	Introduction	159
V.1	Généralités sur les évacuateurs de crues	159
V.1.1	Classification des évacuateurs de crues	159
V.1.2	Emplacement de l'évacuateur de crue	160
V.1.3	Critères de choix de l'évacuateur de crue	161
V.1.4	Conclusion sur le choix de l'évacuateur de crue du barrage « Portes de Fer »	162
V.2	Dimensionnement de l'évacuateur de crue central en marches d'escaliers	162
V.2.1	Principe	162
V.2.2	Le déversoir	163
V.2.3	Le coursier	165
V.2.4	Le bassin de dissipation d'énergie	171
V.3	Type de béton	173

Chapitre VI : Organisation de chantier 174

	Introduction	175
VI.1	Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	175
VI.1.1	Le maître de l'ouvrage	175
VI.1.2	Le maître d'œuvre	176
VI.1.3	L'entrepreneur	176
VI.2	Installations du chantier	176
VI.2.1	Installations destinées au personnel	177
VI.2.2	Installations destinées au stockage des matériaux	177
VI.2.3	Installations destinées à l'entretien et à la réparation des engins	178
VI.2.4	Installations destinée à la préfabrication	178

VI.3	Les moyens de chantier	179
VI.3.1	Les ressources humaines	179
VI.3.2	Les moyens matériels	179
VI.4	Ordre d'exécution des travaux	181
VI.4.1	Terrassement au niveau des installations de chantier	181
VI.4.2	Dérivation provisoire	182
VI.4.3	Réalisation de la digue	182
VI.4.4	Exécution de l'évacuateur de crue	183
VI.4.5	Exécution de la vidange de fond	183
VI.4.6	Travaux des injections	183
VI.5	Planification	184
VI.5.1	Définition	184
VI.5.2	Procédures de travail de planification	184
VI.5.3	Techniques de la planification	185
VI.5.4	Choix de la méthode de calcul	186
VI.5.5	Délai de construction et programme des travaux	188
VI.5.6	Symboles et durées des différentes opérations à réaliser	188
VI.6	Détermination des chemins critiques par la méthode CPM	189
VI.7	Diagramme de Gantt	190
	Conclusion	190
	Conclusion générale	191

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Extrait de la carte topographique (1/50'000) de la région de Portes de Fer	4
Figure I.2 : Situations des points de prélèvements des eaux	15
Figure I.3 : Bassin versant de la Soummam	20
Figure I.4 : Volume annuel ruisselé à la station de Portes de Fer	21
Figure I.5 : Débits maximaux annuels mesurés à la station de Portes de Fer [m³/s]	22
Figure I.6 : Cartes des magnitudes des séismes historiques sur fond tectonique	24
Figure I.7 : Carte de micro zonage de l'Algérie (selon le RPA-99- Addenda 2003)	25
Figure I.8 : Section type non déversante du barrage Source [ANBT]	26
Figure II.1 : Présentation des deux bassins des oueds Bouktone et Azerou	31
Figure II.2 : Rectangle équivalent	34
Figure II.3 : Limites du bassin versant et courbes de niveau (Arc Gis)	37
Figure II.4 : Courbe hypsométrique du bassin versant	38
Figure II.5 : Réseau Hydrographique	43
Figure II.6 : Répartition mensuelle des pluies	50
Figure II.7 : Ajustement à la loi de GUMBEL	53
Figure II.8 : Ajustement à la loi de GAUSS	55
Figure II.9 : Ajustement à la loi de GALTON	57
Figure II.10 : Courbe des pluies de courtes durées	61
Figure II.11 : Courbe des intensités des pluies de courte durée	62
Figure II.12 : Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel	64
Figure II.13 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%	68
Figure II.14 : Les Hydrogrammes de crues fréquents (SOKOLOVSKY)	83
Figure II.15 : L'Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour de 1000 ans	87
Figure II.16 : L'Hydrogramme de la crue de chantier pour une période de retour 15 ans	89
Figure II.17 : Courbe des surfaces submergées	92
Figure II.18 : Courbe des volumes d'eau dans la cuvette	92
Figure II.19 : Courbes de laminage $H = f(Q, q)$	103
Figure II.20 : Courbes de laminage $V_d = f(Q, q)$	104
Figure II.21 : Coupe de la vallée à l'axe du barrage- Source [ANBT]	108
Figure II.22 : Courbe d'optimisation	112
Figure II.23 : Courbe des débits déversants	114
Figure II.24 : Hydrogrammes des débits entrants et sortants de la retenue	114
Figure III.1 : Photo illustrant l'axe du barrage « Portes de Fer », Source [ANBT]	118
Figure III.2 : Emplacement des zones d'extraction des matériaux de construction	121
Figure III.3 : Coupe type d'un barrage poids en BCR	123
Figure III.4 : Coupe type d'une digue en enrochement avec un masque amont étanche	124
Figure III.5 : Profil longitudinal et coupes du barrage	128
Figure IV.1 : Schéma des actions agissantes sur un barrage poids	136
Figure IV.2 : Section type non déversante du barrage Portes de Fer [en mètre]	138
Figure IV.3 : Illustration des Différentes charges appliquées sur le barrage	144
Figure V.1 : Différents types de Déversoir en charge	159
Figure V.2 : Evacuateur frontal	160
Figure V.3 : Les paramètres du profil d'un déversoir (type Creager)	163
Figure V.4 : Profil Creager du déversoir (quart de cercle aval)	164
Figure V.5 : Régimes d'écoulement en cascade	167
Figure V.7 : Caractéristiques hydraulique dans le coursier en marches d'escalier	168
Figure V.8 : Schéma du bassin de dissipation de l'évacuateur de crues en marches d'escalier	171

Figure VI.1 : Liens contractuels entre les membres d'une équipe de réalisation de projet	176
Figure VI.2 : Pelle hydraulique	179
Figure VI.3 : Bulldozer	179
Figure VI.4 : Compacteur à rouleau lisse vibrant	180
Figure VI.5 : Compacteur à pneu	180
Figure VI.6 : Réseau à nœud	189
Figure VI.7 : Diagramme de Gantt (avec le logiciel Gantt-Project)	190

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Caractéristiques et emplacements des sondages effectués	8
Tableau I.2 : Caractéristiques et localisation des mesures dilatométriques et Modules d'élasticité	9
Tableau I.3 : Modules de déformation obtenus aux essais de plaque [en MPa]	11
Tableau I.4 : Caractéristiques physiques et mécaniques des échantillons prélevés	11
Tableau I.5 : Caractéristiques physiques et mécaniques des échantillons par faciès	12
Tableau I.6 : Résultats récapitulatifs des essais Lugeon	13
Tableau I.7 : Niveaux de la nappe phréatique	13
Tableau I.8 : Minéralisations des eaux des oueds Bouktone et Azerou	14
Tableau I.9 : Récapitulatif des essais physiques et mécaniques de la carrière	18
Tableau I.10 : Caractéristiques principales des deux bassins versants	20
Tableau I.11 : Pluies maximales de durée égale au temps de concentration des bassins versants [mm] et entre parenthèse en [mm/h]	21
Tableau I.12 : Débits de pointe pour les bassins de l'oued Azerou et de l'oued	22
Tableau I.13 : Répartition mensuelle de l'évaporation à la surface de la retenue [mm]	23
Tableau I.14 : Apports moyens annuels de sédiments des oueds Azerou et Bouktone	23
Tableau I.15 : Coefficient d'accélération de zone "A" [RPA-99-V2003]	25
Tableau II.1 : Les classes de superficie en fonction de l'élévation	36
Tableau II.2 : Résultats de calcul de l'altitude médiane	39
Tableau II.3 : Evaluation de la pente moyenne	40
Tableau II.4 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)	41
Tableau II.5 : Temps de concentration	46
Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des caractéristiques hydro-morpho-métriques du bassin	47
Tableau II.7 : Répartition mensuelle des températures	48
Tableau II.8 : Répartition mensuelle de l'évaporation à la surface de la retenue [mm]	48
Tableau II.9 : Stations pluviométriques existantes	49
Tableau II.10 : Répartition mensuelle des pluies	49
Tableau II.11 : Paramètres caractéristiques de l'échantillon	50
Tableau II.12 : Résultats de l'ajustement à la loi de GUMBEL	52
Tableau II.13 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	54
Tableau II.14 : Résultats de l'ajustement à la loi GAUSS	55
Tableau II.15 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	56
Tableau II.16 : Résultats de l'ajustement à la loi de Galton	57
Tableau II.17 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	58
Tableau II.18 : Résultats des pluies maximales journalières avec la Loi de Gumbel	59
Tableau II.19 : Pluies de courte durée et leurs intensités	60
Tableau II.20 : La répartition des apports de l'oued Azerou	63
Tableau II.21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen	64
Tableau II.22 : Récapitulatif des résultats de calcul du coefficient de variation Cv	67
Tableau II.23 : Résultats de calcul des Apports fréquents	68
Tableau II.24 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%	68
Tableau II.25 : Valeur de α en fonction de la perméabilité	70
Tableau II.26 : Récapitulatif des résultats obtenus pour le taux d'abrasion	72
Tableau II.27 : Récapitulatif des résultats du volume mort	74
Tableau II.28 : Résultats de calcul (Hazan-Lazarevick)	75
Tableau II.29 : Résultats de calcul (Formule de Mallet-Gauthier)	76
Tableau II.30 : Résultats de calcul (Formule de Posenti)	77

Tableau II.31 : Résultats du calcul (Giandotti)	77
Tableau II.32 : Résultats du calcul (Formule d'Alexeev)	78
Tableau II.33 : Résultats du calcul (Formule de Fuller II)	78
Tableau II.34 : Récapitulatif des résultats de calcul du débit maximum fréquentiel en [m ³ /s]	79
Tableau II.35 : Débits de pointe pour le bassin de l'oued Bouktone	80
Tableau II.36 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue (δ)	80
Tableau II.37 : Récapitulatif des résultats de calcul pour le débit instantané de montée	81
Tableau II.38 : Récapitulatif des résultats de calcul pour le débit instantané de la décrue	82
Tableau II.39 : Catégories des dommages résultant des crues	85
Tableau II.40 : Crues de projet recommandées.....	86
Tableau II.41 : Choix de la crue de projet	86
Tableau II.42 : Répartition mensuelle de l'apport annuel 80%	93
Tableau II.43 : Répartitions saisonnières des demandes	93
Tableau II.44 : Détermination de la période d'étiage à partir du tableau de la répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel	95
Tableau II.45 : Récapitulatif des résultats de la régularisation	97
Tableau II.46 : Données de départ	101
Tableau II.47 : Détermination de H_0 et $q_{max0,1\%}$ en fonction de b	101
Tableau II.48 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue	102
Tableau II.49 : Récapitulatif des résultats de laminage par la méthode de Kotcherine	105
Tableau II.50 : Les différents résultats de la revanche	107
Tableau II.51 : Les largeurs en crête du barrage pour les différentes charges déversées	108
Tableau II.52 : Volumes approximatif de la digue pour les différentes largeurs déversantes	109
Tableau II.53 : Cout de la digue pour différentes largeurs déversantes	109
Tableau II.54 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs	110
Tableau II.55 : Récapitulatif des coûts du coursier pour chaque largeur déversante	111
Tableau II.56 : Récapitulatif des coûts totaux pour les différentes largeurs déversantes	112
Tableau II.57 : Volumes et débits déversants	113
Tableau II.58 : Caractéristiques du barrage « Portes de Fer »	115
Tableau III.1 : Valeurs de la largeur en crête du barrage	125
Tableau III.2 : Volume de BCR pour la variante N°1	128
Tableau III.3 : Epaisseur de la dalle du masque des barrages CFRD	129
Tableau III.4 : Volume de la recharge (enrochements)	130
Tableau III.5 : Volume de béton armé pour le masque amont	130
Tableau III.6 : Coût des deux variantes proposées	131
Tableau IV.1 : Coefficients de sécurité, d'après (Kadm)	139
Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des forces [tonnes forces] agissant sur le corps du barrage	144
Tableau IV.3 : Les contraintes amont et aval (cas retenue pleine et vide)	150
Tableau IV.4 : Résultats de calculs des contraintes par la méthode de RDM	151
Tableau IV.5 : Résultats de calculs des contraintes par la méthode de Pigeaud	152
Tableau V.1 : Coordonnée du profil du déversoir (quart de cercle aval)	164
Tableau V.2 : Longueur de la zone de courant non aéré pour différents débits	167
Tableau V.3 : Distance du début de courant uniforme pour différents débits	168
Tableau V.4 : Calcul de l'énergie résiduaire à la fin du coursier en marches d'escaliers	170
Tableau V.5 : Résultats de calcul du bassin de dissipation	173
Tableau VI.1 : Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats	177
Tableau VI.2 : Symboles des opérations et leurs durées	189

LISTE DES PLANCHES

Planche 1 : Plan d'aménagement des ouvrages.

Planche 2 : Coupe géologique transversale suivant l'axe de la digue.

Planche 3 : Coupes transversales des variantes de la digue.

Planche 4 : Coupe et détails de la variante de la digue retenue.

Planche 5 : Coupe et détails de l'évacuateur de crues.

Planche 6 : Chemin critique et planning d'exécution des travaux (Gantt).

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 : Carte géologie du site de Portes de Fer échelle (1/500).

Annexe 2.1 : Série des pluies mensuelles et moyennes annuelles (mm).

Annexe 2.2 : Série des pluies maximales journalières (mm).

Annexe 3 : Surfaces submergées et volumes d'eau.

Annexe 4 : Résultats de calcul de la composante pluriannuelle du volume utile.

Annexe 5 : Laminage de crues ($b = 20$ m).

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'accès durable aux ressources en eau est une préoccupation majeure qui concerne tous les pays du bassin méditerranéen. Le changement climatique et la croissance urbaine et démographique attendus dans la région, risquent d'aggraver la situation de stress hydrique qui frappe déjà la plupart des pays du Sud et de l'Est de la Méditerranée, dont l'Algérie. Pour cela, notre pays a consenti des efforts considérables en matière de construction de grands ouvrages en hydraulique, notamment les barrages et les retenues collinaires.

Dans ce cadre et afin de mettre en valeurs les efforts consentie par l'état, l'Agence Nationale des Barrages et Transferts a bénéficié de plusieurs projets d'études et de réalisations de barrages dans la région est. L'un de ces derniers est l'étude d'avant-projet détaillé du barrage Portes de Fer (W. Bordj Bou Arreridj) qui fait l'objet de ce présent mémoire. L'objectif principale de cet aménagement hydraulique est la régularisation maximale de l'écoulement de l'oued Bouktone ainsi que le transfert d'eau à partir de l'oued Azerou, afin d'assurer l'alimentation en eau potable de la population de la daïra de Mansourah, qui est considérée comme la région la plus pauvre de la wilaya.

Pour atteindre cet objectif, le dimensionnement de la digue du barrage ainsi que son évacuateur de crue a été réalisé dans cette étude. Ce mémoire est composé de six chapitres :

Le premier chapitre constitue une synthèse des travaux d'étude de la phase d'avant-projet qui a été réalisé par le groupement d'étude BG-Stucky (Suisse, 2007) ;

Le deuxième chapitre comporte l'étude hydrologique dans laquelle on a utilisé les logiciels ARC GIS pour la délimitation du bassin versant, ainsi que HYFRAN pour l'ajustement des pluies maximales journalières. A la fin de ce chapitre, on a soutiré les paramètres de la retenue nécessaires pour le dimensionnements de notre ouvrage ;

Le troisième chapitre est une étude de deux variantes proposées et susceptibles d'être projetées pour le corps du barrage. Ces deux dernières seront partagées suivant un choix technico-économique ;

Le quatrième chapitre est l'étude détaillé de la variante choisis pour le barrage Portes de Fer. Cette dernière comprendra une généralité sur les barrages en BCR ainsi que le calcul de stabilité ;

Le cinquième chapitre traitera l'étude détaillée de l'évacuateur de crue en marches d'escaliers avec ses régimes d'écoulements ;

Le sixième et dernier chapitre porte sur l'organisation du chantier du barrage ainsi que son planning d'exécution.

Enfin, notre modeste travail se termine par une conclusion générale.

Chapitre I :

Synthèse des travaux d'étude de la phase d'avant-projet

I.1 Introduction et présentation générale du projet

I.1.1 Introduction

Le barrage présenté dans le cadre de cette étude, fait partie de l'aménagement nommé **Azerou–Portes de Fer**. Ce dernier est situé dans la wilaya de Bordj bou Arreridj. Il a pour objectif l'alimentation en eau potable des communes environnantes, à savoir El Mehir, Haraza, Bendaoud et Ouled Sidi Brahim, Mansourah. Cette eau proviendra de l'accumulation saisonnière des apports des oueds Bouktone et Azerou. Le barrage étant placé sur l'oued Bouktone, ses eaux sont déversées directement dans la retenue. En revanche, les eaux de l'oued Azerou sont collectées par une prise et transférées par pompage vers la retenue.

L'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT) a confié au groupement d'études **Bonnard & Gardel -Stucky** (Suisse) l'étude de faisabilité et l'avant-projet détaillé de l'aménagement de Portes de Fer dans la wilaya de Bordj bou Arreridj.

I.1.2 Présentation générale du projet

Le barrage est implanté dans l'axe de la chaîne des Bibans sur l'oued Bouktone lieu dit de la Petite Porte de Fer. A cet endroit, la chaîne des Bibans est très escarpée, mais aussi très étroite. Le sol est formé par une alternance de bancs sub-verticaux durs de calcaires et de calcaires marneux plus tendres. Les bancs durs sont toujours en saillies réduisant fortement la largeur de la vallée tandis que les bancs tendres sont en légères dépressions élargissant localement de la vallée. Les phénomènes de karsts sont présents et importants. La cuvette, exceptée dans sa partie aval, est totalement située dans un sol à prédominance marneuse. Les affleurements du trias gypseux sont relevés seulement au-dessus de la côte de la retenue normale.

L'aménagement est composé d'une digue, d'une dérivation provisoire, d'une prise d'eau, d'une vidange de fond et enfin d'un évacuateur de crue.

I.1.3 Situation et accès

Le site de Portes de Fer se trouve au centre Est de l'Algérie à mi-distance entre Bouira et Bordj Bou Arreridj dans la commune d'El Mehir, à environ 160 km d'Alger. A partir de Bordj Bou Arreridj, chef lieu de wilaya, on prend vers l'Ouest sur la RN5 pour rejoindre El Mehir. A huit kilomètres après cette localité on emprunte une piste sur 2 kilomètres au niveau de Hammam el Bibane en rive droite de l'oued Azerou, qui permet de rejoindre l'oued Bouktone et qu'il faudra descendre à pied pour rejoindre le site du barrage sur près de 2,5 km de distance [1].

Il est également possible de rejoindre l'axe du barrage en partant de la RN5 à l'aval de la gorge en remontant en véhicule tout terrain l'oued Bouktone sur un peu plus de 2 km.

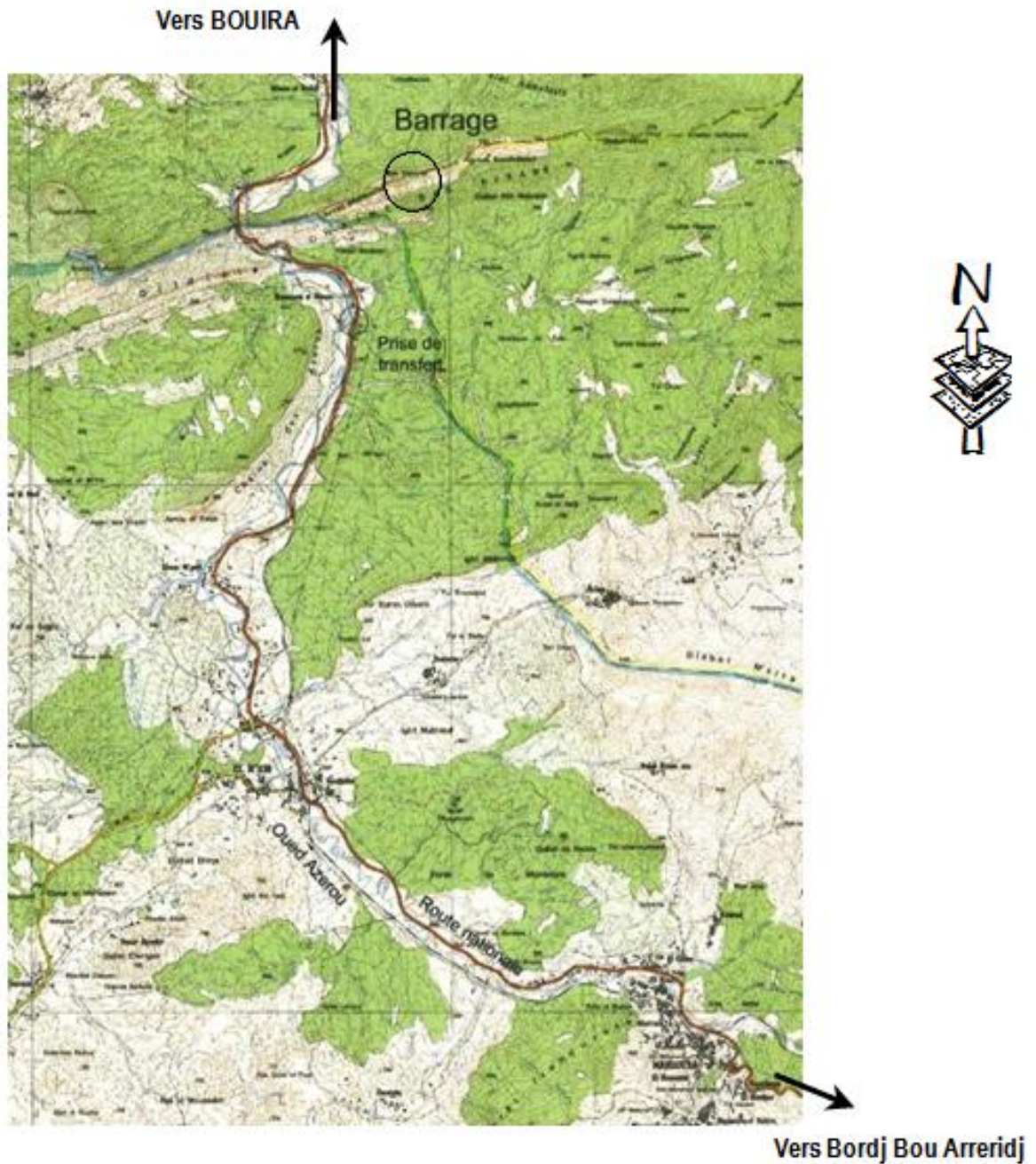


Figure I.1 : Extrait de la carte topographique (1/50'000) de la région du site de Portes de Fer / Source [ANBT]

Les coordonnées générales du site sont (système de coordonnées LAMBERT) :

X = 653,8 Km

Y = 325,5 Km

Z = 415 m NGA (lit de l'oued)

I.2 Synthèse de l'étude géologique et géotechnique

I.2.1 Morphologie

L'écoulement des eaux de l'oued Bouktone est moins important en amont du site, dans la direction N250° sur un banc marneux étroit encadré par deux bancs calcaires à stratification sub-verticale, il tourne ensuite, avec un angle droit, pour prendre la direction Nord et recoupe les bancs calcaires plus ou moins marneux de la chaîne des Bibans.

La morphologie du site au droit de l'axe est étroite. Au fond de l'oued, la vallée se réduit parfois à moins de 3 m de large (d'où elle tire le nom de "Bâb Essaghira", qui signifie "petite porte") avec des parois verticales sur une vingtaine de mètres de dénivelé. Au-delà, la vallée s'évase progressivement mais reste toujours assez raide notamment au droit des affleurements rocheux. A l'aval et à l'amont, là où les faciès deviennent marneux, la vallée s'ouvre légèrement.

La cuvette est étroite avec un accès difficile sur environ un kilomètre à l'amont du site. Elle s'ouvre pour devenir plus vaste et offre des capacités de stockage appréciables.

Un col topographique est observé sur la rive gauche à environ 1.5 kilomètres à l'amont de l'axe. Ce col se trouve à la cote 496 m NGA environ. C'est en ce point qu'aboutissent les eaux du transfert de l'oued Azerou [1].

I.2.2 Géologie générale

La région de Portes de Fer, situé dans la chaîne des Bibans, appartient à la partie centrale de l'Anticlinorium des Bibans qui s'étend de Berrouaghia jusqu'à Guergour. C'est une longue bande de terrains crétacés qui s'étend sur environ 200 km. Elle est recouverte du Nord au Sud par des nappes qui sont souvent masquées sur sa partie Nord, par des dépôts miocènes post nappe. La partie de la zone Bibanique, visible à l'affleurement, apparaît ainsi comme un bombement post nappe, une zone anticlinale coupée d'ensellements transversaux.

Un caractère constant de la zone Bibanique réside dans la structure de son flanc méridional, c'est-à-dire de la chaîne des Bibans. On y observe les calcaires et marnes de l'Albo-Cenomanien affectés d'un pendage variable vers le Sud qui peuvent aller souvent au déversement. Les grands oueds qui traversent la zone Bibanique offrent un tracé subméridien. Leur passage en cluse dans la retombée méridionale de l'anticlinorium suffit à montrer qu'ils ne sont pas adaptés à la structure.

D'un point de vue stratigraphique, le Trias et le Jurassique sont représentés dans la région au sein du complexe Triasique qui apparait constamment en situation anormale [1].

I.2.3 Tectonique

La chaîne des Bibans est formée par une série Vracono-Cenomanièenne dont les couches calcaires et marno calcaires sont généralement verticales, localement déversées au sud. Avant que les couches de la chaîne des Bibans ne prennent leur position verticale, la série Crétacée de la zone Bibanique s'est déplacée vers le Sud, par tranches successives et suivant divers processus. Le passage des nappes a provoqué des décollements à différents niveaux de la carapace Albo-Cénomanienne des Bibans. Les surfaces de décollement se relaient d'Ouest en Est. Parfois les décollements sont soulignés par des bandes d'injection Triasique. Ailleurs ce sont des failles avec ou sans broyage.

A. Caire (Membre du bureau d'étude stucky) a distingué la présence de deux failles qui intéressent notre zone d'étude. La première faille est celle de Bâb El Kebir qui peut être étudiée aux abords immédiats de la RN5. Au niveau de l'oued Tazdart, le Sénonien forme une pente qui s'élève jusqu'au contact d'une barre calcaire. Cette barre est accompagnée sur son bord Sud par des couches contenant des lits de silex. Cette barre calcaire s'interrompt au Nord-Ouest de l'oued Tazdart pour réapparaître à l'Est de la route nationale. Cette interruption est assimilée à une faille. Dans les secteurs où elle traverse la barre Turonienne, la faille paraît sub-verticale. Dans la dépression de l'oued Azerou-Chebaa cette faille est masquée par les terrains actuels (alluvions et colluvions). Vers l'Est cette faille traverse sans doute la petite porte, mais elle est presque parallèle aux couches. Elle n'a pas été reconnue sur les bords de l'oued Bouktone.

La seconde faille est celle de Bâb Seghir qui semble jouer un rôle très analogue à celui de Bâb El Kebir. Elle est toutefois moins rectiligne. Elle déplace la barre calcaire dans le sens inverse de celle de Bâb El Kebir et sur une distance plus courte. A son passage dans la petite porte, elle est légèrement oblique aux couches et semble plonger nettement vers le nord. Plus à l'Est, elle continue parallèle aux couches [1].

I.2.4 Travaux de reconnaissance effectués

Les reconnaissances ont été effectuées entre 1998 et 2003. Les travaux ont été fortement retardés pour des problèmes de sécurité du site. Le levé géologique de la cuvette n'a pas pu être

entrepris qu'en 2003. Pendant cette période, l'inventaire des travaux de reconnaissance établie par le groupement d'études Bonnard & Gardel -Stucky sur le site du barrage était le suivant :

- Levé topographique du site du barrage ;
- Levé géologique du site du barrage ;
- Levé géologique de la cuvette de la retenue ;
- 918 m de forages carottés, avec levés systématiques des différents faciès rocheux, répartie comme suit :
 - 15 forages de 20 à 110 m de profondeur (8 verticaux et 7 inclinés à 30°) pour la fondation du barrage et la galerie de dérivation ;
 - 2 forages verticaux de 50 m de profondeur dans la zone d'emprunt des calcaires du Djebel Azerou ;
 - 2 forages verticaux de 30 m de longueur profondeur dans la zone d'emprunt de matériaux fins à proximité du transfert Azreou – Bouktone (sur le col).
- 35 essais dilatométriques dans 5 forages ;
- 159 essais de perméabilité Lugeon dans les forages de la fondation ;
- 2 galeries de reconnaissance de 50 m de longueur dans chaque rive du barrage avec levé géologique des faces rocheuses ;
- 3 essais de plaque dans la galerie de reconnaissance en rive droite ;
- 352 essais en laboratoire sur les caractéristiques mécaniques d'échantillons rocheux (densité humide, densité sèche, résistance à la compression sur échantillons saturés ou non, résistance à la traction sur échantillons saturés ou non, abrasivité) ;
- 19 analyses pétrographiques et minéralogiques d'échantillons rocheux en laboratoire ;
- 457 levés piézométriques du niveau de la nappe d'eau dans les forages ;
- 250 relevés de plans de discontinuité de la roche (en galerie ou en surface) ;
- 17 prélèvements d'échantillons des eaux des oueds Azerou et Bouktone avec analyse chimique. ;

I.2.4.1 Topographie

Le levé topographique existant du site était totalement incomplet notamment dans la zone des falaises ou celles-ci étaient simplement et grossièrement délimitées par une ligne joignant le haut et le bas du talus avec la mention « zone des falaises ».

Un levé topographique de l'axe à l'échelle 1/500 a été réalisé sur environ 25 ha autour du site du barrage. Ce levé a permis de mettre en relief les différentes barres rocheuses qui ressortent souvent en surplomb notamment dans la partie basse de la vallée.

Pour des raisons de sécurité, le levé topographique de la cuvette a été abandonné. Pour cette phase d'études, le relevé photogramétrique réalisé pour Promon a été réutilisé par le groupement d'études Bonnard & Gardel –Stucky [1].

I.2.4.2 Sondages

15 sondages carottés y'compris l'essai Lugeon pour la roche, ont été exécutés sur le site par l'entreprise HYDROTECHNIQUE (UTS) SB98 à SB2001 et par Trevi Italie SB2003.

Plus de la moitié des sondages sont inclinés pour recouper les différents faciès qui ont un pendage sub-vertical. Par ailleurs, deux sondages sur le col topographique et deux autres sur le site de la carrière ont été exécutés.

Un résumé de tous ces sondages ainsi que leurs profondeurs sont données dans le Tableau I.1 suivant :

Tableau I.1 : Caractéristiques et emplacements des sondages effectués / Source [ANBT]

No	Désignations	Profondeur et inclinaison	Situation
1	SB98-01	110 m incliné aval 30°N346°	Haut Rive gauche
2	SB98-02	70 m incliné aval 30°N337°	Mi pente Rive Gauche
3	SB98-03	40 m incliné aval 30°N360°	Fond de vallée
4	SB98-04	71 m incliné aval 30°N346°	Mi pente Rive Droite
5	SB98-05	110 m incliné aval 30°N342°	Haut Rive Droite
6	SB98-10	60 m incliné amont 30°N210°	Fond de vallée
7	SB98-10bis	40 m incliné aval 30°N23°	Fond de vallée
8	SC98-01	30 m Vertical	Col à proximité du chemin de wilaya
9	SC98-O1bis	30 m Vertical	Col à proximité du chemin de wilaya
10	SB2001-01	35m Vertical	Amont, Entrée DP
11	SB2001-02	20 m Vertical	Banc de calcaire gréseux
12	SB2002-03	20 m Vertical	Banc de calcaire marneux
13	SM2001-01	50 m Vertical	Carrière Djebel Azeou

14	SM2001-02	50 m Vertical	Carrière Djebel Azeou
15	SB2003-06	40,2m Vertical	Fond de vallée, dilatomètre, calcaire gréseux
16	SB2003-06bis	22 m Vertical	Fond de vallée, dilatomètre, calcaire gréseux
17	SB2003-07	40 m Vertical	Fond de vallée, dilatomètre, calcaire marneux
18	SB2003-08	40 m Vertical	Mi pente Rive Droite, dilatomètre, calcaire
19	SB2003-09	40 m Vertical	Mi pente Rive Droite, dilatomètre, calcaire

I.2.4.3 Dilatomètres

Les 35 essais dilatométriques réalisés dans les cinq forages sont représentés dans le tableau

2.2. Ils se répartissent de la manière suivante :

Tableau I.2 : Caractéristiques et localisation des mesures dilatométriques et modules d'élasticité /

Source [ANBT]

Forage N°	Niveau	Position	Géologie	Essai ^o	Profondeur (m)	E _{moyen} MPa
SB2003-	415.78	Lit de l'oued (dans une entaille rive gauche)	Calcaire légèrement	DRT01	10.00	15782
				DRT02	13.80	
				DRT03	20.18	
SB2003-06	415.23	Lit de l'oued	Calcaire légèrement gréseux	DRT04	4.35	20946
				DRT05	11.45	
				DRT06	14.25	
				DRT07	19.80	
				DRT08	24.55	
				DRT09	30.10	
				DRT10	35.30	
				DRT11	39.30	
SB2003-07	417.53	Lit de l'oued (au fond d'une entaille rive droite)	Calcaire marneux	DRT12	5.29	23993
				DRT13	9.22	
				DRT14	14.73	
				DRT15	19.25	
				DRT16	23.65	
				DRT17	27.97	
				DRT18	33.65	
				DRT19	39.35	
SB2003-08	456.33	Rive droite (à mi-pente)	Calcaire légèrement gréseux	DRT20	3.35	19239
				DRT21	10.60	
				DRT22	16.22	
				DRT23	19.55	
				DRT24	25.81	
				DRT25	30.66	
				DRT26	34.84	
				DRT27	38.93	

SB2003- 09	463.39	Rive droite (à mi-pente)	Calcaire marneux	DRT28	6.40	25110
				DRT29	10.15	
				DRT30	15.90	
				DRT31	20.15	
				DRT32	24.60	
				DRT33	29.38	
				DRT34	35.50	
				DRT35	38.90	

On constate que les résultats des mesures sont bien homogènes, ce qui laisse supposer que les essais ont été réalisés dans de bonnes conditions et consciencieusement.

I.2.4.4 Galeries de reconnaissance

Deux galeries de reconnaissance ont été exécutées à mi pente, l'une en rive gauche et l'autre en rive droite. Ils sont Situées respectivement aux cotes 469.6 NGA pour celle de la rive gauche et 453.8 NGA pour celle de la rive droite ; elles sont orientées de l'aval vers l'amont à travers les bancs avec une longueur moyenne de 50 m. Les galeries effectuées sensiblement à mi pente, montrent un rocher calcaire gréseux à calcaire marneux indifférencié à forte présence de calcite aussi bien dans la masse que dans les discontinuités [1].

Les plans de stratification, quand ils sont visibles, sont souvent soulignés par un remplissage de calcite de 0,1 à 1 cm parfois 2 cm. La verticalisation du massif a souvent été suivi par des déplacements le long de ces plans ; en témoigne les stries qui affectent les épontes qui sont toujours rugueuses. L'orientation des bancs est toujours N70° à N80° avec des pendages de 75° à 90° surtout vers le Nord parfois vers le Sud.

Ces galeries ont permis de mettre en relief quelques points importants pour l'observation des affleurements :

- La présence de plans de fissuration subhorizontaux assez longs, 10 parfois 20 m. Il en existe 3 à 4 par parois, parfois 5. Ils sont ondulés avec un remplissage (0,1 à 2-3 cm) calcitique parfois argileux et oxydé à surface rugueuse parfois striée ;
- La présence des karsts avec des sections importantes. Ils sont observables sur 1 m à 5 m de profondeur. Ils suivent souvent les plans de stratification mais parfois, ils traversent les bancs en suivant les fissures. Le remplissage est argilo-sableux brun avec parfois des racines. Les granulométries exécutées sur les matériaux de remplissage révèlent des limons sableux avec quelques graviers ;
- Des plans à très fort remplissage de calcite pouvant aller de 10 à 100 cm ;

- Les plans de stratification sont dans bien de cas remplis de calcite (voir plus haut). Ils ont été l'objet de déplacements qui sont soulignés par des surfaces striées.

I.2.4.5 Essais de plaque

Seuls trois essais effectués, un dans chaque direction, ils ont été réalisés dans la galerie de reconnaissance de la rive droite avec des mesures en cinq cycles de chargement /déchargement. Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau I.3 suivant :

Tableau I.3 : Modules de déformation obtenus aux essais de plaque [en MPa] / Source [ANBT]

N°essai	Direction	1 ^{er} cycle	2 ^{ème} cycle	3 ^{ème} cycle	4 ^{ème} cycle	5 ^{ème} cycle
PLTG01	perpendiculaire. aux	7843	15610	13058	12023	7158
PLTG02	parallèle. aux	13834	16013	19482	21381	13252
PLTG03	verticalement	22141	14825	13290	9922	9928

Les résultats sont relativement bien homogènes. Si l'on ne retient à nouveau que les modules obtenus aux 3^e et 4^e cycles de chargement, la moyenne de 14900 MPa. Cette valeur est plus faible que celle obtenue par les essais dilatométriques (21'700 MPa).

I.2.4.6 Essais physiques et mécaniques

Les échantillons prélevés dans les sondages ont été soumis à des essais physiques et mécaniques. Le tableau I.4 ci-dessous représente les valeurs caractéristiques moyennes et extrêmes avec leurs écarts type.

Tableau I.4 : Caractéristiques physiques et mécaniques des échantillons prélevés / Source [ANBT]

Caractéristique	$\gamma_h(g/cm^3)$	$\gamma_s(g/cm^3)$	*Rcn(bars)	Rcs(bars)	*Rtn(bars)	Rts(bars)
Nombre	79	22	53	25	39	23
Min	2,37	2,66	88,00	229,00	22,60	22,00
Max	2,70	2,77	1199,00	1111,00	98,00	123,00
Moyenne	2,65	2,72	464,21	516,36	57,27	64,35
Ecart type	0,04	0,03	231,49	213,51	19,98	27,94

*Rcn : Résistance à la compression simple naturelle.

*Rtn : Résistance à la traction Brésilienne naturelle.

On note que ces roches présentent, en moyenne des caractéristiques physiques et mécaniques assez élevées avec cependant des valeurs extrêmes très éloignées.

Des échantillons ont été prélevés dans un banc de calcaire gréseux dur (SB2001-02), dans un banc de calcaires marneux (SB2001-01) et dans les marnes (SB2002-03). Ils ont été soumis aux mêmes essais. Le tableau 2.5 suivant donne les caractéristiques par faciès.

Tableau I.5 : Caractéristiques physiques et mécaniques des échantillons par faciès / Source [ANBT]

• Calcaire gréseux : sondage SB2001-02

	$\gamma_h (g/cm^3)$	$\gamma_s (g/cm^3)$	Rcn (bars)	Rcs (bars)	Rtn (bars)
Moyenn	2,64	2,67	485,20	502,50	64,00
Ecarttype	0,03	0,00	200,35	161,93	9,90

• Calcaire marneux : sondage SB2001-01

	$\gamma_h (g/cm^3)$	$\gamma_s (g/cm^3)$	Rcn (bars)	Rcs (bars)	Rtn (bars)
Moyenn	2.65	2.67	458.40	257.75	0
Ecarttype	0.02	0.03	139.61	95.98	0

• Marne : sondage SB2001-03

	$\gamma_h (g/cm^3)$	$\gamma_s (g/cm^3)$	Rcn (bars)	Rcs (bars)	Rtn (bars)
Moyenne	2,61	2,66	362,71	290,50	66,00
Ecart type	0,02	0,00	120,42	37,48	27,62

Dans les forages, il est rarement possible de distinguer les calcaires gréseux des calcaires marneux. Les essais de compression simple à l'état naturel et saturé, donne un premier élément d'explication sur la réponse des faciès calcaires gréseux et calcaires marneux aux phénomènes d'érosion.

I.2.4.7 Essais de perméabilité

Pour la plupart des sondages, des essais Lugeon ont été exécutés par passes de 3 à 5 m avec des pressions poussées jusqu'à 10 bars au-delà de 40 m de profondeur. On note au total, 159 essais qui ont été réalisés et ils sont résumés dans le tableau 2.6 suivant :

Tableau I.6 : Résultats récapitulatifs des essais Lugeon / Source [ANBT]

Tranches	0-10m	10-20m	20-	30-40m	40-60m	60-110m	Total	%
0-1ul	6	13	11	7	14	15	66	42%
1-5ul	1	5	13	14	13	15	61	38%
5-10ul	2	5	2	2	-	-	11	7%
10-20ul	5	1	1	1	-	-	8	5%
>20ul	1	1	-	-	-	-	2	1%
Pertes Totales	5	4	2	-	-	-	11	7%
Total	20	29	29	24	27	30	159	100%

On constate que 127 essais soit 80 % des valeurs sont inférieures à 5 UL avec 42 % des valeurs inférieures à 1UL. Alors que seulement 12 % des valeurs sont comprises entre 5 et 20 UL. Le reste des essais (8%) donne des valeurs supérieures à 20 UL avec 11 pertes totales.

Ainsi, les faciès rencontrés sont en général peu perméables à imperméables exceptés dans les zones fracturées et karstifiées où on relève des perméabilités très fortes. La perméabilité mesurée décroît fortement avec la profondeur.

I.2.4.8 Niveau de la nappe

Le niveau de la nappe a été mesuré pendant la campagne de reconnaissances. Au fond de l'oued, le niveau de la nappe correspond au niveau de l'eau dans l'oued. Le Tableau I.7 illustre les niveaux d'eau maximums et minimums mesurés dans les différents sondages équipés par des piézomètres ainsi qu'un niveau typique relevé le 9 janvier 2002 [1].

Tableau I.7 : Niveaux de la nappe phréatique

Sondages	S98-01	S98-02	S98-03	S98-04	S98-05	S98-10	S98-10Bis	SB2001-01
Cote Sondage(NGA)	483.3	463.3	415.6	453.8	481.5	415.4	415.6	443.7
Cote Nappe (NGA)	417.0	409.6	415.1	417.3	417.2	415.4	414.99	418.32
Max	422.08	419.18	415.54	419.20	417.81	415.63	415.43	418.72
Min	415.15	407.05	415.04	417.12	415.82	414.53	414.21	416.92

Source [ANBT]

On constate que la nappe est relativement plane en rive droite. Il semble que le sondage SB98-05 draine mieux que le sondage SB98-04 lequel est pratiquement imperméable dans la zone noyée. C'est ainsi que l'on peut expliquer que le niveau d'eau soit plus bas dans le sondage SB98-05 que SB98-04.

En rive gauche la nappe s'affaisse légèrement, pendant les périodes de basses eaux, vers l'intérieur du massif au niveau du sondage S98-02. Cependant pendant les périodes de hautes eaux, elle remonte. Cette situation peut s'expliquer par la présence d'un karst près du S98-02 qui draine les eaux. Dès que la capacité de drainage de ce karst est saturée, le niveau d'eau remonte.

D'amont en aval, la nappe est relativement plate. Parfois, elle montre une légère pente vers l'aval parfois vers l'amont. Ceci montre que la perméabilité du massif et la réaction de la nappe à des changements de conditions hydrologiques variable beaucoup plus localement.

L'allure de la nappe est propre avec un massif à forte perméabilité, ceci s'explique par la présence des karsts qui confèrent au massif une perméabilité générale élevée. Les fissures des calcaires sont en général fermées et remplies de calcite, les sondages n'ont montré que rarement de cavités karstiques contrairement aux galeries qui révèlent une forte karstification.

On note que les fluctuations du plan d'eau sont plus importantes dans les forages de la rive gauche (S98-01 et 02). Ceci s'explique par la présence de zones plus fracturées et karstifiées proches du forage. Les pertes totales enregistrées dans le sondage S98-04, entre 11 et 26.5 m confirment cette hypothèse.

I.2.4.9 Qualité des eaux des oueds Bouktone et Azerou

Plusieurs analyses des eaux des oueds Bouktone et Azerou ont été effectuées. Le Tableau I.8 suivant synthétise les résultats de ces essais et la Figure I.2 montre l'emplacement de ces prélèvements.

Tableau I.8 : Minéralisations des eaux des oueds Bouktone et Azerou / Source [ANBT]

- Site du Barrage

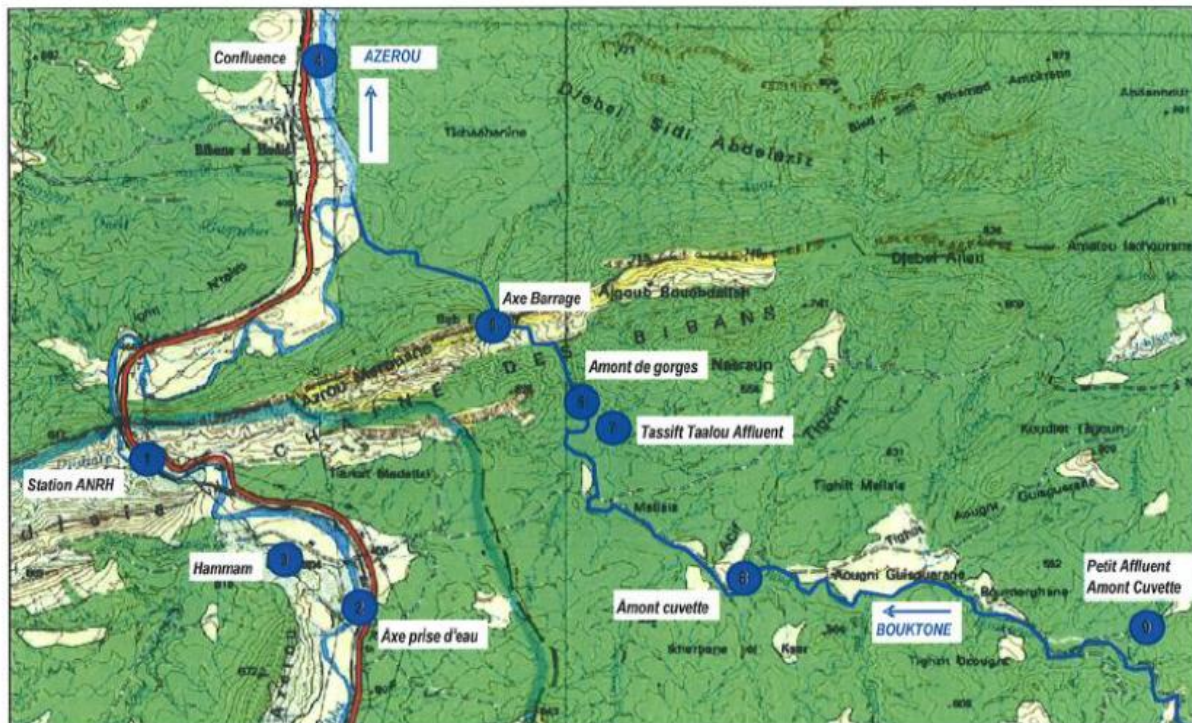
	Unit	Bouktone Site Barrage				Bouktone amont	Bouktone amont	
Lieux de prélèvement	n°	5				6	8	
Date		08.11.20	10.11.20	19.12.20	11.01.20	19.12.200	19.12.20	11.01.20
Minéralisations	mg/l	13950	14632	10726	5413	10571	8835	4848
Débit estimé		qq/s	qq/s	qq/s	>1m3/s	qq/s	qq/s	>1m3/s

- Site de Prise

	Unité	Azerou Site de prise				Azerou	Station ANR
Lieux de prélèvement	n°	2				1	
Date		08.11.20	10.11.20	19.12.20	11.01.20	19.12.20	11.01.20
Minéralisations	mg/l	3528	3726	3162	2889	6008	4507
Débit estimé		qql/s	qql/s	qql/s	>1m ³ /s	qql/s	>1m ³ /s

- Hammam, Confluence, et affluents

	Unité	Hamma m	Confluen ce	Petit Affluent Bouktone Amont cuvette	Petit Affluent Bouktone Rive
Lieux de prélèvement	n°	3	4	9	7
Date		10.11.20	08.11.20	19.12.2004	19.12.2004
Minéralisations	mg/l	15562	9982	3503	4687
Débit estimé		qql/min	qql/s	qql/min	qql/min



Extrait de la carte topographique (1/50'000) de la région du site de Portes de Fer

Figure I.2 : Situations des points de prélèvements des eaux. Source [ANBT]

I.2.5 Géologie du site et de la cuvette

I.2.5.1 Géologie du site

L'oued Bouktone traverse le massif des Bibans perpendiculairement à l'orientation générale de la chaîne qui suit une direction ENE – OSO. Le massif est formé par une alternance de bancs durs de calcaires peu gréseux, beiges en surface et gris noir à la cassure et des bancs de calcaires marneux plus tendres de couleur grise noire [1].

Les bancs durs de calcaires gréseux sont toujours en saillies réduisant fortement la largeur de la vallée tandis que les bancs tendres de calcaires marneux sont en légères dépressions élargissant localement la vallée.

Les bancs sont toujours sub-verticaux avec une direction N78° et un pendage de 75-90° parfois vers le Nord et parfois vers le Sud avec de légères ondulations vers le sommet des rives. Dans le détail en rive droite, les bancs sont ondulés vers l'aval tandis qu'en rive gauche, ils le sont vers l'amont en formant un « S » très ouvert que la carte géologique du site (Figure I.3) essaie de reproduire.

L'épaisseur des séquences dures et tendres est variable passe de quelques dizaines de centimètres à plusieurs mètres. A l'intérieur des séquences de calcaires gréseux, on note souvent de petites couches marneuses plus tendres de quelques centimètres à décimètres (l'épaisseur des bancs de calcaire gréseux durs varie de 1 dm à 2 m). La même situation se présente dans les séquences tendres où on note toujours des petits bancs plus indurés de calcaire (l'épaisseur des bancs de calcaire marneux varie de quelques cm à 1 m).

En remontant dans les rives, les niveaux de calcaires marneux sont moins mis en relief et se confondent dans le massif avec les bancs de calcaires gréseux. En fond de vallée, au gré des crues, dans la partie centrale, l'oued peut couler localement, directement sur le rocher tandis qu'à l'amont et à l'aval, on observe souvent un faible tapis alluvial; graviers, sable et cailloux avec de gros blocs à l'amont au droit de l'exutoire du petit talweg rive gauche. L'épaisseur de ce niveau est toujours faible.

A la sortie de la gorge, au nord, après le S98-10, on observe, en rive droite, une terrasse alluviale, composée de limons, de sable et de graviers, de faible extension latérale qui va jusqu'au talweg rive droite.

Une terrasse dite haute est cartographiée avec une faible extension en rive droite en contrebas de la piste qui mène vers la galerie à la cote 440 NGA. Cette terrasse est constituée de graviers sable et cailloux pris dans une matrice argileuse.

Sur le terrain, les séquences de calcaires marneux et de calcaire gréseux se démarquent nettement de façon morphologique. Cependant, aussi bien dans les sondages que dans les galeries, la distinction des deux faciès est bien difficile. On relève surtout des calcaires plus ou moins marneux, gris noirs parfois légèrement schistosés, rarement des calcaires francs qui sont plus clairs et plus compacts (Voir la *carte géologie du site de Portes de Fer dans l'annexe 1*).

I.2.5.2 Géologie de la cuvette

D'un point de vue morphologique, la cuvette, juste à l'amont de l'axe du barrage, est très étroite et fortement accidentée avec des pentes très fortes sur environ 850 m. Elle se radoucit et s'étale ensuite sur les 2 km restants avec un fort couvert végétal. Une zone de col très large et très vaste culminant à la cote 496 NGA environ est relevé en rive gauche à environ 1400 m à l'amont de l'axe. Ce col relie les bassins versants des oueds Bouktone et Azerou. Ces deux morphologies soulignent la géologie de la région avec des faciès calcaires compacts et durs à l'aval et des marnes tendres à l'amont.

Dans les faciès indurés à l'aval, le chevelu hydrographique est d'orientation Est-Ouest suivant, très souvent, les plans de stratification à la faveur des bancs tendres plus facile à éroder formant parfois de longs canyons. Les changements brusques de direction se font souvent en faveur des failles ou des grands accidents. L'oued Bouktone suit un réseau de fractures amont aval et change de direction pour suivre parfois, sur de longues distances, des couches plus tendres où parfois franchement marneuses.

D'un point de vue tectonique, la partie aval, située dans l'alternance de calcaires gréseux et marneux, est affectée par une série de failles qui ont été relevées et remises sur la carte géologique de la cuvette. Ces failles sont toujours d'orientation générale amont - aval.

I.2.6 Matériaux de construction

La recherche des matériaux de construction a été conduite avec le souci de réaliser un ouvrage rigide. En effet, et d'après l'étude faite sur le choix du type de barrage dont on parlera dans le Chapitre III, il a été conclu que les aspects topographiques et géologiques pénalisent les ouvrages couvrant une vaste superficie de fondation tel que les barrages en remblai.

Les alternances de calcaire gréseux et calcaires marneux sur le site du barrage ne peuvent être séparées facilement. Aussi leur exploitation en matériaux de construction sera difficile et coûteuse. Les recherches ont été orientées vers les affleurements du Djebel Azerou.

Le site de carrière possédant les coordonnées (X = 623 514 ; Y = 4 003 162) est situé au droit de l'axe de l'ouvrage de prise en rive gauche de l'oued Azerou à environ 3.3 km au Sud Sud Ouest du site du barrage, à vol d'oiseau.

Un petit front d'une trentaine de mètre de hauteur sur 50 m de large a été ouvert récemment par l'entreprise privée SARL STATION AGREGATS Azerou de M. SAISI. Il s'agit d'un massif de calcaires dolomitiques compacts appartenant au Crétacé moyen, d'après les cartes géologiques au 1/50 000 de Mansourah et celle de l'Algérie au 1/500 000. Ces calcaires dolomitiques sont durs, très résistants et massifs, d'épaisseur décamétriques à métriques, avec une orientation de N50° et un pendage de 30° vers le Nord.

Deux prélèvements de roche ont été effectués en surface. Ils ont été soumis à une série d'essais physiques et mécaniques.

Tableau I.9 : Récapitulatif des essais physiques et mécaniques de la carrière / Source [ANBT]

CARRIERE D'ENROCHEMENT D'AZEROU:								
Echantillons prélevés en blocs								
Sondage N°	Ech. N°	γ_h g/cm³	γ_s g/cm³	Indices des Vides [%]	*Rcn [bars]	**Rtn [Bars]	Los-Angeles	Teneur en carbonates
Roche blanche	Bloc	2,595	2,696	0,038	727,00	63,00	21,00	100,00
Roche rouge	Bloc	2,758	2,842	0,030	312,00	(fissuré) 30,00	19,00	-

*Rcn : Résistance à la compression simple naturelle.

**Rtn : Résistance à la traction Brésilienne naturelle.

On constate que les calcaires dolomitiques sont en général denses avec une porosité faible, des valeurs de résistance à la compression et à la traction élevées. La saturation des échantillons n'altère pas leurs caractéristiques mécaniques. Les résultats de résistance aux chocs et à l'abrasion révèlent des roches pouvant fournir des agrégats de bonne qualité pour la confection de béton (ordinaire ou en BCR) nécessaires pour la réalisation du barrage.

Le Djebel Azerou s'étend sur environ 4 km de longueur et 1 km de largeur sur des épaisseurs exploitables de plus de 100 m. Ceci équivaut à des volumes de plusieurs millions de m³. En résumé de l'étude géologique et géotechnique du site du barrage de Portes de Fer, on retiendra que :

- La qualité des roches en place sur l'axe du barrage convient très bien à la construction d'un tel ouvrage ;

- La morphologie du site n'est pas favorable à un barrage en remblai car il a été conclu que les aspects topographiques et géologiques du site pénalisent les ouvrages couvrant une vaste superficie de fondation.
- Il n'y a pas de matériau de construction à proximité immédiate du site ;
- Une zone d'emprunt de calcaires de très bonne qualité se trouve à quelques kilomètres du site du barrage.
- La karstification du massif calcaire est importante ;
- La possibilité des fuites dans la cuvette ne peut être écartée et nécessitera la mise en œuvre de dispositions constructives (voile d'injection, tapis étanche) ;
- La qualité des eaux des oueds mobilisés est médiocre aussi bien pour l'utilisation durant le chantier qu'en exploitation.

I.3 Synthèse des études hydrologique et de transport solide

I.3.1 Description des bassins versants

Les bassins versants des oueds Azerou et Bouktone couvrent respectivement des superficies de 605 km² et 207 km² jusqu'à la traversée de la chaîne des Bibans [1]. Ils sont adjacents et forment la partie centrale amont du bassin versant de la Soummam. La Figure 3.1 montre leur situation dans le bassin de la Soummam.

Leurs oueds prennent sources sur les monts du Hodna. Ces bassins versants sont de type montagneux. Les plus hauts sommets culminent vers 1800 mètres. Les étages supérieurs sont généralement découverts. A partir de 1000 mètres environ, les sommets et les plateaux sont bien recouverts par les forêts de Mansoura, des Bibans et d'Ouenmourha. Plus bas, les fonds de vallées sont souvent dégarnis. Sur l'ensemble, on peut estimer la couverture forestière à environ 30 % de la surface totale.

Le bassin de l'oued Azerou, en forme d'éventail, se caractérise par un réseau hydrographique relativement dense. Son principal affluent est l'oued Messissi qui draine la partie orientale du bassin. Il prend source dans les monts de Mansoura, au djebel Rais Mellez (1256 m), puis il longe la route Nationale N° 05. Il prend le nom d'oued Chebba à la sortie du village de Mansoura. Sur son parcours, il est rejoint successivement par les oueds Feriridj, Ayache et Agoules, qui prennent respectivement source au djebel er Rébéa (1414 m), au djebel Choukchot (1832 m), et sur l'Amalou Mahroum (1352 m).

Le bassin versant de l'oued Bouktone est de forme allongée, moins compacte que celui de l'oued Azerou. Son réseau hydrographique est constitué principalement de l'oued M'zita qui prend

source au djebel Arhoud (1301 m). A sa confluence avec l'oued Amar, dont la source est au djebel Ain Tiffest (1394 m), il devient l'oued Bouktone (Boukton sur les cartes plus anciennes), il traverse ensuite la forêt des Bibans, puis la chaîne des Bibans pour aller rejoindre l'oued Azerou (ou Chebba) environ 2 km à l'aval du site projeté pour le barrage



Figure I.3 : Bassin versant de la Soummam

Source [ANBT]

Les principales valeurs des caractéristiques géomorphologiques des deux bassins étudiés sont représentées dans le tableau I.10 suivant :

Tableau I.10 : Caractéristiques principales des deux bassins versants

Caractéristiques	Unité	Bassin de l'oued d'Azerou	Bassin de l'oued Bouktone
Superficie	km ²	401	207
Périmètre	km	110	78
Longueur du talweg	km	40	24
Altitude maximale	msm	1862	1705
Altitude minimale	msm	445	449
Altitude moyenne	msm	880	892
Indice de compacité	-	1.25	1.52
Indice de pente global	%	3.54	5.23

Source [ANBT]

I.3.2 Etude pluviométrique

A partir des stations de Portes de Fer et Medjana, Le groupement d'étude Bonnard & Gardel – Stucky a établi une série de pluie moyenne annuelle de référence entre juin 1914 et octobre 1997 avec des interruptions durant les années 1952 et 1953 ainsi que durant la période 1962-1968. Les pluies journalières maximales disponibles aux stations de mesures considérées ont été ajustées à différentes lois de distribution, c'est la loi de Gumbel qui a donné le meilleur ajustement.

Le Tableau I.11 donne l'intensité maximale des pluies de durée égale au temps de concentration des bassins, déduites de la loi intensité – durée – fréquence et des pluies journalières maximales.

Tableau I.11 : Pluies maximales de durée égale au temps de concentration des bassins versants [mm] et entre parenthèse en [mm/h] / Source [ANBT]

Bassin Versant	Période de retour		
	10 ans	100 ans	1000 ans
Oued Azerou ; tc = 9.5 h	53 (5.6)	75 (7.9)	101 (10.6)
Oued Bouktone ; tc = 5.6 h	43 (7.7)	61 (10.9)	82 (14.6)

I.3.3 Etude des apports

Il existe dans le bassin de l'oued Azerou, une station de mesures de débits située à l'exutoire c'est la station de Portes de Fer (15-04-01). Cette dernière est en fonction depuis 1968. On dispose donc d'une base de données de 25 années d'observation jusqu'en 1993. La série mesurée montre une grande irrégularité des apports (voir Figure 3.2 ci-dessous). Les valeurs extrêmes, observées en 1971 et en 1993 sont respectivement de 60.5 hm³ et de 5.3 hm³. L'apport moyen annuel calculé sur la base de cette série est de 18.2 hm³.

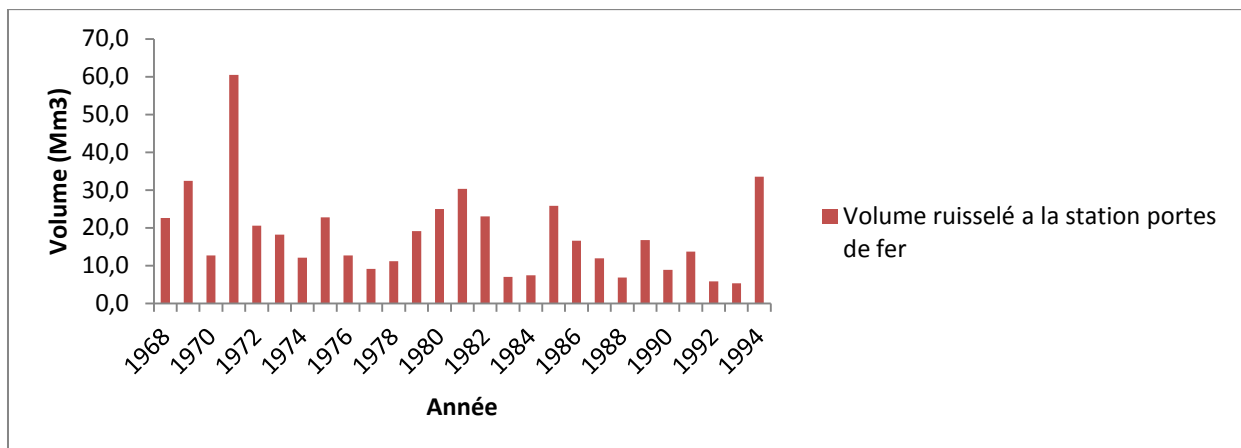


Figure I.4 : Volume annuel ruisselé à la station de Portes de Fer (données ANRH)

I.3.4 Etude des crues

A la station de Portes de Fer, sur l'oued Azerou, en plus des mesures de débits moyens journaliers, on a mesuré également des débits maximaux journaliers. A cette station, on dispose de cette information sur la période 1968 à 1988, c'est-à-dire pour 21 années d'observation.

Les débits maximaux annuels extrêmes observés durant cette période sont de 450 m³/s et de 7 m³/s, respectivement en 1979 et 1984. Ceci démontre la grande irrégularité du ruissellement de ce bassin.

La Figure I.7 montre chronologiquement les débits de pointe maximaux annuels mesurés.

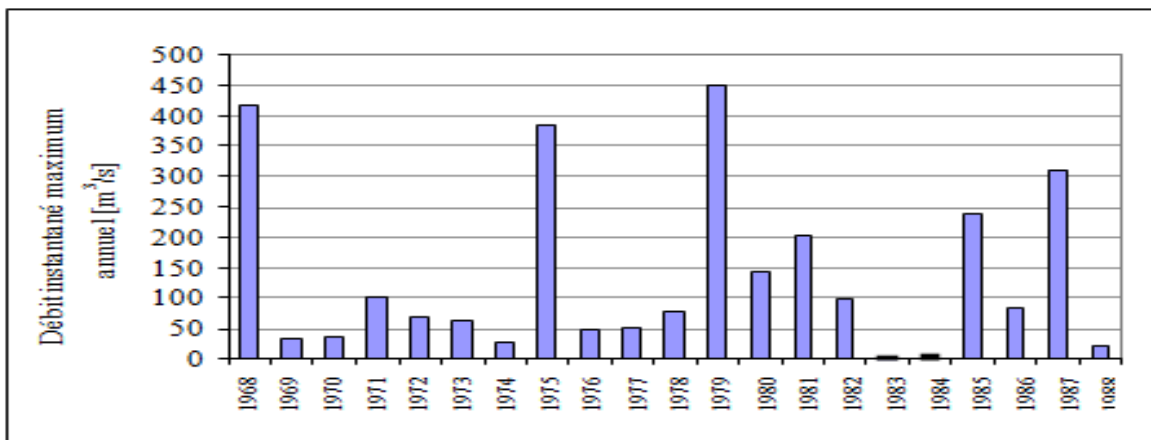


Figure I.5 : Débits maximaux annuels mesurés à la station de Portes de Fer [m³/s] / Source [ANRH]

Le Tableau I.12, ci-dessous, donne les valeurs de débits de pointe à retenir après ajustement de cet échantillon à différentes lois statistiques :

Tableau I.12 : Débits de pointe pour les bassins de l'oued Azerou et de l'oued Bouktone au passage de la chaîne des Bibans / Source [ANBT]

Période de retour	Oued Azerou	Oued Bouktone
T=10 ans	340 m ³ /s	150 m ³ /s
T=100 ans	730 m ³ /s	245 m ³ /s
T=1000 ans	1300 m ³ /s	435 m ³ /s

A noter que l'étude des crues a été élaborée par quatre approches distinctes :

- Une approche statistique sur les mesures de la station de Portes de Fer.
- Une approche empirique par l'utilisation de formules utilisées dans le cadre d'autres aménagements en Afrique du nord.

- Deux approches 'classiques', par la méthode des isochrones et celle du Gradex.

I.3.5 Evaporation

L'évaporation à la surface de la retenue serait approximativement égale à 1640 mm par an pour le site du barrage. Le Tableau I.12 donne la répartition mensuelle de cette évaporation qui correspond à celle qui a été calculée pour le barrage du Ksob.

Tableau I.13 : Répartition mensuelle de l'évaporation à la surface de la retenue [mm] / Source [ANBT]

Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Annuel
164	115	82	82	82	66	98	115	148	197	278	213	1640
10%	7%	5%	5%	5%	4%	6%	7%	9%	12%	17%	13%	100%

I.3.6 Transport solide

Le transport solide est un paramètre important qui permet de dimensionner la tranche morte du futur aménagement.

Puisqu'il n'existe pas de mesures adéquates des transports solides des oueds Azerou ou Bouktone, le transport solide a été estimé par des formules empiriques.

Les différentes formules empiriques définissent un apport solide moyen compris entre 1400 et 1600 t/km²/an, la méthode comparative des valeurs entre 1600 et 3400 t/km²/an. Les formules empiriques donnent des valeurs visiblement sous estimées, au vu des expériences faites sur d'autres bv. La prise en compte d'un apport solide moyen d'environ 2500 t/km²/an semble être un ordre de grandeur correct [1].

Le Tableau I.14 résume les apports annuels moyens de sédiments auxquels il faut s'attendre sur les oueds Azerou et Bouktone à la traversée de la chaîne des Bibans.

Tableau I.14 : Apports moyens annuels de sédiments des oueds Azerou et Bouktone / Source [ANBT]

	Oued Azerou	Oued Bouktone
Erosion spécifique [t/km ² /an]	2500	2500
Superficie du bassin [km ²]	401	207
Apports moyens annuels [t/an]	1000000	500000

I.4 Synthèse de l'étude sismique

I.4.1 Données historiques

Vu la distance importante et l'effet d'atténuation, on notera que le séisme d'Alger de mai 2003 n'aura aucun impact sur la sismicité à prendre en compte pour le site des Portes de Fer.

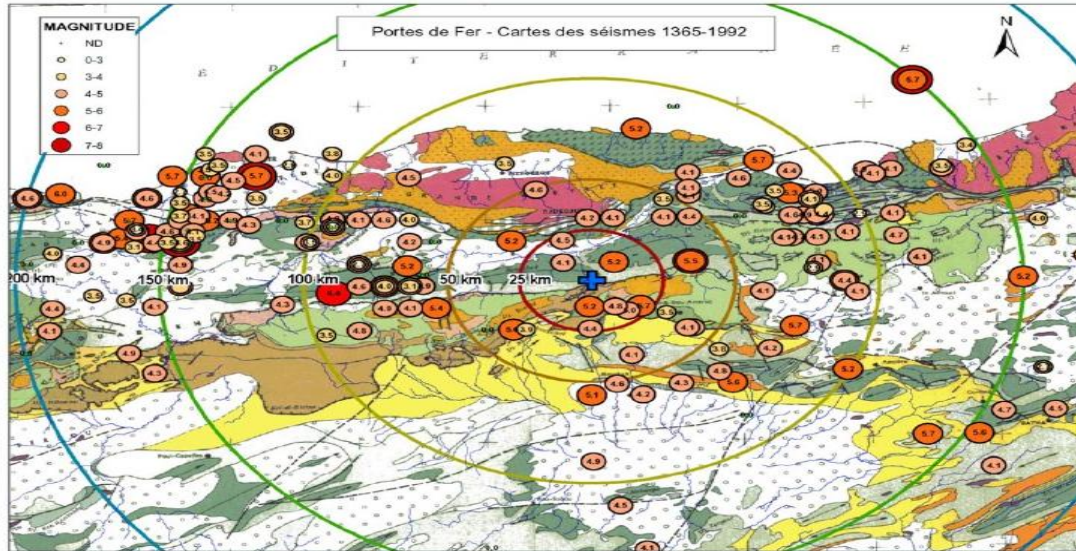


Figure I.6 : *Cartes des magnitudes des séismes historiques sur fond tectonique, Source [ANBT]*

Le Groupement d'étude sur le site du barrage de Portes de Fer a proposé dans le site de retenir une accélération de pointe au sol de $0.35xg$ pour le séisme maximum probable (MCE) et de $0.15xg$ (probabilité de retour de l'ordre de 1000 ans) pour le séisme d'exploitation (OBE) du barrage de Portes de Fer.

I.4.2 Classification du site selon les Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/2003 »

Notre barrage « Portes de Fer » est classée selon sa destination, à savoir l'approvisionnement en eau potable des communes avoisinantes de la wilaya de Bordj Bou Arreridj, ainsi que par son importance, à savoir une hauteur de 74m. Donc, d'après le paragraphe 3.2 du règlement parasismique Algérien (RPA 99-V2003), notre ouvrage est classé selon le groupe d'usage **(1A)**.

D'après la carte de micro zonage de l'Algérie (RPA99/2003) représentée dans la Figure I.9 et selon le paragraphe 4.2.3 du règlement parasismique Algérien en vigueur, notre barrage est situé dans la zone sismique **(IIa)**.

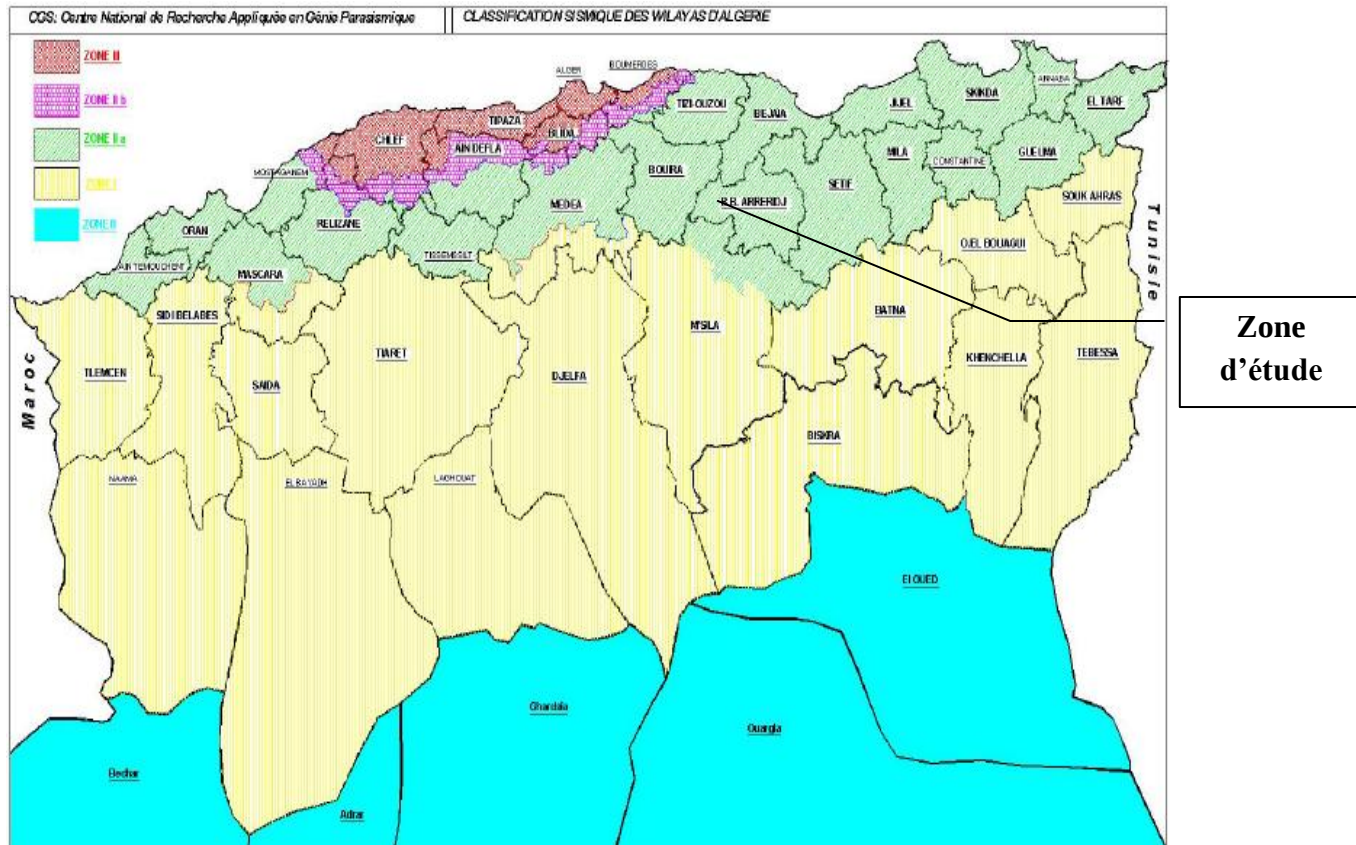


Figure I.7 : Carte de micro zonage de l'Algérie (selon le RPA-99- Addenda 2003)

Selon le Tableau I.15 donné par les « RPA », le coefficient d'accélération de notre zone d'étude est égal à **0.25**

Tableau I.15 : Coefficient d'accélération de zone "A" [RPA-99-V2003]

	ZONE			
Groupe d'usage	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

En conclusion, l'accélération retenue pour la suite de notre travail est **$A_g=0.25 \cdot g$**

I.5 Composition de la variante retenue dans l'étude de faisabilité

I.5.1 Digue

L'ouvrage de retenue proposé est un barrage poids en béton. Le parement amont sera vertical et le parement aval aura une pente de 0.8H / 1.0V. La hauteur maximale du barrage sera de 73.4 m pour une épaisseur de près de 58 m. Le couronnement aura une longueur de 180 m pour une largeur de 5 m. La mise en œuvre du corps du barrage sera faite par du béton compacté au rouleau (BCR). Les autres éléments du corps de barrage de par leurs faibles épaisseurs (couronnement, déversoir de crue) où par leurs caractéristiques mécaniques (parement amont, galerie de pied, coursier de l'évacuateur de crue) seront réalisés en béton conventionnel vibré (voir Figure I.10) [1].

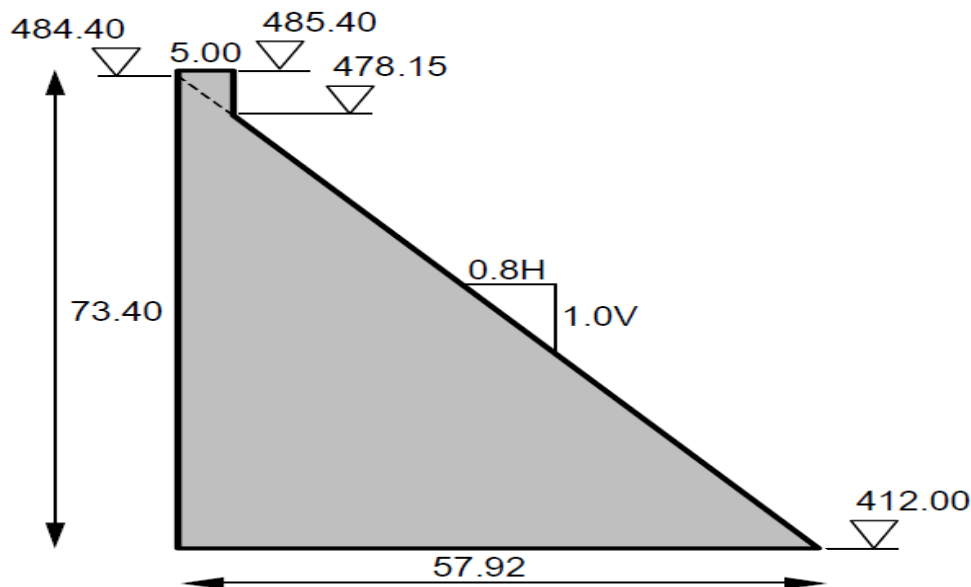


Figure I.8 : Section type non déversante du barrage Source [ANBT]

I.5.2 Evacuateur de crue

Le barrage-poids conduit naturellement au choix d'un évacuateur de crue directement sur l'ouvrage. De plus, dans le cas du barrage de Portes de Fer, l'affluent direct de la retenue, de l'oued Bouktone ne présente que de faibles crues extrêmes. Ces deux considérations permettent de concevoir un évacuateur de crue avec déversoir libre sur le couronnement et coursier contre le parement aval du barrage.

Le déversoir libre offre d'énormes avantages :

- Une fiabilité à toute épreuve, aucun élément mécanique pouvant se bloquer ;
- Une maintenance minimale voire inexistante ;

- Une indépendance de facteurs extérieurs (humain, énergie ...) pour fonctionner.

I.5.3 Dérivation provisoire

La dérivation pendant la construction du barrage vise à créer une zone hors d'eau afin de protéger les matériaux, les machines et les hommes contre les assauts de la rivière. Cette protection doit être efficace tout au long de l'année, particulièrement en période de crue.

Globalement, deux types de dérivation sont envisageables. Un contournement complet du chantier par la déviation du cours d'eau vers un nouveau lit (en général un tunnel) où un balancement d'une rive à l'autre du cours d'eau en isolant une partie du lit naturel par des digues de protection.

Le contexte topographique très étroit (jusqu'à 4 ou 5 m de large) et très escarpé (gorges) du site d'implantation du barrage de Portes de Fer ne permet pas d'envisager un balancement de la rivière d'une rive à l'autre. La dérivation provisoire de l'oued Bouktone ne peut être conçue que par un tunnel. Les conditions géologiques, calcaires marneux, et topographiques, rives escarpées (couverture suffisante atteinte rapidement), sont favorables à la réalisation d'un tunnel.

Vu le changement de direction brutal de l'oued juste avant le site du barrage, la prise de la dérivation sera évidemment placée en rive droite, à l'amont du coude. Le batardeau amont aura pour mission de détourner toutes les eaux de l'oued vers la galerie. Le tunnel passera sous le flanc droit du barrage et la restitution de la dérivation se fera juste à l'aval du barrage tout en laissant la place au batardeau aval empêchant la remontée des eaux, sortant de la dérivation, vers le chantier du barrage.

Du point de vue économique et pour un débit de dimensionnement de $170 \text{ m}^3/\text{s}$ (Q_{15}), le rayon optimum du tunnel de dérivation est de 2.6 m. La hauteur correspondante pour le batardeau amont est de 9.4 m.

I.5.4 Vidange de fond

La vidange de fond aura deux fonctions principales :

- ✓ Participer à la gestion de l'alluvionnement ;
- ✓ Participer à la gestion du niveau de la retenue.

L'axe de la vidange de fond est placé à proximité de l'axe de la prise d'eau. Cette proximité permettra, grâce à des purges régulières au travers de la vidange de fond, d'aspirer la vase qui serait déposée au pied des bouches de la prise d'eau, retardant ainsi leur mise hors service (en tout cas de la bouche inférieure).

Par son ouverture, la vidange de fond peut aussi participer au réglage du niveau de la retenue de plusieurs façons :

- Contrôler la montée du lac pendant le premier remplissage de la retenue, par exemple en cas de venue d'une forte crue ;
- Anticiper la venue d'une crue annoncée par un abaissement préventif du niveau de la retenue lorsque celle-ci est pleine ;
- Vider la retenue (au plus bas au niveau de la prise de la vidange) pour des entretiens où des réparations sur le parement amont du barrage ou sur les bouches de la prise d'eau usinière

La vidange de fond a été placée en rive droite au pied du parement amont au niveau 446 m (axe de la prise et de la conduite).

Le choix de la rive droite a été dicté par :

- La possibilité de faire passer la vidange de fond à travers le tunnel de la dérivation provisoire ;
- Le fait que la rive droite est moins raide que la gauche.

Le débit maximal de la vidange de fond, apparaîtra lorsque les vannes sont complètement ouvertes, le débit alors sera d'environ 52 m³/s avec une conduite de diamètre 1.7 m.

I.5.5 Prise d'eau

Cet aménagement est prévu pour stocker les eaux des oueds Bouktone et Azerou en vue de leur réutilisation à des fins d'alimentation en eau potable des localités de la région [1].

La prise d'eau est conçue en conséquence. Les objectifs à atteindre par cet ouvrage sont :

- Permettre d'exploiter en tout temps, pour autant qu'il y ait de l'eau en suffisance, la retenue selon les objectifs de consommation définis par la régularisation ;
- Capter l'eau de la meilleure qualité possible dans la retenue ;
- être adapté au mode de construction du barrage.

Il est proposé de placer la prise d'eau indépendamment du barrage, fixée contre le parement amont. Selon le choix de l'entreprise, son montage pourra être déphasé du bétonnage du corps du barrage où être fait en parallèle.

Afin d'assurer une exploitation sur le long terme et compte tenu de risques sévères d'alluvionnement de la retenue, il est prévu de placer l'axe de la prise au plus près de celle de la vidange de fond. Une purge régulière de cette dernière permettra de ralentir l'envasement de la prise en créant un cône libre d'alluvions autour d'elle. La conduite de la prise a un diamètre constant de 800 mm sur toute sa longueur.

Conclusion

Le mémoire de synthèse des travaux d'étude de la phase d'avant-projet est un document très important dans l'étude d'avant-projet détaillé d'un barrage. Il résume les études préliminaires faites pendant l'étude de faisabilité telle que l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

Les caractéristiques principales du barrage de Portes de Fer (toujours selon l'ANBT) sont :

A - Situation générale et apports hydrologiques

- Le site de barrage de Portes de Fer se trouve au Centre Est de l'Algérie à mi distance entre Bouira et Bordj Bou Arreridj dans la commune d'El Mehir, à environ 160 km d'Alger.
- Les bassins versants des oueds Azerou et Bouktone couvrent respectivement de superficies de 401 km² et 207 km² jusqu'à la traversée de la chaîne des Bibans.
- Les apports moyens annuels de l'oued Azerou sont de 18 hm³ et ceux de l'oued Bouktone 10 hm³. En considérant qu'il est possible de transférer entre 60 et 70% des apports de l'oued Azerou, le volume disponible annuellement est d'environ 23 hm³.
- Le débit de pointe de crue du projet (T=1000 ans) est estimé à 435 m³/s.

B - Les eaux des oueds Azerou et Bouktone sont très chargées en minéraux de toutes sortes. En l'état, elles ont impropres à la consommation humaine, animale ou végétale. Il convient donc de prévoir un traitement de ces eaux pour leur consommation.

C - Les matériaux de construction pour la réalisation du barrage et de ces ouvrages annexes sont disponibles en quantité et qualité à des distances raisonnables du site.

D - La géologie du site est favorable à l'implantation d'un barrage en béton, mais elle est en revanche plus problématique pour l'étanchéité de la retenue. En effet, de nombreux karsts ont été identifiés dans les couches de calcaire dur de la chaîne des Bibans. Le barrage étant en partie implanté sur ces couches, il faut parer le risque de fuites vers l'aval par un voile d'injection conséquent.

E – Le barrage Portes de Fer représente un espoir pour 80 000 habitants (communes Mansourah, Medjana, El Mehir, Haraza, Ben Daoud et Ouled Sidi Brahim) pour l'alimentation en eau potable et même la réalisation d'unités industrielle dans l'agroalimentaire, ce qui va permettre le décollage économique de la région la plus pauvre de la wilaya de Bordj Bou Arreridj.

Chapitre II : **Etude Hydrologique**

Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et a pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins, soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

Les études hydrologiques pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique sont donc très indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région. A défaut, on appliquera les méthodes déterministes.

Dans ce présent chapitre, la première partie de l'étude hydrologique, à savoir le calcul des caractéristiques morpho métriques, hydrographiques et climatiques ainsi que l'étude des apports et des crues se feront que pour le bassin versant de l'oued Bouktone, étant donné que le barrage Portes de Fer est placé sur ce dernier. Le volume d'eau transféré à partir du bassin versant de l'oued Azerou interviendra dans la détermination du volume utile de notre barrage, et ceci dans l'étude de régularisation (deuxième partie). Ainsi, nous allons refaire les calculs hydrologiques en se basant sur une nouvelle série pluviométrique d'une autre station (Portes de fer – code ANRH 15-04-01).

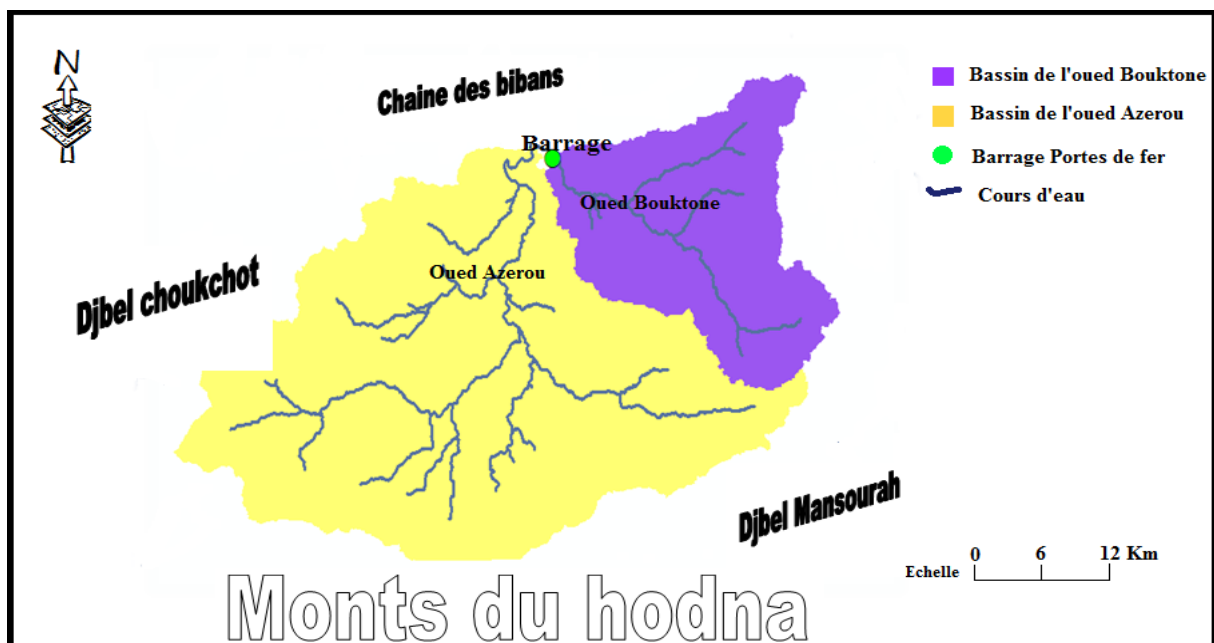


Figure II.1 : Présentation des deux bassins des oueds Bouktone et Azerou

Partie 1 :

Calcul des caractéristiques du bassin versant et étude des apports et des crues

II.1 Caractéristiques morpho métriques du bassin versant

II.1.1 Paramètres géométriques

a) Superficie du bassin versant

La délimitation du bassin versant de l'oued Bouktone a été réalisée avec le logiciel ArcGIS en utilisant un modèle numérique de terrain sous format raster, appelé GLOBAL DIGITAL ELEVATION MODEL (DEM). La surface du bassin obtenue est la suivante :

$$S = 211,23 \text{ Km}^2$$

b) Périmètre du bassin versant

Le périmètre est donné par le même logiciel :

$$P = 80,45 \text{ Km}$$

c) La longueur du thalweg principal

Le talweg le plus long est de :

$$L_{tp} = 24 \text{ Km}$$

II.1.2 Paramètres de forme

a) Indice de compacité de Gravellius «Kc»

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé) :

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec : P : périmètre du bassin versant.
S : surface du bassin versant.

$$K_c = 1,55$$

$K_c > 1 \rightarrow$ Notre bassin est alors « allongé », on peut donc dire que le temps de concentration des eaux sera relativement court.

b) Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation suivante :

$$C_a = \frac{L_{tp}^2}{S} \dots\dots\dots (II.2)$$

Avec : L_{tp} : longueur du talweg principal ; $L_{tp} = 24 \text{ Km}$
S : superficie du bassin versant ; $S = 211,23 \text{ Km}^2$

$$C_a = 2,73$$

c) Rectangle équivalent

C'est une notion introduite par M.ROCHE. Elle consiste à transformer le bassin versant en un rectangle de longueur L et de largeur l en gardant la même surface réelle, ceci permet la comparaison entre les bassins versant d'un point de vue influence de la forme sur l'écoulement. Ces deux paramètres rentrent dans d'autres formules par la suite [2].

La longueur est donnée par la formule suivante :

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

Avec : K_c : Indice de compacité
 S : Surface du bassin [Km^2]

La largeur est donnée par la formule suivante :

$$l = \frac{P}{2} - L \dots\dots\dots (II.4)$$

Avec : P : Périmètre du bassin versant [Km^2]
 L : Largeur du rectangle équivalent [Km^2]

AN:

$$L = 33,67 \text{ Km}$$

$$l = 6,56 \text{ Km}$$

La représentation graphique du rectangle équivalent es donnée dans la figure II.2 :

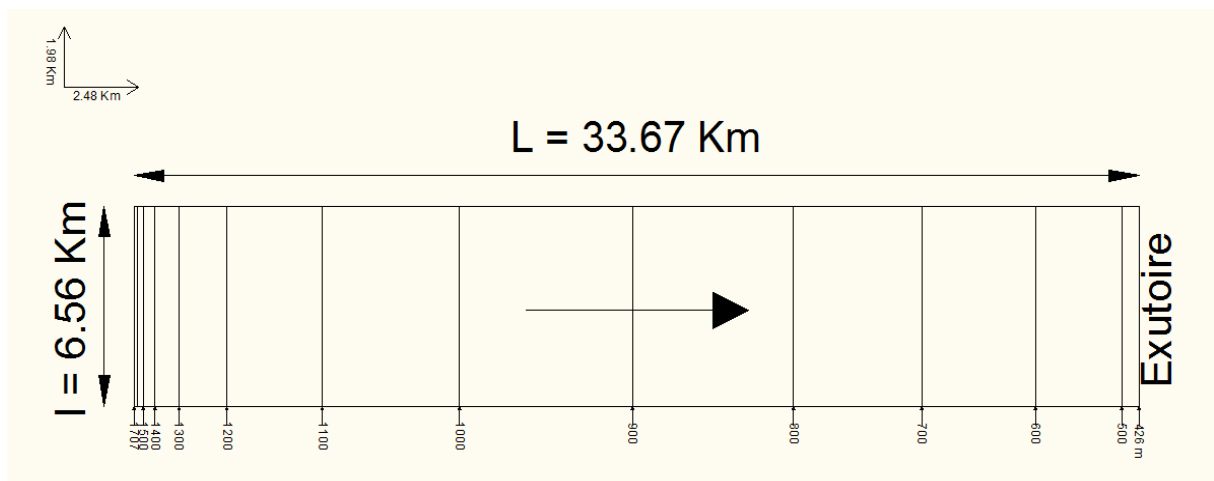


Figure II.2 : Rectangle équivalent

II.1.3 Paramètres du relief

II.1.3.1 Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles, cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Elle représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude [2].

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

Les classes de superficie en fonction de l'élévation pour notre bassin ont été établies par le logiciel Arc Gis et sont données par le Tableau II.1 et représentées dans la Figure II.3

Tableau II.1 : Les classes de superficie en fonction de l'élévation

Classes d'Altitudes (m.NGA)	H _i (m)	Surfaces			
		Partielles		Cumulées	
		Si (Km2)	Si (%)	Si (Km2)	Si (%)
1707-1600	1653,5	0,53	0,25	0,53	0,25
1600-1500	1550	1,44	0,68	1,97	0,93
1500-1400	1450	2,33	1,1	4,3	2,03
1400-1300	1350	4,89	2,32	9,19	4,35
1300-1200	1250	10,28	4,87	19,47	9,22
1200-1100	1150	19,89	9,43	39,36	18,65
1100-1000	1050	28,71	13,61	68,07	32,26
1000-900	950	36,32	17,21	104,39	49,47
900-800	850	33,67	15,96	138,06	65,43
800-700	750	26,64	12,63	164,7	78,06
700-600	650	24,07	11,41	188,77	89,47
600-500	550	18,37	8,71	207,14	98,18
500-426	463	4,05	1,92	211,23	100,00
Somme		211,23			

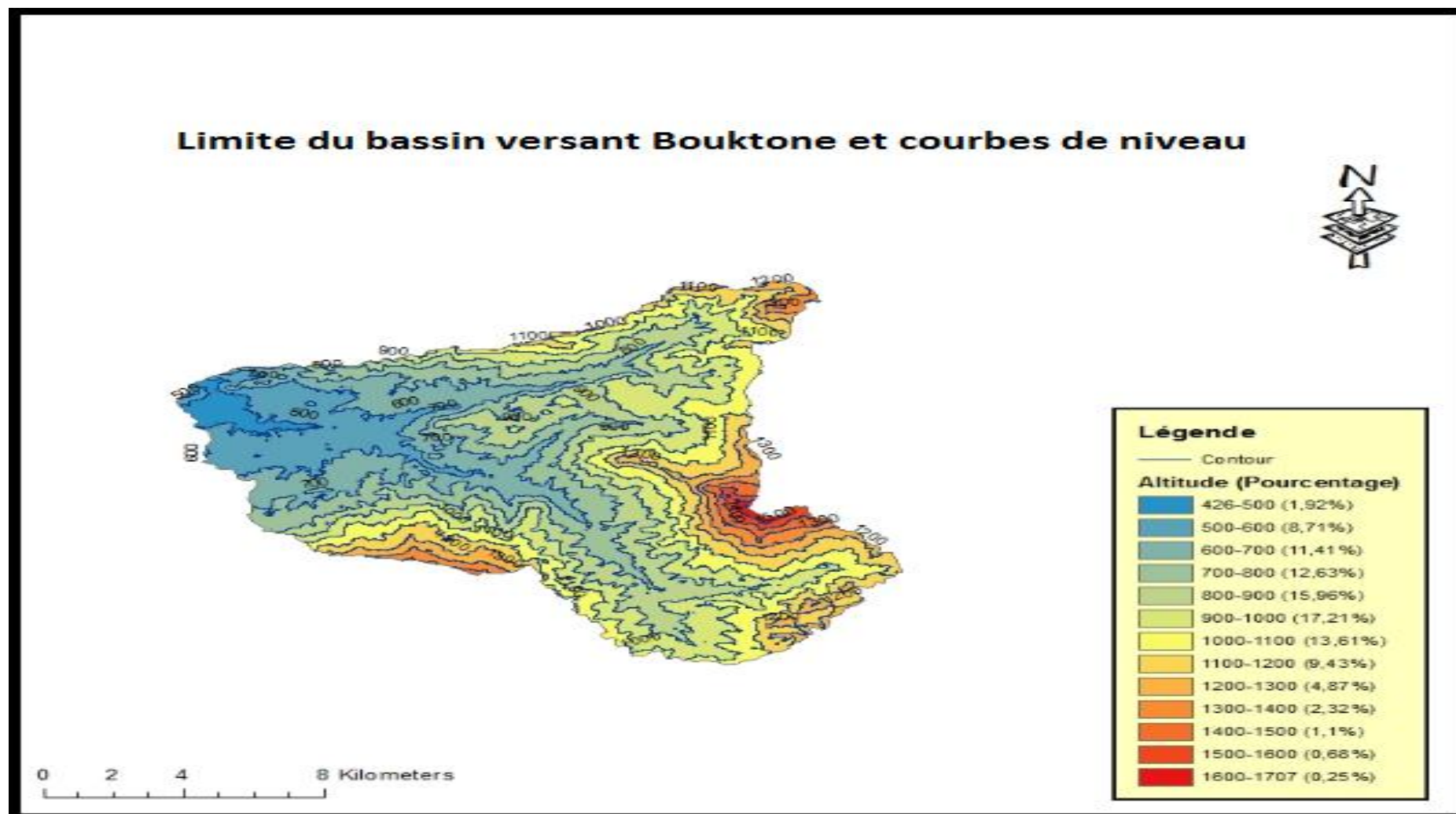


Figure II.3 : Limites du bassin versant et courbes de niveau (Arc Gis)

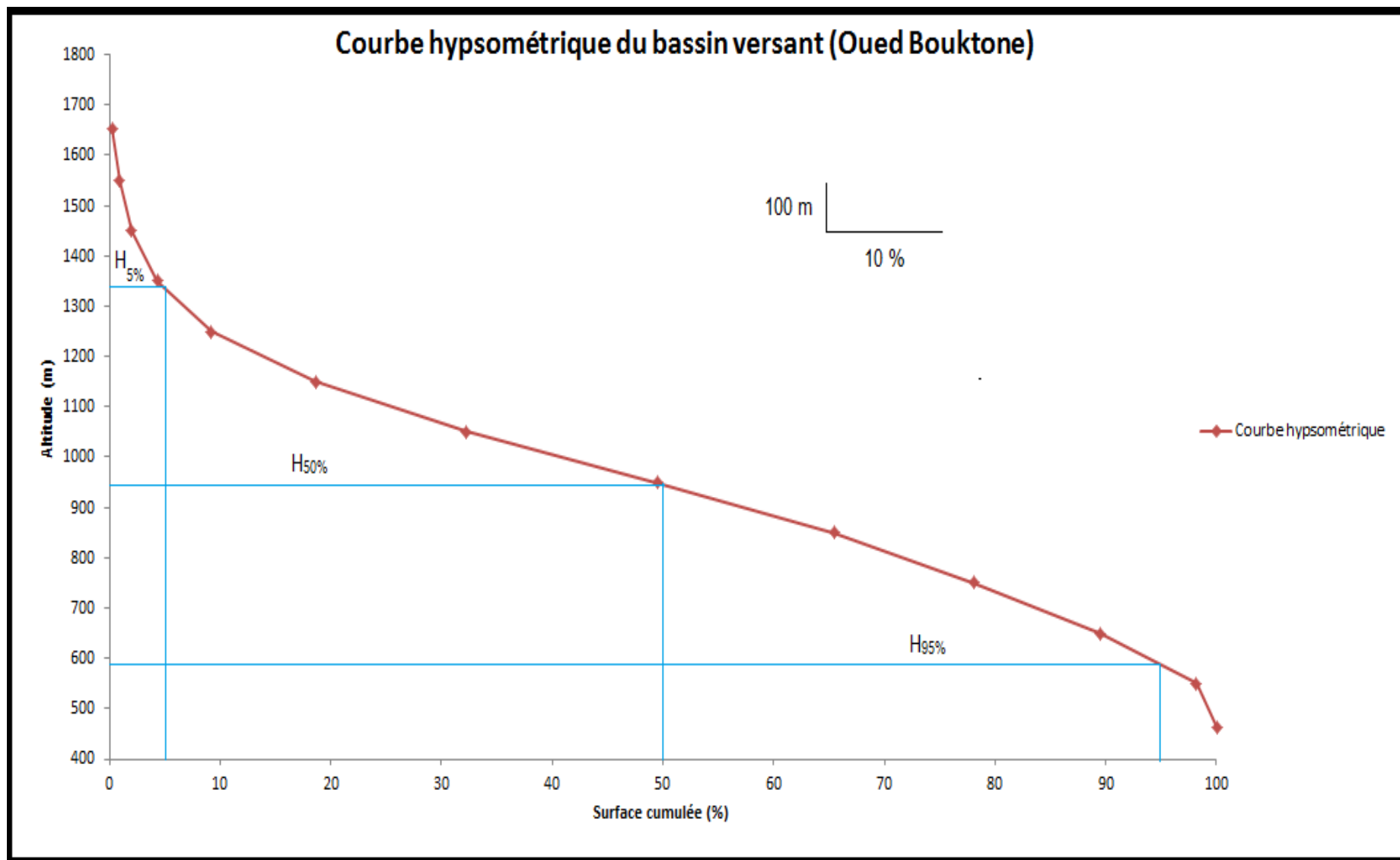


Figure II.4 : Courbe hypsométrique du bassin versant

II.1.3.2 Les altitudes caractéristiques

a) Altitude médiane

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin sur la courbe hypsométrique.

$$H_{\text{med}} = H_{50\%} = 950 \text{ m}$$

b) Altitude moyenne

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

Avec : H_{moy} : Altitude moyenne du bassin [m] ;
 S_i : Aire comprise entre deux courbes de niveau [km²] ;
 H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;
 S : Superficie totale du bassin versant [km²].

Tableau II.2 : Résultats de calcul de l'altitude médiane

Classes d'Altitudes (m.NGA)	H_i (m)	S_i (Km ²)	$S_i.H_i$ (m.Km ²)
1707-1600	1653,5	0,53	876,355
1600-1500	1550	1,44	2232
1500-1400	1450	2,33	3378,5
1400-1300	1350	4,89	6601,5
1300-1200	1250	10,28	12850
1200-1100	1150	19,89	22873,5
1100-1000	1050	28,71	30145,5
1000-900	950	36,32	34504
900-800	850	33,67	28619,5
800-700	750	26,64	19980
700-600	650	24,07	15645,5
600-500	550	18,37	10103,5
500-426	463	4,05	1875,15
			189685,005

$$H_{\text{moy}} = 898 \text{ m}$$

II.1.3.3 Pente moyenne du bassin versant

$$I_{\text{moy}} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots (II.6)$$

Avec : 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 (Km²).

Les résultats des mesures sont présentés dans le Tableau (II.2).

Tableau II.3 : Evaluation de la pente moyenne

N°	Courbes de niveau (m.NGA)	ΔH (m)	Longueur (Km)
1	500	100	1,99
2	600		4,68
3	700		7,66
4	800		8,69
5	900		10,72
6	1000		10,0
7	1100		6,92
8	1200		5,54
9	1300		2,18
10	1400		1,3
11	1500		0,65
12	1600		0,39
13	1700		0,03

AN :

$$I_{\text{moy}} = \frac{100 * (59,76)}{211,23}$$

La pente moyenne du bassin est :

$$I_{\text{moy}} = 28,29 \text{ m/Km} = 2,829 \%$$

II.1.3.4 Indices de pente

a) Indice de pente globale I_g

L'indice de pente globale (I_g) décroît pour un même bassin lorsque la surface augmente et est utilisé pour déterminer la dénivelée spécifique du bassin [2].

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

L'indice de pente global est donné par la formule suivante :

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

Avec : L : Longueur du rectangle équivalent ; L = 33,67 Km

$$H_{5\%} = 1345,5 \text{ m} ; H_{95\%} = 586,4 \text{ m}$$

$$I_g = 22,54 \text{ m/Km} = 2,25 \%$$

b) Indice de pente moyenne I_{pm}

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

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

$$H_{\max} = 1707 \text{ m} ; H_{\min} = 426 \text{ m}$$

$$I_{pm} = 38,05 \text{ m/Km} = 3,8 \%$$

c) Dénivelée spécifique

La dénivelée spécifique permet de se prononcer sur le relief suivant la classification de l'Office de Recherche Scientifique d'Outre-Mer (ORSTOM) donnée par le Tableau II.4 suivant :

Tableau II.4 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

Relief		Ds (m)
1	Très faible	<10
2	Faible	<25
3	Assez faible	<50
4	Modéré	<100
5	Assez modéré	<250
6	Fort	<500
7	Très fort	>500

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots (II.9)$$

Avec : I_g : indice de pente globale.
 S : surface du bassin versant.

$$D_s = 327,59 \text{ m}$$

La dénivelée spécifique du bassin versant Bouktone est de 327,59 m (> 250m), donc son relief est fort.

II.2 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

II.2.1 Réseau hydrographique

La restitution du réseau hydrographique est faite par le logiciel Arc GIS, en utilisant le même modèle numérique de terrain dont on a parlé (voir figure II.5).

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau. Il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM.

La classification de SCHUM se base sur trois points essentiels [2] :

- Tout cours d'eau n'ayant pas d'affluent est dit d'ordre 1.
- Au confluent de deux cours d'eau de même ordre n , le cours d'eau résultant est d'ordre $n+1$.
- Un cours d'eau recevant un affluent d'ordre inférieur garde son ordre, ce qui se résume par :
 $n+n = n+1$ et $n+m = \max (n,m)$.

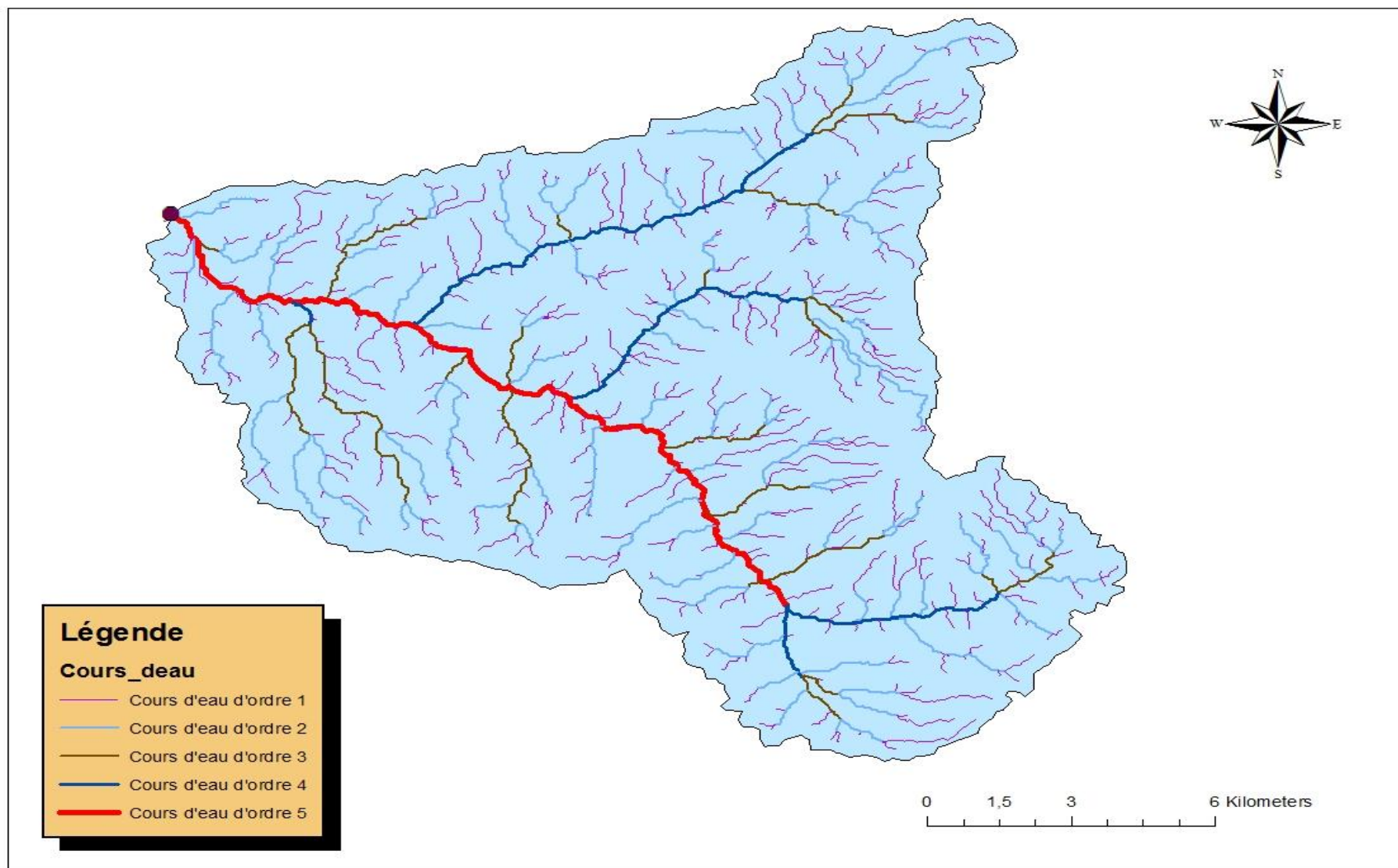


Figure II.5 : Réseau Hydrographique (avec ARC GIS)

II.2.2 Détermination des caractéristiques hydrographiques du bassin

a) Densité de drainage

Elle est définie étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs « L_i » du bassin versant, à la surface totale « S » du bassin [2]. Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est donnée par la relation suivante :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (II.10)$$

Avec : $\sum L_i$: longueur total des talwegs d'ordre i en (Km). $\sum L_i = 443,86$ Km.
 S : surface du bassin versant en (Km²). $S = 211,23$ km²

$$D_d = 2,10 \text{ km/km}^2$$

b) Coefficient de torrentialité

Le coefficient de torrentialité C_t est calculé par l'expression suivante :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (II.11)$$

Avec :

F_1 : Densité des talwegs élémentaires, exprimée par le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant ; $N_1=342$ (Nombre des talwegs d'ordre 1) déterminé à partir d'ARC GIS.

D_d : Densité de drainage.

S : Surface du bassin versant [Km²].

$$F_1 = \frac{N_1}{S} = 1,62 \text{ talwegs/Km}^2 \dots\dots\dots (II.12)$$

$$C_t = 3,40$$

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que le chevelu hydrographique du bassin est dense, ce qui garanti un bon drainage.

c) Pente moyenne du cours d'eau principal

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. Il est donné par la formule suivante :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (II.13)$$

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

ΔL : distance entre ces deux points (km).

$$I_c = 5,34 \%$$

d) Temps de concentration

Le temps de concentration t_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier [2].

Il est composé de trois termes différents :

- t_h : Temps d'*humectation* : Temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.
- t_r : Temps de *ruissellement* ou d'*écoulement* : Temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel, collecteur).
- t_a : Temps d'*acheminement* : Temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration t_c est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes, soit :

$$t_c = \max \left(\sum t_h + t_r + t_a \right)$$

Le temps de concentration peut être calculé par plusieurs formules :

➤ Formule de GIANDOTTI (1937)

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

Avec : S : surface du bassin versant en (Km²).

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

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

➤ **Formule de KIRPICH**

$$T_C = 0.6615 \cdot L_p^{0.77} \cdot I_{moy}^{0.385} \dots\dots\dots (II.15)$$

Avec : I_{moy} : pente moyenne du bassin versant.
 L_p : longueur du talweg principal en (Km).

➤ **Formule de CALIFORNIA**

$$T_C = \left(\frac{0.87 L_{cp}^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots (II.16)$$

Avec : H_{moy} , H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant.
 L_{cp} : longueur du cours d'eau principal.

Les résultats de calculs du temps de concentration par ses trois formules sont représentés dans la tableau suivant :

Tableau II.5 : Temps de concentration

Formules	Temps de concentration (Heures)
Formule de GIANDOTTI	5,42
Formule de KIRPICH	4,68
Formule de CALIFORNIA	2,37

On choisit de prendre le résultat donné par la formule de Giandotti (1937), car en plus d'être utilisée dans le contexte algérien, cette dernière tient compte de tous les paramètres géométriques du bassin.

$$t_c = 5,42 \text{ heures}$$

→ La détermination du temps de concentration nous a permis de mieux connaître la réponse hydrologique du bassin (les pointes de crues seront assez importantes).

e) Vitesse moyenne de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L_{cp}}{t_c} \dots\dots\dots (II.17)$$

Avec : L_{cp} : longueur du talweg principal.

t_c : temps de concentration.

$$V_r = 4,43 \text{ Km/h}$$

Le Tableau II.6 résume les caractéristiques *hydro-morpho-métriques* du bassin versant Bouktone.

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des caractéristiques *hydro-morpho-métriques* du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km ²	211,23
Périmètre		P	Km	80,45
Longueur du talweg principal		L _P	Km	24
Pente du talweg principal		I	%	4,42
Indice de compacité		K _C	-	1,55
Coefficient d'allongement		Ca	-	2,73
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	33,67
	largeur	I _r	Km	6,56
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1707
	moyenne	H _{moy}	m	898
	médiane	H _{med}	m	950
	minimale	H _{min}	m	426
Pente moyenne de B.V		I _{moy}	%	2,83
Indice de pente globale		I _g	%	2,25
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	3,8
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	2,10
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	3,40
Temps de concentration		T _c	h	5,42
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	4,43

II.3 Caractéristiques climatiques du bassin versant

II.3.1 Température

La température moyenne annuelle observée à la station Portes de Fer, portant le code [150401], est de 15°C. Le Tableau II.7 nous donne la répartition mensuelle des températures :

Tableau II.7 : Répartition mensuelle des températures

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aou
T°C	23	16	9.8	6.5	4	6	8	12	18	22	26	28

Source [ANBT]

II.3.2 Evaporation

L'évaporation à la surface de la retenue serait approximativement égale à 1640 mm par an pour le site du barrage. Le Tableau II.8 donne la répartition mensuelle de cette évaporation qui correspond à celle qui a été calculée pour le barrage du Ksob.

Tableau II.8 : Répartition mensuelle de l'évaporation à la surface de la retenue [mm]

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aou
Evap (mm)	164	115	82	82	82	66	98	115	148	197	278	213
%	10	7	5	5	5	4	6	7	9	12	17	13

Source [ANBT]

II.3.3 Pluviométrie

Les précipitations moyennes interannuelles représentent la caractéristique climatique capitale pour l'étude hydrologique.

Les données des stations pluviométriques ont été analysées et ont permis de conclure que trois postes pouvaient être considérés comme les plus représentatifs de la région du bassin versant de l'oued Bouktone et sont présentées dans le Tableau II.9 :

Tableau II.9 : Stations pluviométriques existantes

Code	Station	X (m.NGA)	Y (m.NGA)	Z (m.NGA)
150403	Mansourah	700	659,2	310,1
150401	Portes de Fer	500	650,7	324,2
140402	Ben Daoud	850	633,85	310,85

[Source ANRH]

Pour l'étude de notre bassin versant, nous avons choisis de travailler avec la série fournie par la station pluviométrique Portes de fer (code ANRH : 150401), car c'est la série la plus complète en plus d'être à proximité immédiate du bassin étudié. La période d'observation de cette dernière est de 38 ans (1968-2005) [voir Annexe 1].

Les Postes Ben Daoud et Mansourah ont servi seulement pour compléter la série Portes de fer.

II.3.3.1 Répartition de la pluie moyenne dans l'année

La répartition mensuelle des pluies est donnée dans le tableau II.10 suivant :

Tableau II.10 : Répartition mensuelle des pluies

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout	Total
P (mm)	28,11	28,81	29,44	34,88	31,48	29,26	30,80	32,16	31,61	10,35	3,62	6,65	297,17
P(%)	9,46	9,70	9,91	11,74	10,59	9,85	10,37	10,82	10,64	3,48	1,22	2,24	100,00

Nous remarquons que les lames précipitées durant les mois de Septembre à Mai sont à peu près de même ordre de grandeur et représentent plus de 90 % du total pluviométrique annuel.

Donc, on peut dire que la saison pluvieuse s'étale de septembre à mai, et que la saison sèche inclue les mois de juin, juillet et aout.

La zone reçoit une moyenne de **297.17 mm/année**.

La répartition mensuelle des précipitations est présentée par la Figure II.6. On note une pointe au mois de décembre.

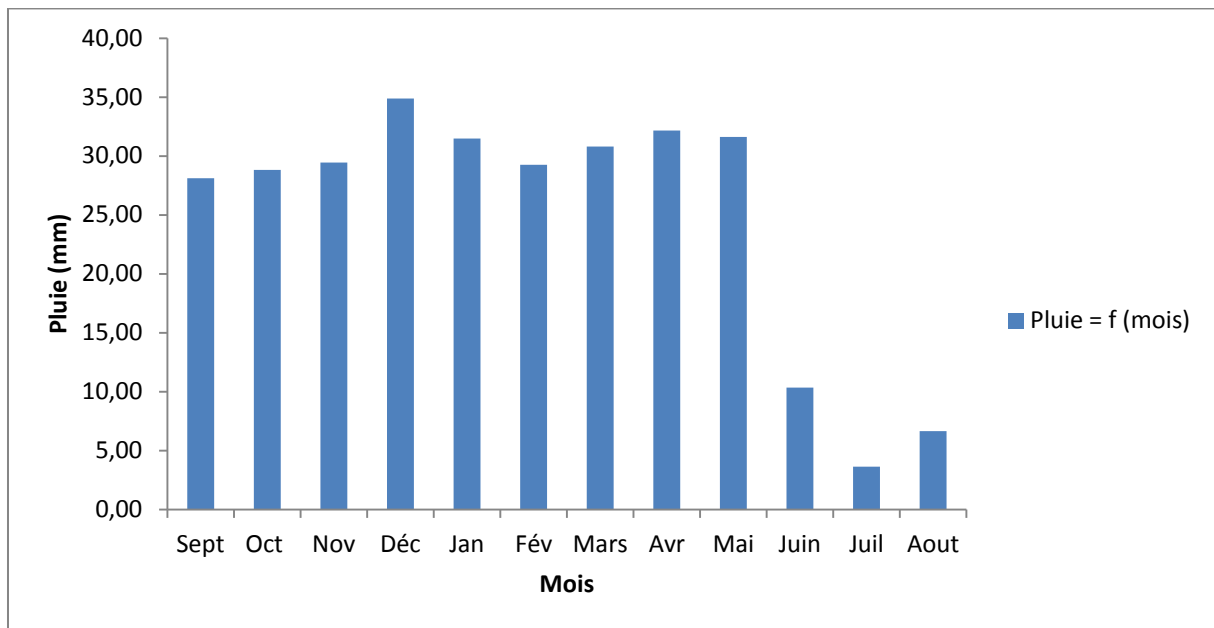


Figure II.6 : Répartition mensuelle des pluies

II.3.3.2 Les 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.

La station de Portes de Fer est considérée avec une série d'observation de 38 années (voir Annexe 1).

Les paramètres statistiques de l'échantillon sont obtenus à l'aide du logiciel HYFRAN.

Tableau II.11 : Paramètres caractéristiques de l'échantillon

Nombres d'observations	38
Moyenne	34,23
Ecart-type	16
Coefficient de variation	0,474
Coefficient d'asymétrie	2,29
Exposant climatique	0,34

II.3.3.3 Ajustement des pluies maximales journalières

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 trois lois suivantes :

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

L'ajustement des pluies maximales journalières aux trois lois sera traité par le logiciel "Hyfran", avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les ajustements.

Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des lois ainsi que l'homogénéité sont déduits directement du logiciel.

1) Ajustement à la loi de GUMBEL

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

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots (II.18)$$

Avec : $y = \frac{x - x_0}{\alpha}$

y : Variable réduite de Gumbel.

1/α : Pente de la droite de Gumbel.

x : Précipitation maximale journalière (mm).

x₀ : Paramètre de position (mode).

On peut écrire : $y = - \ln (- \ln (F(x)))$

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.

$$F(x) = \frac{m-0,5}{n} \dots\dots\dots (II.19)$$

Avec : m : Rang de précipitation
 n : Nombre d'observations (38)

- ✓ Calculer la variable réduite de Gumbel donnée par la formule suivante :

$$y = -\ln(-\ln(F(x)))$$

- ✓ Calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »
- ✓ Représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier Gumbel

• Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de Gumbel

La droite de Gumbel est donnée par la formule suivante :

$$x = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots (II.20).$$

Gumbel (**Méthode de vraisemblance**)

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations : 38

Paramètres estimés :

$u = 27.5017$

$\alpha = 9.62702$

Quantiles :

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

$T = 1 / (1-q)$

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (II.4). Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau II.12 : Résultats de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour	Probabilité	Précipitation	Intervalle de confiance
T (ans)	q	(mm)	95 %
10000	0.9999	116	92.5 - 140
2000	0.9995	101	80.9 - 120

1000	0.9990	94.0	75.9 - 112
200	0.9950	78.5	64.3 - 92.7
100	0.9900	71.8	59.2 - 84.4
50	0.9800	65.1	54.1 - 76.0
20	0.9500	56.1	47.3 - 64.9
10	0.9000	49.2	42.0 - 56.3
5	0.8000	41.9	36.4 - 47.5

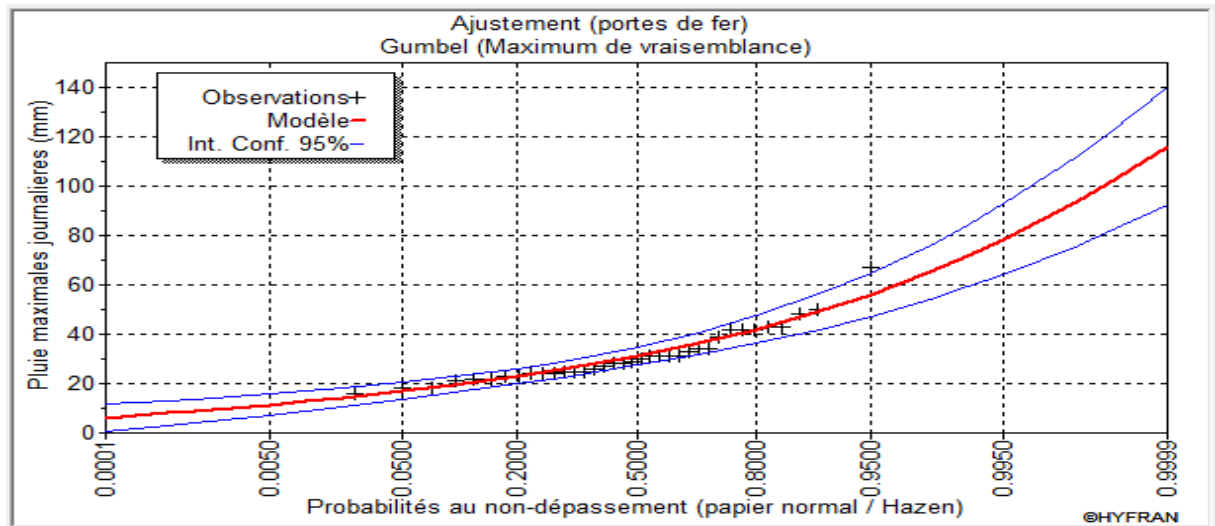


Figure II.7 : Ajustement à la loi de GUMBEL

Test d'adéquation du Khi carré :

Résultats :

$$X^2_{\text{calculé}} = 8.74$$

$$p\text{-value} : p = 0.1200$$

$$\text{Degrés de liberté} : \gamma = 5$$

Nombre de classe : 8

Conclusion :

$$X^2_{\text{calculé}} < X^2_{\text{théorique}} = 11,07 \rightarrow \text{L'adéquation est bonne}$$

$X^2_{\text{théorique}}$: (Obtenu a partir de la table du X^2).

- Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon de la Station de Portes de Fer

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gumbel et celles de l'échantillon de la station de Portes de Fer est résumée dans le Tableau II.13 :

Tableau II.13 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la Loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	16
Maximum	Aucun	99
Moyenne	33.1	33.80
Ecart-type	12.3	16.0
Médiane	31.0	29.5
Coefficient de variation (Cv)	0.373	0.474
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	2.29

2) Ajustement à la loi de Gauss (loi normale)

Une variable appartient à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est de la forme :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{Fréquence au non dépassement}) \dots\dots\dots (II.21)$$

U : variable réduite de Gauss.

Elle est donnée par : $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma} \dots\dots\dots (II.22)$

La transformation $X = \bar{x} + \sigma u$ est l'équation de la droite de Henry sur papier à probabilité gaussienne.

• Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de Gauss

Gauss (Maximum de vraisemblance)

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations : 38

Paramètres estimés :

mu = 33,7895

sigma = 16,0306

Quantiles :

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

$T = 1 / (1 - q)$

Tableau II.14 : Résultats de l'ajustement à la loi GAUSS

Période de retour	Probabilité	Précipitation	Intervalle de confiance
T (ans)	q	(mm)	95 %
10000	0.9999	93.4	78.9 – 108
2000	0.9995	86.5	73.5 - 99.6
1000	0.9990	83.3	70.9 - 95.7
200	0.9950	75.1	64.4 - 85.8
100	0.9900	71.1	61.2 - 81.0
50	0.9800	66.7	57.6 - 75.8
20	0.9500	60.2	52.3 - 68.0
10	0.9000	54.3	47.4 - 61.3
5	0.8000	47.3	41.3 - 53.2

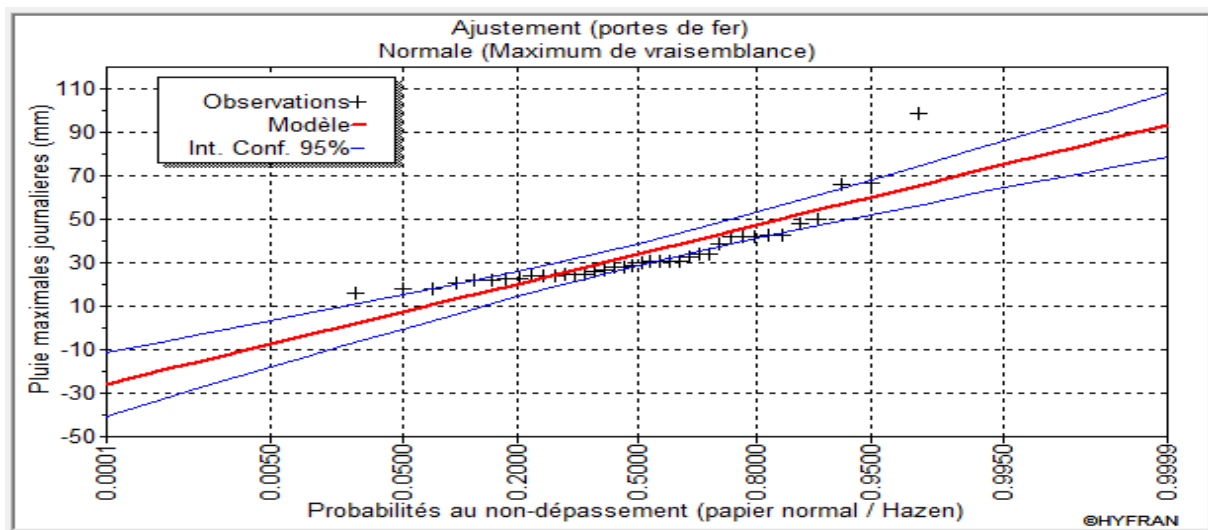


Figure II.8 : Ajustement à la loi de GAUSS

Test d'adéquation du Khi carré :

Résultats :

$X^2_{\text{calculé}} = 21,37$

p-value : $p = 0,0007$

Degrés de liberté : $\gamma = 5$

Nombre de classe : 8

Conclusion :

$X^2_{\text{calculé}} > X^2_{\text{théorique}} = 11,070 \rightarrow$ l'adéquation n'est pas bonne

$X^2_{\text{théorique}}$: (Obtenu a partir de la table du X^2).

- **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon de la Station de Portes de fer**

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gauss et celles de l'échantillon de la station de Portes de Fer est résumée dans le Tableau II.15 :

Tableau II.15 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	16
Maximum	Aucun	99
Moyenne	33.80	33.80
Ecart-type	16.0	16.0
Médiane	33.8	29.5
Coefficient de variation (Cv)	0.474	0.474
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.00	2.29

3) Ajustement à la loi de GALTON (log-normal)

Ce 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 II.9.

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (II.23)$$

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

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

$$\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log } x} + 6 * \text{Log } u(p \%)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{38} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots\dots\dots (II.24)$$

- **Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de Galton**

Galton (**Maximum de vraisemblance**)

Résultats de l'ajustement

Nombre d'observations : 38

Paramètres estimés :

$\mu = 3.43909$

$\sigma = 0.385606$

Quantiles :

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

$T = 1 / (1 - q)$

Tableau II.16 : Résultats de l'ajustement à la loi de Galton

Période de retour	Probabilité	Précipitation	Intervalle de confiance
T (ans)	q	(mm)	95 %
10000	0.9999	131	85.1 – 176
2000	0.9995	111	76.0 – 146
1000	0.9990	103	72.0 – 133
200	0.9950	84.1	62.5 – 106
100	0.9900	76.4	58.2 - 94.6
50	0.9800	68.8	53.8 - 83.8
20	0.9500	58.8	47.6 - 69.9
10	0.9000	51.1	42.6 - 59.6
5	0.8000	43.1	36.9 - 49.3

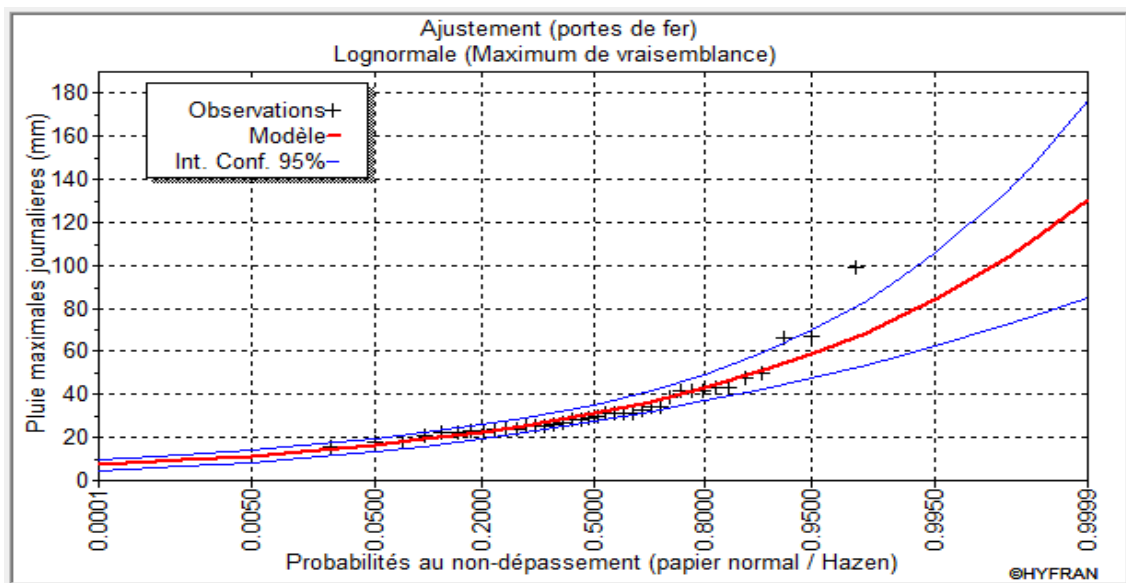


Figure II.9 : Ajustement à la loi de GALTON

Test d'adéquation du Khi carré :**Résultats :**

$$X^2_{\text{calculé}} = 9,16$$

$$p\text{-value} : p = 0.1029$$

$$\text{Degrés de liberté} : \gamma = 5$$

$$\text{Nombre de classe} : 8$$

Conclusion :

$$X^2_{\text{calculé}} < X^2_{\text{théorique}} = 11,07 \rightarrow \text{l'adéquation est bonne}$$

$$X^2_{\text{théorique}} : (\text{Obtenu a partir de la table du } X^2).$$

- **Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon de la Station de Portes de Fer**

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Galton et celles de l'échantillon de la station de Portes de Fer est résumée dans le Tableau II.17 :

Tableau II.17 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la Loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	16
Maximum	Aucun	99
Moyenne	33.60	33.80
Ecart-type	13.4	16.0
Médiane	31.2	29.5
Coefficient de variation (Cv)	0.400	0.474
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.27	2.29

Conclusion sur le choix de la loi d'ajustement :

La validité des résultats d'une analyse fréquentielle dépend du choix du modèle fréquentiel et plus particulièrement de son type. Diverses pistes peuvent contribuer à faciliter ce choix, mais il n'existe malheureusement pas de méthode universelle et infaillible. Ainsi, on choisit de prendre en considération la loi de GUMBEL par ce qu'elle a donné le meilleur ajustement de la série des pluies maximales journalières d'un point de vu graphique (presque tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance). Ajouté a cela, l'adéquation du test du Khi deux ($X^2_{\text{calculé}} < X^2_{\text{théorique}}$).

Tableau II.18 : Résultats des pluies maximales journalières avec la Loi de Gumbel

Période de retour (an)	10000	2000	1000	200	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	0.01	0.05	0.1	0.5	1	2	5	10	20
P_{maxj} (mm)	116	101	94	78.5	71.8	65.1	56.1	49.2	41.9

II.3.4.4 Pluies de courtes durées et leurs intensités à différentes fréquences

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences à été effectué à l'aide de la relation de Body exprimée par [2]:

$$P_{ct} = P_{maxj} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (II.25)$$

Avec : P_{ct} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P_{maxj} .

P_{maxj} : pluie maximale fréquentielle.

t : temps en heure.

b : exposant climatique ($b = 0,34$).

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (II.26)$$

Le calcul des pluies de courtes durées et leurs intensités à différentes fréquences est donné par le Tableau II.19. Les figures II.10 et II.11 donnent les représentations graphiques des courbe IDF (Intensité Durée Fréquence).

Période (ans)	10000		2000		1000		200		100		50		20		10	
Fréquence (%)	0,01		0,05		0,1		0,5		1		2		5		10	
Pmaxj (mm)	116		101		94		78,5		71,8		65,1		56,1		49,2	
T(h)	Pct (mm)	It(mm/h)	Pct(mm)	It(mm/h)	Pct(mm)	It(mm/h)	Pct(mm)	It(mm/h)	Pct(mm)	It(mm/h)	Pct(mm)	It(mm/h)	Pct(mm)	It(mm/h)	Pct(mm)	It(mm/h)
0,50	31,11	62,21	27,08	54,17	25,21	50,41	21,05	42,10	19,25	38,51	17,46	34,91	15,04	30,09	13,19	26,39
1,00	39,37	39,37	34,28	34,28	31,90	31,90	26,64	26,64	24,37	24,37	22,10	22,10	19,04	19,04	16,70	16,70
2,00	49,84	24,92	43,39	21,70	40,38	20,19	33,72	16,86	30,85	15,42	27,97	13,98	24,10	12,05	21,14	10,57
3,00	57,20	19,07	49,80	16,60	46,35	15,45	38,71	12,90	35,41	11,80	32,10	10,70	27,66	9,22	24,26	8,09
4,00	63,08	15,77	54,92	13,73	51,12	12,78	42,69	10,67	39,04	9,76	35,40	8,85	30,51	7,63	26,75	6,69
5,00	68,05	13,61	59,25	11,85	55,14	11,03	46,05	9,21	42,12	8,42	38,19	7,64	32,91	6,58	28,86	5,77
5,42	69,94	12,90	60,90	11,24	56,68	10,46	47,33	8,73	43,29	7,99	39,25	7,24	33,83	6,24	29,67	5,47
6,00	72,40	12,07	63,04	10,51	58,67	9,78	49,00	8,17	44,82	7,47	40,63	6,77	35,02	5,84	30,71	5,12
7,00	76,30	10,90	66,43	9,49	61,83	8,83	51,63	7,38	47,23	6,75	42,82	6,12	36,90	5,27	32,36	4,62
8,00	79,84	9,98	69,52	8,69	64,70	8,09	54,03	6,75	49,42	6,18	44,81	5,60	38,61	4,83	33,86	4,23
9,00	83,11	9,23	72,36	8,04	67,34	7,48	56,24	6,25	51,44	5,72	46,64	5,18	40,19	4,47	35,25	3,92
10,00	86,14	8,61	75,00	7,50	69,80	6,98	58,29	5,83	53,32	5,33	48,34	4,83	41,66	4,17	36,53	3,65
11,00	88,97	8,09	77,47	7,04	72,10	6,55	60,21	5,47	55,07	5,01	49,93	4,54	43,03	3,91	37,74	3,43
12,00	91,64	7,64	79,79	6,65	74,26	6,19	62,02	5,17	56,72	4,73	51,43	4,29	44,32	3,69	38,87	3,24
13,00	94,17	7,24	82,00	6,31	76,31	5,87	63,73	4,90	58,29	4,48	52,85	4,07	45,54	3,50	39,94	3,07
14,00	96,58	6,90	84,09	6,01	78,26	5,59	65,36	4,67	59,78	4,27	54,20	3,87	46,71	3,34	40,96	2,93
15,00	98,87	6,59	86,08	5,74	80,12	5,34	66,91	4,46	61,20	4,08	55,49	3,70	47,81	3,19	41,93	2,80
16,00	101,06	6,32	87,99	5,50	81,89	5,12	68,39	4,27	62,55	3,91	56,72	3,54	48,88	3,05	42,86	2,68
17,00	103,17	6,07	89,83	5,28	83,60	4,92	69,82	4,11	63,86	3,76	57,90	3,41	49,89	2,93	43,76	2,57
18,00	105,19	5,84	91,59	5,09	85,24	4,74	71,19	3,95	65,11	3,62	59,03	3,28	50,87	2,83	44,62	2,48
19,00	107,14	5,64	93,29	4,91	86,82	4,57	72,51	3,82	66,32	3,49	60,13	3,16	51,82	2,73	45,44	2,39
20,00	109,03	5,45	94,93	4,75	88,35	4,42	73,78	3,69	67,48	3,37	61,19	3,06	52,73	2,64	46,24	2,31
21,00	110,85	5,28	96,52	4,60	89,83	4,28	75,02	3,57	68,61	3,27	62,21	2,96	53,61	2,55	47,02	2,24
22,00	112,62	5,12	98,06	4,46	91,26	4,15	76,21	3,46	69,71	3,17	63,20	2,87	54,46	2,48	47,77	2,17
23,00	114,33	4,97	99,55	4,33	92,65	4,03	77,37	3,36	70,77	3,08	64,16	2,79	55,29	2,40	48,49	2,11
24,00	116,00	4,83	101,00	4,21	94,00	3,92	78,50	3,27	71,80	2,99	65,10	2,71	56,10	2,34	49,20	2,05

Tableau II.19 : Pluies de courte durée et leurs intensités

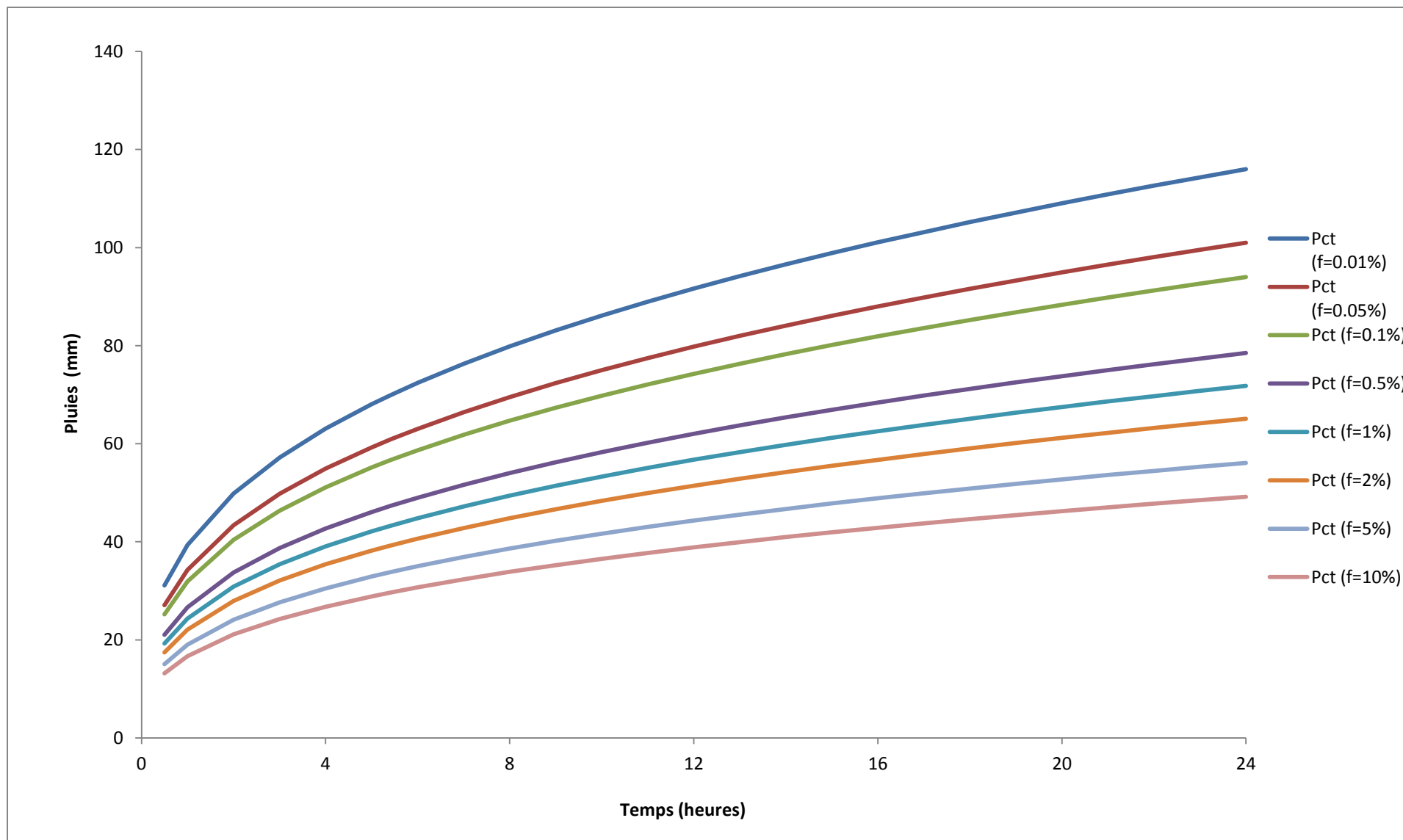


Figure II.10 : Courbe des pluies de courtes durées

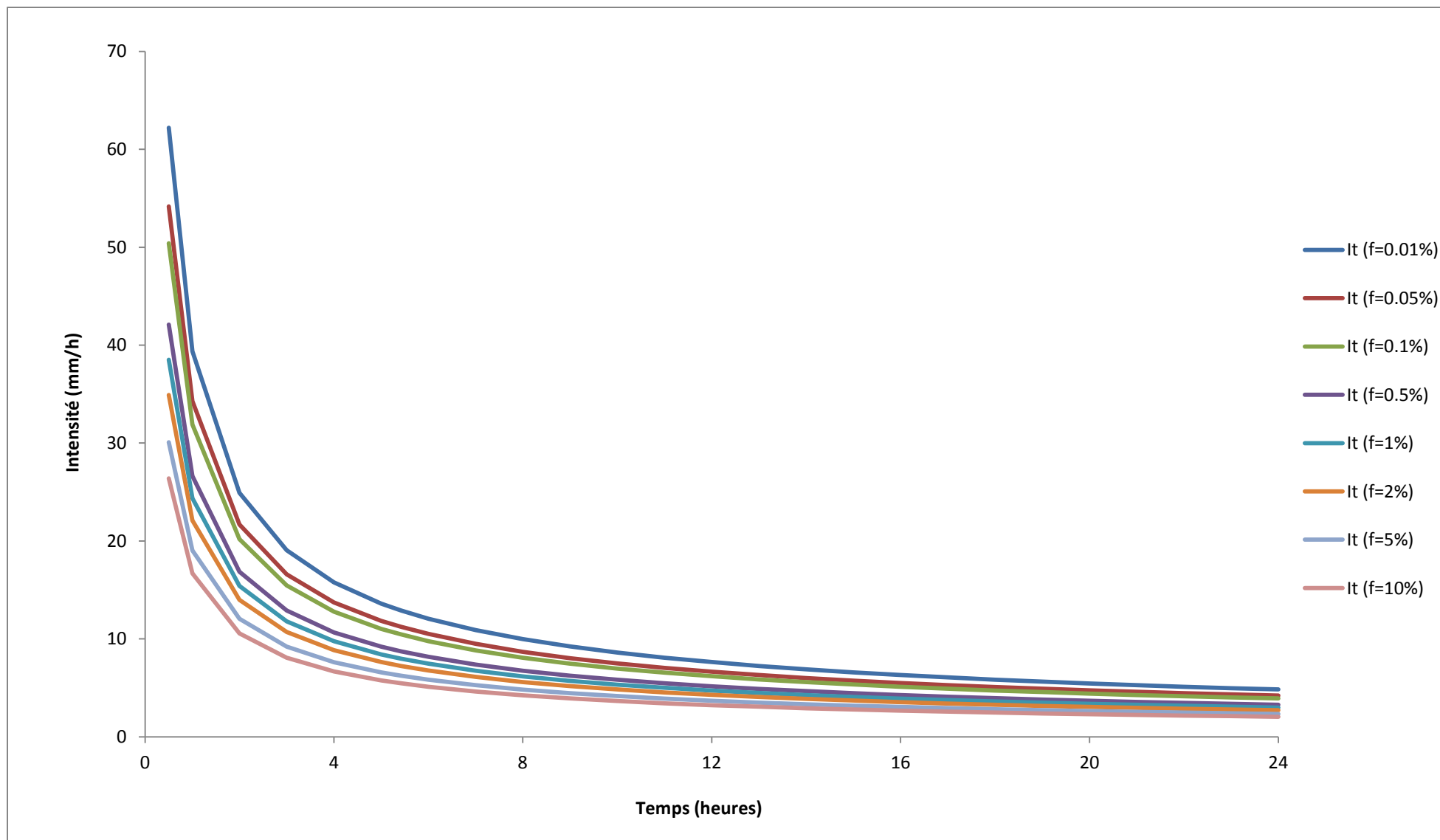


Figure II.11 : Courbe des intensités des pluies de courte durée

II.4 Etudes des apports

II.4.1 Apport liquide

II.4.1.1 Apport moyen interannuel (A_0)

La détermination de ces apports est orientée, de préférence, aux observations hydrométriques quand elles existent sur le bassin versant propre du site étudié, ou par analogie avec un bassin voisin. L'oued Bouktone n'est pas muni d'une station hydrométrique.

Ainsi, l'étude des apports du bassin versant de l'oued Bouktone a été faite par analogie hydrologique avec le bassin versant de l'oued Azerou ($S=400,47 \text{ Km}^2$), qui est muni d'une station hydrométrique (Portes de fer [15/04/01]). Cette dernière dispose en 1994 de 27 années d'observation.

Tableau II.20 : La répartition des apports de l'oued Azerou

Années d'observation	Apport annuel (Mm ³)	Années d'observation	Apport annuel (Mm ³)
1968	22,6	1982	23,0
1969	32,4	1983	7,0
1970	12,7	1984	7,4
1971	60,5	1985	25,8
1972	20,6	1986	16,6
1973	18,2	1987	11,9
1974	12,1	1988	6,8
1975	22,8	1989	16,8
1976	12,7	1990	8,9
1977	9,1	1991	13,7
1978	11,1	1992	5,8
1979	19,1	1993	5,3
1980	25,0	1994	33,5
1981	30,3	Apport interannuel	18.20

Source [ANRH]

Donc, pour déterminer l'apport moyen interannuel (A_0) de l'oued Bouktone, on applique la formule suivante [2] :

$$A_{\text{interannuel}}^{BV-Bouktone} = \frac{S^{BV-Bouktone}}{S_{BV}^{\text{station}}} \cdot A_{\text{interannuel}}^{\text{station}} \dots\dots\dots (II.27)$$

$$A_{\text{interannuel}}^{BV-Bouktone} = 9,60 \text{ Mm}^3$$

On peut donc conclure que les apports moyens interannuels de l'oued Bouktone est de l'ordre de 9,60 Mm³.

II.4.1.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen

La distribution des apports mensuels en pourcentage de l'apport interannuel a été établit sur la base de la répartition mensuelle de la pluviométrie en question étant génératrice des apports de l'oued.

Tableau II.21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Année
Apport mensuel (Mm ³)	0,91	0,93	0,95	1,13	1,02	0,95	1,00	1,04	1,02	0,33	0,12	0,22	9,60
Apport mensuel (%)	9,46	9,70	9,91	11,74	10,59	9,85	10,37	10,82	10,64	3,48	1,22	2,24	100,00

Nous remarquons que les apports durant les mois de Septembre a Mai sont a peu près de même ordre de grandeur et représente plus de 90 % du total annuel, on peu aussi noter une pointe en Décembre.

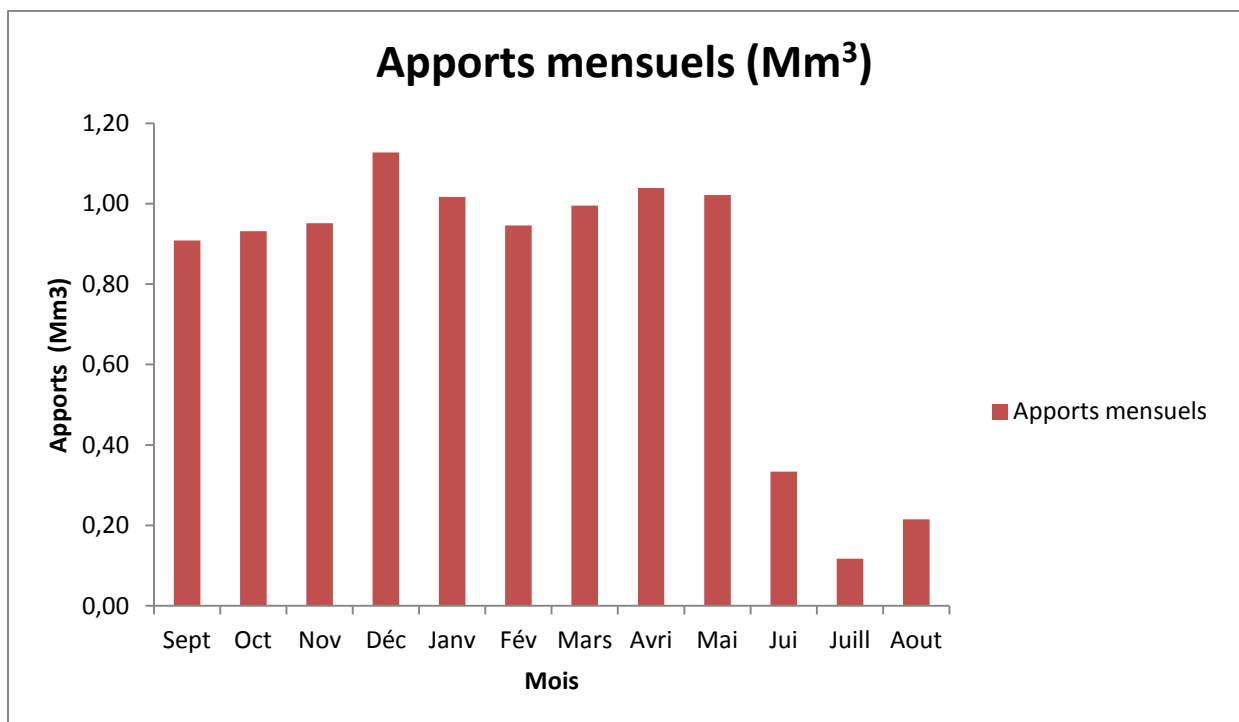


Figure II.12 : Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel

II.4.2 Caractéristiques de l'écoulement [2]

II.4.2.1 Module de l'écoulement

Il est donné par la formule suivante :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (II.28)$$

Avec : A_0 : Apport moyen interannuel en litres.

T : Temps d'une année en secondes ; $T = 3,1536 \cdot 10^7$ secondes

$$\text{A.N : } M_e = (9,60 \cdot 10^9) / 31536000$$

$$M_e = 304,41 \text{ l/s}$$

II.4.2.2 Module de l'écoulement relatif ou spécifique

Il est donné par la formule suivante :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots (II.29)$$

Avec : M_e : Module de l'écoulement (l/s)
 S : Superficie du bassin (Km^2) ; $S = 211,23 \text{ Km}^2$

$$\text{A.N : } M_0 = 304,41 / 211,23$$

$$M_0 = 1,44 \text{ l/s.Km}^2$$

II.4.2.3 Lane d'eau écoulée

Elle est donnée par la formule suivante :

$$l_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (II.30)$$

Avec : S : Superficie du bassin.
 A_0 : Apport moyen interannuel ; $A_0 = 9,6 \text{ Mm}^3$

$$\text{A.N : } l_e = (9,6 / 211,23) \cdot 10^3$$

$$l_e = 45,45 \text{ mm}$$

II.4.2.4 Coefficient de l'écoulement ou de ruissellement

Il est donné par la formule suivante :

$$C_e = \frac{l_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots (II.31)$$

Avec : P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm) ; $P_{\text{moy}} = 297,17 \text{ mm}$

l_e : Lamme d'eau écoulee (mm).

A.N : $C_e = 45,45 / 297,17$

$$C_e = 0,153$$

II.4.2.5 Coefficient de variation

On calcul le coefficient de variation avec différentes formules empirique afin de déterminer les apports fréquentiels :

a) Formule de Sokolovski

Elle est donnée par la relation suivante :

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0) - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots (II.32)$$

Avec : M_0 : Module de l'écoulement relatif (l/s.Km²).

S : Superficie du bassin (Km²).

$$C_v = 0,59$$

b) Formule de L'ANTONOV

$$C_v = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots\dots\dots (II.33)$$

Avec : S : Superficie du bassin (Km²).

$$C_v = 0,35$$

c) Formule de KRISTEKLY MENKEL

$$C_v = 0,83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \dots\dots\dots (II.34)$$

Avec : M_0 : module de l'écoulement relatif

S : Superficie du bassin (Km²).

$$C_v = 0,54$$

d) Formule Algérienne de N.N PADOUM

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel. Elle est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds du nord d'Algérie :

$$C_v = 0,93 K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots (II.35)$$

Avec : K : coefficient de réduction K= (0,25 à 1), on prend K=0,50.
M0 : module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

$$C_v = 0,43$$

Tableau II.22 : Récapitulatif des résultats de calcul du coefficient de variation C_v

Formule	C_v
Sokolovski	0.59
L'ANTONOV	0.35
KRISTEKLY MENKEL	0.54
N.N PADOUM	0.43

On choisit de prendre le coefficient de variation calculé à partir de la formule de N.N PADOUM, car c'est la valeur la plus proche de la moyenne en plus d'être une formule très utilisée en Algérie :

$$C_v = 0.43$$

II.4.3 Apports fréquentiels

Les apports fréquentiels ou de période de retour donnée sont très importants notamment pour le dimensionnement du barrage, la régularisation des débits et la gestion rationnelle de la capacité en eau (Industrie, Irrigation).

II.4.3.1 Estimation fréquentielle des apports

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit [2] :

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} = 8,82e^{0.39U} \dots\dots\dots$$

(II.36)

Avec : A% : Apport de fréquence donnée (Mm³).
 μ : Variable réduite de Gauss.
A₀ : Apport moyen annuel (Mm³) ; A₀ = 9,6 Mm³
C_v : Coefficient de variation.

Tableau II.23 : Résultats de calcul des Apports fréquentiels

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	A _{p%} (Mm3)
5/4	80	-0,8428	6,35
10	10	1,282	14,54
50	98	2,0571	19,67
100	99	2,3280	21,86
1000	99,9	3,1000	29,54

II.4.3.2 Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations, on a : $A_{80\%} = 6,35 \text{ Mm}^3$

Tableau II.24 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Année
Apport mensuel (f = 80%) [Mm ³]	0,60	0,62	0,63	0,75	0,67	0,63	0,66	0,69	0,68	0,22	0,02	0,14	6,35
Apport mensuel (f = 80%) [%]	9,46	9,70	9,91	11,74	10,59	9,85	10,37	10,8	10,64	3,48	1,22	2,24	100,00

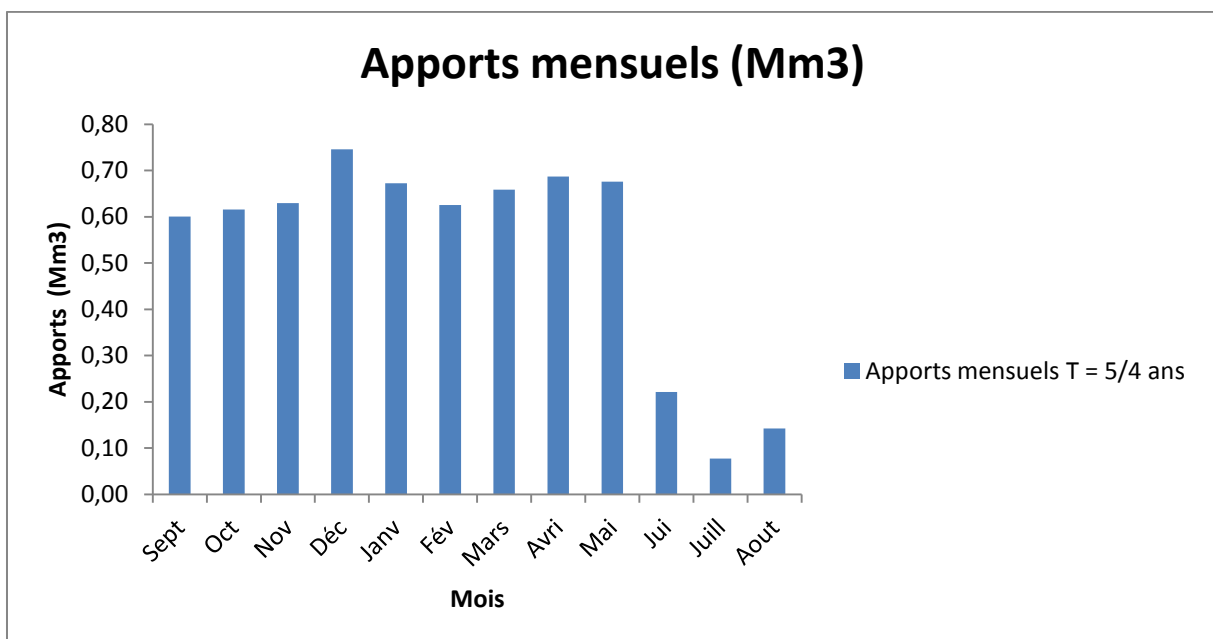


Figure II.13 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

II.4.4 Les apports solides

Le transport solide est un paramètre important qui permet de dimensionner la tranche morte du futur aménagement. Ainsi, l'étude du débit solide occupe une place très importante dans l'hydrologie de surface et dans la régularisation des débits. La matière première du débit solide est principalement l'érosion continentale.

Le transport solide se manifeste sous trois aspects :

- *Charriage ou transport de fond* : Les matériaux roulent ou glissent sur le fond sans jamais le quitter.
- *Suspension* : Les matériaux les plus fins sont entraînés par le courant sans toucher le fond.
- *Saltation* : Certains matériaux progressent par bonds successifs, se trouvant tantôt sur le fond, tantôt au sein du liquide

Puisqu'il n'existe pas de mesures adéquates des transports solides de l'oued Bouktone, le transport solide sera estimé par une approche qui consiste à appliquer à notre bassin versant différentes formules empiriques qu'on trouve fréquemment dans la littérature.

II.4.4.1 Estimation de l'érosion spécifique

Elle est définie comme étant la quantité de sédiments arrachés au bassin versant et charriés par le cours d'eau rapportée à l'unité de surface. Elle est exprimée en (t/Km²/an). L'érosion spécifique est donnée par les formules suivantes [2] :

a) Formule de Tixeront

Elle tient compte de la perméabilité du bassin Versant et de la lame d'eau ruisselée, elle est donnée par la relation suivante :

$$T_s = \alpha * L_0^{0.15} \dots\dots\dots (II.37)$$

Avec :

Ts : le transport solide (t/Km²/an).

L₀ : la lame d'eau écoulée (mm). L₀ = 45,45 mm

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant.

Le tableau ci-après donne les différentes valeurs de α en fonction de la perméabilité du bassin versant.

Tableau II.25 : 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

Pour notre cas : $\alpha = 350$ (perméabilité faible à moyenne)

$$AN : T_s = 350 \cdot (45,45)^{0,15}$$

$$T_s = 620,44 \text{ t/Km}^2/\text{an}$$

b) Formule de Fournier :

Le transport solide (érosion spécifique) est donné par la formule suivante :

$$E_s = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2,65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0,46} \dots\dots\dots (II.38)$$

Avec :

E_s : érosion spécifique (t/Km²/an)

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm). $P_m = 34,88$ mm

P_a : Pluie moyenne annuelle (mm). $P_a = 297,17$ mm.

$h = 45\%(H_{\max} - H_{\min})$ (m);

$h_{\max}$: Altitude maximale $H_{\max} = 1707$ m

$H_{\min}$: Altitude minimale = 656.5m. $H_{\min} = 415$ m

S : Surface du bassin versant (km²). $S = 211,23$ Km²

AN :

$$h = 581,4 \text{ m}$$

$$E_s = \frac{1}{36} \left(\frac{34,88^2}{297,17} \right)^{2,65} * \left(\frac{581,4^2}{211,23} \right)^{0,46}$$

$$E_s = 34,66 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

c) Formule de Gravilovitch :

Cette relation largement utilisée en Algérie, fait intervenir des caractéristiques physiques et un indice climatique du bassin versant.

$$T_0 = T_{sp} * G_{mn} \dots\dots\dots (II.39)$$

$$T_{sp} = T * P_{moy} * \pi * \sqrt{Z^3} \dots\dots\dots (II.40)$$

$$T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1$$

(II.41)

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0.2(L + 10)} \quad \text{..... (II.42)}$$

Avec :

T_0 : Taux d'abrasion (t/Km²/an).

T_{sp} : Le taux de la production annuel des matériaux en (m³/km²/an).

G_{rm} : Taux de rétention des sédiments produits par le bassin (t/m³).

T : Coefficient thermique.

Z : Coefficient d'érosion relative en fonction de la description du bassin versant, (z=0.3) donnée par l'ANBT.

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm). $P_{moy} = 297,17$ mm

t : Température moyenne annuelle (°C). $t = 15^\circ\text{C}$

P : Périmètre du bassin versant (Km). $P = 80,45$ km.

L : Longueur du talweg principal (Km). $L = 24$ Km.

H_{moy} : Altitude moyenne (km). $H_{moy} = 0,898$ km.

AN :

$$G_m = \frac{\sqrt{80.45 + 0.898}}{0.2(24 + 10)} \quad \mathbf{G_m = 1,45 \text{ t/m}^3}$$

$$T = \sqrt{\frac{15}{10}} + 1 \quad \mathbf{T = 2,22}$$

$$T_{sp} = 2,22 * 297.17 * 3,14 * \sqrt{0,3^3} \quad \mathbf{T_{sp} = 340,38 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}}$$

$$T_0 = 340,38 * 1,45 \quad \mathbf{T_0 = 493,56 \text{ t/km}^2.\text{an}}$$

d) Formule de Sogreah

Elle est donnée par relation suivante :

$$T_s = \alpha . P^{0.15} \quad \text{..... (II.43)}$$

Avec :

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

P : Pluie moyenne annuelle (en mm). $P = 297,17$ mm

$$\mathbf{T_s = 822,28 \text{ t/Km}^2/\text{an}}$$

Tableau II.26 : Récapitulatif des résultats obtenus pour le taux d'abrasion

Formule	Taux d'abrasion [t/Km ² /an]
Fournier	34,66
Tixeront	620,44
Sogreah	822,28
Gravilovitch	493,56

II.4.4.2 Calcul du volume mort

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits. Il est destiné à être occupé par les apports solides. Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

a) Méthode liée à l'érosion spécifique (Fournier)

Le volume s'obtient par la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_s * S * T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II.44)$$

Avec :

E_s : Erosion spécifique (t/km²/an).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m³) [A.N.B.T]

S : Surface du bassin versant (Km²).

AN :

$$V_m = \frac{(34,66 * 211,23 * 50)}{1,6}$$

$$V_m = 0,23 \text{ Mm}^3$$

b) Formule de Tixeront

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s * T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II.45)$$

$$Q_s = T_s * S \dots\dots\dots (II.46)$$

Avec :

Q_s : Le débit solide (t/an).

γ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\gamma_s = 1,6 \text{ t/m}^3$).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

T_s : Le transport solide (t/Km²/an).

S : Surface du bassin versant (Km²).

AN :

$$Q_s = 620,44 * 211.23.$$

$$Q_s = 131055,54 \text{ t/an}$$

$$V_m = 1,05 * \frac{(131055,54 * 50)}{1.6}$$

$$V_m = 4,30 \text{ Mm}^3$$

c) Formule de Gravilovitch

Le volume mort est donné par la relation ci-après :

$$V_m = \frac{T_0 * T * S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II.47)$$

Avec :

T₀ : taux d'abrasion (t/Km²/an).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

S : Surface du bassin versant (Km²).

γ_s : Poids spécifique de la vase humide (γ_s = 1,6 t/m³).

AN :

$$V_m = \frac{(493.56 * 50 * 211.23)}{1.6}$$

$$V_m = 3,26 \text{ Mm}^3$$

d) Formule de Sogreah

Le volume mort est donné par la relation ci-après :

$$V_m = \frac{T_s * T * S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II.48)$$

Avec :

T_s : taux d'abrasion (t/Km²/an).

T : Durée de vie du barrage (50 ans).

S : Surface du bassin versant (Km²).

γ_s : Poids spécifique de la vase humide (γ_s = 1,6 t/m³).

AN :

$$V_m = \frac{(822,28 * 50 * 211.23)}{1.6}$$

$$V_m = 5,43 \text{ Mm}^3$$

Les résultats obtenus par les différentes méthodes sont représentés dans le tableau II.27.

Tableau II.27 : Récapitulatif des résultats du volume mort

Formule	Taux d'abrasion [t/Km ² /an]	Volume mort [Mm ³]
Fournier	34,66	0,23
Tixeront	620,44	4,30
Sogreah	822,28	5,43
Gravilovitch	493,56	3.26

On remarque que les différentes formules empiriques ont données des résultats distincts, ce qui prouve qu'elles ne reflètent pas la réalité. Par exemple la formule de Fournier a donnée un volume mort très faible. Les autres formules ont données un taux d'abrasion relativement important. Ainsi pour des raisons de sécurité et pour dimensionner notre barrage dans le cas le plus défavorable sans pour autant tomber dans la surestimation, on préconise de prendre un volume mort de 5 Mm³.

Donc, on prend en considération un volume mort de l'ordre de **5 Mm³** (alluvionnement à l'horizon de 50 ans). **Les apports solides de l'oued Azerou ne sont pas pris en considération étant donné que le barrage (Portes de fer) est implanté sur l'oued Bouktone.**

II.5 Etude des crues

L'étude des crues revêt une place importante dans une étude hydrologique et doit être menée avec délicatesse pour ne pas tomber dans des erreurs de sous-estimations ou de surestimations compromettant respectivement la sécurité de l'ouvrage et son environnement [2].

Le but de cette partie est de déterminer les hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant de l'oued Bouktone et de définir les débits maximaux probables correspondants. La détermination de ces hydrogrammes de crues probables ne reste pas sans difficultés quant au choix de la méthode utilisée surtout en absence de données.

Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l'estimation des débits maximaux probables, et on procédera pour la construction des hydrogrammes de crues par la méthode des isochrones ou la méthode de l'hydrogramme synthétique.

Les paramètres définissant une crue est :

- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- Le volume de la crue.
- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
- Le temps de base.

II.5.1 Détermination des débits maximaux fréquentiels avec les formules empiriques

a) Formule de Hazan-Lazarevick

Cette formule consiste dans un premier lieu, l'estimation du débit de pointe de récurrence 1000 ans. Après on déduit les autres débits de fréquence différentes par la formule de Fuller I [5]:

$$Q_{\max 0.1\%} = K_1 * S^{K_2} \dots\dots\dots (II.49)$$

Avec : $Q_{\max 0.1\%}$: Débit de pointe de récurrence 1000 ans en m³/s

S : Surface du bassin versant en Km².

K₁ et K₂ : Coefficients dépendant de la pluviométrie.

Les valeurs des coefficients K₁ et K₂ sont respectivement de 9,38 et 0,742 (Pour la région de l'atlas algérien dont fait partie la chaîne des Bibans et pour une pluviométrie [200-400] mm).

AN :

$$Q_{\max 0.1\%} = 9,38 * 211,23^{0,742} \qquad \qquad \qquad Q_{\max 0.1\%} = 497,93 \text{ m}^3/\text{s}$$

La transposition des débits de crues milléniales aux débits de récurrence T se fera par la formule de Fuller qui donnée comme suit :

$$Q_{\max p\%} = Q_{\max 0.1\%} * (1 + a * \log T) / (1 + a * \log 1000) \dots\dots\dots (II.50)$$

Avec : $Q_{\max p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).

T : Période de retour (an).

a : coefficient qui variant de 2 à 3,5. a = 2,75

Les résultats sont présentés dans le tableau Tableau II.28.

Tableau II.28 : Résultats de calcul (Hazan-Lazarevick)

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000
$Q_{\max p\%}$ [m ³ /s]	157,30	201,86	246,42	305,33	349,90	497,93

b) Formule de Mallet-Gauthier

Elle est donnée par la relation suivante :

$$Q_{\max p\%} = 2K \log (1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4 \log T - \log S} \dots\dots\dots (II.51)$$

Avec : $Q_{\max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).
 P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle [m].
 S : Superficie du bassin versant [Km²].
 L : Longueur du talweg principal [Km].
 K : Constante dépendante des caractéristiques du bassin versant compris entre 1 et 3.
 $K = 2$
 T : Période de retour [an].

$$AN : Q_{\max p\%} = 145,145 \sqrt{1+4 \log T - 2.33}$$

Tableau II.29 : Résultats de calcul (Formule de Mallet-Gauthier)

Période de retour [an]	5	10	20	50	100	1000
$Q_{\max p\%}$ [m3/s]	176,05	237,40	285,88	339,50	375,00	474,23

c) Formule de POSENTI :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$Q_{\max p\%} = \frac{\mu * P_{\max j, p\%} * S}{L} \dots\dots\dots (II.52)$$

Avec : $P_{\max j, p\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à une période de retour donnée [m].
 μ : Coefficient compris entre 700 et 800 [$\mu = 700$]
 L : Longueur du cours d'eau principal (Km).
 $Q_{\max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).
 S : Superficie du bassin versant [Km²].

$$AN : Q_{\max p\%} = 6160,88 * P_{\max j, p\%}$$

Tableau II.30 : Résultats de calcul (Formule de POSENTI)

Période de retour [an]	5	10	20	50	100	1000
P _{max p%} [mm]	41,9	49,2	56,1	65,1	71,8	94
Q _{max p%} [m3/s]	258,14	303,12	345,63	401,07	442,35	579,12

d) Formule de Giandotti

Le débit maximum fréquentiel est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max p\%} = \frac{160 \cdot S \cdot (H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} \cdot P_{\max j, p\%} \dots \dots \dots (II.53)$$

Avec : $Q_{\max p\%}$: Débit maximum de crue en m3/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée

S: Superficie du bassin versant [Km²].

L: Longueur du talweg principal [Km].

$H_{\text{moy}}, H_{\text{min}}$: Altitudes moyennes et minimales en [m].

$P_{\max j, p\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à une période de retour donnée [m].

AN : $Q_{\max p\%} = 7890,38 \cdot P_{\max j, p\%}$

Les résultats sont présentés dans le tableau **Tableau II.31** :

Tableau II.31 : Résultats du calcul (Giandotti)

Période de retour [an]	5	10	20	50	100	1000
P _{max p%} [mm]	41,9	49,2	56,1	65,1	71,8	94
Q _{max p%} [m3/s]	330,60	388,21	442,65	513,66	566,53	741,70

e) Formule de d'Alexeev

Le débit maximum fréquentiel est donné par la formule suivante [5] :

$$Q_{\max, p\%} = 0.34 P_{tc}^{4/3} \dots\dots\dots (II.54)$$

Avec : $P_{\max j, p\%}$: Pluie max journalière correspondante à une période de retour donnée [mm].

Tableau II.32 : Résultats du calcul (Formule d'Alexeev)

Période de retour [an]	5	10	20	50	100	1000
$P_{\max p\%}$ [mm]	41,9	49,2	56,1	65,1	71,8	94
$Q_{\max p\%}$ [m3/s]	49,48	61,30	73,02	89,04	101,46	145,32

f) Formule de Fuller II

Le débit maximum fréquentiel est donné par la formule suivante [5] :

$$Q_{\max, p\%} = (1 + a * \log T) * (S^{0.8} + 2,66 * S^{0.5}) * \frac{1.33 * N}{100} \dots\dots\dots (II.55)$$

Avec : a : Coefficient variant de 0,7 à 0,8. a = 0,75

N : Coefficient régional pris égal à 85 en région accidentée, 80 en plaine et 100 en montagne. On prend N = 100

S : Superficie du bassin versant [Km²]. T : Période de retour [an].

AN : $Q_{\max, p\%} = 98,48 * (1 + 0,75 * \log T)$

Tableau II.33 : Résultats du calcul (Formule de Fuller II)

Période de retour [an]	5	10	20	50	100	1000
$Q_{\max p\%}$ [m3/s]	150,11	172,34	194,57	223,97	246,20	320,06

g) Méthode de régionalisation des débits maximums en Algérie du nord

Elle est établie par le Professeur Mohamed Meddi en collaboration avec le Dr. Toumi Samir. Pour calculer $Q_{\max}$ dans l'une des trois régions du nord d'Algérie, pour une période de retour donnée, le

débit max calculé par le modèle correspondant à la région concernée doit être multiplié par la fonction de quantile correspondante : $Q_{\max}(T) = Q_{\max} \times q(T)$

Le site de notre barrage se situe dans la région III, ainsi : $Q_{\max} = 1,26 \times A^{0,16} \times S^{-1,04}$

Avec : A : Surface du bassin versant (Km²)
 S : Pente du cours d'eau principal

Pour cette méthode, on calculera le débit de période de retour de 100 ans seulement.

AN : $Q_{\max}(100) = 1,26 \times (211.23)^{0,16} \times (5,34/100)^{-1,04} \times 5,72$

$$Q_{\max}(100 \text{ ans}) = 357,34 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le Tableau II.34 donne un récapitulatif des résultats de calcul du débit maximum fréquentiel avec les différentes formules empiriques.

Tableau II.34 : Récapitulatif des résultats de calcul du débit maximum fréquentiel en [m³/s]

Période de retour [an]	5	10	20	50	100	1000
Hazan Lazarevick	157,30	201,86	246,42	305,33	349,90	497,93
Mallet-Gauthier	176,05	237,40	285,88	339,50	375,00	474,23
Posenti	258,14	303,12	345,63	401,07	442,35	579,12
Giandotti	330,60	388,21	442,65	513,66	566,53	741,70
Alexeev	49,48	61,30	73,02	89,04	101,46	145,32
Fuller II	150,11	172,34	194,57	223,97	246,20	320,06

Pour la suite du travail, on prend en considération les résultats obtenus par la formule de Mallet-Gauthier étant donné qu'ils sont proches de la moyenne. De plus cette formule tient compte des principales caractéristiques qui influent sur l'apport de la crue : la topographie du bassin versant et la précipitation. Les débits de pointe sont résumés dans le Tableau II.35 suivant :

Tableau II.35 : Débits de pointe pour le bassin de l'oued Bouktone

Période de retour [an]	5	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	20	10	2	5	1	0.1
$Q_{max,p\%}$ [m ³ /s]	176,05	237,40	285,88	339,50	375,00	474,23

II.5.2 Hydrogramme de crue

L'objectif de toute étude hydrologique est de déterminer pour un bassin versant donné les hydrogrammes de crues à différentes périodes de retour et de définir les débits maxima probables correspondants.

Un hydrogramme de crue est une identité de la crue en elle-même. Il nous donne les caractéristiques principales de la crue tel que :

- Volume de la crue
- Durée de la crue
- Débit maximum de la crue (débit de pointe)

Pour la détermination des hydrogrammes de crues probables, on va suivre la méthode de SOKOLOVSKY qui divise un hydrogramme donné en deux parties non symétriques. L'une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de décrue [2] :

➤ Pour la montée

$$Q_m = Q_{max,p\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots (II.56)$$

➤ Pour la décrue

$$Q_d = Q_{max,p\%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (II.57)$$

Avec :

$Q_{max,p\%}$: Débit maximum de fréquence donnée (m³/s).

Q_m : Débit instantané de la montée (m³/s).

Q_d : Débit instantané de la décrue (m³/s).

t_m, t_d : Temps de montée et de décrue (heures).

n, m : Puissance des courbes : $n=2$ et $m=$.

Temps de base: $t_b = t_m + t_d$

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

- ✓ $t_m = t_c$ t_c : Temps de concentration du bassin versant (heures) ; $t_c = 5,42$ h
- ✓ $t_d = \delta t_m$ δ : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

Les valeurs de δ sont données dans le tableau Tableau II.36.

Tableau II.36 : Coefficient de forme de l'hydrogramme 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

On prend $\delta = 2$.

Donc : $t_m = 5,42$ heures et $t_d = 2 \times 5,42 = 10,84$ heures.

→ $t_b = 16,26$ heures

Les hydrogrammes de crues (montées et décrues) pour les différentes périodes de retour sont donnés par les Tableaux II.37 et II.38 :

- Pour la montée :

Tableau II.37 : Récapitulatif des résultats de calcul pour le débit instantané de montée

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	20	10	2	5	1	0,1
$Q_{max,p\%}$	176,05	237,4	285,88	339,5	375	474,23
Temps (h)	Q_m					
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	1,50	2,02	2,43	2,89	3,19	4,04
1	5,99	8,08	9,73	11,56	12,77	16,14
1,5	13,48	18,18	21,90	26,00	28,72	36,32
2	23,97	32,33	38,93	46,23	51,06	64,57
2,5	37,46	50,51	60,82	72,23	79,78	100,90
3	53,94	72,73	87,58	104,01	114,89	145,29
3,5	73,41	99,00	119,21	141,57	156,38	197,75
4	95,89	129,30	155,71	184,91	204,25	258,29
4,5	121,36	163,65	197,07	234,03	258,50	326,90
5	149,82	202,03	243,29	288,92	319,13	403,58
5,42	176,05	237,40	285,88	339,50	375,00	474,23

- Pour la descente :

Tableau II.38 : Récapitulatif des résultats de calcul pour le débit instantané de la décrue

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	20	10	2	5	1	0,1
$Q_{max,p\%}$	176,05	237,4	285,88	339,5	375	474,23
Temps (h)	Q_d					
6	149,28	201,30	242,40	287,87	317,97	402,11
6,5	128,50	173,28	208,66	247,80	273,71	346,14
7	109,74	147,99	178,21	211,63	233,76	295,62
7,5	92,91	125,29	150,87	179,17	197,90	250,27
8	77,89	105,03	126,48	150,21	165,91	209,82
8,5	64,59	87,09	104,88	124,55	137,57	173,97
9	52,89	71,32	85,88	101,99	112,66	142,47
9,5	42,70	57,57	69,33	82,34	90,95	115,01
10	33,91	45,72	55,06	65,38	72,22	91,33
10,5	26,41	35,62	42,89	50,94	56,26	71,15
11	20,11	27,12	32,66	38,79	42,85	54,18
11,5	14,91	20,10	24,21	28,75	31,75	40,15
12	10,69	14,41	17,35	20,61	22,76	28,78
12,5	7,35	9,91	11,93	14,17	15,65	19,79
13	4,79	6,46	7,78	9,23	10,20	12,90
13,5	2,91	3,92	4,72	5,60	6,19	7,83
14	1,60	2,15	2,59	3,08	3,40	4,30
14,5	0,75	1,02	1,22	1,45	1,61	2,03
15	0,28	0,37	0,45	0,53	0,59	0,74
15,5	0,06	0,08	0,10	0,12	0,13	0,16
16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01
16,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

La représentation graphique des hydrogrammes de crues des différentes fréquences est donnée par la Figure II.14 suivante :

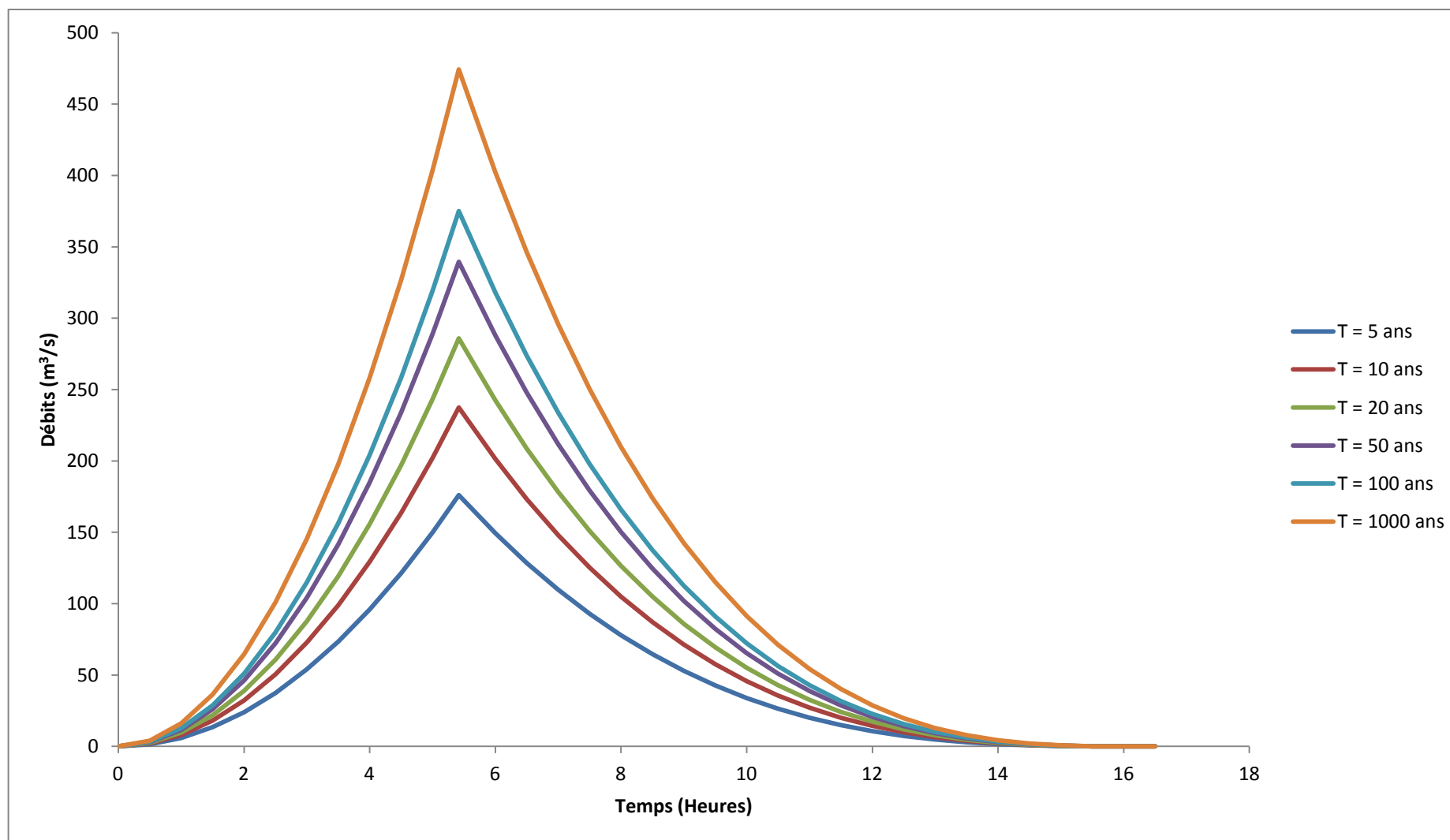


Figure II.14 : Les Hydrogrammes de crues fréquentiels (SOKOLOVSKY)

II.5.3 Choix de la crue de projet

Le choix de la « crue de projet », référence pour le dimensionnement des ouvrages d'évacuation des crues, est déterminant pour la sécurité future d'un barrage. Parmi les causes des ruptures recensées de barrages dans le monde, l'insuffisance de capacité des évacuateurs de crue est en effet particulièrement fréquente. Il n'est donc pas étonnant que les méthodes d'aide à la détermination de la crue de projet soient toujours l'objet d'un débat difficile et passionné [3].

La crue de projet (aussi crue nominale ou crue type) dans un projet d'ouvrage hydraulique (barrage ou digue) est celle pour laquelle l'ouvrage a été dimensionné, et pour laquelle le transit s'effectuera sans risque ni dommage sur l'ouvrage.

Ainsi, la crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue, autrement dit, c'est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. 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.

D'après la Commission Internationale des Grands Barrages [3], il est recommandé de dimensionner les évacuateurs de crue pour des crues de projet d'une période de retour de 1000 ans.

Rappelons que pour la détermination de la crue de projet, il existe deux approches:

- ✓ l'approche déterministe qui est basé sur l'observation et l'historique.
- ✓ l'approche probabiliste qui est basé sur la statique.

La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de :

- la qualité et la quantité des données.
- la précision
- la bonne estimation.

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

- ✓ Le Comité National Australien des Grands Barrages (CNAGB).
- ✓ CMAGREF.

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.

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

- ✓ Méthode du GRADEX (qui est une méthode probabiliste).
- ✓ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau II.39 : Catégories des dommages résultant des crues

Dommages élevés	Dommages importants	Dommages 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 (dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval).	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemins 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 II.40 : Crues de projet recommandées

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

Aussi, 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 :

$$I_g = I_a * I_d * I_r \dots\dots\dots (II.58)$$

Avec: 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 risque est moyen ($I_g = 2$), on dimensionne pour la crue centennale en vérifiant avec 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 II.41 : Choix de la crue de projet

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modéré)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyenne	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, le risque en aval n'est pas élevé étant donné que notre site est éloigné des zones urbaines, et enfin le volume d'emmagasinement est relativement faible. Donc, on accepte un risque moyen ($lg = 2$) et on suit la recommandation de la CIGB qui consiste à dimensionner les évacuateurs de crue pour des crues de projet d'une période de retour de 1000 ans.

D'où: $Q_{\text{projet}} = Q_{\text{max}, 0.1\%} = 474,23 \text{ m}^3/\text{s}$

La figure suivante représente l'hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour de 1000 ans.

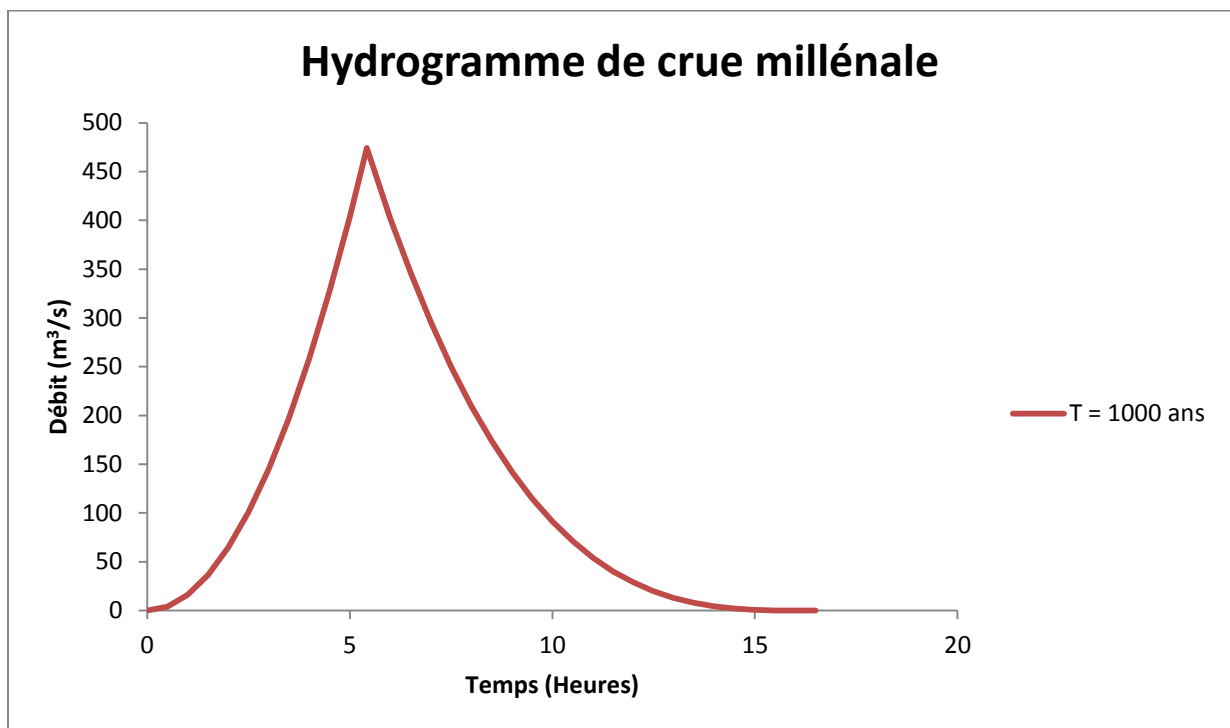


Figure II.15 : L'Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour de 1000 ans

II.5.4 Choix de la crue de chantier

La crue présente l'une des phases des régimes d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux d'eaux élevés, les crues résultent de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses. Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de risque admis [3].

En cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation ; sur le coût de l'ouvrage de dérivation, sur la durée d'exécution de l'aménagement et sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage. La fréquence du débit maximal attribué à chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité.

La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau tandis que l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Le choix de la crue de chantier, valeur pour laquelle tous les organes de la dérivation sont dimensionnés, introduit la notion de risque. En effet, en choisissant une crue de chantier de faible intensité, tous les organes de dérivation seront de dimensions réduites, donc de moindre coût. En revanche, le risque de submersion de la dérivation par conséquent du chantier sera plus grand engendrant des coûts liés aux dommages (dégâts sur l'ouvrage en construction, dégâts sus les machines, temps de remise en état) aussi plus élevés. Le risque d'une submersion augmente aussi avec la durée du chantier.

Pour un barrage poids en béton, stable à tout moment pendant la construction, l'effet d'une submersion du chantier a des conséquences limitées. La rapidité de construction d'un barrage construit en béton compacté au rouleau joue aussi un rôle favorable dans le choix d'une crue de projet de faible intensité. Pour toutes ces raisons, nous proposons de prendre la crue de projet correspondant à un temps de retour de 15 ans, soit 266,62 m³/s.

En admettant que la période de dérivation dure environ 2 ans (excavation, traitement des fondations, galeries en rocher et corps du barrage), le risque d'une submersion du chantier (calculé avec la formule II.59) sera de 12 %. Ce risque est considéré assez faible [1].

$$R = 1 - e^{-L/T} \dots\dots\dots (II.59)$$

Avec : R : Risque de submersion du chantier
 L : Période de dérivation (an)
 T : Période de retour (an)

$$AN : R = 1 - e^{-2/15} = 12\%.$$

$$D'où: \quad Q_{\text{Chantier}} = Q_{\text{max}, 6,7\%} = 266,62 \text{ m}^3/\text{s}.$$

La Figure II.16 ci-après représente l'hydrogramme de crue de chantier pour une période de retour de 15 ans.

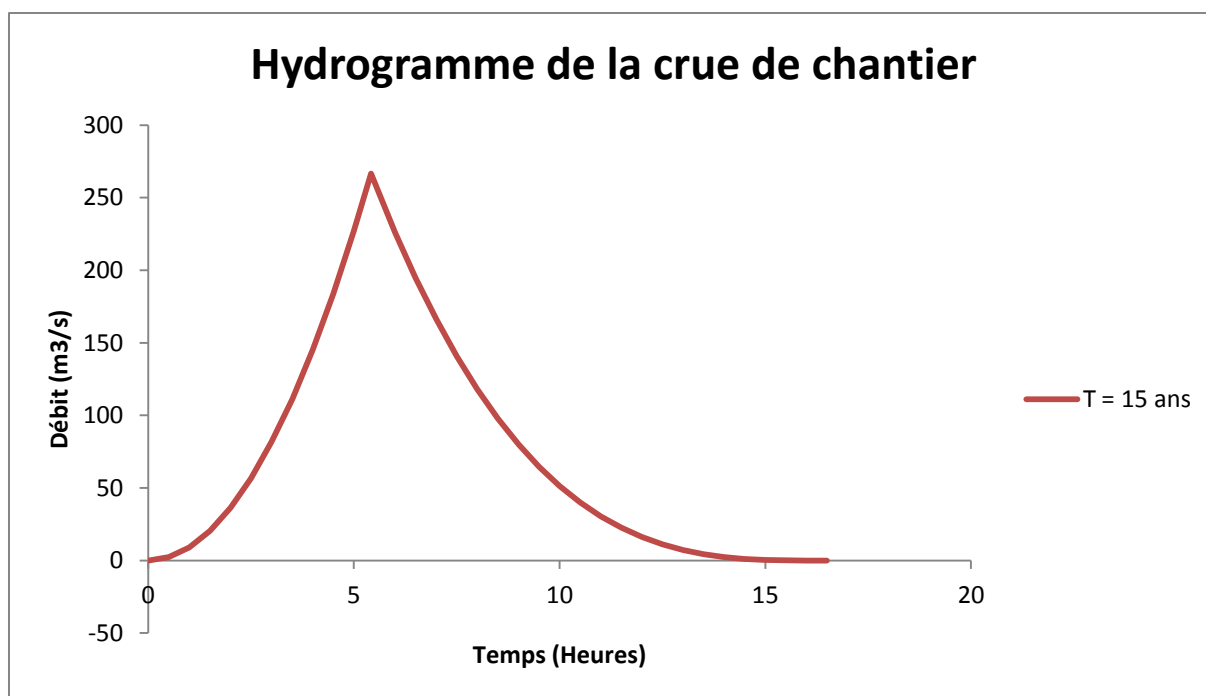


Figure II.16 : L'Hydrogramme de la crue de chantier pour une période de retour 15 ans

Partie 2 :
**Etude de régularisation et de laminage
des crues**

II.6 Régularisation

La régularisation a pour objectif la détermination de la capacité optimum de la retenue ainsi que le niveau correspondant qui permettront de rendre, réguliers, les débits de l'oued Bouktone et le transfert d'Azerou afin de satisfaire les besoins en eau potable des communes environnantes de la ville de Bordj Bou Arreridj, avec le moindre risque de défaillance possible [4].

Il existe deux types de régularisation :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Pour notre étude, on traitera la régularisation interannuelle.

Les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- Les courbes caractéristiques de la retenue.
- La répartition mensuelle de l'apport (A 80% en Mm³).
- La répartition mensuelle de la demande en eau.
- La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.

II.6.1 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»

D'après le bureau d'étude BG-Stucky, pour des raisons de sécurité, le levé topographique de la cuvette a été abandonné et est donc indisponible. Ainsi, les surfaces et les cotes de la retenue sont déterminées à l'aide du logiciel Arc Gis à partir du modèle numérique de terrain (MNT) qu'on a utilisé pour l'élaboration de la courbe Hypsométrique.

Donc, nous allons tracer la courbe des surfaces submergées $S=f(H)$ et la courbe des volumes d'eau dans la cuvette $V=f(H)$. Les volumes sont calculés à partir de la formule suivante [4] :

$$V_n = V_{n-1} + \Delta V_n = V_{n-1} + \left(\frac{S_{n-1} + S_n}{2} \right) \Delta H \quad \dots\dots\dots (II.60)$$

Avec :

$$V_1 = \frac{2}{3} S_1 * H_1$$

S_n : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_n [m²].

S_{n-1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{n-1} [m²].

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

V_n : Volume d'eau correspondant à la courbe de niveau H_n [m³].

ΔV_n : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives [m³].

La cote minimale relevée sur l'axe du barrage est 426 m et la cote maximale est 500 m, soit à priori une hauteur de 74 m.

Les relations entre profondeur, volume et surface de la retenue, sont données dans l'annexe

La représentation graphique des courbes Hauteurs-Capacités-Surfaces est donnée dans la Figure II.17 (II.18) suivante :

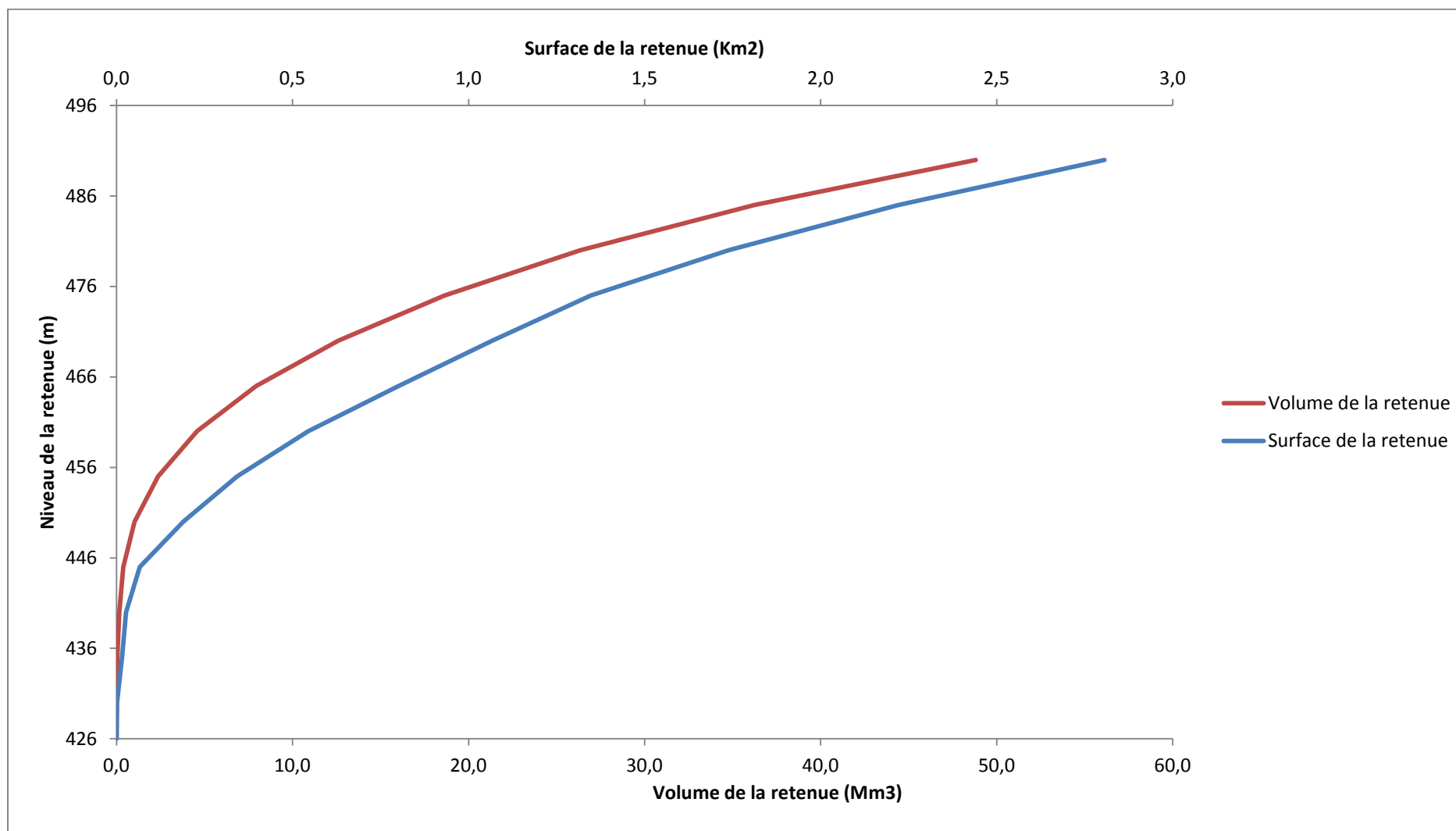


Figure II.17 (II.18) : Courbe des surfaces submergées et courbe des volumes d'eau dans la cuvette

II.6.2 Répartition mensuelle de l'apport A80% de l'oued Bouktone

Elle est donnée par le tableau II.42 :

Tableau II.42 : Répartition mensuelle de l'apport annuel 80%

Moi	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Année
Apport mensuel (f = 80%) [Mm³]	0,60	0,62	0,63	0,75	0,67	0,63	0,66	0,69	0,68	0,22	0,02	0,14	6,35
Apport mensuel (f = 80%) [%]	9,46	9,70	9,91	11,74	10,59	9,85	10,37	10,82	10,64	3,48	1,22	2,24	100,00

II.6.3 Répartition mensuelle de la demande en eau (besoin en AEP)

D'après l'ANBT, l'objectif de consommation annuelle est de 9,32 Mm³ (f = 80%). La règle d'extraction de l'eau à partir du barrage a été simplifiée et elle est donnée dans le tableau II.43.

Tableau II.43 : Répartitions saisonnières des demandes

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Année
Besoin mensuel [Mm³]	0,84	0,84	0,56	0,56	0,56	0,56	0,65	0,66	0,66	1,13	1,13	1,22	9,38
Besoin mensuel [%]	9	9	6	6	6	6	7	7	7	12	12	13	100

II.6.4 Calcul du volume utile interannuel

D'après les Tableaux II.43 et Tableau II.44, **on constate que la demande en eau dépasse l'offre**, ainsi on procédera à la régularisation interannuelle pour la détermination du volume utile.

II.6.4.1 Régularisation interannuelle

On fait une régularisation interannuelle quand la consommation dépasse l'apport, on accumule les eaux durant les années humides et on la restitue pendant les années sèches, le cycle de remplissage et de la restitution peut durer plusieurs années. Ce type de régularisation nécessite des retenues importantes pour satisfaire le consommateur aussi bien annuellement que sur plusieurs années [4].

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire la consommation durant plusieurs années, parmi les méthodes de calculs de cette dernière, on peut citer :

- Méthode analytique de Kristky-Menkel pour une seule valeur du coefficient de régularisation
- méthode de Pléchkov-Svanidzé
- Méthode analytique de Kristky-Menkel pour plusieurs valeurs du coefficient de régularisation
- Méthode analytique pour le calcul du volume utile interannuel pour des normes variables de la consommation
- Méthode graphique : méthode de la courbe réduite des valeurs cumulées

On choisit de faire la régularisation interannuelle avec la méthode de Kristky-Menkel :

Cette méthode basée sur les caractéristiques de l'échantillon [4]. Elle consiste à déterminer le déficit pendant des années sèches. Donc il faut disposer d'une série des débits moyens annuels exprimés en coefficient de débit $K_i = Q_i / Q_{\text{moy}}$ et un coefficient de régularisation α .

$$\text{On a : } V_{u_{\text{int}}} = (\beta_s + \beta_{\text{plur}}) W_0 = V_s + V_{\text{int}} \dots\dots\dots (II.61)$$

Avec : W_0 : Apport moyen interannuel.

β_s : Composante saisonnière du volume utile.

β_{plur} : Composante pluri-annuelle du volume utile.

✓ **La composante saisonnière β_s est donnée par les formules suivante :**

$$\beta_s = \alpha (T_{\text{ét}} - W_{\text{ét}}) \dots\dots\dots (II.62)$$

$$T_{\text{ét}} = \frac{N_{\text{ét}}}{12} \dots\dots\dots (II.63)$$

Avec : α : Coefficient de régularisation.

$T_{\text{ét}}$: Durée relative de l'étiage au cours de l'année.

$N_{\text{ét}}$: Nombre de mois où Q_i est inférieur à Q_{moy} .

$$W_{\text{ét}} = \frac{\sum_{m=1}^{N_{\text{ét}}} W_m}{\sum_{pm=1}^{12} W_{pm}} \dots\dots\dots (II.64)$$

Avec : $W_{\text{ét}}$: Volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année.

$\sum_{m=1}^{N_{\text{ét}}} W_m$: Apport pendant la période d'étiage.

$\sum_{pm=1}^{12} W_{pm}$: Apport total pendant les 12 mois de l'année.

✓ La composante pluri-annuelle est donnée par les formules suivantes :

$$\beta_{\text{Plur}} = \max(D) = \max[(\alpha - K_{p\%}^{(n)}) \cdot n] \dots\dots\dots (II.65)$$

Avec : α : coefficient de régularisation.

$K_{p\%}^{(n)}$: Coefficient de l'hydraulicité pour l'année (n).

$$K_{p\%}^{(n)} = F_{p\%} C_v^{(n)} + 1 \dots\dots\dots (II.66)$$

Avec : C_v : Coefficient de variation
 $F_{p\%}$: La probabilité en fonction de $P\%$ et C_s (A partir de la fonction Rybkine Foster $F_{p\%}(P\%, C_s)$)
 n : Nombre d'année de régularisation
 C_s : Coefficient de variation d'asymétrie
 $C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}}$; $C_s^{(n)} = \frac{C_s}{\sqrt{n}}$

Application Numérique :

➤ Pour la composante saisonnière

Tableau II.44 : Détermination de la période d'étiage à partir du tableau de la répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Année
Apport mensuel (Mm ³)	0,91	0,93	0,95	1,13	1,02	0,95	1,00	1,04	1,02	0,33	0,12	0,22	9,60

On a : $Q_{\text{moy}} = 9,60/12 = 0,80 \text{ Mm}^3$

→ La période d'étiage comporte le mois de juin, juillet et aout.

Alors : $N_{\text{ét}} = 3$

$$T_{\text{ét}} = \frac{3}{12} = 0,25$$

$$\mathbf{T_{\text{ét}} = 0,25}$$

$$W_{\text{ét}} = \frac{0,67}{9,6} = 0,07$$

$$\mathbf{W_{\text{ét}}=0,07}$$

Pour un coefficient de régularisation $\alpha=0.9$ on aura :

$$\beta_s = \alpha (T_{\text{ét}} - W_{\text{ét}}) = 0,9 * (0,25 - 0,07) = 0,16$$

$$\mathbf{\beta_s = 0.16}$$

Ainsi, le volume saisonnier est :

$$V_s = \beta_s * W_0 = 0,16 * 9,6 = 1,536 \text{ Mm}^3$$

$$\mathbf{V_s=1,54 \text{ Mm}^3}$$

➤ **Pour la composante pluri-annuelle**

$$P = 90 \%$$

$$C_v = 0,59 \text{ (Formule de Sokolovski)}$$

$$C_s = 2 * C_v = 1,18$$

$$\alpha = 0,9$$

Le tableau de calcul de la composante pluri-annuelle est donné dans l'annexe 2.

D'après ce tableau, on a :

$$\beta_{\text{plur}} = \max [(\alpha - K_{p\%}^{(n)}) . n] = 1,338$$

$$\mathbf{\beta_{\text{plur}} = 1,338}$$

Ainsi, le volume pluri-annuel est :

$$V_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur}} * W_0 = 1,338 * 9,6 = 12,85 \text{ Mm}^3$$

$$\mathbf{V_{\text{plur}} = 12,85 \text{ Mm}^3}$$

Enfin, le volume utile interannuel est :

$$V_{\text{uint}} = V_s + V_{\text{int}}$$

$$V_{\text{uint}} = 1,54 + 12,85 = 14,39 \text{ Mm}^3$$

$$\mathbf{V_{\text{uint}} = 14,39 \text{ Mm}^3}$$

II.6.4.2 Détermination du volume du niveau normal de la retenue

Le volume du niveau normal de la retenue du barrage Portes de Fer est composé du volume utile interannuel, du volume mort et du volume d'eau transféré à partir de la prise d'eau du bassin versant d'Azerou.

D'après l'Agence Nationale des Barrages et Transferts, l'apport moyen interannuel du bassin versant d'Azerou est de 18,2 Mm³. Annuellement, il est possible de transférer 60 % de cet apport vers la cuvette du barrage Portes de Fer. Ainsi, le volume du transfert est de **10,92 Mm³**.

$$AN : V_{\text{transfert}} = 60 \% * A_{BV\text{-Azerou}} = 0,60 * 18,2 = 10,92 \text{ Mm}^3$$

Donc :

$$V_{NNR} = V_m + V_{u_{\text{int}}} + V_{\text{transfert}} = 5 + 14,39 + 10,92 = 30,31 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = 30,31 \text{ Mm}^3$$

$$NNR = 482 \text{ m NGA}$$

En résumé, les caractéristiques techniques de l'aménagement découlant de cette étude de régularisation sont représentés dans le Tableau II.45 suivant :

Tableau II.45 : Récapitulatif des résultats de la régularisation

Dénomination	Résultat
Cote du fond	412 m NGA
Cote au niveau du volume mort	446,47 m NGA
Cote au niveau normal de la retenue	482 m NGA
Volume mort (horizon de 50 ans)	5 Mm ³
Volume utile ($V_{u_{\text{int}}} + V_{\text{transfert}}$)	25,31 Mm ³
Volume au niveau normal de la retenue	30,31 Mm ³
Surface de la retenue	1,94 Km ² (NNR) → 2 Km ²

II.7 Laminage des crues

Le laminage de crues permet d'étaler dans le temps l'hydrogramme de crue grâce au rôle très important de l'évacuateur de crue de surface.

Dans les petits bassins versants, les débits de crue instantanés sont souvent relativement élevés, mais le volume des crues est en général assez faible et les crues peuvent être laminées de façon appréciable par stockage dans la tranche disponible entre la cote du déversoir et celle des plus hautes eaux. Le débit qui passe dans l'évacuateur de crue (Q_e) est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue (Q_c). L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'Hydrogramme de crue entrant dans la retenue, de la capacité d'évacuation du déversoir de crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue [4].

L'étude de laminage consiste soit à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue, les dimensions du déversoir (longueur déversant) étant fixées à priori, soit 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.

En général, pour des raisons d'hydraulique, on adopte une hauteur du plan d'eau au-dessus du seuil des évacuateurs de crue à système de contrôle déversant comprise entre 0.60 et 1.50m.

L'étude doit être effectuée pour des crues de forme et de durée diverses afin de déterminer la cote maximale du plan d'eau et le débit maximal correspondant de l'évacuateur de crue dans les conditions les plus défavorables de laminage.

Ainsi, le calcul du 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 suit:

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots (II.67)$$

Avec : Q : Débit entrant de la crue.
 q : Débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).
 S : Surface du plan d'eau de la cuvette.

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

dh/dt : Vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procédés de calcul, on peut citer quelques uns:

1. Méthode de Kotcherine.
2. Méthode Step by step.
3. Méthode graphique.
4. Méthode d'Eier-Cieh.

5. Méthode de Hildenblat.
6. Méthode de Black More

→ Dans notre étude on va utiliser la méthode de Kotcherine.

▪ **Méthode de Kotcherine**

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

- ✓ l'Hydrogramme de crue est considéré comme un triangle.
- ✓ les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- ✓ le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
- ✓ les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue

Pour notre cas, le débit de pointe de la crue millénale de l'oued Bouktone est de 436 m³/s (Débit de projet, voir paragraphe II-5-2). Les apports du transfert des eaux de l'oued Azerou sont négligés. Avec une bonne gestion de l'aménagement, l'eau du transfert ne sera plus pompée lorsque la retenue atteint ou dépasse son niveau normal.

II.7.1 Estimation du débit de crue laminé

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante [4] :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{0.85 Q_{\%}} \right) \dots\dots\dots (II.68)$$

Avec : V_F : Volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.
 V_C : Volume de la crue correspondant au $Q_{1000\%}$
 $Q_{\%}$: Débit de la crue (m³/s)
 q_{lam} : Débit laminé

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = 0.85 * Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots\dots\dots (II.69)$$

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.

II.7.2 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 calcul alors avec la relation :

$$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots$$

(II.70)

Avec : g : Accélération de pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).
 b : Largeur de déversoir (m).
 H : Charge sur le déversoir (m).
 m : Coefficient de débit.

A noter que le coefficient de débit dépend du type de déversoir, du rapport entre la hauteur de déversement (H) et la hauteur de dimensionnement du déversoir (Hd). Pour un déversoir de type standard, le coefficient de déversement est compris entre 0.385 et 0.494. $m = 0.42$ a été utilisé pour le calcul [Source ANBT].

$$\text{On a aussi : } H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots\dots \text{ (II.71)}$$

Avec : H_0 : Charge globale.
 V_0 : vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots \text{ (II.72)}$$

Avec: $S = b \cdot H$
 S : Section du déversoir

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". Dans nos calculs, on fait varier H de (0,4 à 3,2 m) et b de (5 à 40 m).

Procédé de calcul :

- Se donner des H variant de (0,4 à 3,2 m)
- Définir le NPHE pour chaque Hauteur déversante, côte PHE = côte NNR + H
- A l'aide de la courbe capacité hauteur $H = f(V)$, on détermine le V_{PHE}
- Calcul du volume forcé, $V_F = V_{\text{PHE}} - V_{\text{NNR}}$
- Détermination du volume de la crue $Q_{0,1\%}$
- Calcul du débit laminé pour chaque H, $q_{\text{lam}} = 0.85 \cdot Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right)$

- Calcul du débit laminé pour chaque H en variant b avec la formule $q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g \cdot H^{3/2}}$
- Tracer les graphes $H = f(q, b)$

Le Tableau II.46 présente les données de départ pour les calculs par la méthode de Kotcherin.

Tableau II.46 : Données de départ

Données	-	H (m)	b (m)	$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g \cdot H^{3/2}}$	S (m²)	V ₀ (m/s)	V _F (Mm³)
g (m/s²)	9,81	0,4	5	2,35	2	1,18	0,79
Q _{0,1%} (m³/s)	474,23	0,8	10	13,31	8	1,66	1,58
V _{crue} (Mm³) [à partir du logiciel Origin]	7,73	1,2	15	36,68	18	2,04	2,38
VNNR (Mm³)	30,31	1,6	20	75,30	32	2,35	3,17
α	1	2	25	131,55	50	2,63	3,96
m	0,42	2,4	30	207,51	72	2,88	4,75
NNR (m)	280	2,8	35	305,08	98	3,11	5,54
		3,2	40	425,98	128	3,33	6,44

Tableau II.47 : Détermination de H₀ et q_{max0,1%} en fonction de b

H	V ₀	H ₀	$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g \cdot H^{3/2}}$							
			b (m)							
m	m/s	m	5	10	15	20	25	30	35	40
0,4	1,18	0,47	3,00	6,01	9,01	12,01	15,01	18,02	21,02	24,02
0,8	1,66	0,94	8,49	16,99	25,48	33,97	42,46	50,96	59,45	67,94
1,2	2,04	1,41	15,60	31,20	46,81	62,41	78,01	93,61	109,21	124,82
1,6	2,35	1,88	24,02	48,04	72,06	96,08	120,11	144,13	168,15	192,17
2	2,63	2,35	33,57	67,14	100,71	134,28	167,85	201,42	234,99	268,56
2,4	2,88	2,82	44,13	88,26	132,39	176,52	220,65	264,78	308,91	353,04
2,8	3,11	3,29	55,59	111,17	166,76	222,34	277,93	333,51	389,10	444,68
3,2	3,33	3,76	67,94	135,88	203,83	271,77	339,71	407,65	475,59	543,53

Tableau II.48 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

H_0	V_F	$q_{lam} = 0.85 * Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right)$	$q = m * b * \sqrt{2g} * H^{3/2}$							
			b (m)							
m	Mm3	m3/s	5	10	15	20	25	30	35	40
0,47	0,79	361,77	3,00	6,01	9,01	12,01	15,01	18,02	21,02	24,02
0,94	1,58	320,47	8,49	16,99	25,48	33,97	42,46	50,96	59,45	67,94
1,41	2,38	279,18	15,60	31,20	46,81	62,41	78,01	93,61	109,21	124,82
1,88	3,17	237,88	24,02	48,04	72,06	96,08	120,11	144,13	168,15	192,17
2,35	3,96	196,58	33,57	67,14	100,71	134,28	167,85	201,42	234,99	268,56
2,82	4,75	155,29	44,13	88,26	132,39	176,52	220,65	264,78	308,91	353,04
4,37	5,54	113,99	55,59	111,17	166,76	222,34	277,93	333,51	389,10	444,68
3,76	6,44	67,13	67,94	135,88	203,83	271,77	339,71	407,65	475,59	543,53

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation des graphes $H=f(Q,q)$ et $V_d=f(Q,q)$ comme montre les Figures II.19 et II.20.

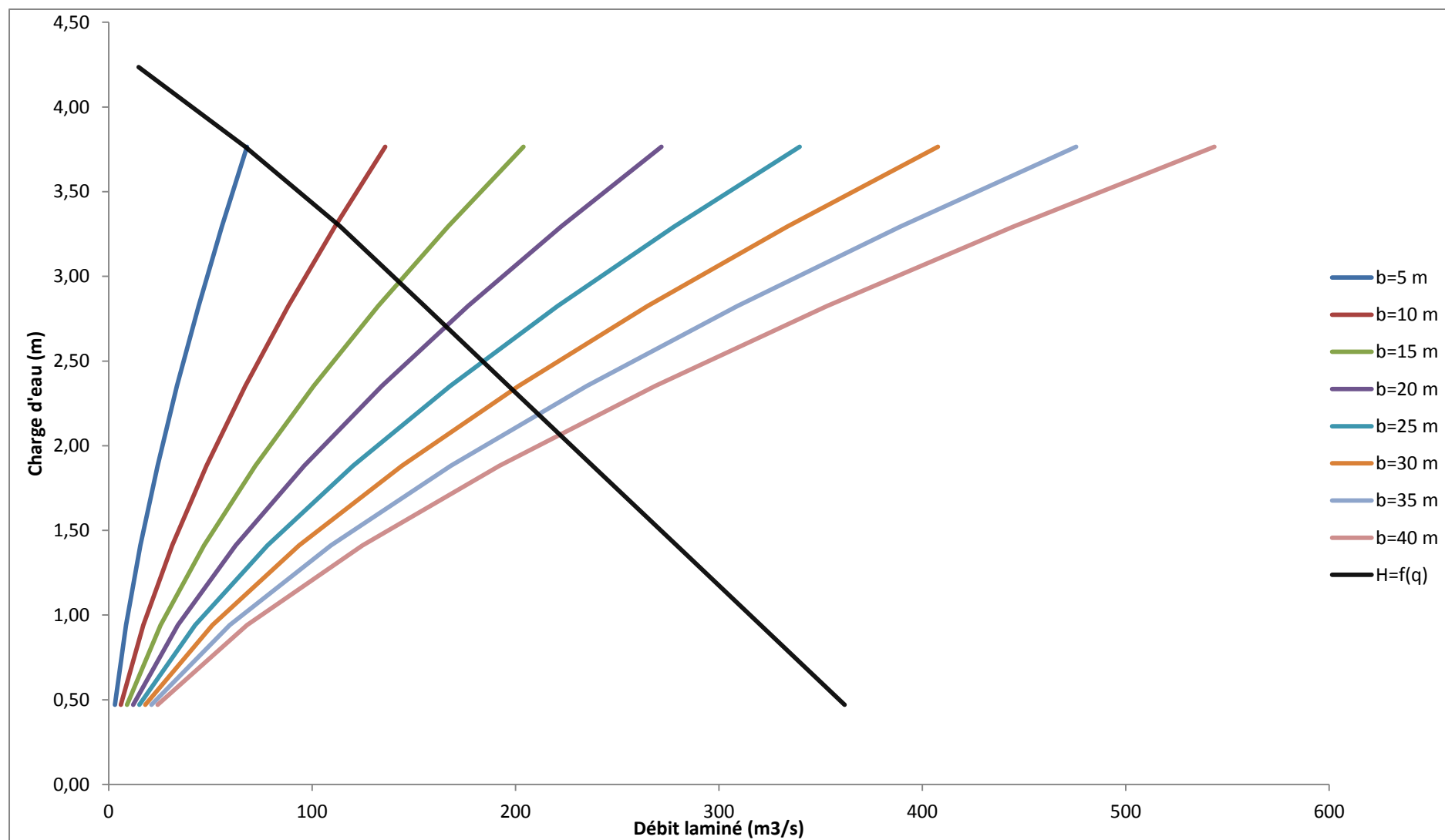


Figure II.19 : Courbes de laminage $H = f(Q, q)$

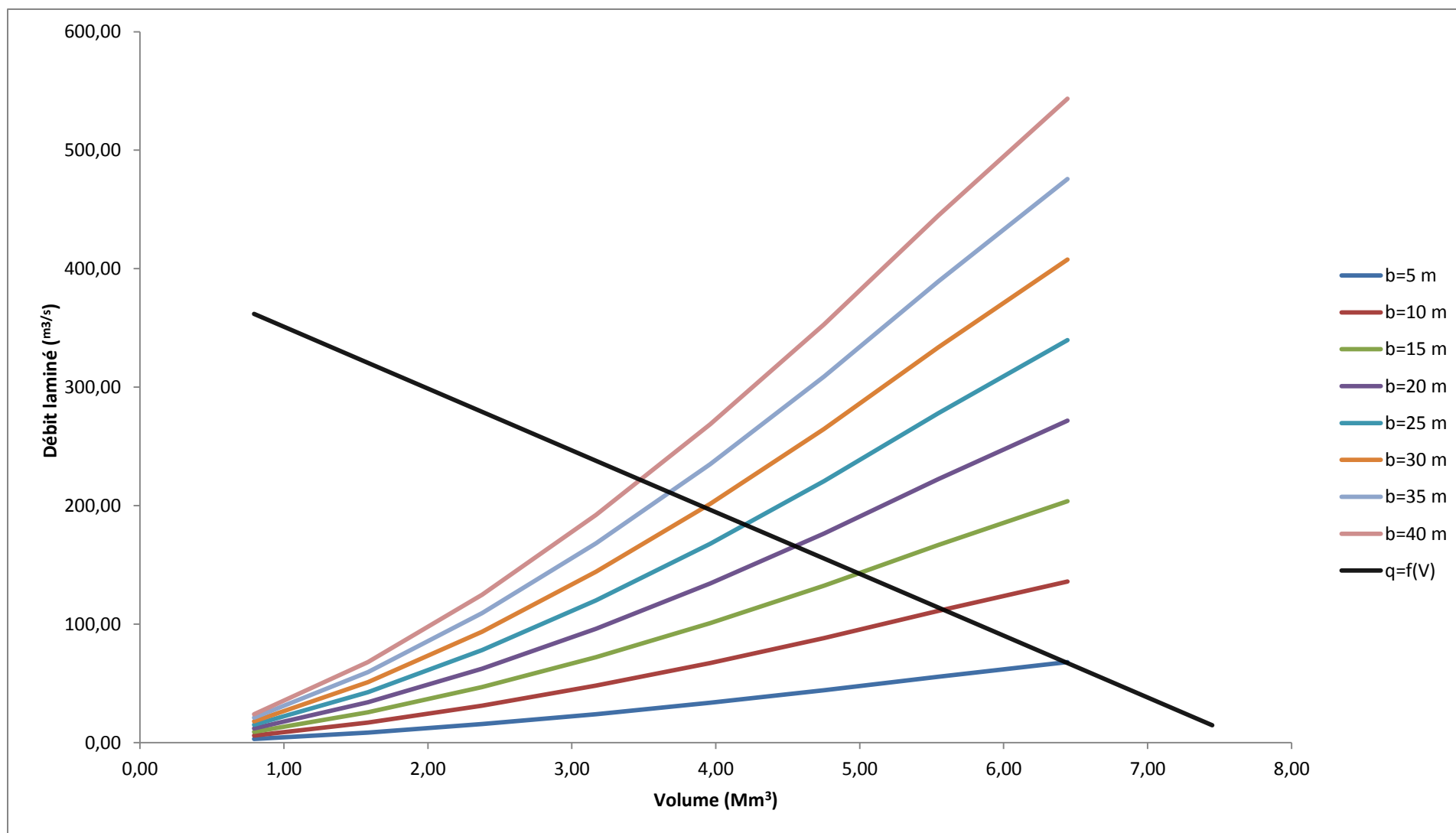


Figure II.20 : Courbes de laminage $V_d=f(Q, q)$

Les résultats de laminage de la crue milléniale par la méthode de Kotcherine sont déterminés graphiquement à partir des figures II.24 et II.25 et ils sont donnés dans le tableau II.49 suivant :

Tableau II.49 : Récapitulatif des résultats de laminage par la méthode de Kotcherine

Hauteur déversante (m)	côte PHE (m)	Largeur déversante (m)	Débit laminé (m³/s)	Volume forcé (Mm³)
3,75	485,75	5	67,69	6,42
3,31	485,31	10	111,92	5,57
2,97	484,97	15	142,31	5,00
2,69	484,69	20	165,77	4,55
2,49	484,49	25	183,85	4,22
2,32	484,32	30	198,85	3,92
2,17	484,17	35	210,77	3,69
2,06	484,06	40	221,54	3,47

Afin de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue et sa hauteur correspondante optimale, il faut faire une étude d'optimisation. Cette dernière, qui est une étude technico-économique, se portera sur les résultats qu'on vient de trouver avec le laminage par la méthode de Kotcherine.

II.8 Etude d'optimisation

L'étude d'optimisation consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes de l'évacuateur de crue correspondantes aux différentes hauteurs de la digue. A la fin de cette étude, on choisira les dimensions qui fournissent le devis le plus économique et rentables de l'aménagement.

II.8.1 Calcul du coût approximatif de la digue

En premier lieu, on calcule le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût. Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \dots\dots\dots (II.73)$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * L \dots\dots\dots (II.74)$$

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

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \dots\dots\dots (II.75)$$

B_i : Largeur de base, donnée par :

$$B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b \dots\dots\dots (II.76)$$

m_1, m_2 : Fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i , donnée par :

$$H_i = NNR - C_f + R + h_{\text{dév}} + t \dots\dots\dots (II.77)$$

R : Revanche en (m).

$h_{\text{dév}}$: Hauteur déversante (m).

II.8.1.1 Calcul de la revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H , de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue. Elle est donnée par la formule suivante :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (II.78)$$

Avec : H : Hauteur des vagues (m).
 V : Vitesse des vagues (m/s) ; $v = 1,5 + 2H$

Pour la hauteur des vagues il existe plusieurs formules :

a) Formule de Stevenson

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (II.79)$$

Avec : F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment en direction du barrage appelée Fetch ($F = 3.13 \text{ km}$).

b) Formule de Molitor

$$H = 0.75 + 0.032 \sqrt{U \cdot F} - 0.27 F^{0.25} \dots\dots\dots (II.80)$$

Avec : U : Vitesse du vent mesurée en Km/h ; $U = 100 \text{ Km/h}$

c) Formule de Mallet-Pacquant

$$H=0.5+0.33\sqrt{F} \dots\dots\dots (II.81)$$

Il existe aussi la formule simplifiée qui donne directement la revanche :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (II.82)$$

Le Tableau II.50 résume le calcul de la revanche du barrage avec les quatre formules empiriques.

Tableau II.50 : Les différents résultats de la revanche

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	1,00	3,5	1,37
Molitor	0,95	3,4	1,30
Mallet-Pacquant	1,07	3,64	1,48
Simplifiée	*	*	1,51

A partir de ces résultats et pour des raisons de sécurité du barrage, on opte pour une revanche de 1,5 m.

$$R = 1,5 \text{ m}$$

II.8.1.2 Calcul de la largeur en crête

Elle est donnée par les formules suivantes :

a) Formule de Knapen

$$b_{cr} = 1,65 \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (II.83)$$

b) Formule de F-Preece

$$b_{cr} = (1,1\sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (II.84)$$

Formule simplifiée :

$$b_{cr} = 3,60\sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (II.85)$$

Avec : H_b : Hauteur du barrage (m).

$$H_b = (\text{côte NNR} - C_{fond}) + h_{dév} + R \dots\dots\dots (II.86)$$

Le Tableau II.51 suivant résume le calcul de la largeur en crête du barrage avec les quatre formules empiriques.

Tableau II.51 : Les largeurs en crête du barrage pour les différentes charges déversées

b (m)	$h_{\text{dév}}$	côte PHE (m)	H_b	b_{cr} Knapen (m)	b_{cr} F-Preece (m)	b_{cr} simplifiée (m)	b_{cr} (moyenne)
5	3,75	485,75	75,25	14,31	10,54	12,20	12,35
10	3,31	485,31	74,81	14,27	10,51	12,17	12,32
15	2,97	484,97	74,47	14,24	10,49	12,15	12,29
20	2,69	484,69	74,19	14,21	10,47	12,13	12,27
25	2,49	484,49	73,99	14,19	10,46	12,11	12,25
30	2,32	484,32	73,82	14,18	10,45	12,10	12,24
35	2,17	484,17	73,67	14,16	10,44	12,09	12,23
40	2,06	484,06	73,56	14,15	10,43	12,08	12,22

A partir de ces résultats, on opte pour une largeur en crête de 12 m.

$$b_{\text{cr}} = 12\text{m}$$

II.8.1.3 Calcul du volume de la digue pour les différentes hauteurs

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes lames déversante, en utilisant les formules citées précédemment. Pour cela, nous avons opté pour trois sections (trois coupes : une au milieu et deux sur les rives droite et gauche) comme le montre la Figure II.21. Le volume et le coût des différentes digues sont donnés dans le Tableau II.52 ci-après.

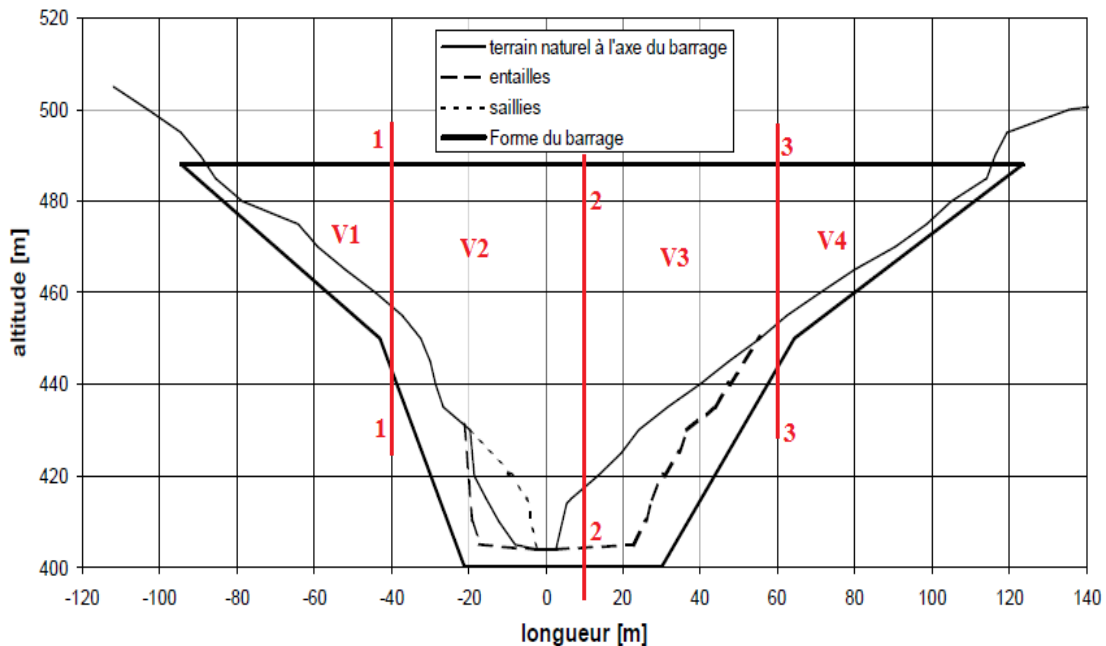


Figure II.21 : Coupe de la vallée à l'axe du barrage - Source [ANBT]

Tableau II.52 : Volumes approximatif de la digue pour les différentes largeurs déversantes

b (m)	h _{dév} (m)	côte PHE (m)	Section (1-1) = Section (3-3)			Section (2-2)			Volume total (m ³) = V ₁ +V ₂ +V ₃ +V ₄
			H ₁ =H ₃ (m)	B ₁ =B ₃ (m)	S ₁ =S ₃ (m ²)	H ₂ (m)	B ₂ (m)	S ₃ (m)	
5	3,75	485,75	33,75	39,00	860,63	73,75	71,00	3060,63	242536,25
10	3,31	485,31	33,31	38,65	843,54	73,31	70,65	3029,46	239201,54
15	2,97	484,97	32,97	38,38	830,45	72,97	70,38	3005,49	236641,05
20	2,69	484,69	32,69	38,15	819,73	72,69	70,15	2985,81	234543,10
25	2,49	484,49	32,49	37,99	812,12	72,49	69,99	2971,80	233050,49
30	2,32	484,32	32,32	37,86	805,67	72,32	69,86	2959,91	231785,64
35	2,17	484,17	32,17	37,74	800,00	72,17	69,74	2949,44	230672,55
40	2,06	484,06	32,06	37,65	795,86	72,06	69,65	2941,78	229858,05

Remarque : On considère que notre barrage est un barrage poids avec des fruits de talus respectivement égales à 0 et 0.8 mètres pour le parement amont et aval de la digue. Le prix du mètre cube du Béton est estimé à 10000 DA.

Le Tableau II.53 donne le devis estimatif de la digue en fonction de la variation des hauteurs déversantes et leurs largeurs.

Tableau II.53 : Coût de la digue pour différentes largeurs déversantes

b (m)	h _{dév} (m)	Volume Béton	Unité	Prix (DA)	Coût (*MDA)
5	3,75	242536,25	m ³	10000	2425,36
10	3,31	239201,54	m ³	10000	2392,02
15	2,97	236641,05	m ³	10000	2366,41
20	2,69	234043,10	m ³	10000	2340,43
25	2,49	233050,49	m ³	10000	2330,50
30	2,32	231785,64	m ³	10000	2317,86
35	2,17	230672,55	m ³	10000	2306,73
40	2,06	229858,05	m ³	10000	2298,58

*MDA : Millions de Dinars Algérien

II.8.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues

On va tenir compte que des coûts du seuil déversant et du coursier, vu qu'on envisage le choix d'un évacuateur de crue directement sur l'ouvrage (central).

II.8.2.1 Coût du déversoir

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

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 l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \dots\dots\dots (II.87)$$

Avec : H : Charge sur le seuil (m)
 Y : Ordonnée du profil (m).
 X : Abscisse du profil (m).

On trace cette courbe en donnant à chaque fois une valeur à « X » pour déterminer « Y » correspondant. La charge « H » est définie pour chaque largeur du déversoir.

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot b \dots\dots\dots (II.88)$$

Avec : S : Section transversale (m²).
 b : Largeur déversante (m).

Le Tableau II.54 résumé le calcul du cout du déversoir du barrage Portes de Fer.

Tableau II.54 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs

b (m)	H (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coût (MDA)
5	3,75	167,96	839,80	41,99
10	3,31	86,78	867,77	43,39
15	2,97	59,86	897,87	44,89
20	2,69	46,14	922,80	46,14
25	2,49	39,53	988,23	49,41
30	2,32	33,80	1013,97	50,70
35	2,17	30,64	1072,23	53,61
40	2,06	27,89	1115,50	55,78

Le prix d'un mètre cube du béton armé est estimé à 50000 DA.

II.8.2.2 Coût du coursier

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement. Selon la topographie du site, la longueur du coursier est de 91.87 m. Le coursier sera construit en béton armé dont le prix est estimé à 50000 DA pour le mètre cube.

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{coursier}} \dots\dots\dots (II.89)$$

Avec : $S_{\text{béton}} = e \times l_{\text{coursier}}$

e : L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0,6 mètres.

l_{coursier} : Largeur du coursier (m).

Etant donné qu'on prévoit de mettre en place un évacuateur de crue central directement sur la digue, on va considérer que la largeur du coursier est égale à la largeur déversante.

Le Tableau II.55 donne le devis estimatif du coursier en fonction de la variation des largeurs déversantes.

Tableau II.55 : Récapitulatif des coûts du coursier pour chaque largeur déversante

Largeur déversante (m)	e (m)	L_{coursier} (m)	Volume du béton (m^3)	Coût (MDA)
5	1	91,87	459,35	22,97
10	1	91,87	918,70	45,94
15	1	91,87	1378,05	68,90
20	1	91,87	1837,40	91,87
25	1	91,87	2296,75	114,84
30	1	91,87	2756,10	137,81
35	1	91,87	3215,45	160,77
40	1	91,87	3674,80	183,74

II.8.3 Courbe d'optimisation

La courbe d'optimisation (Figure II.22) nous permet de déterminer la largeur déversante qui correspond au coût le plus économique du barrage. Le Tableau II.56 présente un récapitulatif des résultats obtenus :

Tableau II.56 : Récapitulatif des coûts totaux pour les différentes largeurs déversantes

Barrage N°	b (m)	H (m)	H _b (m)	Digue (MDA)	Déversoir (MDA)	Coursier (MDA)	Coût Global (MDA)
1	5	3,75	75,25	2425,36	41,99	22,97	2490,32
2	10	3,31	74,81	2392,02	43,39	45,94	2481,34
3	15	2,97	74,47	2366,41	44,89	68,90	2480,21
4	20	2,69	74,19	2340,43	46,14	91,87	2478,44
5	25	2,49	73,99	2330,50	49,41	114,84	2494,75
6	30	2,32	73,82	2317,86	50,70	137,81	2506,36
7	35	2,17	73,67	2306,73	53,61	160,77	2521,11
8	40	2,06	73,56	2298,58	55,78	183,74	2538,10

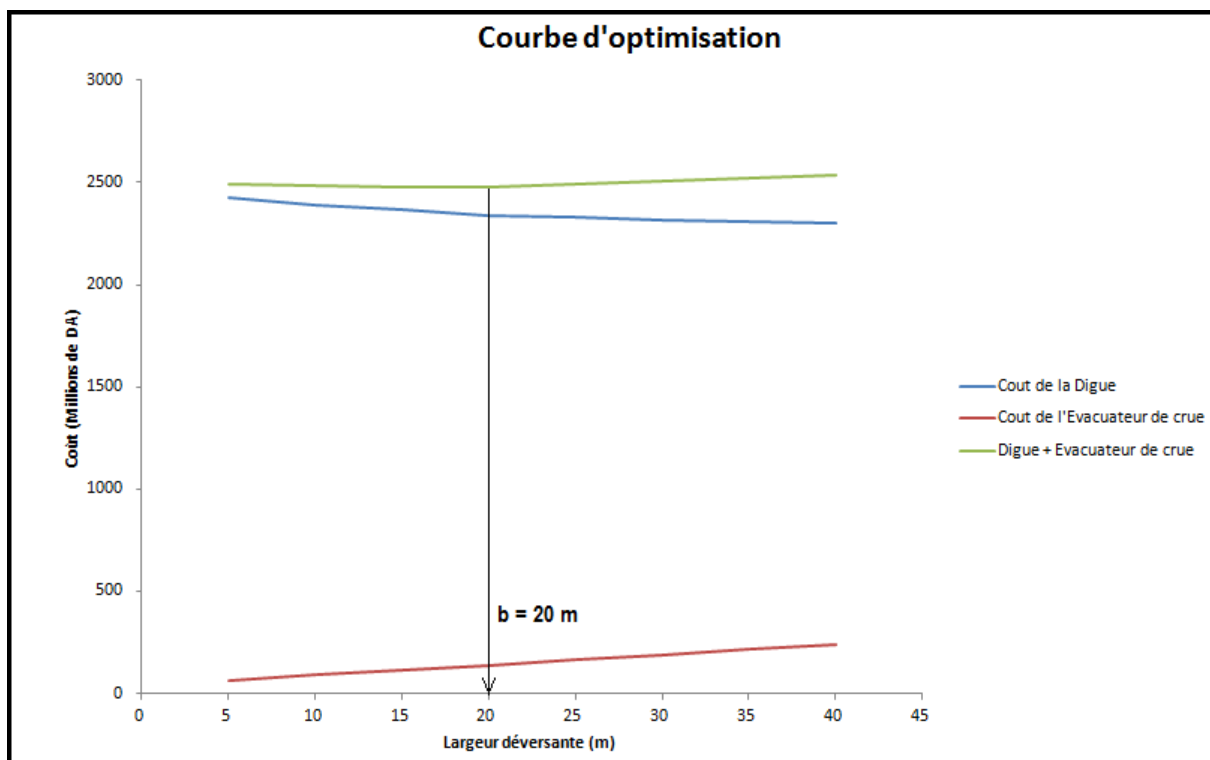


Figure II.22 : Courbe d'optimisation

Conclusion de l'étude d'optimisation :

D'après la courbe d'optimisation (Figure II.27) et d'un point de vue technico-économique (Coût le plus faible du barrage), la largeur du déversoir optimale est de l'ordre de **20 m**. Cette dernière correspond à une hauteur déversante optimale de **2,70 m** et un débit laminé de **165,77 m³/s**.

La hauteur du barrage « Portes de fer » est donc de **74,20 m**.

II.8.4 Laminage de crue par la méthode d'Hildenblat (b=20 m ; H_d=2,70 m)

Premièrement, on va calculer et tracer la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir. Ceci en prenant le pas de temps de l'hydrogramme de crue qui est de 0,5 heures. (Voir Tableau II.57 et Figure II.23)

Tableau II.57 : Volumes et débits déversants

q_{laminé} = 165,77 m³/s ; H_d = 2,70 m ; b = 20 m					
Cote	H_d	q (m³/s)	0,5q*t(Mm³)	V (Mm³)	V+ 0,5q*t
482	0	0,0000	0,00000	30,31	30,31000
482,1	0,1	1,1766	0,00106	30,52	30,52106
482,2	0,2	3,3279	0,00300	30,72	30,72300
482,3	0,3	6,1138	0,00550	30,9	30,90550
482,4	0,4	9,4128	0,00847	31,11	31,11847
482,5	0,5	13,1548	0,01184	31,28	31,29184
482,6	0,6	17,2924	0,01556	31,53	31,54556
482,7	0,7	21,7909	0,01961	31,7	31,71961
482,8	0,8	26,6234	0,02396	31,91	31,93396
482,9	0,9	31,7682	0,02859	32,12	32,14859
483	1	37,2074	0,03349	32,29	32,32349
483,1	1,1	42,9257	0,03863	32,5	32,53863
483,2	1,2	48,9103	0,04402	32,71	32,75402
483,3	1,3	55,1498	0,04963	32,89	32,93963
483,4	1,4	61,6341	0,05547	33,09	33,14547
483,5	1,5	68,3543	0,06152	33,27	33,33152
483,6	1,6	75,3024	0,06777	33,48	33,54777
483,7	1,7	82,4712	0,07422	33,69	33,76422
483,8	1,8	89,8540	0,08087	33,88	33,96087
483,9	1,9	97,4449	0,08770	34,08	34,16770
484	2	105,2383	0,09471	34,28	34,37471
484,1	2,1	113,2290	0,10191	34,47	34,57191
484,2	2,2	121,4123	0,10927	34,67	34,77927
484,3	2,3	129,7838	0,11681	34,88	34,99681
484,4	2,4	138,3393	0,12451	35,06	35,18451
484,5	2,5	147,0750	0,13237	35,27	35,40237
484,6	2,6	155,9871	0,14039	35,47	35,61039
484,7	2,7	165,77	0,14857	35,65	35,79857

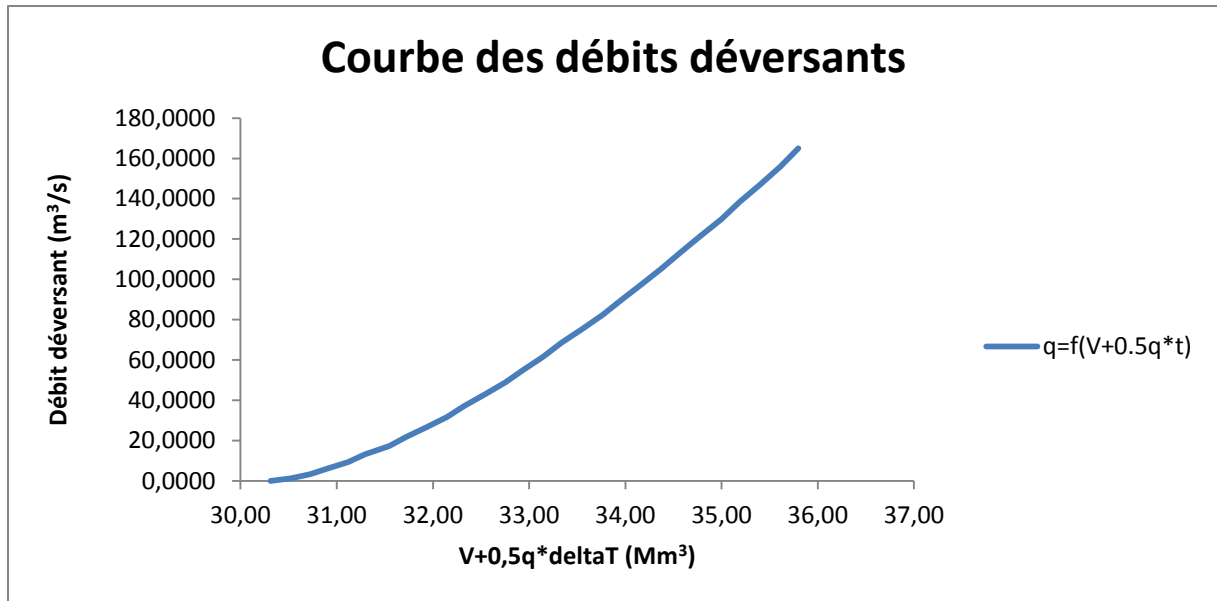


Figure II.23 : Courbe des débits déversants

Le laminage se fait comme suit :

- Pour $t=0$ on a $V_1=V_{NNR}$.
- De la courbe des débits déversant, on tire q_i .
- On calcul $(\bar{Q}_1 - q_1)$ et $(\bar{Q}_1 - q_1)\Delta t$ Avec $V_2 = V_1 + (\bar{Q}_1 - q_1)\Delta t$.
- On suit les mêmes procédures pour calculer les autres volumes et débits.
- On arrête à l'obtention de V_{NNR} à nouveau.

Les résultats de calcul sont représentés dans l'annexe 2. Les hydrogrammes des débits entrants et sortants illustrés dans la Figure II.24 ci-dessous, le temps de laminage est de 38 heures.

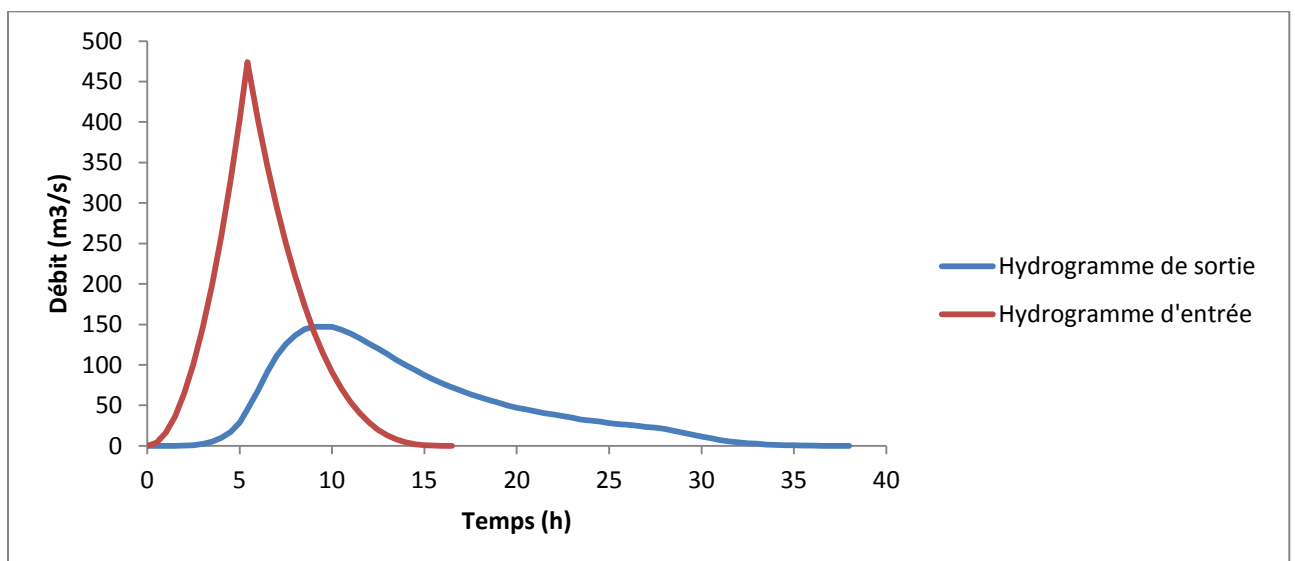


Figure II.24 : Hydrogrammes des débits entrants et sortants de la retenue

Conclusion

Au terme de ce chapitre, on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, à savoir les caractéristiques hydro-morphologiques et hydro-morphométriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques conceptuels du futur barrage « Portes de Fer ». Mais, on voit clairement une divergence entre les résultats obtenus et ceux de l'étude de faisabilité, cette divergence est due à plusieurs facteurs qui se rapportent à :

- Avis du concepteur.
- Différence entre les méthodes et formules utilisées dans les deux études.
- Etendue de la série pluviométrique.

Vu l'écart entre les deux résultats, les éléments constituant le barrage vont être redimensionnés en tenant compte des nouvelles valeurs qu'on a obtenues dans cette étude.

Le Tableau II.58 résume les différentes caractéristiques résultantes de notre étude hydrologique.

Tableau II.58 : Caractéristiques du barrage « Portes de Fer »

Dénomination	Unité	Valeur
Volume mort	Mm ³	5
Volume utile interannuel	Mm ³	14,39
Volume transféré d'Azerou	Mm ³	10,92
Volume au NNR	Mm ³	30,31
Cote de la fondation	m. NGA	412
Cote NNR	m .NGA	482
Cote NPHE	m .NGA	484,7
Cote en crête	m .NGA	486,2
Hauteur du barrage	m	74,2
Largeur du déversoir	m	20

Chapitre III :

Etude de variantes de la digue

Introduction

Un barrage est un ouvrage artificiel ou naturel établi en travers du lit d'un cours d'eau, retenant ou pouvant retenir de l'eau. Les barrages artificiels doivent être placés dans des cuvettes géologiquement étanches. Ils sont composés d'un corps conçu de manière spécifique à chaque type d'ouvrage, reposant sur une fondation étanche ou rendue étanche en amont [6].

On distingue deux types de barrages selon les matériaux qui les composent :

- Les barrages 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 déformables.
- Les barrages souples, en matériaux meubles ou semi-rigides, appelés barrages en remblai, 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.

Les barrages poids sont des barrages construits à partir d'éléments de maçonnerie en béton conçus pour retenir l'eau en utilisant seulement le poids de la matière qui s'oppose à la pression horizontale de l'eau s'exerçant sur le barrage. Ils exigent un sol de fondation pratiquement imperméable et incompressible. Leurs conceptions sont réalisées de telle sorte à ce que chaque section de barrage est stable, indépendamment de toute autre section de barrage.

Les barrages en remblai peuvent être composés d'un seul matériau assurant à la fois la stabilité et l'étanchéité : on parle alors de barrage homogène. Pour les autres digues, la conception consiste à réaliser un noyau ou un parement amont avec des matériaux différents, capables d'assurer la fonction d'étanchéité : argile, béton bitumineux ou géomembrane. Les barrages en remblai, d'emprise au sol importante, n'engendrent pas de forte contrainte sur le sol.

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier ; la forme de la vallée, les risques sismiques, la nature de sol de fondation, les matériaux de construction et leurs problèmes de transport, les conditions climatiques, les crues à maîtriser ainsi que les exigences sécuritaires, environnementales et économiques.

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de ce choix, en effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponibles au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes ou en écarter. Dans plusieurs cas, après

considération de ces aspects, plusieurs types de barrages resteront possibles. Des considérations économiques permettront alors de départager les variantes.

III.1 Choix du site d'implantation du barrage

L'axe du barrage est choisi sur la base de plusieurs conditions dictées par des critères économiques, sécuritaires et facilité d'exécution de l'ouvrage [6]. La topographie, la géologie et l'hydrologie sont bien sûr pris en considération dans ce choix déterminant. Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du site du barrage sont :

- la topographie et les apports du bassin versant.
- La morphologie de la vallée.
- La projection de l'axe qui doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.
- La projection de l'axe qui doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement.
- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.



Figure III.1 : Photo illustrant l'axe du barrage « Portes de Fer », Source [ANBT]

III.2 Choix du type de barrage

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

➤ **La 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.

➤ **La 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.

➤ **Les 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 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 ainsi que du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

➤ **Les conditions socio-économiques**

Le choix de certains types d'ouvrages est quasiment conditionné par la possibilité de recourir à une main d'œuvre abondante. C'est en particulier le cas des barrages en maçonnerie ou en gabions.

➤ **Les risques sismiques :**

Les barrages situés dans des zones sismiques doivent être conçus avec des paramètres plus sévères, c'est à dire, avec des talus moins abrupts, des crêtes plus larges, des filtres et des drains plus importants.

III.3 Variantes susceptibles à projeter sur le site

En se basant sur les considérations citées ci-dessus, on peut déterminer la où les variantes qui peuvent être envisagées pour le type de barrage à implanter.

III.3.1 Contraintes géologiques et topographiques

Le relief de la gorge du site où viendra s'appuyer le barrage, est composé d'une succession de saillies verticales traduisant clairement la composition des bancs de calcaires et de marnes. A cause de cette configuration lithologique, on propose de ne pas retenir un barrage en béton de type voûte (très exigeant d'un point de vu fondations et appuis). En effet, Il apparaît inapproprié de venir appuyer un barrage de ce type sur des couches relativement minces de comportements mécaniques différents. Les barrages résistant à la poussée de l'eau par leur propre poids, en béton ou en remblai, nous semblent donc mieux adaptés à la situation.

Cette lithologie insolite doit aussi être prise en considération pour la détermination de la surface des excavations pour l'appui du barrage. En effet, quel que soit le type de barrage retenu, il n'est pas raisonnable de laisser des saillies rocheuses au milieu des fondations. Celles-ci gêneraient considérablement la mise en place du corps de l'ouvrage (béton ou remblai) et induiraient des contraintes locales non désirées dans la structure (tassement différentiel, poinçonnement, cisaillement).

Ainsi pour la réalisation de la fondation du barrage, il faudra non seulement évacuer l'épaisseur altérée des bancs les plus faibles, mais également atteindre le même niveau dans les bancs les plus résistants afin de lisser la forme des excavations.

Le choix d'un masque amont en béton pour assurer l'étanchéité de la digue en remblai nous paraît délicat. En effet, ce type de barrage suppose une assise régulière aussi bien pendant sa mise en place que pendant l'exploitation de la retenue.

Les tassements du remblai, inévitables, doivent être réguliers afin de ne pas présenter de risques de poinçonnement du masque. Si l'on veut éviter ce poinçonnement ainsi que de sérieux dérangements dans le corps de la digue ou encore au contact du rocher, il faut entrevoir des excavations très importantes, afin de supprimer les principales irrégularités de la fondation. Ce constat est pénalisant pour les ouvrages couvrant une vaste superficie de fondation telle que les barrages en remblai.

III.3.2 Matériaux de construction

Que ce soit pour une digue en remblai ou pour un barrage en béton, les matériaux de construction ne sont pas disponibles à proximité immédiate du site.

Les alternances de calcaire gréseux et calcaires marneux présents sur le site ou à sa proximité ne peuvent être séparées facilement, ainsi leur exploitation serait difficile et coûteuse. Les calcaires du Djebel Azerou ont été prélevés et analysés et présentent de bonnes caractéristiques pour la construction. Le volume disponible est largement suffisant, évalué à plusieurs millions de mètres cubes.

La zone d'emprunt identifiée comme la plus proche du site, à environ 3 kilomètres à vol d'oiseau au sud-est, se situe au-dessus du Hamam des Bibans. En empruntant le plus longtemps possible les axes existants, soit la route nationale entre le Hamam des Bibans et la confluence des oueds Azerou et Bouktone, le trajet entre la carrière et le site du barrage représente une distance de l'ordre de 8 kilomètres.

A ce stade, il faut noter que la zone d'emprunt pour matériaux fins, soit le col topographique entre les deux bassins versants des oueds Azerou et Bouktone au-dessus de la station service des Portes de Fer, est relativement éloignée du site du barrage si l'on emprunte la route nationale (environ 10 kilomètres, voir Figure III.2).

D'après l'Agence Nationale des Barrages et Transferts, le groupement d'étude BG-Stucky a démontré que le poids du coût des transports, dans une comparaison entre une variante de barrage en béton et une variante en remblai, pénalisent lourdement cette dernière.

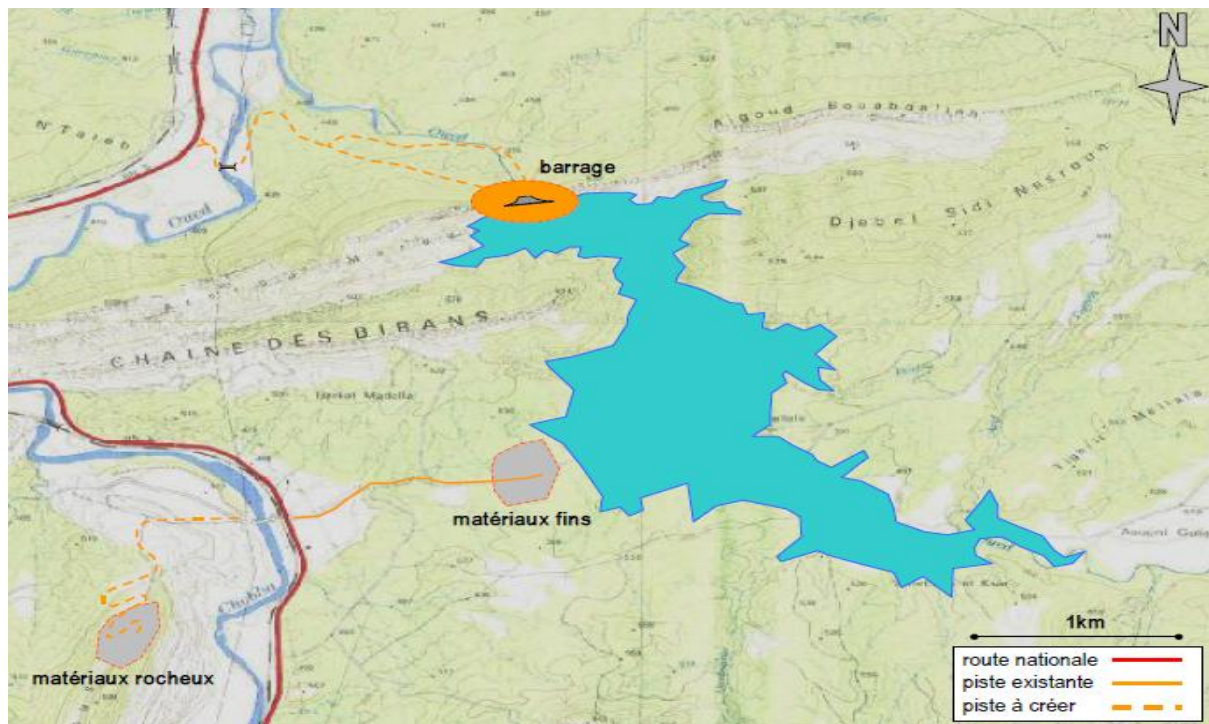


Figure III.2 : Emplacement des zones d'extraction des matériaux de construction, Source [ANBT]

III.3.3 Risques sismiques

D'un point de vue sismologie, la région de Portes de Fer est située dans une zone à fort potentiel sismique. Cette situation n'est pas favorable pour les types de barrages réputés sensibles aux secousses tels que les remblais avec masque amont. Le risque de tassements différentiels du corps de la digue pouvant endommager le masque amont lors d'un séisme est élevé.

III.3.4 Conclusion sur le choix de variantes

- 1) La digue en remblai n'est pas retenue, car :
 - La morphologie du site ne lui est pas favorable, les gorges ne sont pas assez longues pour l'implantation d'une digue de cette taille, le découpage naturel des rives de la gorges demandent de gros volumes d'excavation.
 - L'éloignement des zones d'emprunt pour les matériaux de construction pénalise un ouvrage de gros volume.
 - La résistance aux séismes d'une digue en remblai avec masque amont en béton est problématique.
- 2) Le barrage voûte en béton n'est pas retenu, car :
 - La morphologie du site ne lui est pas favorable, les gorges ne sont pas assez longues pour offrir un appui suffisant aux arcs supérieurs de la voûte.

III.3.5 Les variantes choisis

Vu les différentes conditions topographiques, géotechniques et géologiques du site, nous avons choisis de présenter deux variantes :

III.3.5.1 Variante 1 : Barrage poids en béton compacté au rouleau (BCR)

Le barrage poids en BCR est un ouvrage construit avec un béton très faiblement dosé en ciment (100 à 200 Kg/m³ de béton). Ce béton est mis en place par couches successives compactées au rouleau (d'où le terme de BCR ; béton compacté au rouleau). La limitation du dosage en ciment limite le prix du béton et diminue l'exothermie de la prise, ce qui autorise une augmentation des cadences de mise en place [7]. Elle entraîne une moins bonne résistance du béton, d'où des fruits un peu supérieurs à ce qu'on pourrait faire avec un béton classique.

Les avantages des barrages en BCR sont cités ci-dessous :

- Faible Prix ;
- Meilleure maniabilité ;
- Vitesse de construction ;
- Les coffrages sont réduits ;
- Leur construction ne fait pas appel à des techniques sophistiquées ;
- La construction du déversoir dans le corps du barrage, plutôt que de l'excavation et de la structure séparée.

La coupe type d'un Barrage poids en béton compacté au rouleau est illustrée par la Figure III.1 ci-dessous :

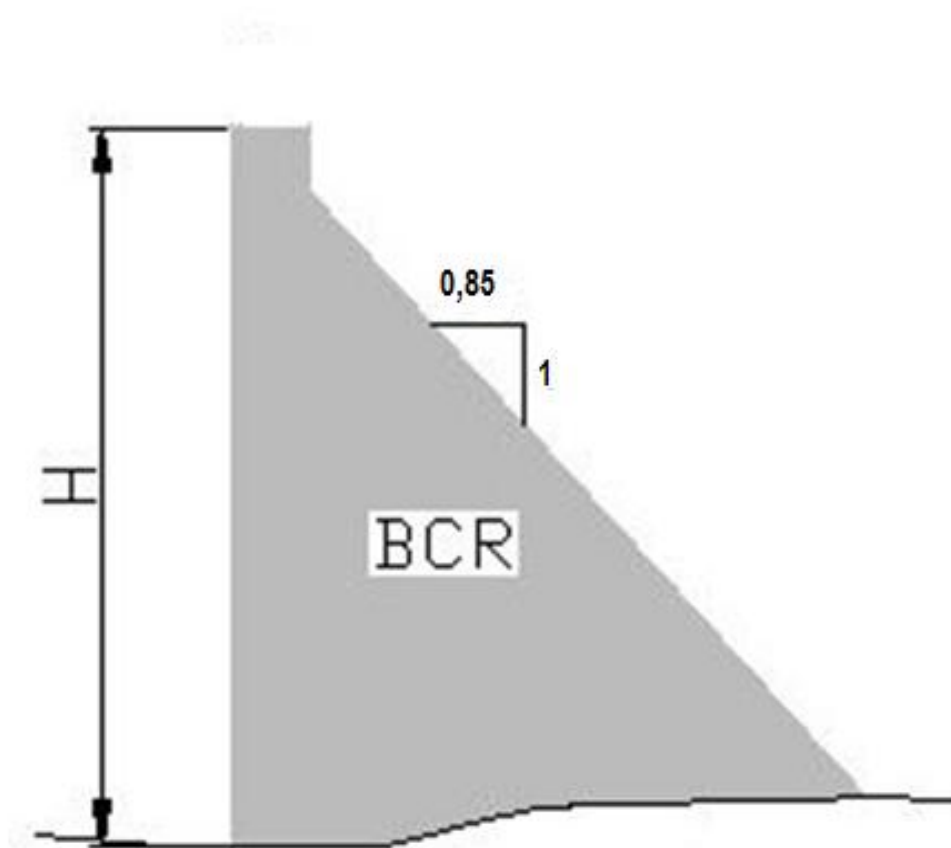


Figure III.3 : Coupe type d'un barrage poids en BCR

H : Hauteur du barrage ; Le parement amont est vertical. Le parement aval a une pente $0.85H / 1V$.

III.3.5.2 Variante 2 : Barrage en enrochement avec masque amont étanche

Le barrage en enrochement à masque amont est considéré comme étant le concurrent direct du barrage poids. Fondamentalement, ce type d'ouvrage est constitué d'un tas de cailloux

« enrochement » à grande échelle [6]. Les matériaux constituant le corps du barrage n'a pas de propriété particulière d'imperméabilité. La fonction de rétention de la structure est obtenue par un masque mince et étanche construit sur le parement amont. Ce dernier peut être réalisé :

- par une dalle de béton armé ;
- par une ou des couches de béton bitumineux (bonne résistance à la flexion) ;
- par des géomembranes ;
- plus rarement par une tôle métallique galvanisée.

Cet ouvrage présente les avantages suivant :

- Accepte une qualité de fondation moins bonne que pour un barrage en béton ;
- S'adapte à n'importe quelle forme de vallée ;
- Résiste bien au séisme.

La coupe type d'un barrage en enrochement avec un masque amont est illustrée par la Figure III.1 ci-dessous :

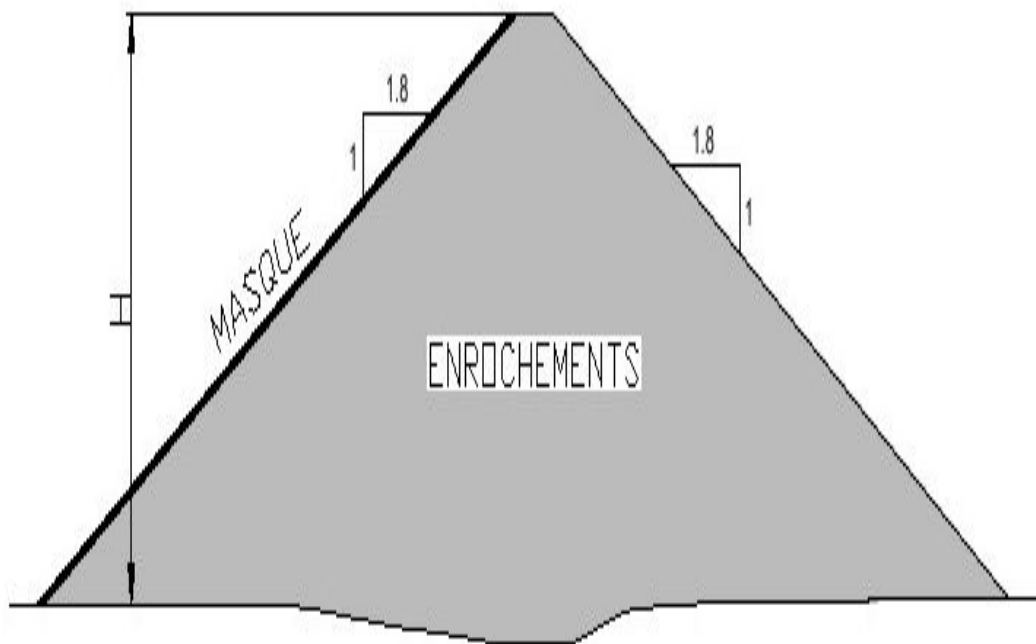


Figure III.4: Coupe type d'une digue en enrochement avec un masque amont étanche

H : Hauteur du barrage

Les deux parements amont et aval ont une même pente 1.8H / 1V.

III.4 Définition du profil général du barrage

III.4.1 Hauteur du barrage

➤ Revanche du barrage

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues, de la vitesse du vent et enfin de la vitesse de propagation des vagues dans la retenue.

D'après les résultats obtenus à partir des différentes formules empiriques (**Voir paragraphe II-8-1-1**), on considère une revanche de 1,5 m.

$$R = 1,5 \text{ m}$$

Connaissant la revanche, on peut déterminer la hauteur du barrage qui est donnée par la formule suivante : (Étant donné que c'est un barrage poids, on néglige les tassements)

$$H_b = (\text{Côte}_{\text{NNR}} - \text{Côte}_{\text{fond}}) + h_{\text{déversante}} + R \dots\dots\dots (III.1)$$

AN: $H_b = 482 - 412 + 2,7 + 1,5$

$$H_b = 74,2 \text{ m}$$

III.4.2 Largeur en crête du barrage

Elle dépend de la hauteur du barrage et est déterminée par les formules empiriques suivantes :

c) Formule de Knapen

$$b_{cr} = 1,65 \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (III.2)$$

d) Formule de F-Preece

$$b_{cr} = (1,1\sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (III.3)$$

e) Formule simplifiée :

$$b_{cr} = 3,60\sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (III.4)$$

Avec : H_b : Hauteur du barrage (m).

Tableau III.1 : Valeurs de la largeur en crête du barrage données par les différentes formules empirique

b (m)	$h_{\text{dév}}$	côte PHE (m)	H_b	b_{cr} Knapen (m)	b_{cr} F-Preece (m)	b_{cr} simplifiée (m)	b_{cr} (moyenne)
20	2,69	484,69	74,20	14,21	10,47	12,13	12,27

On opte pour une largeur en crête de 12 m.

$$b_{cr} = 12\text{m (barrage en remblai)}$$

Ces formules ne s'appliquent que pour les barrage en remblai, la largeur en crête pour les barrage poids varie entre 4 et 6 metre à cause de l'engraissement du profil (Polycopié du cours Ouvrages Hydrauliques par Khelifa MAALEL & Zouheir HAFSIA).

$$b_{cr} = 5\text{ m (barrage poids)}$$

Cette largeur en crête pour le barrage poids est décomposée comme suit :

- 4m destinée pour les engins et les véhicules.
- 0.5m de chaque côté pour les piétons.

III.4.3 Longueur en crête du barrage

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement. Elle est égale à 185 m.

$$L_{cr} = 185\text{ m}$$

III.4.4 Pentes des talus

La pente des talus doit assurer la stabilité statique de ces derniers. C'est-à-dire que les fruits de talus sont fixés par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. En ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente des parements on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie par la suite dans le calcul de stabilité.

➤ Pour la variante 1 : *Barrage poids en BCR*

Les barrages poids sont généralement de parement amont vertical. Donc, dans notre cas, on prend une pente nulle pour le parement amont du barrage. Le parement aval possède une pente 0.85H / 1.0V, (Voir Figure III.3).

➤ Pour la variante 2 : *Barrage en enrochement avec masque amont étanche*

Le parement amont et aval possèdent une pente 1.80H / 1.0V, (Voir Figure III.4).

Les valeurs des pentes adoptées vont être vérifiées dans le calcul de stabilité et de résistance interne pour la variante choisis dans le chapitre suivant.

III.5 Calcul du volume des différents matériaux pour les deux variantes

Dans cette présente étude nous allons calculer le volume des différents matériaux pour la construction du barrage pour les deux variantes proposées. En se basant sur ces volumes ainsi que sur les prix unitaires adoptés par l'agence nationale des barrages et des transferts, nous déterminerons le coût total de chaque variante. Ceci nous permettra de faire notre choix définitif.

Le volume du barrage est déterminé de la manière suivante :

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

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots\dots\dots (III.5)$$

Avec : H_{bi} : Hauteur du barrage à la coupe « i ».

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

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

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

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} * H_{bi} \dots\dots\dots (III.6)$$

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

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

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) * H_{bi} \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec : m_1 et m_2 : fruits de talus amont et aval respectivement.

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots\dots\dots (III.8)$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * d \dots\dots\dots (III.9)$$

Avec : V_i : volume de la digue à la coupe « i »

S_i : surface de la digue à la coupe « i »

S_{i+1} : surface de la digue à la coupe « i+1 »

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

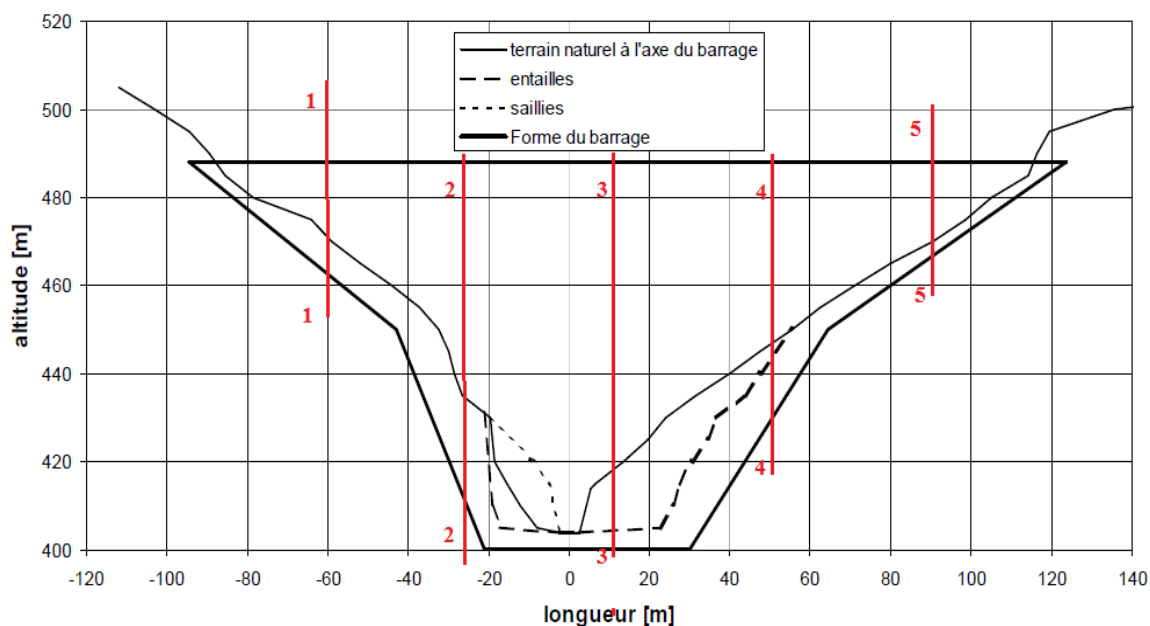


Figure III.5 : Profil longitudinal et coupes du barrage, Source [ANBT]

III.5.1 Volume de la digue en béton compacté au rouleau (BCR)

Le volume du béton nécessaire pour la conception d'une digue en béton compacté au rouleau est donné dans le tableau III.2.

Tableau III.2 : Volume de BCR pour la variante N°1

Coupe N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	101,61	28,24	2869,33
1	203,21	785,75	35,29	27729,12
2	1368,29	1970,78	37,65	74199,68
3	2573,26	1727,98	40,00	69119,20
4	882,7	553,88	41,17	22803,24
5	225,06	112,53	21,7	2441,90
6	0			
Volume Total				199162,46

III.5.2 Volume de la digue en enrochement à masque amont

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 sa fondation n'est soumise 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.

On choisit de construire le masque amont avec une dalle en béton armé. Son épaisseur est fonction de la hauteur du barrage, elle est déterminée à partir du tableau III.3 [8].

Tableau III.3 : Epaisseur de la dalle du masque des barrages CFRD

Hauteur du barrage (H_b)	Epaisseur de la dalle du masque e [m]
>100 m	$0,3 + 0,002 \cdot H$ à $0,3 + 0,004 \cdot H_b$
50 m à 100 m	$0,3 + 0,001 \cdot H_b$
<50 m	0,25

Pour notre cas, on a :

$$e = 0,3 + 0,001 \cdot H_b \dots\dots\dots (III.10)$$

Avec : H_b : hauteur du barrage qui est égale à 74.2 m

AN: $e = 0,3 + 0,001 \cdot 74,2 = 0,37 \text{ m}$

Pour des raisons de sécurité, on prend **$e = 0,5 \text{ m}$**

III.5.2.1 Recharge (enrochements)

Le tableau III.4 donne le volume des enrochements nécessaires à la réalisation de la digue :

Tableau III.4 : Volume de la recharge (enrochements)

Coupe N°	Si (m²)	S _{moy} (m²)	di (m)	Volume (m³)
0	0	367,24	28,24	10370,86
1	734,48			
2	5605,33	3169,91	35,29	111865,95
3	10800,55	8202,94	37,65	308840,69
4	3540,18	7170,37	40,00	286814,60
5	820,85	2180,52	41,17	89771,80
6	0	410,43	21,7	8906,22
Volume Total				816570,12

III.5.2.2 Masque en béton

- Les sections, dans ce cas, sont calculées comme suit :

$$S_i = e * L_{\text{talus}} \dots\dots\dots (III.11)$$

Avec : e : Epaisseur de la dalle du masque
 L_{talus} : Longueur du talus

Le volume du béton armé qui sera utilisé pour la réalisation du masque amont est donné par le Tableau III.5.

Tableau III.5 : Volume de béton armé pour le masque amont

Coupe N°	Si (m²)	S _{moy} (m²)	di (m)	Volume (m³)
0	0,00	8,82	28,24	249,17
1	17,65			
2	54,12	35,89	35,29	1266,40
3	76,39	65,26	37,65	2457,00
4	42,36	59,37	40,00	2375,00
5	18,82	30,59	41,17	1259,32
6	0,00	9,41	21,70	204,20
Volume Total				7811,08

III.6 Estimation des coûts des deux variantes

En se basant sur les prix trouvés dans les différents mémoires de fin d'étude, on a pu faire une estimation des coûts des deux variantes proposées. Le tableau III.6 résume les calculs.

Tableau III.6 : Coût des deux variantes proposées

Variantes	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unitaire (DA)	Coût (MDA)	Total (MDA)
Digue en BCR	Béton compacté au rouleau	199162,46	13000	2589,11	2589,11
Digue en enrochement avec masque amont	Recharge (enrochements)	816570,12	3000	2449,71	2723,10
	Masque en béton armé	7811,08	35000	273,39	

Conclusion

En conclusion de cette étude de variantes de la digue, on retient la variante du barrage poids en béton compacté au rouleau car c'est la plus économique et la plus adaptée à la configuration du barrage de Portes de Fer. Cette dernière présente plusieurs avantages par rapport à la variante de la digue en enrochement à masque amont :

- son empreinte est plus petite et requiert ainsi beaucoup moins d'excavations (critère économique).
- son volume est beaucoup plus faible et il nécessite de transporter moins de matériaux de construction (critère économique).

En plus de ces deux avantages, le barrage poids donne la possibilité de réaliser un évacuateur de crue directement sur le corps du barrage, ce qu'un barrage en enrochement avec masque amont n'admet pas. Cet avantage permet d'économiser des coûts importants de construction et en plus une mise en service plus rapide de l'aménagement.

Chapitre IV :

Etude détaillée de la digue

Introduction

Les barrages poids constituent dans certains cas une solution incontournable pour le choix du profil type et ce en vue des conditions géologiques, topographiques et hydrologiques du site. Le volume du béton du point de vue coût et délais ainsi que les contraintes thermiques sont les principales causes de leur substitution par d'autres conceptions. Toutefois le grand avantage qu'offre ce type de barrage et sans aucun doute l'intégration de l'évacuateurs de crues au niveau du corps du barrage et le gain économique sur cet important ouvrage annexe.

Les critères de dimensionnement de l'ouvrage (Barrage) portent sur la répartition des contraintes normales (limitation des tractions au niveau du parement amont et limitation des contraintes de compression au pied aval) et sur l'excentricité et l'inclinaison de la résultante des sollicitations. Les paramètres liés à cet aspect de stabilité mettent en évidence le rôle majeur des sous-pressions dans l'équilibre du barrage et donc l'importance du traitement des fondations par l'injection et le drainage.

Ainsi, dans l'analyse de la stabilité d'un barrage poids, il convient de garder présent dans l'esprit que la grande majorité des ruptures de barrages poids recensées dans le monde s'est produite lors des crues [6]. Ceci est facilement compréhensible car la poussée de l'eau variant comme le carré de la hauteur d'eau, tout dépassement du niveau de la crue de projet entraîne une diminution de la stabilité de l'ouvrage, diminution qui est proportionnellement d'autant plus forte que le barrage est de faible hauteur [6].

Dans ce présent chapitre, nous allons dans un premier lieu présenter une petite recherche sur les barrages en BCR, avant de faire le calcul de stabilité et de résistance de la digue, tout en mettant l'accent sur l'importance des fondations et des injections.

IV.1 Généralité sur les barrages en BCR

IV.1.1 Les constituants du BCR

Le choix, puis la détermination des composants du BCR constituent une étape essentielle permettant d'obtenir des ouvrages de qualité. Les exigences du projet de réalisation d'un barrage en BCR doivent tenir compte des possibilités offertes dans la région, à priorité à proximité immédiate de cet ouvrage.

Les constituants du BCR sont cités ci-dessous :

➤ **Les granulats**

Ces matériaux peuvent être de nature rustique et subissent des traitements pouvant aller d'un simple écrêtage jusqu'à une élaboration complète : classement, lavage, production d'éléments fins par broyage, utilisation de matériaux roulés ou concassés de sources différentes, (sables, gravillons et cailloux, éléments fins.....).

La taille maximale de ces granulats varie entre 40 mm et 150 mm, cependant des granulats de diamètre inférieur à 5mm peuvent être utilisés pour remplir l'espace inter granulaire.

➤ **Les liants**

Il existe plusieurs types de liants :

- Ciment normalisé seul (du type de ceux utilisés pour les barrages en béton conventionnel) ;
- Ciment avec des additions par fois en quantité importantes (cendre volante, laitier moulu, pouzzolanes) ;
- Liant spécial BCR, fabriqué en usine à base de laitier, prêt à l'emploi.

➤ **L'eau**

L'analyse physico-chimique complète de l'eau qui sera utilisée pour le gâchage, doit être effectuée, suivant les normes en vigueur.

➤ **Les adjuvants**

On peut employer un retardateur de prise qui permet d'allonger le délai de maniabilité et donc d'assurer une meilleure liaison entre couches, il est recommandé de l'incorporer dans le liant.

IV.1.2 Description de la technique BCR [7]

a) Le B.C.R. est un béton faiblement dosé en liant

La teneur en liant est, en général, différente suivant les parties de l'ouvrage (plus élevée sur les parties externes), mais reste de l'ordre de 100 à 200 kg par m³. Le liant est constitué de ciment et de cendres volantes, ces dernières dans une proportion pouvant aller jusqu'aux deux tiers du liant. La réduction des quantités de ciment permet de diminuer les coûts et d'obtenir un liant à prise lente, ce qui diminue l'élévation de température provoquée par la prise du béton et limite le retrait thermique.

b) Le B.C.R. est mis en œuvre à faible teneur en eau

Le passage des engins de compactage exige un produit très sec, tel que l'affaissement au cône d'Abrams soit nul. La détermination de la teneur en eau optimale se fait couramment, comme en mécanique des sols, à l'aide de l'essai Proctor sur un grand moule afin de tenir compte de la granulométrie du matériau. La faible teneur en eau à la mise en œuvre permet ainsi de diminuer le retrait hydraulique du béton et d'améliorer sa résistance à long terme.

c) Le B.C.R. est mis en œuvre en couches minces

Le matériau, fabriqué dans des centrales à béton classiques ou à malaxage continu à gros débit, est acheminé sur l'ouvrage par camion benne ou bande transporteuse. Il est étalé au boteur en couches minces de 0,30 à 0,50 m. L'épaisseur des couches est recommandée par des contraintes d'efficacité de compactage et de cadences de chantier. Le point délicat est la liaison entre couches successives qui présente une double faiblesse potentielle : forte perméabilité et résistance mécanique médiocre. L'idéal pour avoir une bonne liaison consiste bien sûr à mettre en place la couche supérieure avant que la couche inférieure n'ait fait prise (reprise chaude), ce qui dispense de la mise en place d'un mortier. Il faut par ailleurs éviter la différence de granulométrie entre la partie inférieure et la partie supérieure d'une couche (ségrégation, remontée de laitance). Lorsque le temps entre la mise en place de deux couches successives dépasse une certaine limite (dépendant du type de ciment et de la température ambiante), on est dans les conditions d'une reprise froide et il est nécessaire de traiter les liaisons entre couches par un mortier de reprise sur 2 à 3 cm d'épaisseur.

d) Le B.C.R. est fortement compacté

L'intérêt de l'utilisation des rouleaux vibrants par rapport à la mise en œuvre classique avec aiguille vibrante, est triple : - ils sont plus adaptés à la faible plasticité du mélange ; - ils ont un grand rendement ; - ils compactent le matériau avec une énergie beaucoup plus élevée, ce qui permet d'approcher les densités obtenues avec un béton classique.

e) L'ouvrage doit avoir une étanchéité spécifique

Un ouvrage réalisé en béton compacté au rouleau ne peut en général pas être considéré comme étanche à 100 %, surtout du fait des reprises entre couches. C'est pourquoi l'étanchéité de certains barrages construits en B.C.R. est assurée par un parement amont vertical en béton vibré traditionnel, équipé de joints de dilatation avec waterstops. Ce parement amont sert de coffrage pour le corps de barrage en BCR. Cette étanchéité pourrait être également assurée par une géomembrane où un enduit approprié sur le parement amont de l'ouvrage.

IV.1.3 Composition du BCR pour le barrage Portes de Fer

A titre d'exemple, on a choisi de prendre en considération la composition adoptée au barrage des Olivettes (France) en 1986. Cette composition de B.C.R a été étudiée pour atteindre une résistance à 90 jours de 12 MPa en compression et de 1,5 MPa en traction [7].

- Agrégats calcaires
14 - 63 mm $\rightarrow$ 850 Kg/m³
0 - 14 mm $\rightarrow$ 1110 Kg/m³
0 - 2 mm $\rightarrow$ 220 Kg/m³
- Liant «Rolac» de Lafarge : 130 Kg/m³
- Eau : 140 Litres/m³
- Adjuvent : Pouzzolane

IV.2 Actions agissantes sur un barrage poids

Un barrage doit résister à des contraintes impressionnantes qu'il est important de les connaître pour pouvoir assurer d'une part sa stabilité et d'autre part son dimensionnement finale [6]. La figure IV.1 illustre les différentes sollicitations agissantes sur un barrage poids :

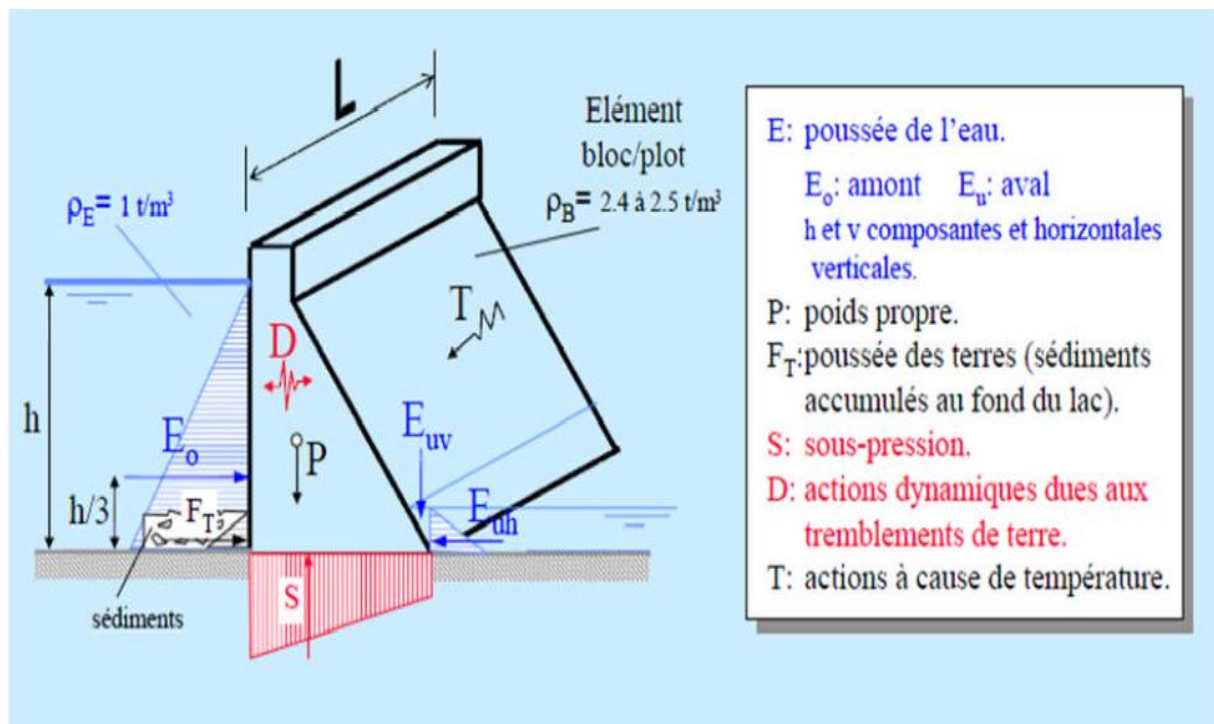


Figure IV.1 : Schéma des actions agissantes sur un barrage poids

On peut classer ces actions en fonction de leurs types :

IV.2.1 Actions permanentes

Elles commencent avec la réalisation du barrage et continuent durant toute la vie de ce dernier :

➤ **Poids propre :**

Le poids du barrage est représenté par une force verticale appliquée au centre de gravité de l'ouvrage. La densité du béton varie entre 2,2 et 2,4 t/m³.

➤ **Poussées des sédiments :**

Les sédiments en cours de consolidation exercent une poussée qui est a priori légèrement inclinée sur l'horizontale. Cette poussée est le résultat de la force de pression des vases déposées à la base du barrage.

VI.2.2 Actions variables

Elles sont variables en fonction des variations du niveau de la retenue :

➤ **Poussées de l'eau et des matières en suspensions :**

Le barrage est soumis à la poussée de l'eau, c'est-à-dire à une pression hydrostatique qui varie linéairement avec la profondeur. Cette dernière exerce une force perpendiculaire au parement amont à 1/3 de la hauteur du barrage et sa résultante comporte une stabilisatrice vers le bas quand le parement est incliné. La densité d'une eau chargée en sédiment peut atteindre couramment 1.05 à 1.10 t/m³. Le niveau d'eau à prendre en compte est celui des plus hautes eaux lors de la crue de projet [6].

➤ **Sous pression sous la fondation :**

Les sous-pressions sont des pressions internes de soulèvement qui résulte des fuites d'eau à travers les pores ou les canaux capillaires des fondations ou à travers des joints non étanches des ouvrages en maçonnerie. Cette force agit sur toute la longueur de la base du barrage. La distribution des sous-pressions sur la base plane du barrage est, en général, supposée linéaire pour le calcul de stabilité ; elle décroît de l'amont vers l'aval du fait des pertes de charge dans les canaux capillaires [6].

➤ **Poussées des glaces :**

Cette action n'est à considérer sauf si l'environnement du barrage le justifie (à éliminer dans notre cas).

IV.2.3 Actions accidentelles

➤ **Séisme :**

Les actions accidentelles qui peuvent déstabiliser un barrage poid sont une approximation des effets du séisme. La valeur ($\alpha .g$) est l'accélération sismique horizontale, α étant le coefficient d'accélération de zone donnée par le règlement parasismique Algérienne (RPA99/2003). Dans notre cas, cette accélération est égale à 0,25*g (Voir paragraphe I.4.2).

IV.3 Géométrie du barrage Portes de fer

La section principale du barrage des Portes de Fer est de forme géométrique simple. Elle comporte les caractéristiques suivantes :

- Niveau du couronnement : 486.20 m
- Niveau de la fondation : 412.00 m
- Epaisseur au couronnement : 5.00 m
- Epaisseur constante jusqu'au niveau : 479.70 m
- Pente du parement aval : 0.85H / 1.0V
- Pente du parement amont : verticale
- Epaisseur maximale (au niveau 412.00 m) : 59.36 m

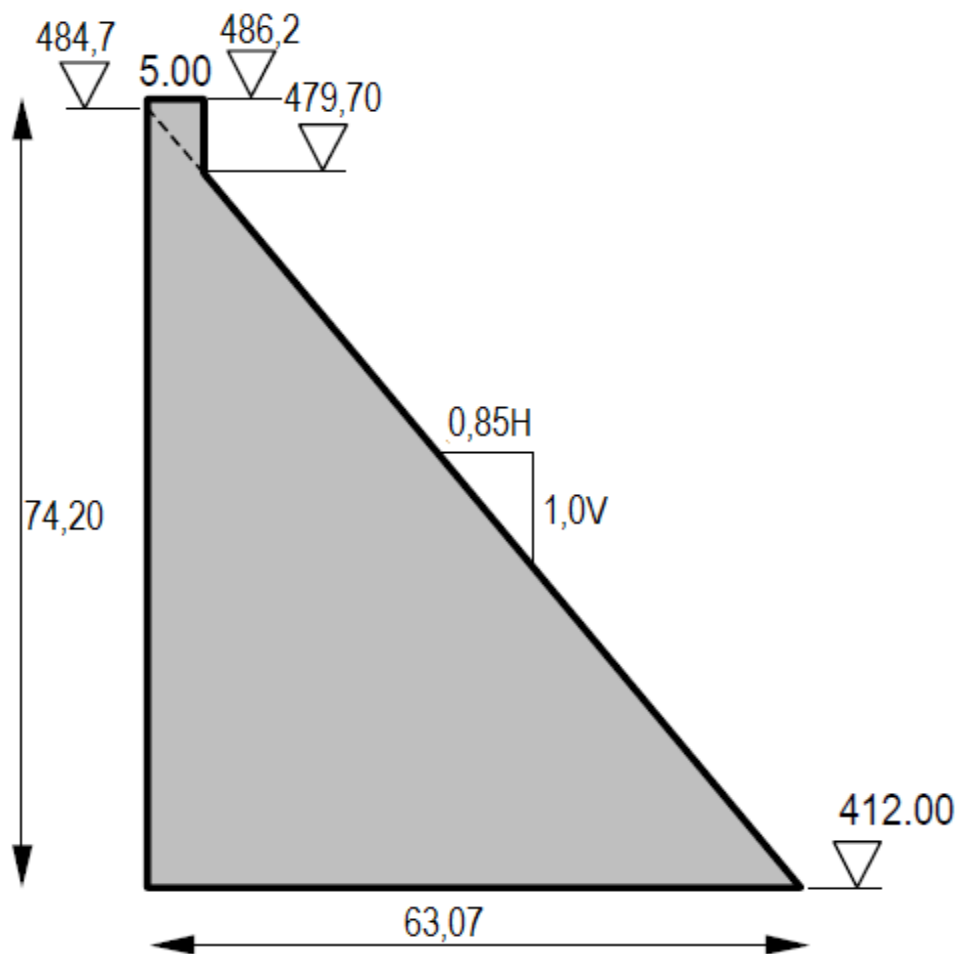


Figure IV.2 : Section type non déversante du barrage Portes de Fer [en mètre]

IV.4 Etude de stabilité

Les méthodes utilisées pour l'étude de stabilité des barrages poids consistent à considérer un plot de barrage comme un bloc indéformable soumis à des combinaisons d'actions décrites dans le paragraphe (IV.2) ci-dessus.

Dans cette étude, on analysera successivement la stabilité au glissement, la stabilité au renversement et la stabilité interne. On utilise bien entendu la géométrie réelle du barrage pour calculer les différents coefficients de sécurité [6].

Les formules ci-après sont toutefois établies pour des hypothèses simplificatrices :

- Parement amont vertical ;
- Epaisseur en crête nulle ;
- Parement aval constant de fruit égal à m ;
- Le calcul se fait par tranche d'ouvrage de 1 m de large.

Trois cas de chargement sont considérés examinés :

- Conditions normales (retenue au niveau normale) ;
- Conditions exceptionnelles (avec une retenue au niveau des plus hautes eaux) ;
- Conditions extrêmes (séisme combiné avec une retenue normale).

Les calculs sont effectués sans pondérations des sollicitations.

Tableau IV.1 : Coefficients de sécurité, d'après (K_{adm}) [10]

	Conditions		
	Normales (cote NNR)	Exceptionnelles (cote PHE)	Extrêmes (Cote NNR+séisme maximal)
Glissement	1.33	1.1	1.05
Resistance au cisaillement			
Renversement	1.5	1.25	1.1
Contrainte de compression	$0.28 R_c^*$	-	$0.35 R_c$

R_c^* : résistance à la compression du béton

Les vérifications pour ces critères de stabilité tiennent compte des sous pressions.

IV.4.1 Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques suivantes ont été admises pour les calculs de stabilité :

Béton

La masse volumique du béton a été choisie sur la base de la littérature : $\rho_B = 2400 \text{ Kg/m}^3$.

Fondation

La fondation est constituée par des calcaires marneux et des calcaires gréseux, Selon l'ANBT les résistances à la compression suivantes ont été retenues :

- Calcaire gréseux : 480 - 500 bars ;
- Calcaire marneux : 250 - 450 bars ;
- Marne : 300 - 350 bars.

Les paramètres mécaniques sont :

- Angle de frottement: $\phi = 45^\circ$
- Cohésion: $C = 0.3$ à 0.5 MPa (On prend $C = 0,4$ MPa)
- Module d'élasticité: calcaires marneux et calcaire légèrement gréseux $E_{moy} =$ entre 15 GPa et 20 GPa.

IV.4.2 Calcul des différentes charges

IV.4.2.1 Calcul des charges verticales

a) Poids propre du barrage

$$P_{pc} = \gamma_b * S_{pc} * b_p = \frac{1}{2} \rho_b * g * H_b^2 * m \dots \dots \dots (V.1)$$

Avec : P_{pc} : Poids propre du corps du barrage (tf)
 ρ_b : Masse volumique du béton (Kg/m³)
 S_{pc} : Aire du profil de déversoir (m²)
 m : Fruit du talus = 0.85
 H_b : Hauteur totale du barrage = 74,2m
 g : Accélération de l'apesanteur = 9,81 m/s²
 b_p : Largeur de base du barrage (m)

AN :

$$P_{pc} = 1/2 * 2400 * (74,2)^2 * 9,81 * 0,85 = 55090534,97 \text{ N}$$

$$P_{pc} = 5619,24 \text{ tf (tonnes forces)}$$

Sachant que : 1 Newton = $1,02 * 10^{-4}$ Tonne-force

b) Sous pressions

• Conditions normales

Pour ce calcul on considère que l'épure des sous pressions est triangulaire, c'est-à-dire que les sous pressions varient linéairement entre l'amont et l'aval. Les sous pressions sont données par la formule suivante :

$$SP_1 = \frac{1}{2} * \rho_w * g * m * H_{NNR}^2 \dots \dots \dots (IV.2)$$

Avec :

ρ_w : Masse volumique de l'eau (Kg/m³) = [1000 Kg/m³]

H_{NNR} : Hauteur au niveau normale de la retenue en [m] = 482 – 412 = 70 m

AN :

$$SP_1 = 1/2 * 1000 * 9.81 * 0.85 * 70^2 = 20429325 \text{ N}$$

$$SP_1 = 2083,79 \text{ tf}$$

- **Conditions exceptionnelles**

$$SP_2 = \frac{1}{2} * \rho_w * g * m * H_{PHE}^2 \dots\dots\dots (IV.3)$$

Avec :

H_{PHE} : Hauteur au niveau des plus hautes eaux en [m] = 484,7 – 412 = 72,70 m

AN :

$$SP_2 = 1/2 * 1000 * 9.81 * 0.85 * 72.70^2 = 22035695,33 \text{ N}$$

$$SP_2 = 2247,64 \text{ tf}$$

c) Poids de la colonne d'eau amont

On ne la prend pas en considération étant donné que le fruit de talus amont est nul.

d) Poids de la colonne d'eau aval

C'est une charge correspondante au débit des plus hautes eaux (NPHE).

$$P_{ph}^{av} = \gamma_w * S_h^{av} * b_h = \frac{1}{2} * \rho_w * g * m * H_{av}^2 \dots\dots\dots (IV.4)$$

Avec :

H_{av} : Hauteur de la colonne d'eau aval = 15 m

AN :

$$P_{ph}^{av} = 1/2 * 1000 * 9.81 * 0.85 * 15^2 = 938081,25 \text{ N}$$

$$P_{ph}^{av} = 95,68 \text{ tf}$$

IV.4.2.2 Calcul des charges horizontales

a) Poussée hydrostatique à l'amont

- **Conditions normales**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$P_{h1}^{am} = \frac{1}{2} * \rho_w * g * H_{NNR}^2 \dots\dots\dots (IV.5)$$

AN :

$$P_{h1}^{am} = 1/2 * 1000 * 9,81 * 70^2 = 24034500 \text{ N}$$

$$P_{h1}^{am} = 2451,52 \text{ tf}$$

- **Conditions exceptionnelles**

$$P_{h2}^{am} = \frac{1}{2} * \rho_w * g * H_{PHE}^2 \dots\dots\dots (IV.6)$$

AN : $P_{h2}^{am} = 1/2 * 1000 * 9,81 * 72,7^2 = 25924347,45 \text{ N}$
 $P_{h2}^{am} = 2644,28 \text{ tf}$

b) Poussée hydrostatique à l'aval

C'est une Charge correspondante au débit des plus hautes eaux (NPHE) d'après (Cours Mr Mihoubi)

$$P_h^{av} = \frac{1}{2} * \rho_w * g * H_{av}^2 \dots\dots\dots (IV.7)$$

AN :
 $P_h^{av} = 1/2 * 1000 * 9,81 * 15^2 = 1103625 \text{ N}$
 $P_h^{av} = 112,57 \text{ tf}$

c) Poussée des sédiments

$$P_s = \frac{1}{2} * \rho_s * g * H_s^2 \dots\dots\dots (IV.8)$$

Avec :

H_s : Hauteur des sédiments dans le barrage $\rightarrow NVM = 446,47 - 412 = 34,47 \text{ m}$
 ρ_s : Masse volumique des sédiments = 1600 Kg/m^3

AN :
 $P_s = 1/2 * 1600 * 9,81 * 34,47^2 = 9324843,7 \text{ N}$
 $P_s = 951,13 \text{ tf}$

IV.4.2.3 Calcul de la charge sismique

L'effet sismique sur le barrage est introduit en utilisant le modèle pseudo-statique. En plus des actions extérieures habituelles, on ajoute :

a) Une force horizontale vers l'aval

Appliquée au centre de gravité du corps du barrage et proportionnelle au poids, le coefficient de proportionnalité α_h est de l'ordre de 0,25 pour notre cas (Voir paragraphe I.4.2).

$$F_h = \alpha_h * P_{pc} \dots\dots\dots (IV.9)$$

Avec :

F_h : Force horizontale provoquée par le séisme (tf)
 P_{pc} : Poids propre du corps du barrage (tf)

AN :

$$F_h = 0,25 \cdot 5619,24 = 1404,81 \text{ tf}$$

$$F_h = 1404,81 \text{ tf}$$

b) Une force verticale vers le haut

Aux USA, la plus part des barrages des régions actives de point de vue sismique ont été dimensionnés pour une accélération égale à $0.1 \cdot g$, soit le dixième de l'accélération de la pesanteur, agissant dans toutes les directions (ref: Ouvrages hydrauliques, par Khelifa MAALEL & Zouheir HAFSIA). Ainsi pour la détermination de la force verticale on prend en considération un coefficient d'accélération verticale égale à 0,1.

$$F_v = \alpha_v \cdot P_{pc} \dots\dots\dots (IV.10)$$

AN :

$$F_v = 0.10 \cdot 5619,24 = 561,93 \text{ tf}$$

$$F_v = 561,93 \text{ tf}$$

c) Un supplément de poussée hydrostatique

L'effet de la mise en mouvement de l'eau de la retenue qui vient buter sur le barrage poids rigide a été étudié par plusieurs auteurs en se basant sur différentes hypothèses de géométrie et de déformabilité. La formule la plus simple est celle de Westergaad. Le supplément de poussée varie de façon parabolique depuis la surface de la retenue avec un coefficient de proportionnalité analogue à celui de la force horizontale.

$$\Delta P_{\text{eau}} = 0,875 \cdot g \cdot \rho_w \cdot \alpha_h \cdot H^{0,5} \dots\dots\dots (IV.11)$$

Avec :

ΔP_{eau} : Supplément de poussée hydrostatique

H : Hauteur du barrage au niveau (PHE) = 72,7 m

AN :

$$\Delta P_{\text{eau}} = 0.875 \cdot 1000 \cdot 9.81 \cdot 0.25 \cdot \sqrt{72,7} = 18297,18 \text{ N}$$

$$\Delta P_{\text{eau}} = 1,87 \text{ tf}$$

Le Tableau IV.2 donne un récapitulatif des forces agissant sur le corps du barrage :

Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des forces [tonnes forces] agissant sur le corps du barrage

Dénomination des forces	Désignation		Conditions normales	Conditions exceptionnelles	Conditions Extrêmes
Sous pressions	SP	V	2083,79	2247,64	2083,79
Poids propre du corps	P_{PC}	V	5619,24		
Poids de la colonne d'eau aval	P_{ph}^{av}	V	-	95,68	-
Poussée hydrostatique à l'amont	P_h^{am}	H	2451,52	2644,28	2451,52
Poussée hydrostatique à l'aval	P_h^{av}	H	-	112,57	-
Poussée des sédiments	P_s	H	951,13		
Charge sismique	F_h	H	-	-	1404,81
	F_v	V	-	-	561,93
	ΔP_{eau}	H	-	-	1,87

La figure IV.3 suivante illustre les différentes charges s'appliquant sur le corps du barrage :

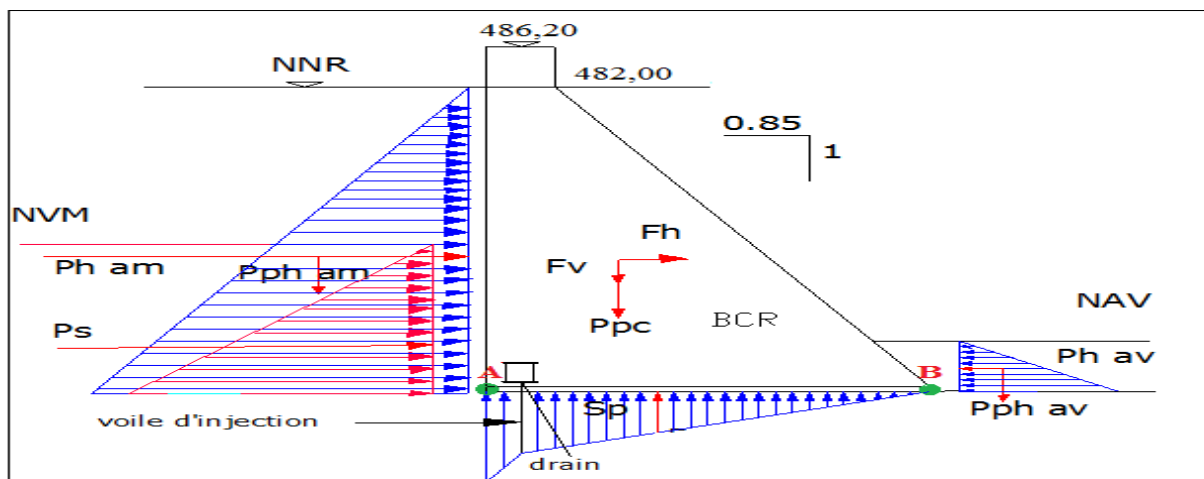


Figure IV.3 : Illustration des Différentes charges appliquées sur le barrage

IV.4.3 Calcul de stabilité

IV.4.3.1 Stabilité au Glissement

Les forces horizontales (ΣF_h), telles que la poussée de l'eau Q, et des vases, qui s'exercent sur le barrage tendent à le déplacer vers l'aval. La résistance à ces forces horizontales (résistance au cisaillement) est offerte par les fondations grâce à leur cohésion (c), et à leur coefficient de frottement ($\tan \phi$) [6].

La stabilité au glissement est régie par la formule suivante :

$$\frac{\Sigma F_v \cdot \tan \phi + C \cdot S}{\Sigma F_H} \geq K_{adm} \quad \text{..... (IV.12)}$$

Avec :

F_v : Somme des charges verticales ;

F_H : Somme des forces horizontales ;

ϕ : Angle de frottement des fondations, $\phi = 45^\circ$;

K_{adm} : Coefficient de sécurité ;

C : Cohésion des fondations, $C = 0.4 \text{ MPa}$;

S : Surface de glissement (m), $S = AB \cdot 1 = m \cdot H \cdot 1$;

H : Hauteur totale du barrage.

AN :

$$C \cdot S = 0,4 \cdot 10^6 \cdot 74,2 \cdot 0,85 \cdot 1 = 2522800 \text{ N} = 2573,26 \text{ tf}$$

➤ Conditions normales

Forces verticales :

$$\Sigma F_v = P_{PC} - SP_1 \quad \text{..... (IV.13)}$$

$$\Sigma F_v = 5619,24 - 2083,79 = 3535,45$$

$$\Sigma F_v = 3535,45 \text{ tf}$$

Forces horizontales :

$$\Sigma F_H = P_{h1} + P_s \quad \text{..... (IV.14)}$$

$$\Sigma F_H = 2451,52 + 951,13 = 3402,65$$

$$\Sigma F_H = 3402,65 \text{ tf}$$

$$\rightarrow \frac{3535,45 \cdot \tan(45) + 2573,26}{3402,65} = 1,80 > K_{adm} = 1,33$$

La Stabilité au glissement dans les conditions normales de la retenue est vérifiée.

➤ **Conditions exceptionnelles**

Forces verticales :

$$\Sigma F_v = P_{PC} - SP_2 + P_{ph}^{av} \dots\dots\dots (IV.15)$$

$$\Sigma F_v = 5619,24 - 2247,64 + 95,68 = 3467,28$$

$$\Sigma F_v = 3467,28 \text{ tf}$$

Forces horizontales :

$$\Sigma F_H = P_{h2}^{am} + P_s - P_h^{av} \dots\dots\dots (IV.16)$$

$$\Sigma F_H = 2644,28 + 951,13 - 112,57 = 3482,84$$

$$\Sigma F_H = 3482,84 \text{ tf}$$

$$\rightarrow \frac{3467,28 \cdot \tan(45) + 2573,26}{3482,84} = 1,73 > K_{adm} = 1,1$$

La stabilité au glissement dans les conditions exceptionnelles (niveau des plus hautes eaux) est vérifiée.

➤ **Conditions extrêmes (cas d'un séisme)**

Forces verticales :

$$\Sigma F_v = P_{PC} - SP_1 - F_v \dots\dots\dots (IV.17)$$

$$\Sigma F_v = 5619,24 - 2083,79 - 561,93 = 2973,52$$

$$\Sigma F_v = 2973,52 \text{ tf}$$

Forces horizontales :

$$\Sigma F_H = P_{h1}^{am} + P_s + \Delta P_{eau} + F_h \dots\dots\dots (IV.18)$$

$$\Sigma F_H = 2451,52 + 951,13 + 1,87 + 1404,81 = 4809,33$$

$$\Sigma F_H = 4809,33 \text{ tf}$$

$$\rightarrow \frac{2973,52 \cdot \tan(45) + 2573,26}{4809,33} = 1,15 > K_{adm} = 1,05$$

La stabilité au glissement dans des conditions extrêmes (présence d'un séisme) est vérifiée.

IV.4.3.2 Stabilité au Renversement

Le deuxième mode direct de rupture pour un barrage poids est le renversement. La cause d'une telle rupture est l'existence de forces horizontales suffisamment grandes comparées aux forces verticales pour amener la résultante de toutes les forces agissantes sur le barrage y compris les forces de sous pressions en dehors des limites de la surface de base de l'ouvrage. Lorsque la résultante s'approche du pied aval, les contraintes de compression dans le béton croissent rapidement ainsi la rupture par renversement serait précédée et accélérée par une rupture locale par compression du pied aval de l'ouvrage [6].

En fait lorsque la résultante passe de façon appréciable à l'extérieur du tiers central de la section de base, une fissure horizontales peut apparaître à l'amont, ceci réduit considérablement la résistance au cisaillement et augmente la sous-pression. Aussi une rupture peut commencer par renversement et se poursuivre par un glissement.

Le coefficient de stabilité au renversement est défini comme le rapport du moment, par rapport au pied aval, des forces stabilisatrices MS sur le moment des forces motrices MR. Les moments sont exprimés en valeurs absolues.

$$\frac{MS}{MR} \geq K_{adm} \dots \dots \dots (IV.19)$$

Avec :

MS : Moment des forces stabilisatrices

MR : Moment des forces motrices ou renversantes

Les bras de levier sont calculés par rapport au point B au pied aval du barrage.

➤ Conditions normales

Moment des forces stabilisatrices :

$$MS = P_{PC} * (2/3) * m * H_b \dots \dots \dots (IV.20)$$

$$MS = 5619,24 * 42,05 = 236270,31$$

$$MS = 236270,31 \text{ tf.m}$$

Moment des forces renversantes :

$$MR = P_{h1} * (1/3) * H_{NNR} + SP_1 * (2/3) * m * H_b + P_s * (1/3) H_s \dots \dots \dots (IV.21)$$

$$MR = 2451,52 * 23,33 + 2083,79 * 42,05 + 951,13 * 11,49 = 155745,82$$

$$MR = 155745,82 \text{ tf.m}$$

$$\rightarrow \frac{236270,31}{155745,82} = 1,53 > K_{adm} = 1,5$$

La Stabilité au renversement dans les conditions normales de la retenue est vérifiée.

➤ **Conditions exceptionnelles**

Moment des forces stabilisatrices :

$$MS = P_{PC} * (2/3) * m * H_b + P_{h_{av}} * (1/3) * H_{av} + P_{ph_{av}} * (1/3) * m * H_{av} \dots\dots\dots (IV.22)$$

$$MS = 5619,24 * 42,05 + 112,57 * 5 + 95,68 * 4,25 = 237258,53$$

$$MS = 237258,53 \text{ tf.m}$$

Moment des forces renversantes :

$$MR = P_{h_2}^{am} * (1/3) * H_{PHE} + SP_2 * (2/3) * m * H_b + P_s * (1/3) * H_s \dots\dots\dots (IV.23)$$

$$MS = 2644,28 * 24,23 + 2247,64 * 42,05 + 951,13 * 5 = 163339,82$$

$$MR = 163339,82 \text{ tf.m}$$

$$\rightarrow \frac{237258,53}{169512,65} = 1,45 > K_{adm} = 1,25$$

La stabilité au renversement pour une retenue au niveau des plus hautes eaux est vérifiée.

➤ **Conditions extrêmes**

Moment des forces stabilisatrices :

$$MS = P_{PC} * (2/3) * m * H_b \dots\dots\dots (IV.24)$$

$$MS = 5619,24 * 42,05 = 236270,31$$

$$MS = 236270,31 \text{ tf.m}$$

Moment des forces renversantes :

$$MR = (P_{h_1}^{am} + \Delta P_{eau}) * (1/3) * H_{NNR} + SP_1 * (2/3) * m * H_b + P_s * (1/3) * H_s + F_h * (1/3) * H_b + F_v * (2/3) * m * H_b \dots\dots (IV.25)$$

$$MR = (2451,52 + 1,87) * 23,33 + 2083,79 * 42,05 + 951,13 * 5 + 1404,81 * 24,73 + 561,93 * 42,05 = 207986,72$$

$$MR = 207986,72 \text{ tf.m}$$

$$\rightarrow \frac{236270,31}{207986,72} = 1.14 > K_{adm}=1.1$$

La stabilité au renversement dans des conditions extrêmes (présence d'un séisme) est vérifiée.

Conclusion

D'après les résultats obtenus à partir des calculs effectués ci-dessus, on constate que la stabilité du barrage « Portes de Fer » au glissement et au renversement sont assurées selon les trois conditions considérées (Normales, exceptionnelles et extrême).

IV.5 Calcul de la résistance interne

L'étude des contraintes régnant dans un barrage réel n'est envisageable qu'avec des méthodes numériques élaborées. Ce n'est qu'avec une géométrie simplifiée que les calculs sont partiellement faisables « à la main ».

Ce calcul va consister à retrouver les contraintes dans l'ouvrage compte tenu des actions extérieures qui lui sont appliquées et d'éventuelles actions internes telles que les pressions interstitielles dans les fissures. On a choisi d'opter pour deux méthodes de calcul de la résistance interne pour notre barrage :

IV.5.1 Méthode de la résistance des matériaux

La méthode est basée sur la résistance des matériaux où chaque tranche du barrage est assimilée à une poutre console verticale, encastree dans les fondations, cette méthode consiste à déterminer les contraintes dans des sections horizontales à partir des formules de la flexion composée [6].

On considère une section horizontale du barrage. Cette dernière est soumise à un effort normal de compression N et un moment fléchissant M_g par rapport au milieu de la section. Le moment M_g est compté positivement s'il tend à comprimer le point aval de la section. M_g est lié au moment M_a exprimé par rapport au point aval par la relation :

$$M_g = M_a + \frac{e \cdot N}{2} \dots \dots \dots (IV.26)$$

Avec :

e : Longueur de la base (amont-aval) de la section horizontale du barrage.

M_a = Moment par rapport au point aval.

Cette formule suppose (M_a) positif dans le sens d'un basculement amont-aval.

En étudiant une tranche de 1 m, les formules classiques de la résistance des matériaux donnent pour les contraintes verticales :

$$\sigma_z \text{ (Aval, Amont)} = \frac{N}{e} \pm \frac{6Mg}{e^2} \dots\dots\dots (IV.27)$$

Avec : N : effort normal de compression.

Mg : Moment fléchissant par rapport au milieu de la section horizontale.

Avec le profil triangulaire simple et une hauteur de barrage Z, on a :

$$e = m \cdot Z \dots\dots\dots (IV.28)$$

$$N = \rho_b \cdot g \cdot m \cdot \frac{Z^2}{2} \dots\dots\dots (IV.29)$$

$$M_g = \frac{N \cdot e}{6} + \frac{\rho_w \cdot g \cdot Z^2}{6} \dots\dots\dots (IV.30)$$

Application numérique :

$$e = 0.85 \cdot 74,20 = 63,07 \text{ m}$$

$$N = \frac{0.85 \cdot 2.4 \cdot 9.81 \cdot 74,2^2}{2} = 55090,53$$

$$N = 55090,53 \text{ KN}$$

$$M_g = \frac{21182.33 \cdot 63.07}{6} + \frac{1 \cdot 9.81 \cdot 74,2^2}{6} = 568095,06$$

$$M_g = 568095,06 \text{ KN.m}$$

En remplaçant (IV.29) et (IV.30) dans la formule (IV.27), on trouve les formules simplifiées pour le calcul des contraintes verticales. Ces dernières sont données par le tableau IV.3 :

Tableau IV.3 : Les contraintes amont et aval (cas retenue pleine et vide)

Contrainte	Retenue pleine	Retenue vide
σ_A (Amont) [Kpa]	$Z * (\gamma_b - \frac{\gamma_w}{m^2})$	$Z * \gamma_b$
σ_B (Aval) [Kpa]	$Z * \frac{\gamma_w}{m^2}$	0

Avec : m : Fruit du talus amont du barrage égale à 0,85 (Le talus aval est nul) ;

γ_b, γ_w : Respectivement le poids volumique du béton et de l'eau.

Les résultats de calculs des contraintes sont représentés dans le tableau IV.4 suivant :

Tableau IV.4 : Résultats de calculs des contraintes par la méthode de RDM

Contrainte	Retenue pleine	Retenue vide
σ_A (Amont) [Kpa]	739,49	1746,96
σ_B (Aval) [Kpa]	1007,48	0

→ Les contraintes calculées sont positives (contraintes de compressions). Ainsi, la stabilité interne du barrage Portes de Fer est vérifiée. Le béton étant non armé ne peut supporter de traction.

IV.5.2 Méthode de Pigeaud (1923)

Cette méthode est basé sur la mécanique des milieux continus, trouvée par M. Levy en 1898, elle est appelée méthode de Pigeaud du nom de l'ingénieur qui a édité des séries d'abaques facilitant le calcul. Cette dernière s'applique facilement à un profil de barrage triangulaire indéfini, donc sans prise en compte des conditions aux limites près de la fondation [9].

Le sol n'est soumis qu'à l'action directe du poids du barrage représentant une force volumique $\gamma_b \cdot g$. Les équations d'équilibre sont données par :

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = 0 \dots\dots\dots (IV.31)$$

$$\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma_b \dots\dots\dots (IV.32)$$

Avec :

σ_y : Contrainte de cisaillement verticale ;

σ_z : Contrainte de cisaillement horizontale ;

τ_{yz} : Contrainte tangentielle ;

γ_b : Poids volumique du béton.

Les contraintes sont dans ce cas des fonctions linéaires en y et z (respectivement coordonnées dans les sens amont-aval et en vertical) :

$$\sigma_y = a_1 y + b_1 z \dots\dots\dots (IV.33)$$

$$\sigma_z = a_2 y + b_2 z \dots\dots\dots (IV.34)$$

$$\tau_{yz} = (\gamma_b g - b_2) y - a_1 z \dots\dots\dots (IV.35)$$

Avec :

z : Hauteur du barrage

y : Largeur de la base du barrage ; $y = m \cdot z$

Les conditions aux limites sur les parements amont et aval sont :

- ✓ Contrainte tangentielle nulle ;
- ✓ Contrainte normale égale à la pression hydrostatique à l'amont et nulle à l'aval.

Ces conditions permettent de calculer les coefficients a_1 , a_2 , b_1 et b_2 , on obtient finalement :

$$\sigma_y = \rho_w g z \dots\dots\dots (IV.36)$$

$$\sigma_z = \left(\frac{2\rho_w}{m^2} - \rho_b \right) g y + \left(\rho_b - \frac{\rho_w}{m^2} \right) g z \dots\dots\dots (IV.37)$$

$$\tau_{yz} = \frac{\rho_w g y}{m^2} \dots\dots\dots (IV.38)$$

Les résultats de calcul des contraintes sont donnés dans le tableau IV.5 :

Tableau IV.5 : Résultats de calculs des contraintes par la méthode de Pigeaud

Contrainte	Valeur
σ_y [Kpa]	727,90
σ_z [Kpa]	962,78
τ_{yz} [Kpa]	856,36

IV.5.3 Vérification de la règle du tiers central

La règle du tiers central consiste à vérifier que la contrainte au coin amont (σ_A) est une compression, c'est-à-dire que l'excentricité $x = Mg/N$ est inférieure à $e/6$ (e étant la largeur de la base du barrage) [9].

$$\frac{M_g}{N} < \frac{e}{6} \dots\dots\dots (IV.39)$$

AN :

$$\frac{568095,06}{55090,53} = 10,31 \text{ m} < \frac{63,07}{6} = 10,51 \text{ m}$$

→ La règle du tiers central est vérifiée.

IV.5.4 Vérification de la condition admissible (Condition sur la hauteur du barrage)

La contrainte de compression maximum ($\sigma_A = \gamma_b * Z$) doit rester inférieure au taux de travail pour le matériau (béton) afin d'éviter toute apparition d'une contrainte de traction. Ce taux est obtenu par le produit de la résistance minimal à la rupture par écrasement R du matériau constituant le barrage, béton à 90 jours, et du coefficient de sécurité $s = (0.10 \div 0.125)$. Ceci permet de déterminer la hauteur à ne pas dépasser pour l'ouvrage [9] :

$$\sigma_A = \rho_b * g * Z < s * R \dots\dots\dots (IV.40)$$

$$\rightarrow Z < \frac{s * R}{\rho_b * g}$$

Si R = 30 MPa et s = 0,11 on a

$$Z < 140 \text{ m}$$

→ Condition vérifiée pour le barrage Portes de Fer.

IV.5.5 Vérification de la condition de non extension

La résistance du barrage à la traction peut être considérée comme nulle. Il faut donc éliminer toute contrainte de traction. A réservoir vide, toutes les contraintes étant des compressions, nous n'avons aucun risque. Cependant à réservoir plein, la contrainte en A (amont) peut devenir une contrainte de traction (augmentation de la masse volumique de l'eau). La condition de non extension est donnée par la formule suivante (m étant le fruit de talus amont du barrage) :

$$m > \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_b}} = 0,65 \dots\dots\dots (IV.41)$$

→ Condition vérifiée pour le barrage Portes de Fer.

IV.5.6 Vérification de la condition de Maurice LEVY

Il faut impérativement conserver au niveau du parement amont une contrainte normale suffisante pour qu'en cas d'infiltration ou de fissure le calcul qu'on a fait précédemment ne soit pas remis en cause. Pour que cette condition soit réalisée, Maurice LEVY a proposé que la contrainte σ_A reste supérieure ou égale à la pression de l'eau au même niveau. Si une fissure se produit, elle ne peut que se refermer [6].

Par d'autres termes, Les contraintes les plus faibles se produisant au voisinage du point A (amont), doivent rester positives (le béton ne peut supporter de traction) et garder une valeur suffisante pour qu'en cas d'infiltration ou fissure, le calcul ne soit pas remis en cause. Il faut pour cela que la masse de la partie de l'ouvrage située au-dessus de AB soit telle qu'en tout point du parement amont la contrainte de compression due au poids et à la poussée de l'eau soit au moins égale à la pression hydrostatique ($\rho g Z$). Cette condition, dite de Maurice LEVY, se traduit donc par :

σ_A (Amont) $\geq$ Pression hydrostatique amont

Cette condition, assure que la fissure se referme pour un profil triangulaire, rempli jusqu'au sommet, elle s'écrit :

$$Z * \left(\gamma_b - \frac{\gamma_w}{m^2} \right) \geq \gamma_w * Z \dots\dots\dots (IV.42)$$

Soit encore :

$$m \geq \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w}} = 0.85 \dots\dots\dots (IV.43)$$

Avec : $(\rho_w, \rho_b) = (1000; 2400) \text{ Kg/m}^3$

La qualité des bétons utilisés actuellement permet de réduire cette exigence, ainsi dans certain bouquin, on se contente de ne satisfaire la condition de LEVY qu'à r%, c'est-à-dire qu'on doit vérifier que l'on a : (La valeur généralement admise est $r = 75\%$)

$$\frac{\sigma_A}{\gamma_w * Z} \geq \frac{r}{100} \dots\dots\dots (IV.44)$$

Pour notre cas, avec un fruit de talus aval ($m = 0,85$), la condition de Maurice LEVY est directement vérifiée.

Conclusion

Le calcul de la résistance interne (contraintes) est concluant si on considère la géométrie de notre barrage. Donc, on retient le fruit de talus amont de 0,85. Egalement, le calcul des contraintes de compression nous permet de déterminer la résistance minimale du béton et donc de moduler les dosages en ciment, sachant que ces contraintes (au voisinage du point B) ne doivent pas dépasser une certaine fraction (généralement 30 %) de la contrainte de rupture en compression du matériau constituant le barrage, béton à 28 jours (cette condition est toujours vérifiée pour les petits et moyens barrages).

IV.6 Traitement des fondations

Quel que soit la nature du terrain des fondations d'un barrage poids, il existe toujours des percolations de l'eau au-dessous des fondations qui influent négativement sur la stabilité du corps du barrage. Les sous-pressions sont le résultat de ces percolations, c'est pour cela qu'il faut penser à des solutions afin d'évacuer cet eau pour diminuer l'influence sur le barrage. Le traitement des fondations par injection ou drainage est une solution incontournable pour stabiliser un barrage poids [6].

IV.6.1 Méthodes de traitement des fondations

Dans le cas de barrages, on peut améliorer les propriétés d'une fondation rocheuse selon trois catégories distinctes de mesures correctives [10] :

- Réduction des déformations ;
- Augmentation de la résistance ;
- Maîtrise de la résistance.

Tous les moyens ne sont pas également efficaces sur un site donné. De plus, leur effet n'est pas toujours clairement compris à cause des lacunes de nos connaissances qui existent encore dans certains domaines de la mécanique des roches. Il y a donc une partie d'appréciation subjective dans beaucoup de décisions concernant le traitement des fondations. Les mesures correctives considérées qui peuvent se classer en trois catégories principales:

- Le traitement des fouilles ;
- Le renforcement des fondations ;
- L'étanchéité et le drainage des fondations.

IV.6.1.1 Traitement des fouilles des fondations

L'exécution des fouilles d'un grand ouvrage hydrotechnique (barrage) est une opération de grande envergure qui dans bien des cas, constitue un élément capital du programme des travaux et du coût de l'aménagement, c'est au moment de l'ouverture des fouilles que le diagnostic géologique, posé au moment des reconnaissances d'avant-projet et du projet, se trouve pour la première fois confrontées à la réalité du site.

IV.6.1.2 Injections de consolidations

On sait que les propriétés des massifs rocheux fissurés sont dominées par le comportement des discontinuités. On montre facilement, par exemple, qu'une masse rocheuse à matrice très rigide à

un module de déformation faible, s'il existe des discontinuités ouvertes même très fines. La difficulté est de parvenir à faire pénétrer le coulis dans les discontinuités, pénétration qui comporte de strictes limitations. L'effet principal de l'injection de consolidation est probablement d'homogénéiser la déformabilité de la masse rocheuse car, même si les fissures fines naturelles ne sont pas injectées, les zones où sont ouvertes de larges fissures sont traitées et donc rendu moins déformable [10].

IV.6.1.3 Etanchéité et Drainage

Nulle fondation n'est parfaitement étanche, certaines sont très perméables [10]. Dans tous les cas, le projet d'un ouvrage hydrotechnique, en particulier le barrage, doit être adapté aux effets des écoulements de percolation qui s'établiront lorsqu'il sera mis en service. En rendant étanches certaines zones bien choisies de la fondation et en drainant d'autres, on peut maîtriser les percolations à la fois en débits et en forces. Ces deux traitements sont complémentaires, quoique parfois un seul suffise. Diverses techniques peuvent être utilisées pour la réalisation d'un écran d'étanchéité. Il y a tout d'abord, la technique d'injection qui atteint aujourd'hui un haut degré d'efficacité compte tenu des progrès réalisés au cours de ces dernières années. Ensuite, le drainage qui est considéré comme le moyen le plus efficace dans la plupart des cas. A ce propos, on peut indiquer la classe de perméabilité des roches fissurées est assurée par le test de (M. LUGEON, 1933). On appelle une unité 1 Lugeon ou bien (**1UL**), le débit d'un litre d'eau injecté par minute dans un tronçon de forage d'un mètre de longueur, sous une pression de 1MPa maintenu constante durant 10 minutes.

- **Faible Perméabilité** : ($K < 5 \text{ UL}$), le drainage est généralement fondamental, alors que l'injection est inutile.
- **Forte Perméabilité** : ($K > 50 \text{ UL}$), l'injection est nécessaire pour limiter la quantité des fuites, alors que le drainage est nécessaire.
- **Perméabilité Moyenne** : Le drainage est toujours utile, n'est pas cher et l'écran d'injection peut être exécuté, soit pour obturer d'éventuels vides, soit pour réduire les fuites à une valeur économique en fonction du prix estimé de l'eau perdue.

D'après le paragraphe I.2.4.8 (Chapitre I), 80% des essais de perméabilité effectués sur le site du barrage « Portes de Fer » ont donné des valeurs inférieures à 5 UL, ce qui signifie qu'un système de drainage est fondamental et l'injection est inutile.

IV.6.2 Objectifs du traitement des fondations [10]

Le traitement des fondations à prévoir doit avoir les objectifs suivants :

- Assurer l'étanchéité de la partie supérieure du roc au droit de l'emprise du barrage par le colmatage des joints et des fissures du roc ;
- Assurer l'étanchéité, la permanence et la rigidité des appuis rocheux ;
- Contrôler l'écoulement plus en profondeur dans la masse rocheuse de façon à réduire le gradient d'écoulement ainsi que les pertes d'eau sous l'ouvrage de retenue ;
- Corriger la surface du roc de façon à assurer un contact positif (en compression) entre le barrage et les appuis rocheux et éliminer les dépressions profondes, les surplombs et les plans divergents qui autrement produisent par effet de voûte ;
- Protection à l'égard d'agents polluants ou agressifs éventuellement infiltrés.

IV.6.3 Fondations du barrage « Portes de Fer »

Une galerie de drainage est prévue pour éliminer les sous pressions, elle sera placée à la cote 418,8. Cette galerie possède un diamètre de 2,7 m.

Malgré la bonne qualité des fondations (Calcaire marneux et des calcaires gréseux), la présence du phénomène des karsts présente un risque de fuites au large. Ainsi un voile d'étanchéité est prévu dans le roc, sous le barrage, à partir de la galerie d'injection. La pratique générale propose que la profondeur du voile d'étanchéité soit égale au $\frac{2}{3}$ de la charge d'eau. Ainsi, Dans le cas de notre barrage, où la charge d'eau est de 70 m, la profondeur du voile serait donc, en appliquant cette règle, de 50 m.

Conclusion

En conclusion de ce chapitre d'étude détaillée de la digue du barrage « Portes de Fer », il nous reste à dire que la construction de cette ouvrage avec du béton compacté au rouleau (BCR) semble non seulement possible, mais même adaptée à sa configuration. Ce mode de mise en place permet d'économiser des coûts importants de construction et en plus une mise en service plus rapide de l'aménagement.

A noter que le parement amont peut être construit en béton conventionnel vibré (BCV) en combinaison avec le BCR. Le BCV offre une bonne étanchéité et peut reprendre un peu de traction.

Pour le traitement des fondations, une galerie de drainage ainsi qu'un voile d'injection sont prévues pour éliminer les sous pressions.

Chapitre V :

Etude de l'évacuateur de crue

Introduction

Les évacuateurs de crues sont des ouvrages annexes aux barrages, qui permettent la restitution des débits de crues excédentaires (non stockés dans le réservoir) à l'aval du barrage. D'une importance primordiale pour la sécurité du barrage, les évacuateurs de crues doivent être en mesure d'empêcher le débordement de l'eau par-dessus la digue et l'apparition de phénomènes d'érosion à l'aval de la digue dans la zone de rejet dans l'oued [11].

Les évacuateurs de crues peuvent être groupés en deux principaux types : les déversoirs de surface et les déversoirs en charge.

V.1 Généralités sur les évacuateurs de crues

V.1.1 Classification des évacuateurs de crues

Les évacuateurs de crues sont classés selon différents critères :

- **Selon le type de fonctionnement hydraulique :**
 - Evacuateur de surface
 - Evacuateur en charge
 - Forme puits
 - Forme siphon sommaire pour petit barrage
 - Forme siphon à faible charge et fort débit

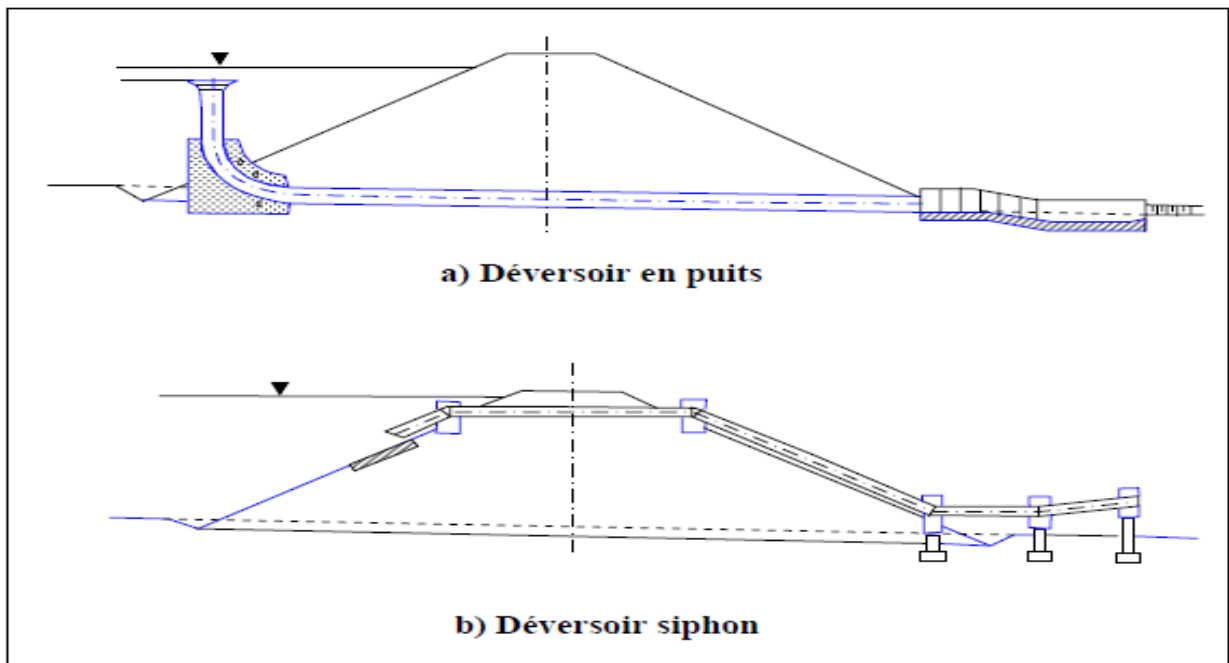


Figure V.1 : Différents types de Déversoir en charge

- Selon l'emplacement par rapport à la digue :
 - Evacuateur latéral.
 - à entonnement frontal.
 - à entonnement latéral
 - Evacuateur central
 - Posé sur le corps du barrage

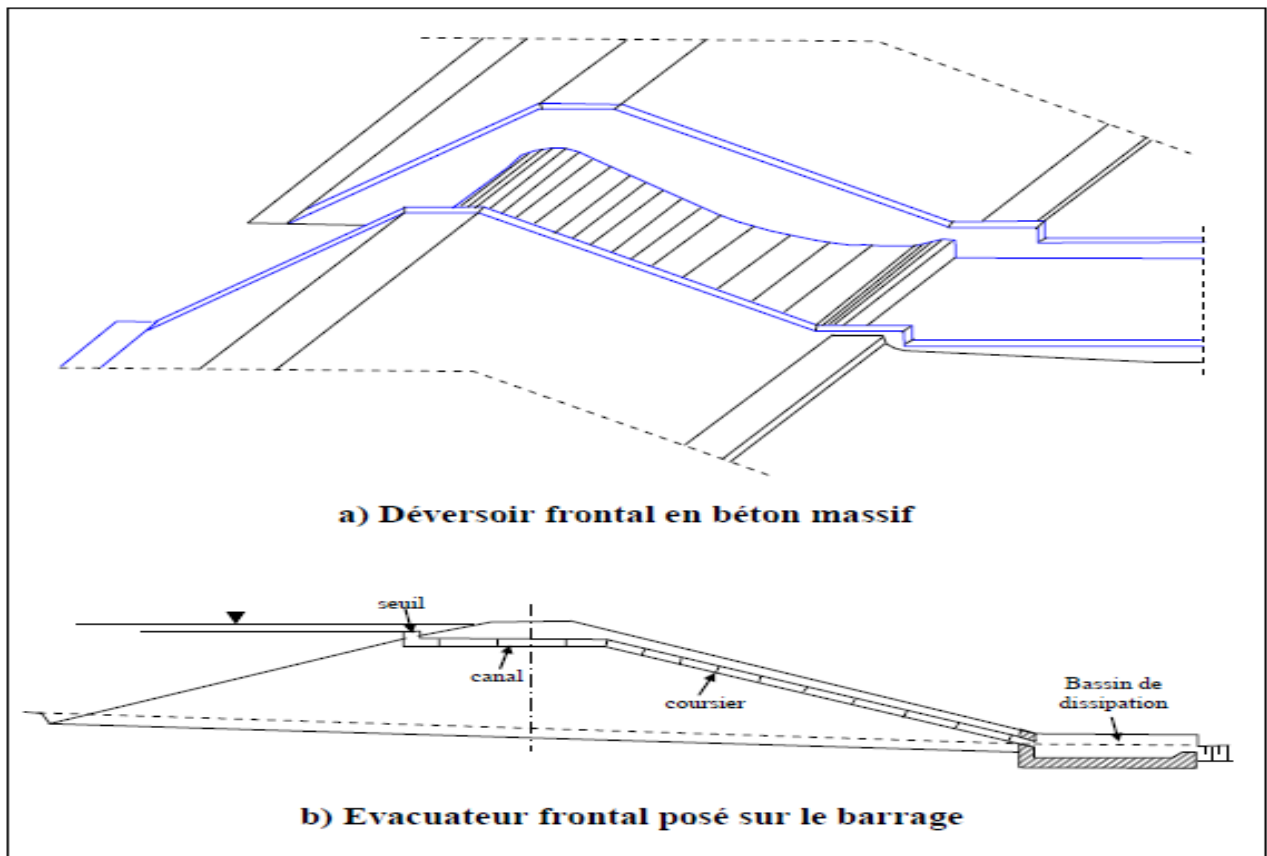


Figure V.2 : Evacuateur frontal

V.1.2 Emplacement de l'évacuateur de crue

- Évacuateur de crue en tulipe sur le lit de l'oued

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement en surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages suivant :

- ✓ Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s ;
- ✓ Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs présente les inconvénients suivant :

- ✓ Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage) ;
- ✓ Problème de vibration ;
- ✓ Problème de liaison difficile à assurer (corps du barrage - conduite ou galerie) ;
- ✓ Prévoir des protections anti vortex (coût et entretien) ;

➤ **Evacuateur de crues en siphon posé sur le corps du barrage**

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, représente les avantages suivants :

- ✓ Aucune exigence topographique ;
- ✓ Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- ✓ Problèmes dans l'amorçage et le désamorçage du siphon ;
- ✓ Entretien indispensable ;
- ✓ Débit faible à évacuer.

➤ **Evacuateur de crue sur la rive**

Ce type d'évacuateur est généralement réalisé dans le cas des barrages en remblais. Pour les barrages poids, les deux types d'entonnement (latéral et frontal) sur les rives de cet évacuateur sont déconseillés du point de vue économique et sont quasiment impossibles à réaliser d'un point de vue technique pour les raisons suivantes :

- ✓ Couteux ;
- ✓ Coursier à fort pente ;
- ✓ Risque de glissement de différents plots de l'évacuateur.

➤ **Evacuateur central intégré au corps du barrage**

C'est la solution la plus répandue pour les barrages poids en BCR, cette solution consiste à réaliser un évacuateur de surface implanté dans la partie centrale du barrage. L'évacuateur central intégré au corps du barrage présente beaucoup d'avantages à savoir :

- ✓ Entretien facile ;
- ✓ Il supporte une grande charge sur le déversoir ;
- ✓ Une bonne sécurité et un bon rendement.

V.1.3 Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont les suivants:

- La sûreté et la sécurité de fonctionnement ;
- Les difficultés de réalisation ;
- Les exigences typographiques du site ;
- Les exigences géologiques du site ;
- La facilité d'entretien ;
- La facilité de modification ;
- Le coût de l'ouvrage.

V.1.4 Conclusion sur le choix de l'évacuateur de crue du barrage « Portes de Fer »

Le barrage-poids en Béton Compacté au Rouleau (BCR) conduit naturellement au choix d'un évacuateur de crue central à surface libre, intégré au corps du barrage. De plus, dans notre cas « barrage de Portes de Fer », l'affluent direct de la retenue, l'oued Bouktone, ne présente que de faibles crues extrêmes.

Ces deux considérations permettent de concevoir un évacuateur de crue avec déversoir libre (Type Creager) sur le couronnement et coursier contre le parement aval du barrage. Le déversoir libre, moins performant qu'un déversoir vanné, offre toutefois d'énormes avantages :

- Une fiabilité à toute épreuve, aucun élément mécanique pouvant se bloquer ;
- Une maintenance minimale voire inexistante ;
- Ne pas dépendre de facteurs extérieurs (humain, énergie ...) pour fonctionner.

Le choix d'un coursier en marches d'escalier découle naturellement du type d'exécution du corps du barrage (mise en place du béton en couches). Ainsi, le plus grand avantage de ce choix est la réalisation du coursier en même temps que le corps du barrage. D'où un gain de temps et donc d'argent.

V.2 Dimensionnement de l'évacuateur de crue central en marches d'escaliers

V.2.1 Principe

L'évacuateur en marches d'escalier est constitué du seuil d'entrée, du coursier en gradins avec parois contre barrage, de l'ouvrage de dissipation d'énergie et du canal de fuite. Son principe consiste à dissiper l'énergie le long du coursier en créant des macro-rugosités avec les marches d'escaliers [11]. Il en résulte une réduction des dimensions du bassin d'amortissement au pied du barrage. De plus, le risque de cavitation du béton est réduit grâce à la vitesse réduite de l'eau et au montant élevé de l'air l'entraîné.

Données de départ :

- Longueur déversante : $L = 20 \text{ m}$
- Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 165,77 \text{ m}^3/\text{s}$
- Charge hydraulique : $H = 2,70 \text{ m}$
- Côte de la retenue normale : $\text{NNR} = 480 \text{ m}$
- Coefficient de rugosité du béton : $0,014$
- Pente du coursier = pente du parement aval du barrage = $0,85H / 1,0V$

V.2.2 Le déversoir

Le déversoir est la composante de l'ouvrage qui va réguler les débits déversés à travers l'évacuateur, c'est pourquoi sa conception correcte garantit son bon fonctionnement. Ainsi, on va opter pour un déversoir de type Creager qui donne l'avantage d'éviter toute suppression provoquant la cavitation et l'érosion dans l'ouvrage lui-même. La figure V.3 montre les différents paramètres du profil normal du déversoir [12].

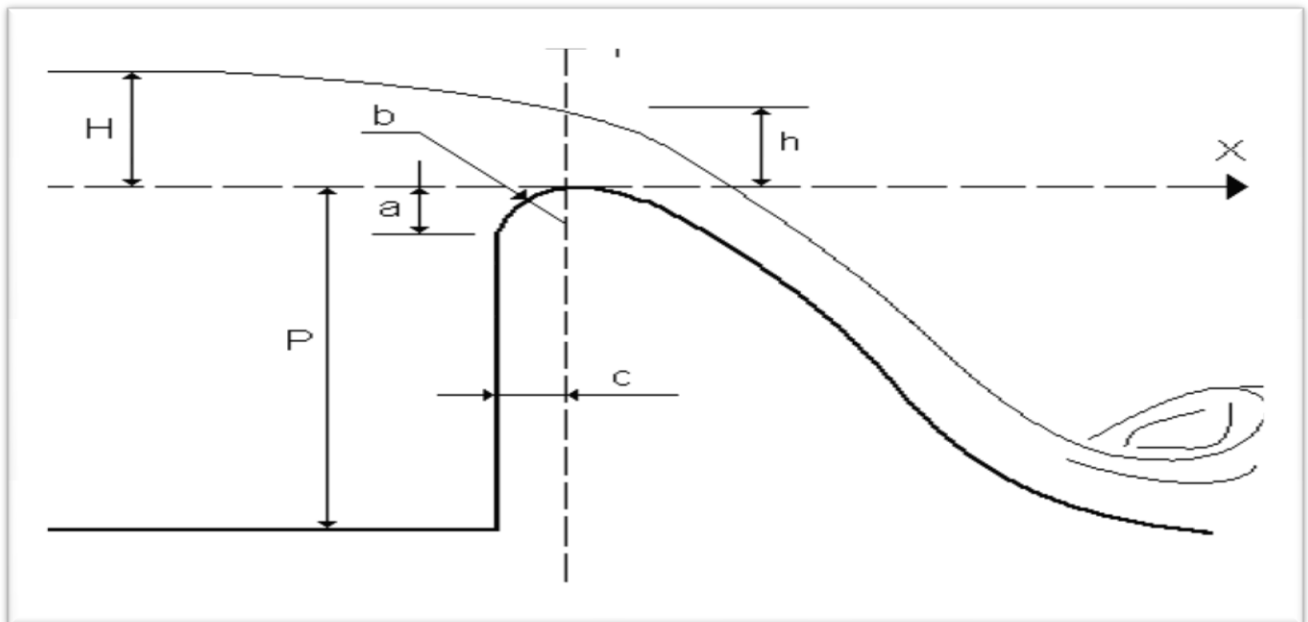


Figure V.3 : Les paramètres du profil d'un déversoir (type Creager)

V.2.2.1 Détermination des paramètres du profil du déversoir

On a :

$$a = 0.12 \times H = 0.12 \times 2,70 = 0,324 \text{ m} \dots\dots\dots (V.1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0.4 \times H = 0.4 \times 2,70 = 1,08 \text{ m} \dots\dots\dots (V.2) \\ c = 0.3 \times H = 0.3 \times 2,70 = 0,81 \text{ m} \dots\dots\dots (V.3) \end{array} \right.$$

➤ **La hauteur de pelle (P)**

La relation la plus efficace entre la hauteur du seuil et la charge sur le déversoir est obtenue quand la condition suivante est respectée :

$$P = 0,5 * H \dots\dots\dots (V.4)$$

$$P = 1,35 \text{ m}$$

V.2.2.2 Tracé du quart du cercle situé en aval de la crête

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression du Creager suivante :

$$y = -\frac{(x^{1.85})}{2 \times H^{0.85}} = -0,215x^{1.85} \dots\dots\dots (V.5)$$

→ x et y représentent les coordonnées du profil du déversoir.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau V.1 suivant :

Tableau V.1 : Coordonnée du profil du déversoir (quart de cercle aval)

X (m)	0	0,3	0,6	0,9	1,2	1,5	1,8	2,1	2,4	2,7	3
Y (m)	0	-0,02	-0,08	-0,18	-0,30	-0,46	-0,64	-0,85	-1,09	-1,35	-1,64

- ✓ Ces résultats sont obtenus en appliquant la formule (V.5), on prend les valeurs de "X" pour obtenir les valeurs de "Y" jusqu'à ce que la valeur de "Y" obtenue soit égale ou supérieure (en valeur absolue) à la hauteur de pelle **P** calculé ;
- ✓ La pente du déversoir est égale à la pente du parement aval du barrage (0,85H : 1V) ;

La figure V.4 illustre le profil du déversoir calculé par la formule de «Creager» :

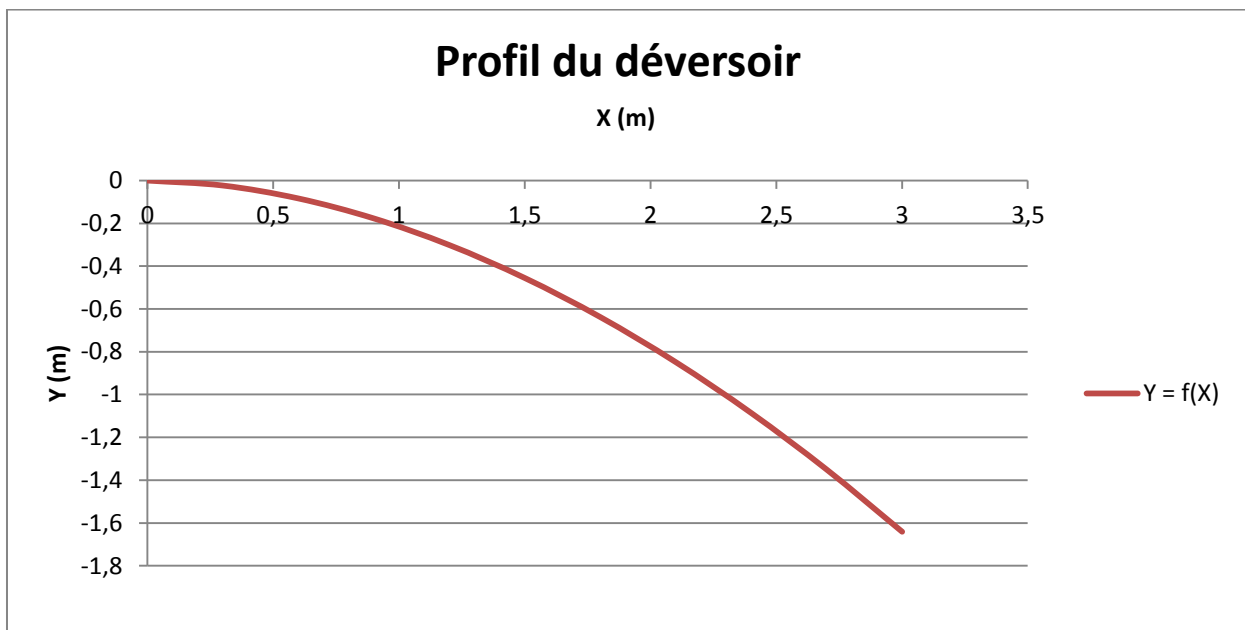


Figure V.4 : Profil Creager du déversoir (quart de cercle aval)

V.2.3 Le coursier

Le coursier est la partie de l'évacuateur de crues qui permet le passage de l'eau de la côte du déversoir vers l'aval [12].

V.2.3.1 Choix de la hauteur des marches

La hauteur optimum (S_{opt}) des marches peut être calculée comme suit :

$$S_{opt} = 0,3 * h_c \dots\dots\dots (V.6)$$

Avec : h_c : La hauteur critique en mètre (canal rectangulaire) ;

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (V.7)$$

Avec : q : Débit spécifique par unité de longueur [$m^3/s.m$], $q = Q_{laminé}/L$
 g : Accélération de l'apesanteur [m/s^2]

AN :
$$h_c = \sqrt[3]{\frac{8,29^2}{9,81}} = 1,92 \text{ m}$$

Ainsi, la hauteur des marches d'escalier du coursier est de 0,58 m. Pour faciliter la mise en œuvre de ses marches, on opte pour une hauteur optimum de 0,60 m.

$$S_{opt} = 0,60 \text{ m}$$

Remarque :

Le choix d'un coursier en marches d'escalier découle naturellement du type d'exécution du corps du barrage, soit avec du béton compacté au rouleau. Le béton est mis en place en couches de 30 cm d'épaisseur. Ainsi, durant la réalisation, il faut que le parement aval du barrage laisse apparaître des marches de 60 cm correspondant à deux couches de bétonnage.

V.2.3.2 Les caractéristiques hydrauliques du courant dans le coursier

Le dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue en marches d'escalier suit la proposition de Boes et Minor. Deux régimes d'écoulement se produisent sur les évacuateurs de crue en marches d'escalier, un écoulement en nappe (***nappe flow***) et un écoulement extrêmement turbulent (***skimming flow***) [13]. Pendant un écoulement en nappe (faible débit), l'eau saute d'une marche à l'autre tandis que lors d'un écoulement extrêmement turbulent l'eau s'écoule sur un pseudo-fond qui est formé par les angles extérieurs des marches, (voir figure V.5).

La hauteur des marches doit être choisie d'une façon que le régime d'écoulement est distinctivement un écoulement en nappe où un écoulement extrêmement turbulent pour la crue de

dimensionnement. Autrement des changements entre écoulement en nappe et écoulement extrêmement turbulent conduiront à des instabilités hydrodynamiques.

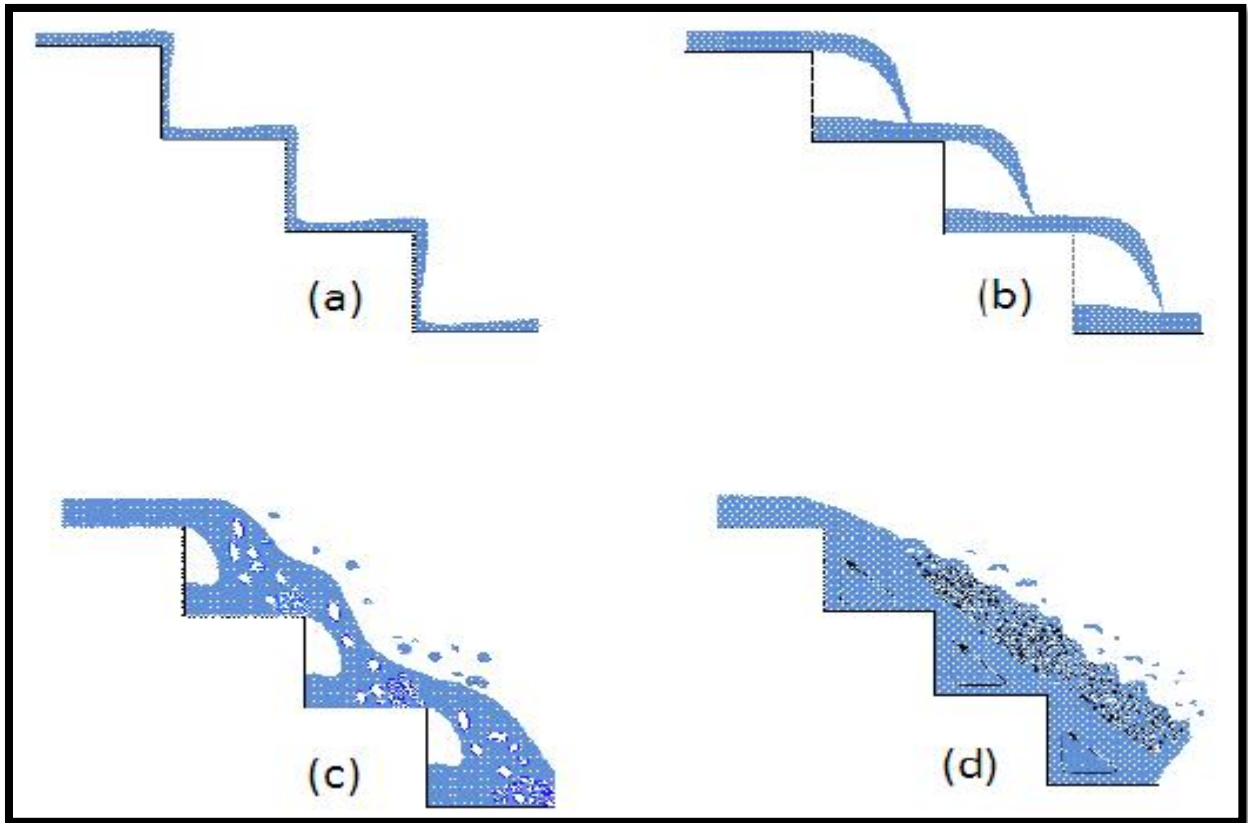


Figure V.5 : Régimes d'écoulement en cascade : (a) nappe 1 régime, (b) nappe 2 régime, (c) transition régime, (d) skimming flow (ref)

a) Limite entre nappe flow et skimming flow

La limite entre les deux régimes d'écoulement est donnée par la condition suivante (H. Chanson 1994) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si : } \frac{h_c}{s} > 0.91 - 0.14 * \text{tg}\Phi \rightarrow \text{Skimming flow} \\ \text{Si : } \frac{h_c}{s} < 0.91 - 0.14 * \text{tg}\Phi \rightarrow \text{Nappe flow} \end{array} \right.$$

Avec :

h_c : Hauteur critique (m)

s : Hauteur des marches (m)

Φ : Angle d'inclinaison du coursier ($\Phi = \text{tg}^{-1}(1/m) = 49,64^\circ$)

Dans notre cas, pour les grands débits, à partir d'environ 18,22 m³/s, l'écoulement sur les marches sera extrêmement turbulent, (voir figure V.6).

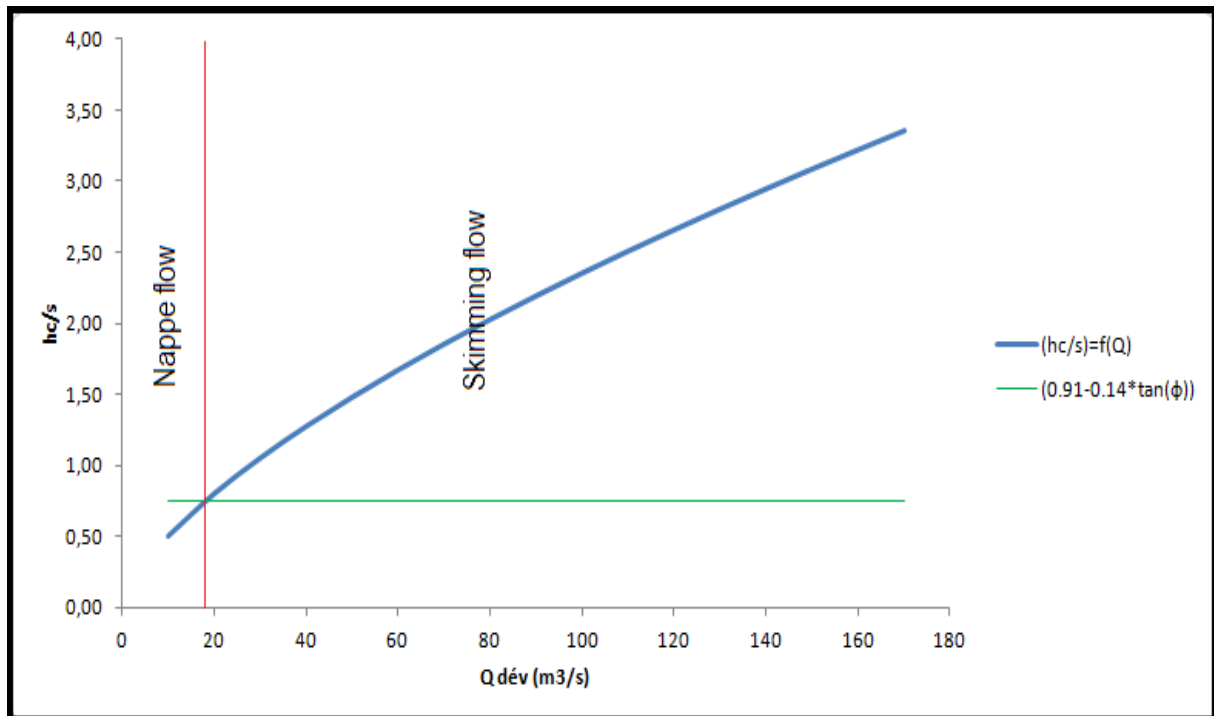


Figure V.6 : Limite entre nappe flow et skimming flow (Coursier barrage Portes de Fer)

b) Longueur de la zone de courant non aéré

La longueur de la zone de courant non aéré (voir figure V.8) est calculée par la formule suivante :

$$L_i = 9,72 * K * Fr^{0,86} \dots\dots\dots (V.8)$$

Avec : $K = S * \cos \phi$; $K = 0,38$ m (Indice de rugosité)

Fr : Nombre de Froude, calculé par la formule suivante :

$$Fr = \frac{q}{\sqrt{g * \sin \phi * s^3}} \dots\dots\dots (V.9)$$

Le calcul de la longueur de la zone de courant non aéré se fera pour différents débits et est représenté dans le tableau (V.2) suivant :

Tableau V.2 : Longueur de la zone de courant non aéré pour différents débits

$Q_{\text{laminé}}$ [m³/s]	10,00	20,00	40,00	60,00	80,00	100,00	120,00	140,00	165,77
q [m³/s.m]	0,50	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,29
h_c [m]	0,29	0,47	0,74	0,97	1,18	1,37	1,54	1,71	1,92
Fr	0,41	0,83	1,66	2,48	3,31	4,14	4,97	5,80	6,86
L_i [m]	1,73	3,14	5,70	8,08	10,35	12,53	14,66	16,74	19,36

Ainsi, d'après le tableau précédent, la longueur de la zone non aérée dans le déversoir peut aller jusqu'à environ 20 m depuis la crête du déversoir (pour le débit de projet $Q_{\text{laminé}}$). Il faut prévoir un béton de très bonne qualité dans cette zone du déversoir car elle risque des dommages de cavitation.

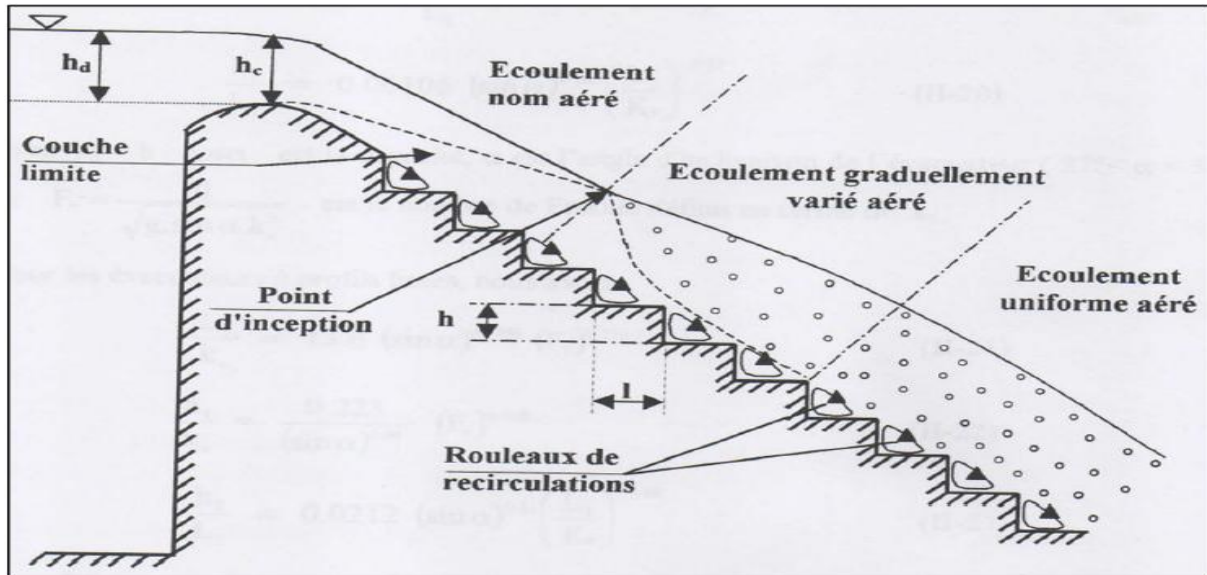


Figure V.7 : Caractéristiques hydraulique dans le coursier en marches d'escalier (ref)

c) Distance du début de courant uniforme

La distance du début de courant uniforme L_u est donnée par la formule suivante :

$$L_u = \frac{8,6 * q^{0,71}}{S^{0,07} * \cos(\phi)^{0,07} * \sin(\phi)^{0,28}} \dots\dots\dots (V.10)$$

Le tableau V.3 présente les calculs de la distance du début de courant uniforme pour les différents débits déversant :

Tableau V.3 : Distance du début de courant uniforme pour différents débits

$Q_{\text{laminé}}$ [m ³ /s]	10,00	20,00	40,00	60,00	80,00	100,00	120,00	140,00	165,77
q [m ³ /s.m]	0,50	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,29
L_u [m]	6,08	9,94	16,26	21,68	26,60	31,16	35,47	39,57	44,61

On remarque que le début du courant uniforme est à 44,61 m de la crête du déversoir (pour le débit de projet $Q_{\text{laminé}}$). Ainsi, l'écoulement uniforme sera donc établi avant la fin du coursier ($L_{\text{coursier}} = 91,87$ m).

d) Détermination de l'énergie résiduelle à la fin du coursier (Boes & Hager)

Pour le calcul de l'énergie résiduaire à la fin du coursier, on va suivre la démarche de l'article de Boes & Hager (2003a) [13] :

Données :

- Largeur du chenal amont au seuil et du coursier : $l_b = 20$ m
- Distance pied de coursier – crête du seuil Creager : $H_{dam} = 70$ m
- Inclinaison du coursier : $49,64^\circ$
- Hauteur de marche : $S = 0,58$ m
- Débit injecté : $Q_{laminé} = 165,77$ m³/s
- Hauteur critique : $h_c = 1,92$ m

On vérifie tout d'abord si l'écoulement uniforme est atteint avec notre hauteur du barrage (H_{dam}) avec la condition suivante : $H_{dam}/h_c > 20,5$ (**Condition vérifiée**).

1) Calcul de l'énergie amont au coursier

$$E_{max} = H_{dam} + 1,5 * h_c \dots\dots\dots (V.11)$$

2) Calcul du coefficient de frottement f_b du fond

$$\frac{1}{\sqrt{f_b}} = \frac{1}{\sqrt{0,5-0,42*\sin(2\phi)}} * \left[1 - 2,5 * \log \left(\frac{K}{D_{h,w}} \right) \right] \dots\dots\dots (V.12)$$

Avec : K : Indice de rugosité [m] ; $K = S * \cos \phi$

D : Diamètre hydraulique [m], il est donné par la formule suivante :

$$D_{h,w} = 4 * \frac{l_b * h_{w,u}}{l_b + 2 * h_{w,u}} \dots\dots\dots (V.13)$$

Avec : $h_{w,u}$: Hauteur uniforme d'eau pure, elle est donnée par la formule suivante :

$$h_{w,u} = S * 0,23 * \left(\frac{q}{\sqrt{g * \sin \phi * S^3}} \right)^{0,65} \dots\dots\dots (V.14)$$

3) Calcul du facteur F

$$F = \left(\frac{f_b}{8 * \sin \phi} \right)^{1/3} * \cos \phi + \frac{\alpha}{2} * \left(\frac{f_b}{8 * \sin \phi} \right)^{-2/3} \dots\dots\dots (V.15)$$

Avec : α : coefficient de correction ; ($\alpha = 1$)

4) Calcul de l'énergie résiduelle à la fin du coursier

$$H_{rés} = E_{max} * \left(\frac{F}{\frac{H_{dam} + 3}{h_c} + 2} \right) \dots\dots\dots (V.16)$$

5) Calcul de la dissipation d'énergie sur l'ouvrage (ΔE)

$$\Delta E = E_{max} - H_{rés} \dots\dots\dots (V.17)$$

6) Calcul de la hauteur d'eau pure équivalente en pied de coursier $h_{w,e}$

Elle est déterminée par itérations successives à partir de la relation suivante :

$$H_{rés} = h_{w,e} + \alpha \frac{q^2}{2 * g * h_{w,e}^2} \dots\dots\dots (V.18)$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau V.4 ci-dessous :

Tableau V.4 : Calcul de l'énergie résiduaire à la fin du coursier en marches d'escaliers

E_{max} [m]	$h_{w,u}$ [m]	$D_{h,w}$ [m]	K [m]	f_b [-]	F [-]	$H_{rés}$ [m]	ΔE [m]	$h_{w,e}$ [m]
72,88	0,47	1,77	0,38	0,066	10,36	19,89	52,99	0,43

e) Hauteur des murs bajoyers sur le déversoir

Pour le calcul de la hauteur des bajoyers du coursier, on fait référence à un paramètre caractéristique des courants aérés, c'est à dire la hauteur d'eau équivalente à une concentration d'air de 90% qu'on calcule par la formule suivante :

$$h_{90} = 0,55 * \left(\frac{q^2 * S}{g * \sin \phi} \right)^{1/4} * \tanh \left(\frac{\sqrt{g * S * \sin \phi}}{3 * q} * (x - L_i) \right) + 0,42 \left(\frac{q^{10} * S^3}{(g * \sin \phi)^5} \right)^{1/18} \dots\dots\dots (V.19)$$

Avec : L_i : Longueur de la zone de courant non aéré ; $L_i = 19,36$ m

x : Longueur du coursier ; $x = 91,87$ m

AN :

$$h_{90} = 1,55 \text{ m}$$

La hauteur des murs bajoyers est donnée par la formule suivante :

$$H_{baj} = \eta * h_{90} \dots\dots\dots (V.20)$$

Avec : η : facteur de sécurité $\eta=1.5$

AN :

$$H_{baj} = 2,5 \text{ m}$$

V.2.4 Le bassin de dissipation d'énergie

Les bassins de dissipation (voir Figure V.8) sont des structures chargées d'alléger l'importante énergie que l'eau acquiert dans sa chute afin d'éviter l'usure, l'érosion ou la destruction qu'elle pourrait provoquer au barrage lui-même ou à son environnement [12].

L'énergie résiduelle de la lame d'eau déversée sera dissipée dans ce bassin qui vient en prolongement à l'extrémité aval du coursier. Ce bassin est fondé directement sur le rocher d'une largeur égale à la largeur du coursier (20 m).

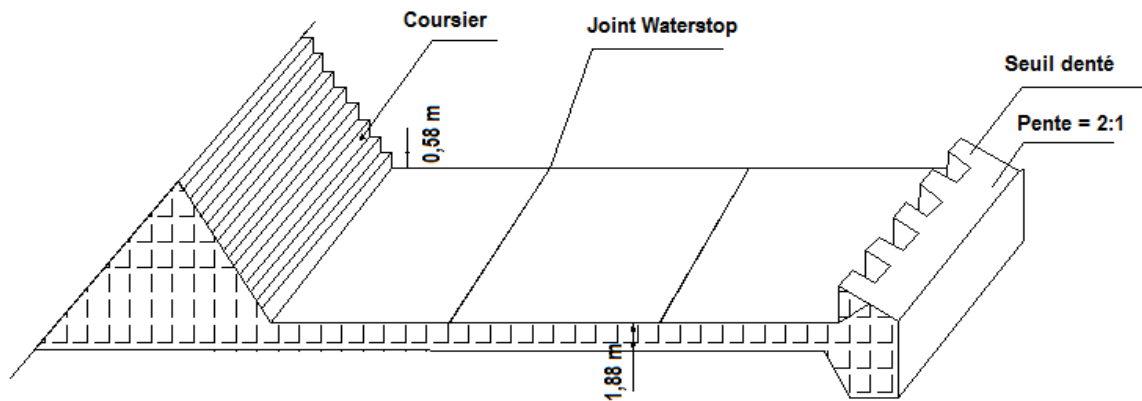


Figure V.8 : Schéma du bassin de dissipation de l'évacuateur de crues en marches d'escalier

Données de départ :

- $Y_1 = h_{w,e} = 0,43 \text{ m}$: la hauteur d'écoulement de l'eau à la fin du coursier qui est égale à celle d'entrée dans le bassin de dissipation ;
- $q = 8,29 \text{ m}^3/\text{s.m}$: Débit spécifique ;
- $l_{\text{coursier}} = l_{\text{bassin}} = b = 20 \text{ m}$: Largeur du bassin de dissipation.

V.2.4.1 Méthodologie de dimensionnement [12]

- On connaît la hauteur d'écoulement de l'eau à la fin du coursier qui est égale à celle d'entrée dans le bassin d'amortissement Y_1 (m).
- Calcul de la vitesse à l'entrée du dissipateur V (m/s):

$$V = \frac{q}{Y_1} \dots\dots\dots (V.21)$$

- Calcul du nombre de Froude à l'entrée du dissipateur F_r :

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot Y_1}} \dots\dots\dots (V.22)$$

Avec : g : Accélération de l'apesanteur (m/s^2) ;

- d) Une fois calculée le nombre de Froude, on analyse le type de ressaut qui aura lieu dans le dissipateur et on choisit le type de dissipateur (D'après les recommandations de l'USBR «The Bureau Of Réclamation ») :

Si $2,5 < Fr < 4,5$: Le ressaut est oscillant → on conçoit **un dissipateur de type I** ;

Si $Fr > 4,5$: Le ressaut est stable, est donc :

→ Si **$V < 15 \text{ m/s}$** , on conçoit **un dissipateur de type II**.

→ Si **$V > 15 \text{ m/s}$** , on conçoit **un dissipateur de type III**.

Application numérique :

- $Y_1 = 0,43 \text{ m}$
- $V = 8,29/0,43 = 19,28 \text{ m/s}$
- $F_r = \frac{19,28}{\sqrt{9,81 \cdot 0,43}} = 9,38$

On a : **$Fr > 4,5$ et $V > 15 \text{ m/s}$** → On doit concevoir un dissipateur d'énergie de type III.

V.2.4.2 Conception du dissipateur de Type III ($Fr > 4,5$; $V > 15 \text{ m/s}$)

Ci-dessous les étapes à suivre pour la conception d'un dissipateur d'énergie de type III :

- a) On calcule la hauteur de l'écoulement d'eau T_a à partir de l'équation suivante :

$$T_a = Y_1 * (1,469 * F_r - 0,318) \dots\dots\dots (V.23)$$

- b) On calcule la hauteur conjugué Y_2 :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{(8 * F_r^2 + 1)} - 1) \dots\dots\dots (V.24)$$

- c) On détermine la longueur du dissipateur L_{III} :

$$L_{III} = Y_2 (3,55 + 0,06 * F_r - 0,00015 F_r^2) \dots\dots\dots (V.25)$$

- d) On calcul les dimensions du seuil denté :

- Hauteur du seuil denté : $h = 0,2 Y_2$
- Epaisseur du seuil denté : $a = 0,15 Y_2$
- Espace entre deux seuils dentés : $e = 0,15 Y_2$
- Nombre de seuil denté : $n = b/2a$

- e) On calcule l'épaisseur du bassin de dissipation T_{bas} :

Notre bassin de dissipation va être construit en béton armé pour résister à l'affouillement de l'eau, son épaisseur est calculée par la formule suivante :

$$T_{bas} = \left(\frac{1}{12} \text{ à } \frac{1}{10} \right) * L_{III} \dots\dots\dots (V.26)$$

f) On calcule la hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation H_m :

$$H_m = Y_2 + r \dots\dots\dots (V.27)$$

Avec : Revanche de sécurité ; ($r = 1 \text{ m}$)

Les résultats de calcul des différents paramètres sont résumés dans le tableau V.5 suivant :

Tableau V.5 : Résultats de calcul du bassin de dissipation

Paramètre	Dénomination	Valeur [m]
Hauteur de l'écoulement d'eau	T_a	5,79
Hauteur conjugué	Y_2	5,50
Longueur du dissipateur	L_{III}	22,55
Dimensions du seuil denté	h	1,1
	a	0,83
	e	0,83
	n	12 seuils
Epaisseur du bassin de dissipation	T_{bas}	1,88
Hauteur des murs bajoyers	H_m	6,50

V.3 Type de béton

Tout l'évacuateur de crue, c'est-à-dire, le déversoir, les marches du coursier et les murs bajoyers, ainsi que le bassin de dissipation seront construits avec un béton conventionnel d'une bonne résistance, vu les grandes forces en jeu.

Tous ces éléments auront des armatures suffisantes pour limiter la fissuration du béton.

Chapitre VI :

Organisation de chantier

Introduction

L'organisation de chantier est une condition nécessaire au bon fonctionnement du chantier, elle consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir les travaux d'exécution dans des meilleures conditions que possible. L'organisation d'un chantier demande et impose un rythme de travail et pour cela il faut une bonne utilisation des moyens humains et matériels dans le but de rechercher : la rapidité, la qualité et l'économie [14].

Une reconnaissance meilleure du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché. Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne soit pas onéreux.

Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier. Ainsi, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement.
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée.
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour lesquels, on adopte une mécanisation de plus en plus poussée.
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.
- : synchroniser et réduire les travaux (but économique).

VI.1 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. Parmi les différents intervenants sur un chantier, on peut en citer :

VI.1.1 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 (le programme), d'assurer le financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

VI.1.2 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. Par d'autres terme, le maître d'œuvre est le conseiller technique et artistique du maître de l'ouvrage.

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.

VI.1.3 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.

Les liens contractuels entre les acteurs traditionnels d'un chantier se résument dans la figure (VI.1).

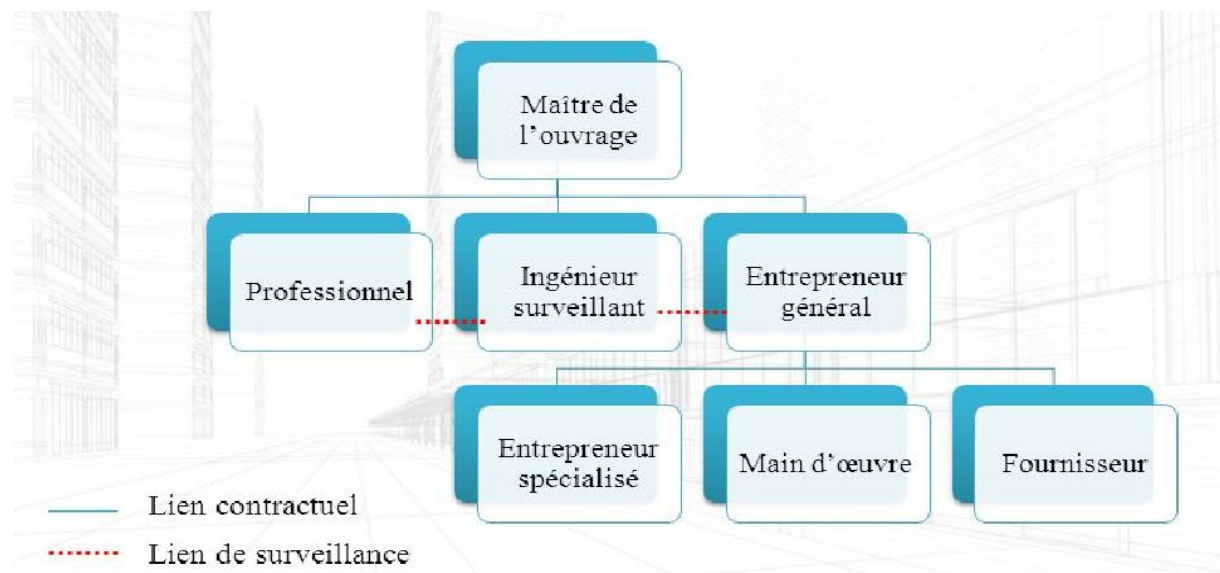


Figure VI.1 : Liens contractuels entre les membres d'une équipe de réalisation de projet

VI.2 Installations du chantier [14]

L'installation du chantier a pour but d'organiser la disposition rationnelle de tous les matériels et matériaux du chantier [14]. C'est pourquoi l'installation doit permettre et atteindre les objectifs suivants :

- Sécurité sur le chantier ;
- Accessibilité facile à tous les postes de travail et aux divers stocks ;
- Le moindre gêne dans le travail ;
- Réduire les déplacements des travailleurs et des engins.

VI.2.1 Installations destinées au personnel

Ce sont généralement les dortoirs, les vestiaires, les réfectoires, les installations sanitaires, l'infirmerie et les locaux administratifs (les bureaux).

VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

➤ Les agrégats

Quel que soit le type de béton, il est prévu que les agrégats rocheux le constituant proviennent d'une carrière à calcaire localisée dans la chaîne des Azerou à environ 7 km (par transport terrestre) du site. Ces agrégats (sable, graviers) doivent être stockés dans des cloisonnements de façon à éviter la contamination. Ils peuvent être stockés également sur des espaces libres tout en respectant l'effet de contamination. Le tableau suivant présente les substances nuisibles aux agrégats :

Tableau VI.1 : Pourcentage des substances nuisibles dans les agrégats

Matière indésirable	% maximum du poids du plus gros granulat
Argile, limon, vases	1%
Charbon, bois	1%
Matériaux tendres	8%

➤ Le Ciment et les aciers

Le ciment sera livré en vrac et stocké dans des silos hermétiquement fermés. A sa réception il est nécessaire de procéder à un contrôle de température et à certaines analyses de laboratoire (résistance, le temps de prise, et les aciers). Pour les aciers, ils seront stockés dans des endroits loin de l'humidité (baraquement, hangars ...).

➤ L'eau de gâchage

L'eau de gâchage peut être stockée dans des citernes fixes ou mobiles, ainsi que dans des réservoirs surélevés. Cette eau doit satisfaire les normes internationales suivantes (elle ne doit pas les dépasser) :

- Matières organiques : 0.1 (g/l)

- Matières en suspension : 0.2 (g/l)
- Sels dissout : 1.5 (g/l)
- Sulfates : 1.0 (g/l)
- Acide humique : 0.05 (g/l)
- Acide sulfhydrique : 0.05 (g/l)
- Chlorures : 0.1 (g/l)

Ces éléments indésirables risquent de provoquer de fausses prises ou encore altérer le ciment ou attaquer les aciers.

➤ **Le Béton**

Une centrale à béton est prévue pour la fabrication du béton compacté au rouleau pour le barrage (BCR-voir chapitre 4). Ce dernier (BCR) sera acheminé de la centrale à béton vers le site du barrage par des camions benne et des dumpers.

➤ **L'énergie électrique**

L'alimentation en énergie électrique sera faite par un groupe diesel électrique. Il assurera l'alimentation des équipements électriques et électromécaniques de l'aménagement.

➤ **L'alimentation en eau potable**

L'alimentation en eau potable sera assurée par un réservoir de stockage dont le volume sera réalimenté quotidiennement.

➤ **L'alimentation en carburant**

L'alimentation sera assurée par des camions citernes, le stockage sera fait dans des réservoirs enterrés avec un accessoire de pompage.

VI.2.3 Installations destinées à l'entretien et à la réparation des engins

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il est important de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé (magasin de pièce de rechange) pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VI.2.4 Installations destinée à la préfabrication

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes.

VI.3 Les moyens de chantier

VI.3.1 Les ressources humaines

Elles seront chargées d'organiser, de diriger et d'exécuter les travaux. Elles seront divisées en quatre groupes :

- Le personnel d'encadrement : les ingénieurs de conception, les conducteurs des travaux, les chefs de chantier et les chefs d'équipe.
- La main d'œuvre productive : les ouvriers, les manœuvres.
- Le personnel de soutien : le commis, le magasinier.
- Le personnel d'entretien ;

VI.3.2 Les moyens matériels

On peut distinguer le matériel général de terrassement, le matériel lié au type de barrage et le matériel spécifique. Pour l'ensemble de matériel on doit mentionner les marques, les types, les puissances, les rendements et le nombre des engins affecter au chantier ainsi que leur mode d'intervention suivant le phasage des travaux :

VI.3.2.1 Le matériel 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 le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblaiement – enrochement ...). Parmi les engins de terrassement, on peut en citer :

- Le bulldozer : Pour les terrassements de masse et les voies d'accès (voir Figure VI.3) ;
- Pelle hydraulique : Pour le creusement des fouilles (voir Figure VI.2) ;
- Chargeur à pneu ou à chenilles : Pour le transport des déblais.
- Décapeuse : Pour la mise en place des matériaux.
- Niveleuse et les camions : Nivellement et transport.



Figure VI.2 : Pelle hydraulique



Figure VI.3 : Bulldozer

VI.3.2.2 Le matériel lié au type de barrage

a) Le matériel de compactage

Le compactage des remblais fait appel à des engins spécialisés (voir Figures VI.4 et VI.5) dont les plus courants se récapitulent comme suit :

- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de la quasi-totalité des sols.
- Les compacteurs à rouleaux vibrants : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- Les compacteurs à pied dameurs : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

Pour le compactage du BCR, on va utiliser des rouleaux vibrants (voir paragraphe IV.1.2).



Figure VI.4 : Compacteur à rouleau lisse vibrant



Figure VI.5 : Compacteur à pneu

b) Le matériel de bétonnage

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la préparation du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur – tunnel de dérivation ...). Pour notre cas (importance de l'ouvrage), il est nécessaire de mettre en place une centrale à béton à proximité du site du barrage.

➤ Intensité de bétonnage :

L'intensité des travaux de bétonnage est déterminée d'après l'expression suivante [14] :

$$I_b = \frac{V_b * K_d}{T_b * t * t_e * C} \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec : Vb : Volume total des travaux de béton (m³)
 t : Nombre de journées de travail par mois, 25 jours.
 te : Durée de travail d'une équipe, 8 heures.
 C : Nombre d'équipe par jour, 2 équipes.
 Tb : Durée provisoire prise pour les travaux de bétonnage en mois.

Le rendement de la centrale à béton à adopter dépend de la valeur de I_b calculée, il doit être égale à :

$$R_c \geq 1.1 * I_b \quad (\text{m}^3/\text{h}) \dots\dots\dots (\text{VI.2})$$

Cette valeur présupposée tout fois un bétonnage régulier pendant toute la durée ainsi estimée. Or il est très probable que cette condition soit remplie dans toutes les circonstances en pratique compte tenu des interruptions de travail involontaires, épuisement du stock du ciment, conditions climatiques défavorable, ... etc. donc on peut aller jusqu'à l'augmentation du rendement nécessaire de 2 fois.

VI.3.2.3 Le matériel spécifique

On utilise comme matériel :

- Les engins de forage et d'injection.
- Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

VI.4 Ordre d'exécution des travaux [14]

Les grandes étapes de déroulement de notre projet sont les suivantes :

- ✓ Installation du chantier.
- ✓ Implantation des axes des différents ouvrages.
- ✓ Coupure et dérivation de l'oued.
- ✓ Les travaux dans la retenue proprement dit.
- ✓ Coupure finale et mise en eau.

VI.4.1 Terrassement au niveau des installations de chantier

a) Exécution des voies d'accès

La desserte est composée de 2 routes dérivées de la route national N°05, la première mène vers le site du barrage et la deuxième vers le site des matériaux rocheux, se sont des routes non revêtues.

b) Détermination des engins nécessaires

Pour l'exécution des voies d'accès il faut impérativement disposer d'un chargeur au niveau du chantier, sont rendement est donné par la formule suivante :

$$R = \frac{60 * G * K_r * K_t}{T * K_f} (\text{m}^3/\text{h}) \dots\dots\dots (\text{VI.3})$$

Avec : G : Capacité du godet (m^3/h) ;
 Kr : Coefficient de remplissage de godet ;
 Kt : Coefficient d'utilisation du temps de l'engin ;
 T : Durée d'un cycle (h) ;

Kf : Coefficient de foisonnement ;

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$R_b = \frac{60 * G * K_t}{T} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{ (VI.4)}$$

Avec : G : Capacité de la benne du camion (m³/h) ;
 Kt : Coefficient d'utilisation du temps de l'engin ;
 T : Durée d'un cycle (h) ;

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voies d'accès il est nécessaire de procéder à leur préparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important.

VI.4.2 Dérivation provisoire

La dérivation pendant la construction du barrage vise à créer une zone hors d'eau afin de protéger les matériaux, les machines et les hommes contre les assauts de la rivière. Cette protection doit être efficace tout au long de l'année, particulièrement en période de crue.

Sa réalisation comporte deux étapes :

- ✓ Excavation en terrain rocheux avec tunnelier ;
- ✓ Coffrage et bétonnage de la galerie ;
- ✓ Construction du batardeau amont ;
- ✓ Construction du batardeau aval ;

VI.4.3 Réalisation de la digue

L'exécution du barrage nécessitera plusieurs opérations en site :

- ✓ Excavation en terrain meuble ;
- ✓ Excavation en terrain rocheux sans explosifs ;
- ✓ Mise en place du Béton BCR pour le barrage par couches ;
- ✓ Béton armé pour le parement amont ;
- ✓ Coffrage lisse pour parement amont et aval ;

Pour l'excavation des matériaux on pourra utiliser une pelle hydraulique en butte, dont la capacité est estimée en fonction du volume des matériaux nécessaires. Compte tenu de l'importance du volume à extraire, il est plus rationnel de deviser la carrière en bandes, afin de faciliter son exploitation au fur et à mesure des besoins du chantier.

➤ Engins nécessaires

- Pelles brute ;
- Camions benne ;
- Bulldozers ;

- Compacteurs à rouleaux vibrant.

VI.4.4 Exécution de l'évacuateur de crue

La réalisation de l'évacuateur de crue se fera au même temps que la réalisation de la digue en béton, son exécution passera par les étapes suivantes :

- ✓ Coffrage lisse ;
- ✓ Béton arme pour déversoir, coursier et bassin de dissipation.

➤ Matériels nécessaires :

- ✓ Jeux de coffrage glissant ;
- ✓ Pompe à béton ;
- ✓ Camion malaxeur ;
- ✓ Pervibrateur.

➤ Mise en place du personnel :

- ✓ Equipe de coffrage ;
- ✓ Equipe de ferrailage ;
- ✓ Equipe de bétonnage.

VI.4.5 Exécution de la vidange de fond

- ✓ Béton armé pour ouvrage de tête et autre ;
- ✓ Galerie horizontale pour la vidange ;
- ✓ Ventilation 1000 mm ;
- ✓ Batardeau et vanne glissante de garde ;
- ✓ Vanne glissante de sécurité et grille d'entrée.

VI.4.6 Travaux des injections

Les travaux des injections ont pour but de créer un rideau étanche dans la fondation. Ce rideau est formé de lignes de trous dans lesquels on envoie un coulis (ciment+eau et parfois de la bentonite), en sous pression pour boucher les chemins par où l'eau passe.

Les forages seront exécutés avec des appareils à rotation. Après la réalisation de ces forages il sera procédé à un essai pour l'évaluation de la perméabilité de la zone à injecter. Une canalisation d'amener du coulis est mise en place dans le trou, le coulis mis en pression par une pompe pénètre dans les fissures. Un obturateur l'empêche de remonter entre la canalisation d'amener et les parois du forage.

VI.5 Planification

VI.5.1 Définition

La planification consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie les moyens humains et matériels pour assurer l'efficacité de l'action entreprise [14], elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VI.5.2 Procédures de travail de planification

Le travail de planification nécessite les étapes suivantes :

- ✓ Collection des informations concernant les plans d'architecture, le cahier de charges, les normes de travail et de matériels, et le prix des matériaux.
- ✓ Les compositions du projet : on décompose le projet en opérations soit en éléments de construction (poteaux, poutres, ... etc.), soit suivant la ressource à utiliser (terrassements, coulage, ... etc.).
- ✓ Prévoir la relation entre opérations, il existe deux types de relations :
 - **Relation logique** : exemple ; on ne peut pas faire le bétonnage avant que l'opération de coffrage soit terminée.
 - **Relation référentielle** : exemple ; si on a deux poteaux à réaliser, on peut les construire un après l'autre si on a une seule équipe, mais de préférence on opte pour la construction des deux poteaux au même temps si on peut disposer de deux équipes (gain de temps).
- ✓ Attribution des durées : temps de réalisation de chaque opération par la formule suivante :

$$T = \frac{Q * R}{N} \dots\dots\dots (VI.5)$$

Avec : T : Temps de travail ;
 Q : Quantité de travail ;
 N : Nombre d'équipe ;
 R : Rendement.

- ✓ Conception du réseau.

VI.5.3 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

VI.5.3.1 Méthodes basées sur le réseau

a) Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un programme ou d'un plan, pour un projet qui montre les relations entre les opérations (qui peuvent être successives, simultanées ou convergentes) et leurs durées de réalisation, qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification.

Il existe deux types de représentation :

• Réseau à flèches

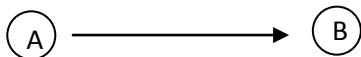
Dans ce réseau, l'opération est mentionnée sur la flèche, et la relation entre deux opérations est assurée par un nœud :



→ L'opération A précède l'opération B.

• Réseau à nœuds

Dans ce réseau, l'opération est mentionnée dans un cercle (boucle) appelée nœud, et la relation entre deux opérations est assurée par une flèche :



→ L'opération B ne peut commencer que si l'opération A est complètement achevée.

b) Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

1) 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 du projet.

2) 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.

3) Construction des graphes partiels ;

4) Regroupement des graphes partiels ;

- 5) Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- 6) Construction du réseau.

c) Différentes méthodes basées sur le réseau

- Méthode C.P.M (Critical Path Method ou Méthode des potentiels) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- **1ère phase** : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
- **2ème phase** : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue.
- **3ème phase** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

- Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical) :

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

- Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method) :

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (03) relations à savoir

- ✓ Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- ✓ Finition de l'opération (A) et commencement de (B).
- ✓ Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

VI.5.3.2 Méthodes basées sur le graphique :

a) Méthode linéaire (ligne of balance technic) :

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

b) Méthode à barres :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (Plan de travail).

VI.5.4 Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M.

VI.5.4.1 Les 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 on a les lois de calcul suivant :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

Et :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \\ \text{MT} = \text{DFPP} - \text{DFP} \\ \text{DCP}_i + \text{TR} = \text{DFP}_i \\ \text{DFP}_i = \text{DCP}_{i+1} \end{cases}$$

VI.5.4.2 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 :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

VI.5.4.3 Les plannings

Il existe trois types de plan de travail :

a) Plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

b) Plan de travail au plus tard

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise quand ses moyens opte pour ce type de planning sont limités (plus économique).

c) 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).

VI.5.5 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 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 ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservi par du personnel qualifié, bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport, la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VI.5.6 Symboles et durées des différentes opérations à réaliser

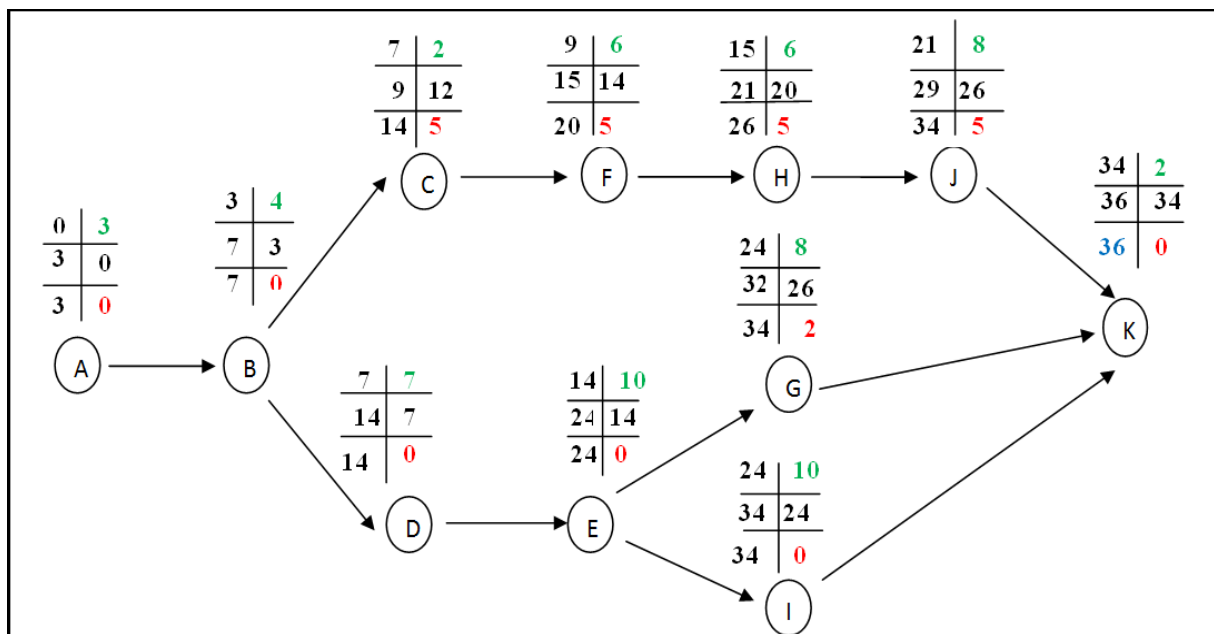
Ces symboles sont consignés dans le Tableau VI.2 suivant :

Tableau VI.2 : Symboles des opérations et leurs durées

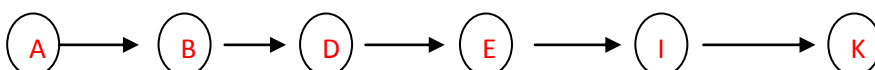
Travaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux routiers	A	3
Installations de chantier	B	4
Terrassement des zones industrielles	C	2
Dérivation provisoire	D	7
Fondation du barrage	E	10
Construction des zones industrielles	F	6
Bétonnage du corps du barrage (BCR)	G	8
Vidange de fond et prise d'eau	H	6
Evacuateur de crue	I	10
Voiles d'étanchéité et de drainage	J	8
Mise en service	K	2

VI.6 Détermination des chemins critiques par la méthode CPM

Elle consiste à faire le calcul Aller et Retour en utilisant les paramètres dont on a parlé auparavant, Le réseau à nœud est représenté sur la figure VI.6 et la planche n°06.

**Figure VI.6 : Réseau à nœud**

Le chemin critique est :



D'après le calcul, une durée de 3 ans (36 mois) est jugée nécessaire pour construire le barrage avec ces ouvrages annexes.

VI.7 Diagramme de Gantt

Le diagramme de Gantt est un outil utilisé (souvent en complément d'un réseau PERT ou CPM) en ordonnancement et en gestion de projet et permettant de visualiser dans le temps les diverses tâches composant un projet. Il s'agit d'une représentation d'un graphe connexe, valué et orienté, qui permet de représenter graphiquement l'avancement du projet.

Le diagramme de Gantt a été établi avec le logiciel (GANTT-PROJECT) et est représenté dans la figure VI.7 et dans la planche n° 06.

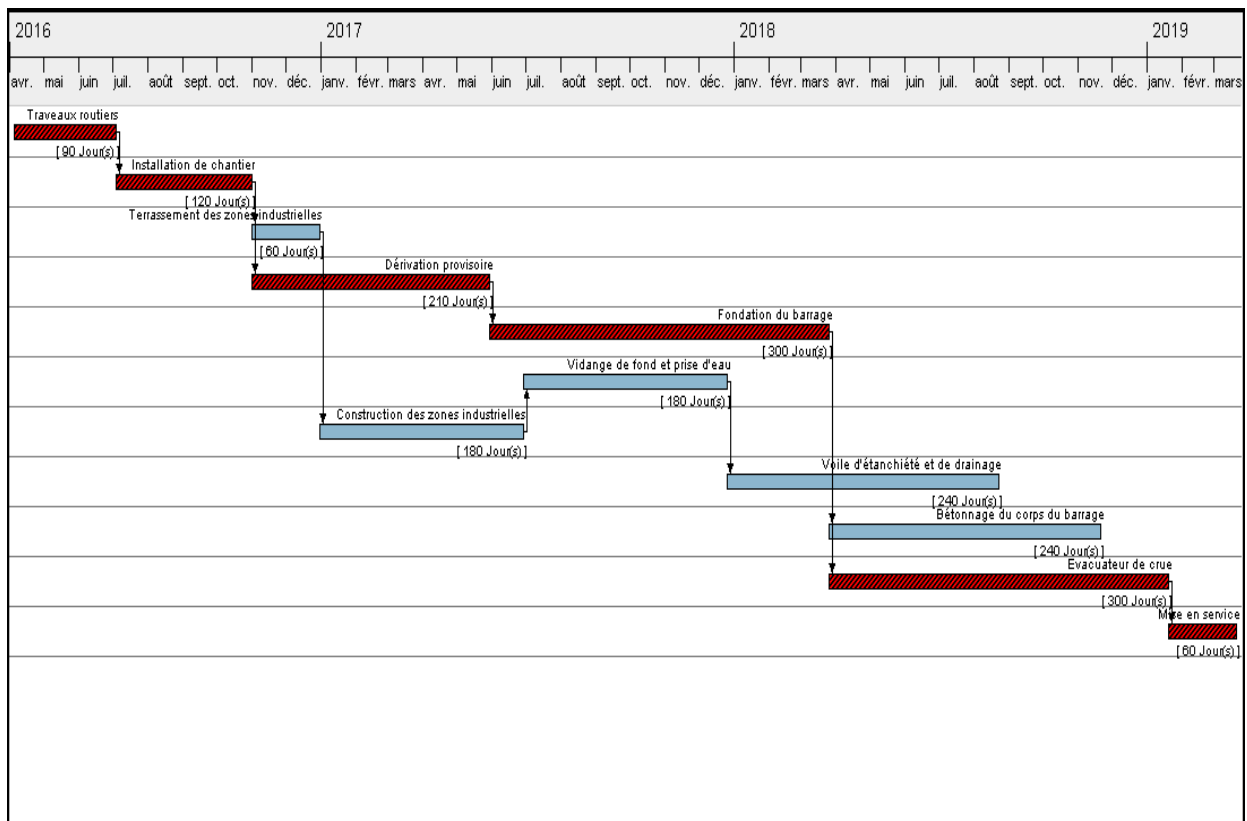


Figure VI.7 : Diagramme de Gantt (avec le logiciel Gantt-Project)

*Les tâches en rouge représentent le chemin critique.

Dans ce diagramme, on a supposé que les travaux commencent le 05/04/2016 et finissent le 20/03/2019, ce qui fait trois années.

Conclusion

L'organisation de chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les travaux. Ainsi, dans ce présent chapitre on a pu, d'une manière plutôt simple, organiser le chantier du barrage « Portes de fer » en déterminant et coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour sa construction.

CONCLUSION GENERALE

La construction du barrage Portes de Fer sur l'oued Bouktone représente un espoir pour plus de 80 000 habitants de la wilaya de Bordj Bou Arreridj. Ainsi, nous avons traité l'étude d'avant-projet détaillé de cet ouvrage hydrotechnique dans notre mémoire de fin d'étude. Les analyses au niveau de l'APD, permettent de définir toutes les caractéristiques principales du barrage :

- Le site de barrage de Portes de Fer se trouve au Centre Est de l'Algérie à mi-distance entre Bouira et Bordj Bou Arreridj dans la commune d'El Mehir, à environ 160 km d'Alger.
- Caractéristiques de la retenue :
 - Volume du transfert à partir d'Azerou : 10,92 Mm³ ;
 - Volume utile interannuel du BV Bouktone : 14,39 Mm³ ;
 - Volume d'alluvionnement attendu : 5 Mm³ ; à 50 ans ;
 - Volume au Niveau Normale de la Retenue : 30,31 Mm³.
- Caractéristiques du barrage :
 - Type : barrage poids en Béton Compacté au Rouleau (BCR) ;
 - Niveau du couronnement 486,2 m ;
 - Niveau Normale de la retenue : 482 m ;
 - Niveau de la fondation : 412 m ;
 - Hauteur du barrage : 74,2 m ;
 - Pente du parement aval : 0.85H / 1.0V ;
 - Pente du parement amont : vertical ;
 - Volume du béton (BCR + BCV) : 199162,46 m³.
- L'évacuateur de crue est un évacuateur central avec coursier en marches d'escaliers. Il est dimensionné pour une crue de projet de 427,23 m³/s de période de retour 1000 ans.
- Une durée de trois ans est jugée nécessaire pour construire le barrage avec ces ouvrages annexes.

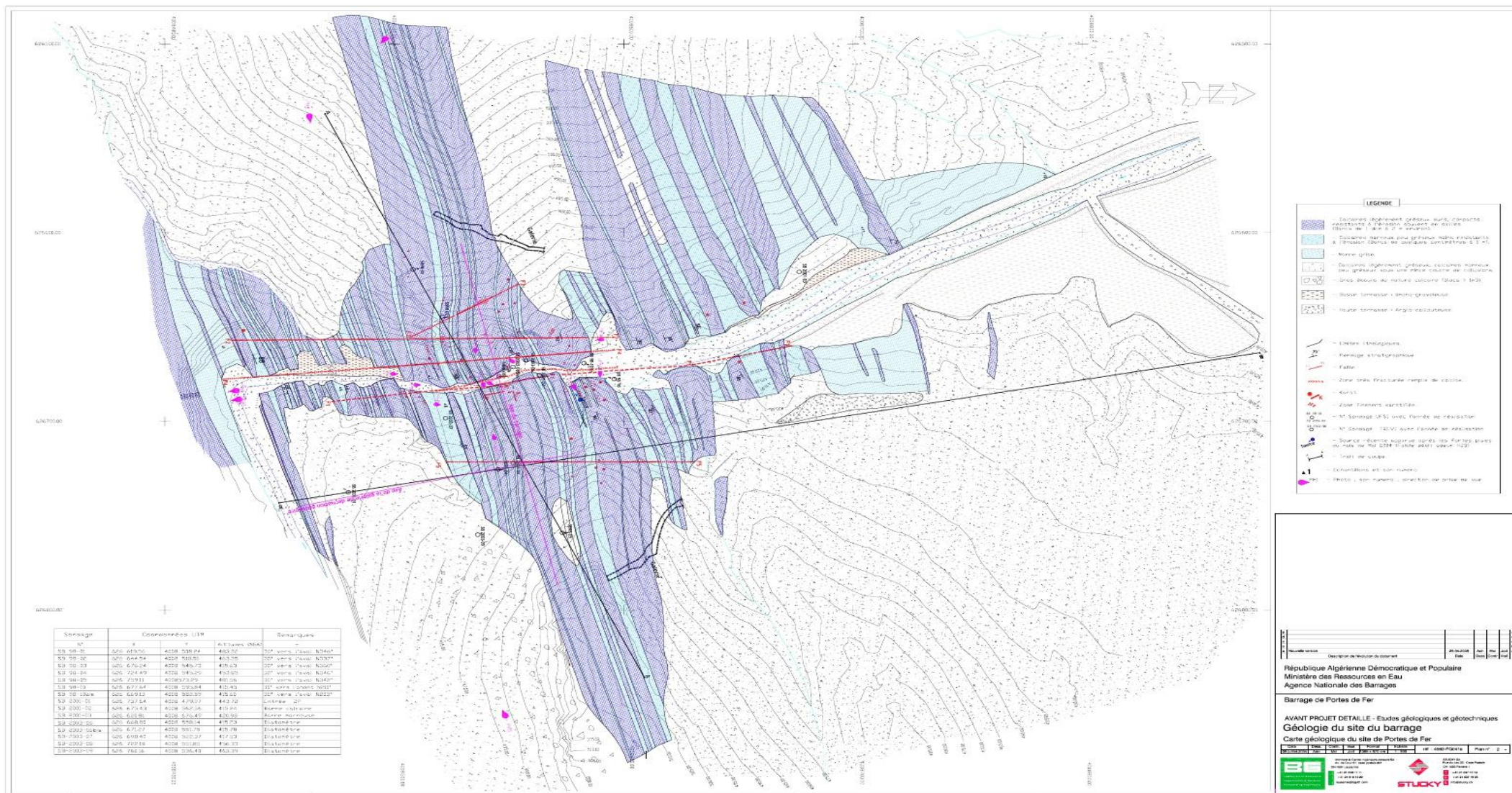
Enfin, le barrage Portes de Fer est un projet national qui va permettre le décollage économique de la région la plus pauvre de la wilaya de Bordj Bou Arreridj.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **BG - Stucky**, Aménagement Azerou – Mission 3, rapport de synthèse du barrage Portes de Fer, 23 Mai 2007.
- [2] **Bénina Touaibia**, Manuel pratique d'hydrologie, ENSH Blida, Mars 2004.
- [3] **CIGB**, Choix de la crue de projet, méthodes actuelles, Bulletin 82, 1984.
- [4] **Bénina Touaibia**, Polycopie de cours de régularisation des débits « Les Retenues », Janvier 2001.
- [5] **Mohamed Ourahou**, Etude hydrologiques des bassins versants, Décembre 2009.
- [6] **Groupe de travail permanent pour les barrages en aménagement rural**, Technique des barrages en aménagement rural, 1974.
- [7] **G.Degoutte ; P.Royet et M.JENSEN**, L'utilisation de la technique du béton compacté au rouleau (B.C.R.) pour les barrages, 1989.
- [8] **CIGB bulletin 41**, Barrage en enrochements avec masque amont en béton, 2010.
- [9] **Patrick le Delliou**, LES BARRAGES : conception et maintenance, Presses universitaires de Lyon, 2003.
- [10] **Mihoubi.M.K**, Cours d'ouvrages hydrotechniques – 2^{ème} année, ENSH, 2015.
- [11] **A.Lencastre**, Etat des connaissances sur le dimensionnement des évacuateurs de crue des barrages, Portugal, 1985.
- [12] **Luis E.Rosete Gamboa et Agustin Alvarez Garcia**, Manuel de conception et projets typique des évacuateurs de crues, Espagne, version Française 2004.
- [13] **Silvestri Aurélien**, MFE : Étude de la dissipation d'énergie sur un coursier en marche évacuateur de crue de type PKW, Université de liège, 2012.
- [14] **B.Benlaoukli**, Cours d'organisation de chantier – 2^{ème} et 3^{ème} année, ENSH, 2014.

ANNEXES

Annexe 1 : Carte géologie du site de Portes de Fer échelle (1/500) / Source [ANBT]



Annexe 2.1 : Série des pluies mensuelles et moyennes annuelles (mm) / Source [ANRH]

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total annuel
1968	5,7	0	33,7	41,8	32,5	21,9	84,6	61,8	24,5	10,3	16,5	8,7	342
1969	31,7	99,2	46,6	51	39,4	12,3	31,1	51,1	22,5	15	5,9	4,2	410
1970	8,9	37,1	0,7	13,9	25,5	9	64,5	25,3	50,6	0,3	5,8	2,9	244,5
1971	16,3	5,5	79,4	64,5	107	33,6	25,4	41,3	53,5	21,7	0	2,1	450,3
1972	61	18	25,4	43,4	39,9	58,3	38,5	25,7	0	16,5	1,2	0,3	328,2
1973	46,3	1,4	3,3	22,3	1,4	67,4	73,9	54	34	15,7	0	0	319,7
1974	24,3	28,1	9,6	1,4	12,7	43,4	65,3	11,7	58,2	13,6	0,6	0	268,9
1975	15,1	0,3	39,9	34,5	15,3	56,4	29,4	58,2	33,8	12,4	8	7	310,3
1976	43	53	10,8	33,5	20,8	2,2	0,6	41,6	24	0,2	5,3	10,9	245,9
1977	9,9	21,6	40,5	1,8	29,9	11,2	20,1	47,7	40,6	0	0	0	223,3
1978	0,7	28,1	32,4	3,6	43	39,6	13,8	34	20	32,3	1	1	249,5
1979	17,3	23,7	18,6	16,8	24,7	26,9	26,7	34,8	22,3	0	0	26,5	238,3
1980	51,8	13,6	39,1	101,7	9,6	30,4	38,3	57,8	5,3	6,9	0	18,1	372,6
1981	6,3	18,4	2	39,8	85,4	59,4	35,6	42,1	60,4	6,5	0	3,8	359,7
1982	7,3	158,4	73	41,5	0	55,2	6,7	36,4	7,7	0	5,6	5	396,8
1983	0	3,2	3,4	7,5	35,1	57,8	10	28,6	18,2	11,7	0	9	184,5
1984	7,3	27,3	15,1	27,9	39,6	20,8	53,1	7	36,8	0	0	0	234,9
1985	54,7	9,3	80,6	23	18,9	29,5	115,6	0	8,9	9,3	0	22,9	372,7
1986	32,9	17,4	30,6	59,5	18,1	68,3	34,6	6,3	23,3	9,3	15,3	4	319,6
1987	7,1	22,3	40,5	10,5	7	18,6	25,6	33,9	29,5	10,9	0	0	205,9
1988	0	0,9	34,8	67,2	8,1	12,1	11	61,8	4	34,5	4	16,1	254,5

1989	25,9	8	19,9	6,8	25,3	0	26	47	46,9	6,1	0	3	214,9
1990	5	8,5	19,9	18,8	12,2	34,5	57,6	14,7	35,3	0	0	0	206,5
1991	59	52,1	6	4,3	34,2	12,4	31,9	45,4	76,5	27,5	28,8	0	378,1
1992	16,6	13,8	27,8	55,3	11,9	12,6	8,7	17,5	34,4	3,7	0	13,3	215,6
1993	70,9	30,4	16,9	35,3	7,5	36,9	3,5	21,1	0	4	3,2	11,3	241
1994	141,3	63,2	10,8	29,2	33	29,6	82,3	10,3	4,4	22,5	0	16,1	442,7
1995	35,5	46,7	40,6	43,3	34,2	42,6	28,2	53,6	38,8	33,4	0	5,2	402,1
1996	21,2	5,2	24,8	20,6	29,1	18,4	3,9	27,7	22,9	7,2	0	27	208
1997	42,9	30,8	41,7	21,9	13,2	20,5	8,5	33,4	105,5	1,9	0	0	320,3
1998	46,5	15,5	23,2	9,2	57,4	24,1	27,1	2,2	9,9	9,4	1,2	4,2	229,9
1999	40,5	22,9	13,6	71,7	3,8	1,1	16	11,6	38	2,3	1,6	0	223,1
2000	23,7	42,6	10,2	37,6	97,3	15,5	6,3	23,3	10	1,1	0,8	1,2	269,6
2001	32,4	6,4	19,5	2	17,6	17,5	10,5	6,5	7,3	6,3	12,5	20,2	158,7
2002	12,2	3,4	96,2	65	102,6	35,1	20,4	68,2	8,5	6,6	1,2	1,7	421,1
2003	8,4	77,9	22,1	101,6	25,4	7,9	22,5	53	114,4	1,9	15,1	6,3	456,5
2004	15,6	28,7	25,3	58,2	37,6	30,1	8,1	11,9	1,8	31,5	0,9	0	249,7
2005	22,9	52	40,3	37,5	40,1	38,9	4,6	13,5	68,3	0,9	3	0,6	322,6
Somme	1068,1	1094,9	1118,8	1325,4	1196,3	1112	1170,5	1222	1201	393,4	137,5	252,6	11292,5
P _{moy} (mm)	28,11	28,81	29,44	34,88	31,48	29,26	30,80	32,16	31,61	10,35	3,62	6,65	297,17
P (%)	9,46	9,70	9,91	11,74	10,59	9,85	10,37	10,82	10,64	3,48	1,22	2,24	100,00

Annexe 2.2 : Série des pluies maximales journalières (mm) / Source [ANRH]

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Pj max
1968	3,5	0	8,3	14,9	12,4	7,9	42	35,8	13,3	7,7	10,3	4	42
1969	5,8	31	16,3	10	11,3	5,3	9,7	25	9,3	9,3	5,9	2,5	31
1970	5,8	18,5	0,7	3,9	9,2	5,9	23,3	11,3	22,8	0,3	4,6	2,9	23,3
1971	6,9	3,2	48,4	36	33,2	9,3	7,5	14,6	33,2	11,3	0	2,1	48,4
1972	31,5	4,8	11,6	30,8	13,3	21,6	19,6	11,3	0	6,8	1,2	0,3	31,5
1973	43,1	1,1	1,7	5,9	1,1	17	20,7	19,6	34	15,1	0	0	43,1
1974	10,8	11	3,9	1,3	6,9	29,9	30,5	4,3	14,3	9,9	0,6	0	30,5
1975	6,5	0,3	9,6	12,1	7,8	23	12	13,9	18,5	8,5	8	6,8	23
1976	17,9	13,8	3,5	7,2	4,9	0,9	0,6	24	24	0,2	4,1	7,6	24
1977	7,6	10,6	20,6	0,9	18,1	3,8	6,6	22,9	13,3	0	0	0	22,9
1978	0,7	14,3	15,8	3,3	26,9	24,9	7,6	12,3	8,6	19,1	1	1	26,9
1979	6	8,8	7,4	10	11,5	13,9	10,3	12,9	34,8	0	0	26,5	34,8
1980	50,8	10,2	11,6	31,9	5,8	8,3	17,1	15,3	3,6	5	0	7,9	50,8
1981	4,3	7,8	2	12,1	25,8	16,6	12,6	11,3	21,3	6,5	0	3	25,8
1982	5,3	99,8	24,9	12,5	0	10,5	3,5	25,9	4,2	0	3,6	5	99,8
1983	0	2,2	1,4	4,2	15,3	28,4	5	8,3	8,3	7,2	0	5,3	28,4
1984	6,4	8,3	4	14,3	7,4	12,3	25,9	6	11,8	0	0	0	25,9
1985	37,2	5,5	67,8	7,5	6	9,8	67,9	0	3,7	8,3	0	10,3	67,9

1986	19,3	5,5	17,6	19,6	5,5	18,2	17,6	3,6	22,6	9,3	14,8	4	22,6
1987	3,6	19,6	17,6	4,5	3	18,6	7,6	21,1	15,6	9,9	0	0	21,1
1988	0	0,6	9	42,6	4,5	5,6	6	20,6	4	20,2	4	15,3	42,6
1989	11,8	7	10,3	4	9,3	0	11,3	24,9	21,6	3,7	0	3	24,9
1990	2,5	5	5	11,1	7,3	15,8	18,6	6	24,9	0	0	0	24,9
1991	30,4	15,3	6	3,3	31,2	10,7	20,1	16,3	27,9	24,9	14,3	0	31,2
1992	9,5	9,3	11,3	16,6	10,9	3	3,7	11,6	27,4	2,2	0	13,3	27,4
1993	33,2	30,4	7	13,3	3,5	20,6	3,5	18,6	0	4	0	0	33,2
1994	43,5	27,5	6,3	12,6	24,4	15,6	30,4	10,3	4,4	8	0	12,6	43,5
1995	25,1	11,8	15,3	22,5	14,4	12,8	13	13,6	20,1	15,6	0	5,2	25,1
1996	10,7	3,1	13,6	8,8	9,8	15	3,9	12,6	16,3	7,2	0	11,7	16,3
1997	13,6	11	10,5	5,6	5	9,9	7	21	34	1,9	0	0	34
1998	18,1	10,9	6,5	4,2	16,6	8,5	8,5	1,6	9,4	9	1,2	1,9	18,1
1999	13,7	7,2	2,5	29,8	2,3	1,1	13,3	4,5	21	1	1,6	0	29,8
2000	14,3	11,3	4,5	16,6	28,5	6	5	16	4,2	1,1	0,8	1,2	28,5
2001	11,2	5,3	9	1,1	9	9	7,5	2,5	5	5,1	6,8	18	18
2002	8	1,8	42	41,2	34	17	20,4	26,6	5	5,6	1,2	1,7	42
2003	7,2	23,2	10	20,7	13	3,5	9,7	16,6	66,4	1,9	12,3	6,3	66,4
2004	12,8	12	14,8	31,4	16,3	7,4	2,3	5,4	1,4	18	0,9	0	31,4
2005	12	20	24,6	20,7	11,8	21,8	1,7	10,4	39,9	0,9	3	0,6	39,9

Annexe 3 : Surfaces submergées et volumes d'eau

Cote de la retenue (m)	H (m)	S (Km ²)	S _{moy} (Km ²)	ΔH (m)	ΔV (Mm ³)	V (Mm ³)
426	0	0,0000	0,0006	4	0,002	0,000
430	4	0,0013				0,002
435	9	0,0158	0,0086	5	0,043	0,045
440	14	0,0269	0,0214	5	0,107	0,151
445	19	0,0660	0,0464	5	0,232	0,384
450	24	0,1896	0,1278	5	0,639	1,022
455	29	0,3419	0,2657	5	1,329	2,351
460	34	0,5446	0,4432	5	2,216	4,567
465	39	0,8012	0,6729	5	3,364	7,932
470	44	1,0667	0,9339	5	4,670	12,601
475	49	1,3473	1,2070	5	6,035	18,636
480	54	1,7386	1,5429	5	7,715	26,351
485	59	2,2211	1,9798	5	9,899	36,250
490	64	2,8062	2,5136	5	12,568	48,818
495	69	3,4426	3,1244	5	15,622	64,440
500	74	4,0337	3,7381	5	18,691	83,131

Annexe 4 : Résultats de calcul de la composante pluriannuelle du volume utile

n	Racine n	$C_v^{(n)}$	$C_s^{(n)}$	$F_{p\%}$	$K_{p\%} = F_{p\%} * C_v^{(n)} + 1$	$Z_p \% = (\alpha - K_{p\%}^{(n)}) * n$
1	1,000	0,590	1,180	-1,08	0,363	0,537
2	1,414	0,417	0,834	-1,17	0,512	0,776
3	1,732	0,341	0,681	-1,18	0,598	0,906
4	2,000	0,295	0,590	-1,2	0,646	1,016
5	2,236	0,264	0,528	-1,22	0,678	1,110
6	2,449	0,241	0,482	-1,22	0,706	1,163
7	2,646	0,223	0,446	-1,23	0,726	1,220
8	2,828	0,209	0,417	-1,23	0,743	1,253
9	3,000	0,197	0,393	-1,23	0,758	1,277
10	3,162	0,187	0,373	-1,23	0,771	1,295
11	3,317	0,178	0,356	-1,23	0,781	1,307
12	3,464	0,170	0,341	-1,24	0,789	1,334
13	3,606	0,164	0,327	-1,24	0,797	1,338
14	3,742	0,158	0,315	-1,24	0,804	1,337
15	3,873	0,152	0,305	-1,24	0,811	1,333
16	4,000	0,148	0,295	-1,24	0,817	1,326
17	4,123	0,143	0,286	-1,24	0,823	1,316
18	4,243	0,139	0,278	-1,24	0,828	1,304
19	4,359	0,135	0,271	-1,24	0,832	1,289
20	4,472	0,132	0,264	-1,24	0,836	1,272
21	4,583	0,129	0,257	-1,24	0,840	1,253
22	4,690	0,126	0,252	-1,24	0,844	1,232
23	4,796	0,123	0,246	-1,26	0,845	1,265
24	4,899	0,120	0,241	-1,26	0,848	1,242
25	5,000	0,118	0,236	-1,26	0,851	1,217
26	5,099	0,116	0,231	-1,26	0,854	1,191
27	5,196	0,114	0,227	-1,26	0,857	1,163

Annexe 5 : Laminage de crues

Temps (h)	Q (m³/s)	Q _{moy} (m³/s)	Q _{moy} -q (m³/s)	(Q _{moy} -q)* Δt (Mm³)	V+0,5q* Δt (Mm³)	q (m³/s)
0	0,00					0
0,5	4,04	2,02	2,020	0,004	30,310	0
1	16,14	10,09	10,060	0,018	30,314	0,03
1,5	36,32	26,23	26,113	0,047	30,332	0,12
2	64,57	50,45	50,118	0,090	30,379	0,33
2,5	100,90	82,73	81,834	0,147	30,469	0,9
3	145,29	123,09	120,962	0,218	30,616	2,13
3,5	197,75	171,52	166,542	0,300	30,834	4,98
4	258,29	228,02	218,363	0,393	31,134	9,66
4,5	326,90	292,60	275,706	0,496	31,527	16,89
5	403,58	365,24	336,551	0,606	32,023	28,69
5,42	474,23	438,91	393,705	0,709	32,629	45,2
6	402,11	438,17	369,639	0,665	33,338	68,53
6,5	346,14	374,12	282,754	0,509	34,003	91,37
7	295,62	320,88	209,760	0,378	34,512	111,12
7,5	250,27	272,95	147,166	0,265	34,889	125,78
8	209,82	230,05	93,625	0,169	35,154	136,42
8,5	173,97	191,90	48,206	0,087	35,323	143,69
9	142,47	158,22	11,230	0,020	35,410	146,99
9,5	115,01	128,74	-18,471	-0,033	35,430	147,21
10	91,33	103,17	-43,778	-0,079	35,397	146,95
10,5	71,15	81,24	-62,209	-0,112	35,318	143,45
11	54,18	62,67	-75,924	-0,137	35,206	138,59
11,5	40,15	47,17	-85,682	-0,154	35,069	132,85
12	28,78	34,47	-91,722	-0,165	34,915	126,19
12,5	19,79	24,29	-95,783	-0,172	34,750	120,07
13	12,90	16,34	-96,985	-0,175	34,577	113,33
13,5	7,83	10,36	-95,577	-0,172	34,403	105,94
14	4,30	6,06	-93,727	-0,169	34,231	99,79
14,5	2,03	3,16	-90,326	-0,163	34,062	93,49
15	0,74	1,39	-85,793	-0,154	33,900	87,18
15,5	0,16	0,45	-81,176	-0,146	33,745	81,63
16	0,01	0,08	-76,545	-0,138	33,599	76,63
16,5	0,00	0,00	-72,497	-0,130	33,461	72,5
17	0,00	0	-68,150	-0,123	33,331	68,15
17,5	0,00	0	-63,580	-0,114	33,208	63,58
18	0,00	0	-59,870	-0,108	33,094	59,87
18,5	0,00	0	-56,420	-0,102	32,986	56,42
19	0,00	0	-53,160	-0,096	32,884	53,16

19,5	0,00	0	-49,790	-0,090	32,789	49,79
20	0,00	0	-47,120	-0,085	32,699	47,12
20,5	0,00	0	-44,930	-0,081	32,614	44,93
21	0,00	0	-42,680	-0,077	32,533	42,68
21,5	0,00	0	-40,120	-0,072	32,456	40,12
22	0,00	0	-38,580	-0,069	32,384	38,58
22,5	0,00	0	-36,750	-0,066	32,315	36,75
23	0,00	0	-34,600	-0,062	32,249	34,6
23,5	0,00	0	-32,530	-0,059	32,186	32,53
24	0,00	0	-31,030	-0,056	32,128	31,03
24,5	0,00	0	-29,860	-0,054	32,072	29,86
25	0,00	0	-28,120	-0,051	32,018	28,12
25,5	0,00	0	-26,950	-0,049	31,968	26,95
26	0,00	0	-25,870	-0,047	31,919	25,87
26,5	0,00	0	-24,670	-0,044	31,872	24,67
27	0,00	0	-23,410	-0,042	31,828	23,41
27,5	0,00	0	-22,630	-0,041	31,786	22,63
28	0,00	0	-20,980	-0,038	31,745	20,98
28,5	0,00	0	-18,560	-0,033	31,707	18,56
29	0,00	0	-16,320	-0,029	31,674	16,32
29,5	0,00	0	-13,620	-0,025	31,645	13,62
30	0,00	0	-11,560	-0,021	31,567	11,56
30,5	0,00	0	-9,560	-0,017	31,489	9,56
31	0,00	0	-7,230	-0,013	31,411	7,23
31,5	0,00	0	-5,630	-0,010	31,333	5,63
32	0,00	0	-4,320	-0,008	31,255	4,32
32,5	0,00	0	-3,210	-0,006	31,177	3,21
33	0,00	0	-2,580	-0,005	31,099	2,58
33,5	0,00	0	-1,640	-0,003	31,021	1,64
34	0,00	0	3,020	0,005	30,943	1,05
34,5	0,00	0	-0,860	-0,002	30,865	0,86
35	0,00	0	-0,540	-0,001	30,787	0,54
35,5	0,00	0	-0,430	-0,001	30,709	0,43
36	0,00	0	-0,290	-0,001	30,631	0,29
36,5	0,00	0	-0,120	0,000	30,553	0,12
37	0,00	0	-0,080	0,000	30,475	0,08
37,5	0,00	0	-0,040	0,000	30,397	0,04
38	0,00	0	0,000	0,000	30,319	0