



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES ANNEXES DU
BARRAGES PORTES DE FER. (WILAYA DE BORDJ BOU
ARRERIDJ)**

Présenté par :

INEGLIZ Rahil

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
BENLAOUKLI Bachir	Professeur	Président
BENSALAH Mohamed Draïdi	M.C.B	Examinateur
OSMANI El hadi	M.A.A	Examinateur
TOUMI Samir	M.C.B	Promoteur

Session : Septembre

Remerciements

Tout d'abord, je remercie Dieu Tout-Puissant de m'avoir donné la force de terminer ce travail.

Merci à Mr TOUMI Samir mon promoteur. Merci pour m'avoir aidé, conseillé, et de m'avoir orienté.

Merci également à tous les professeurs de l'ENSH de leurs disponibilités et leurs bienveillances.

Tout mon respect au jury qui va juger mon travail.

Je remercie ma petite famille pour leurs soutiens durant la période de la préparation de cette étude.

Merci à mon collègue qui m'accompagne et soutenu tout au long mes études.

Inegliz Rahil

ملخص

بناء السدود هو جزء من السياسة الجزائرية لحماية وتعبئة الموارد المائية. وفي هذا الصدد نتعامل مع تحجيم الهياكل الملحقة بسدود البوابة الحديدية بولاية برج بوعريريج. بعد دراسة هيدروليكية معمقة للصرف، قمنا بدراسة متغيرات مجرى التصريف، واخترنا البديل المناسب للتشغيل السليم للسد، ونفس الشيء بالنسبة لبرج السحب وتفريغ القاع. أخيرًا، وضعنا الجدول الزمني لتنفيذ العمل.

Résumé

La construction de barrages s'inscrit dans la politique algérienne de protection et de mobilisation des ressources en eau. À cet égard, on traite le dimensionnement des ouvrages annexes du barrages portes de fer dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj. Après une étude hydraulique et de drainage approfondie, on effectue une étude des variantes d'évacuateur des crues, on choisit la variante adéquate pour le bon fonctionnement du barrage pareils pour la tour de prise et le vidange du fond. En finalité, on a réalisé le planning pour la réalisation des travaux.

Abstract

The construction of dams is part of the Algerian policy for the protection and mobilization of water resources. In this regard, we are dealing with the sizing of the ancillary structures of the iron gate dam in the wilaya of Bordj Bou Arreridj. After an in-depth hydraulic and drainage study, we carry out a study of the spillway variants, we choose the suitable variant for the proper functioning of the dam, the same for the intake tower and the dam bottom drain. Finally, we made the schedule for carrying out the work.

Sommaire

Introduction Générale.....	11
Chapitre I. Présentation générale du site.....	14
I.1 Situation géographique :	14
Chapitre II. Etude géologique et géotechnique.....	16
II.1 Morphologie :	16
II.2 Géologie générale :	16
II.3 Tectonique :	17
II.4 Travaux de reconnaissance :	18
II.4.1 Topographie :	19
II.4.2 Sondage :	19
II.4.3 Dilatomètre :	20
II.4.4 Galerie de reconnaissance :	24
II.4.5 Essai de plaque :	24
II.4.6 Essais physiques et mécaniques :	25
II.4.7 Analyses pétrographiques et minéralogiques :	26
II.4.8 Perméabilité :	28
II.4.9 Niveau de la nappe :	28
II.4.10 Qualité des eaux des oueds Bouktone et Azerou :	29
II.5 Géologie.....	32
II.5.1 Géologie du site :	32
II.5.2 Géologie de la cuvette :	33
II.6 Matériaux de construction :	33
Chapitre III. Etude hydrologique.....	36
III.1 Le bassin versant :	37
III.1.1 Délimitation du bassin versant d'oued Bouktone :	37
III.2 Caractéristiques morphologiques du bassin versant d'oued Bouktone :	37
III.2.1 Paramètres morphométriques :	37
III.2.2 Paramètres du relief du bassin versant :	39

III.2.3	Caractéristiques d'écoulement dans le bassin versant :.....	42
III.3	Caractéristiques climatologiques du bassin versant :.....	46
III.3.1	Température :.....	46
III.3.2	Evaporation :.....	46
III.3.3	Pluviométrie :	47
III.4	Etude des précipitations maximales journalières :.....	48
III.4.1	Caractéristiques statistiques :.....	48
III.4.2	Ajustement statistique :	49
III.4.3	Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités....	53
III.5	Etude des apports :.....	55
III.5.1	Apport liquide interannuel :.....	55
III.5.2	Estimation de l'apport moyen annuel A0 :.....	56
III.5.3	Les apports solides.....	59
III.5.4	Estimation du volume mort	61
III.6	Etude des crues	62
III.6.1	Détermination des débits maximum fréquentiels	63
III.6.2	Hydrogramme de crue	65
III.6.3	Choix de la crue du projet.....	67
III.6.4	Choix de la crue de chantier	69
III.7	Etude de régularisation	69
III.7.1	Courbes « Hauteurs-Capacités-Surface »	69
III.7.2	Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel de l'oued Bouktone.....	71
III.7.3	Répartition mensuelle de la demande en eau :	71
III.7.4	Calcul du volume utile.....	71
III.8	Laminage des crues	74
III.8.1	Principe de la méthode de Muskingum	75
III.9	Etude d'optimisation :.....	83
III.9.1	La revanche :	83
III.9.2	Coût de la digue :.....	85

III.9.3	Coût de l'évacuateur de crue :	86
III.9.4	Coût du coursier :	87
III.9.5	Coût total du barrage	88
Chapitre IV. Evacuateur de crue.....		91
IV.1	Choix de l'évacuateur de crue :	91
IV.2	Choix de la rive favorable.....	93
IV.3	Evacuateur central.....	94
IV.3.1	Dimensionnement et calcul hydraulique	94
IV.3.2	Déversoir	94
IV.3.3	Coursier	98
IV.3.4	Bassin de dissipation	103
IV.3.5	Canal de fuite.....	106
IV.4	Evacuateur latéral à en entonnement latéral	107
IV.4.1	Canal d'approche.....	108
IV.4.2	Déversoir	109
IV.5	Auge de réception :	113
IV.5.1	Chenal d'écoulement :.....	116
IV.5.2	Coursier	116
IV.5.3	Bassin de dissipation	122
IV.5.4	Canal de fuite.....	124
Chapitre V. Tour de prise et vidange de fond		127
V.1	Ouvrage de prise d'eau	127
V.1.1	Ouvrage de prise d'eau	127
V.1.2	Type de prise :	127
V.1.3	Type d'ouvrage de prise	128
V.1.4	Emplacement de la tour	128
V.2	Dimensionnement de la prise d'eau.....	128
V.3	Disposition de l'ouvrage de vidange	130
V.3.1	Type d'ouvrages de vidange.....	130

V.3.2	Choix du type d'ouvrage	131
V.4	Dimensionnement de l'ouvrage de vidange	131
V.4.1	Calcul du débit de vidange	131
V.4.2	Calcul de la section de la conduite de vidange de fond	132
V.4.3	Calcul du temps de la vidange	133
Chapitre VI.	Organisation du chantier	135
VI.1	Organisation technique et préparation des informations	135
VI.2	Intervenants dans le chantier	135
VI.3	Installation de chantier	137
VI.4	Choix du matériel :	140
VI.5	Plannings prévisionnels des travaux :	142
VI.5.1	L'objectif commun visé par tout espèce de planning est double :	142
VI.5.2	Décomposition du projet :	142
VI.5.3	Pièces contractuelles du marché :	143
VI.6	La sécurité sur le chantier : équipement de protection individuelle (EPI)	143
VI.6.1	Les principes généraux de prévention	143
VI.6.2	Les dangers possibles	144
VI.6.3	Catégorisation des équipements de protection individuels (EPI)	145
VI.6.4	Typologie des équipements de protection individuelle	145
VI.6.5	Choix d'équipement de protection individuelle	146
VI.7	Planification	146
VI.7.1	Etapas de la planification	146
VI.7.2	Plannings des travaux	147
VI.7.3	Technique de la planification	148
VI.7.4	Méthode du chemin critique (Critical Path Method/CPM)	149
VI.7.5	Symboles des différentes opérations	150
VI.7.6	Détermination du chemin critique par la méthode CPM	151
VI.8	Diagramme de Gantt	151
	Conclusion générale	156

Liste des figures

Figure I-1: Extrait de la carte topographique (1/50'000) de la région. Source [ANBT]	15
Figure II-1 Evolution du module de déformation "Ei" en fonction de la profondeur. Source [ANBT]	23
Figure II-2: Situations des points de prélèvements des eaux. Source [ANBT].....	31
Figure III-1 Présentation du bassin versant Bouktone et le bassin voisin Azerou.	36
Figure III-2 Délimitation du bassin versant d'oued Bouktone.	37
Figure III-3 carte hypsométrique du bassin versant du barrage Portes des fers.	40
Figure III-4 Courbe hypsométrique du bassin versant.	41
Figure III-5 Carte du réseau hydrographique.	42
Figure III-6 Répartition mensuelle de la température.	46
Figure III-7 Répartition mensuelle d'évaporation.....	47
Figure III-8 La répartition de la pluie moyenne.	48
Figure III-9 Représentation graphique de l'ajustement la loi Gumbel des deux stations.	50
Figure III-10 Représentation graphique de l'ajustement la loi Log-normal des deux stations	52
Figure III-11 Pluies de courtes durées de différentes périodes de retours	55
Figure III-12 Intensités des pluies de courtes durées de différentes périodes de retours.....	55
Figure III-13 Répartition mensuelle de l'apport annuel de fréquence 80%.	59
Figure III-14 Hydrogrammes d'entré des différentes périodes de retour.....	67
Figure III-15 L'Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour de 1000 ans..	68
Figure III-16 Courbe des surfaces submergées et courbe des volumes d'eau dans la cuvette.	70
Figure III-17 Représentation graphique de l'hydrogramme d'entrée et de sortie	75
Figure III-18 Modélisation de la courbe Surface-Hauteur.	77
Figure III-19 : Courbe caractéristique $Q=f(2S/\Delta t + Q)$	79
Figure III-20 : Hydrogrammes de sortie.	82
Figure III-21 Courbe d'optimisation.	88
Figure IV-1 : Abaque de calcul pour la partie amont du déversoir (Murphy, 1973)	95
Figure IV-2 Profil du déservoir	98
Figure IV-3 Régimes d'écoulement en cascade : (a) nappe 1 régime, (b) nappe 2 régime, (c) transition régime, (d) skimming flow (Silvestri and ULg >, 2012)	99
Figure IV-4 Limite entre nappe flow et skimming flow.	100
Figure IV-5 Schéma de bassin de dissipation USBR type II (Durand et al., 1999a)	105
Figure IV-6 : Abaque de calcul pour la partie amont du déversoir (Murphy, 1973)	110
Figure IV-7 Profil du déservoir	113
Figure IV-8 Profil en long de l'auge de réception.	115

Figure IV-9 abaque détermination des paramètres et dimensions du dissipateur type III (Durand et al., 1999a).....	123
Figure IV-10 : Schéma du bassin de dissipation type III (Durand et al., 1999b).....	124
Figure VI-1 Schéma représentatif d'une grue(Bouchek, 2020).....	141
Figure VI-2 Réseau à nœuds.	151
Figure VI-3 Diagramme de Gantt	152

Liste des tableaux

Tableau II-1 Modules d'élasticité observés aux cycles 3 et 4. Source [ANBT].	21
Tableau II-2 Modules de déformation obtenus aux essais de plaque [en MPa]. Source [ANBT]	
.....	25
Tableau II-3 Caractéristiques physiques et mécaniques des échantillons par faciès. Source [ANBT]	
.....	26
Tableau II-4 Résultats des essais pétrographiques et minéralogiques. Source [ANBT]	27
Tableau II-5 Résultats récapitulatifs des essais Lugeon. Source [ANBT].	28
Tableau II-6 Récapitulatif des essais physiques et mécaniques de la carrière. Source [ANBT]	
.....	34
Tableau III-1 Caractéristiques morphologiques.	39
Tableau III-2 La superficie des classes d'altitudes du bassin versant.	40
Tableau III-3 Altitudes caractéristiques.	41
Tableau III-4 Longueur des talwegs	43
Tableau III-5 Temps de concentration	44
Tableau III-6 Caractéristiques hydrographiques.	45
Tableau III-7 Récapitulation de toutes les caractéristiques du bassin versant.	45
Tableau III-8 Répartition mensuelle des températures. Source [ANBT]	46
Tableau III-9 Répartition mensuelle de l'évaporation à la surface de la retenue. Source [ANBT]	
.....	47
Tableau III-10 La répartition de la pluie moyenne. Source [ANBT].	47
Tableau III-11 Stations pluviométriques existantes. Source [ANBT]	48
Tableau III-12 Paramètres des pluies maximales pour les 2 stations.	49
Tableau III-13 Les paramètres de la loi de Gumbel.	50
Tableau III-14 Résultats d'ajustement de GUMBEL.	51
Tableau III-15 Les paramètres de la loi Log-normal.	52
Tableau III-16 Résultats d'ajustement de Log-normal.	52
Tableau III-17 Résultats des pluies maximales journalières avec la Loi de Gumbel	53
Tableau III-18 Pluies de courte durée et intensités pour différentes fréquences	54
Tableau III-19 La répartition des apports de l'oued Azerou. Source [ANBT]	56
Tableau III-20 Répartition mensuelle de l'apport moyen.	56
Tableau III-21 Résultats du calcul des caractéristiques d'écoulement.	58
Tableau III-22 Estimation des apports fréquentiels.	59
Tableau III-23 Répartition mensuelle de l'apport annuel de fréquence 80%.	59

Tableau III-24 Récapitulation des estimations d'érosion spécifique.....	61
Tableau III-25 Estimation du volume mort.....	62
Tableau III-26 Débit maximum fréquentiels.....	64
Tableau III-27 Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ . (Touaibia, 2004)	66
Tableau III-28 Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retours.....	66
Tableau III-29 Crue de projet recommandée	68
Tableau III-30 Courbes topographiques et volumétriques.....	70
Tableau III-31 Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel de l'oued Bouktone	71
Tableau III-32 Répartitions saisonnières des besoins en AEP.....	71
Tableau III-33 Résultats de calcul de la composante pluriannuelle du volume utile.....	72
Tableau III-34 Récapitulatif des caractéristiques techniques.....	74
Tableau III-35 Calcul de la courbe caractéristique $Q=f(2S/\Delta t + Q)$	78
Tableau III-36 Calcul de l'hydrogramme de sortie pour $B=4$ m.	79
Tableau III-37 Hydrogramme d'entré et de sortie pour différentes largeurs.....	80
Tableau III-38 Récapitulatif des résultats de laminages	82
Tableau III-39 Résultat de calcul de la revanche	84
Tableau III-40 Résultats de calcul de la hauteur de la digue.	84
Tableau III-41 Largeur en crête pour différentes hauteurs de la digue.....	85
Tableau III-42 Coût de la digue pour différentes hauteurs.	86
Tableau III-43 Coût du déversoir.....	87
Tableau III-44 Coût du coursier.....	88
Tableau III-45 Coût total du barrage.....	88
Tableau III-46 Résultats de l'étude d'optimation.....	89
Tableau III-47 Résultats de l'étude de la régularisation et du laminage.....	89
Tableau IV-1 Les paramètres pour dessiner le profil du déversoir	95
Tableau IV-2 Coordonnées du quadrant amont du déversoir	95
Tableau IV-3 Coordonnées du quadrant aval du déversoir.....	96
Tableau IV-4 Coordonnées du profil du déversoir complet.....	96
Tableau IV-5 Coordonnées de la nappe liquide.....	97
Tableau IV-6 Calcul de la limite entre nappe flow et skimmig flow.....	100
Tableau IV-7 Longueur de la zone de courant non aéré pour différents débits.....	101
Tableau IV-8 Distance du début de courant uniforme pour différents débits.....	101
Tableau IV-9 L'énergie résiduaire à la fin du coursier en marches d'escaliers.....	103
Tableau IV-10 Hauteurs des murs bajoyers	103
Tableau IV-11 Choix du type de bassin de dissipation(Durand et al., 1999a).....	104
Tableau IV-12 Résultats de calcul du canal de fuite.....	106

Tableau IV-13 Récapitulatif du calcul de canal d'approche.	109
Tableau IV-14 Les paramètres pour dessiner le profil du déversoir	110
Tableau IV-15 Coordonnées du quadrant aval du déversoir.....	111
Tableau IV-16 Coordonnées du profil du déversoir complet.....	111
Tableau IV-17 Coordonnées de la nappe liquide.	112
Tableau IV-18 Résultats de calcul de l'auge de réception.....	114
Tableau IV-19 Résultats de calcul des côtes de l'auge de réception	115
Tableau IV-20 Calcul du chenal d'écoulement.	116
Tableau IV-21 Calcul de ligne d'eau dans le coursier.	118
Tableau IV-22 Hauteurs du mur bajoyers dans le coursier.....	121
Tableau IV-23 Vérification des phénomènes d'aération	122
Tableau IV-24 Résultats de calcul du canal de fuite.....	125
Tableau V-1 Répartitions saisonnières des besoins mensuel.	129
Tableau V-2 Calcul des paramètres du tour de prise.	129
Tableau V-3 L'ensembles des dispositifs minimaux préconisés.	131
Tableau V-4 Calcul de la vidange de fond.....	133
Tableau VI-1 Symboles des travaux et leurs durée.....	150

Introduction Générale

L'Algérie est le plus grand pays de l'Afrique caractérisé par un climat qui varie du nord au sud, et qui subit un changement climatique qui a causé la disparitions des 3 principaux climats en Algérie (méditerranéen, continental et le climat désertique).

L'Agence National des Barrages et Transferts [ANBT] a lancé plusieurs projets de construction de barrages et retenues. L'un de ces projets est le barrage des portes de fer à Bordj Bou Arreridj conçue sur oued Bouktonne.

La construction des barrages s'accompagne toujours de la construction des ouvrages annexes. Ces ouvrages sont prépondérants lors de l'étape de construction et aussi lors de l'exploitation.

L'objectif de ce travail est étudié les différentes variantes d'évacuateurs de crues qui peuvent être projetées sur le terrain, tour de prise et le vidange du fond pour permettre l'évacuation des crues afin d'assurer la stabilité du barrage.

Le travail se devise en 6 chapitres :

- ❖ Le premier chapitre intitulé « **Présentation de la zone d'étude** » consiste à la localisation géographique et l'emplacement du barrage.
- ❖ Le deuxième chapitre intitulé « **Etude géologique et géotechnique** » porte la géologie générale de la zone d'étude et les résultats des travaux de reconnaissance réalisé par le groupement d'étude BG-Stucky (Suisse, 2007).
- ❖ Le troisième chapitre intitulé « **Etude hydrologique** » qui représente le bassin versant et ses caractéristiques réalisées par ArcGIS ainsi l'ajustement des pluies par Hyfran et l'étude d'optimisation pour soutirer les paramètres nécessaires au dimensionnement.
- ❖ Le quatrième chapitre intitulé « **Evacuateur de crue** » est l'étude et le dimensionnement détaillée de 2 variantes d'évacuateurs qui peuvent être projetées sur le terrain.
- ❖ Le cinquième chapitre intitulé « **Tour de prise et vidange de fond** » est le dimensionnement et le calcul de ces ouvrages d'annexes.
- ❖ Le sixième chapitre intitulé « **Organisation de chantier** » montre le rôle de l'organisation et de l'installation de chantier

Chapitre I. Présentation générale du site

Introduction :

Pour la construction d'un barrage, les objectifs qui en résultent doivent d'abord être soigneusement vérifiés pour prendre en compte les caractéristiques de la structure à concevoir et son emplacement, et en même temps prendre pleinement en compte les conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

La recherche impose plusieurs options pour les puits d'implantation de barrages, d'un point de vue économique et technique, il va falloir choisir la meilleure solution. Avant d'étudier le développement hydraulique, il est important d'avoir une compréhension complète de la zone afin d'accomplir de multiples tâches, en particulier des excursions sur le terrain, qui nécessitent une compréhension de l'environnement géographique de la zone et l'accès à ces emplacements.

Être capable d'étudier toutes les options possibles et de vérifier les conditions géologiques, géotechniques, topographiques et hydrologiques du site. Pour cette raison, dans ce chapitre, nous présenterons l'emplacement du barrage.

I.1 Situation géographique :

Géographiquement le barrage de portes des fers est situé à l'est du centre de l'Algérie, entre Bouira et Bordj Bou Arreridj dans la ville d'El Mehir, à environ 160 kilomètres d'Alger.

Depuis Bordj Bou Arreridj, la capitale de la Wilaya, roulez vers l'ouest sur la RN5 jusqu'à El Mehir. Huit kilomètres après cet endroit, nous sommes à Hammam el Bibane (Hammam el Bibane), un suivi de 2 kilomètres sur la rive droite de Wadi Azerou permet de rejoindre Wadi Bouktone, il faut descendre à pied pour rejoindre le site du barrage à 2,5 kilomètres.

Le site des Portes de Fer est également possible d'atteindre l'axe du barrage depuis la RN5 en aval du canyon Rouler un peu plus de 2 kilomètres sur l'oued Bouktone en véhicule (BG - Stucky, 2007, n.d.)

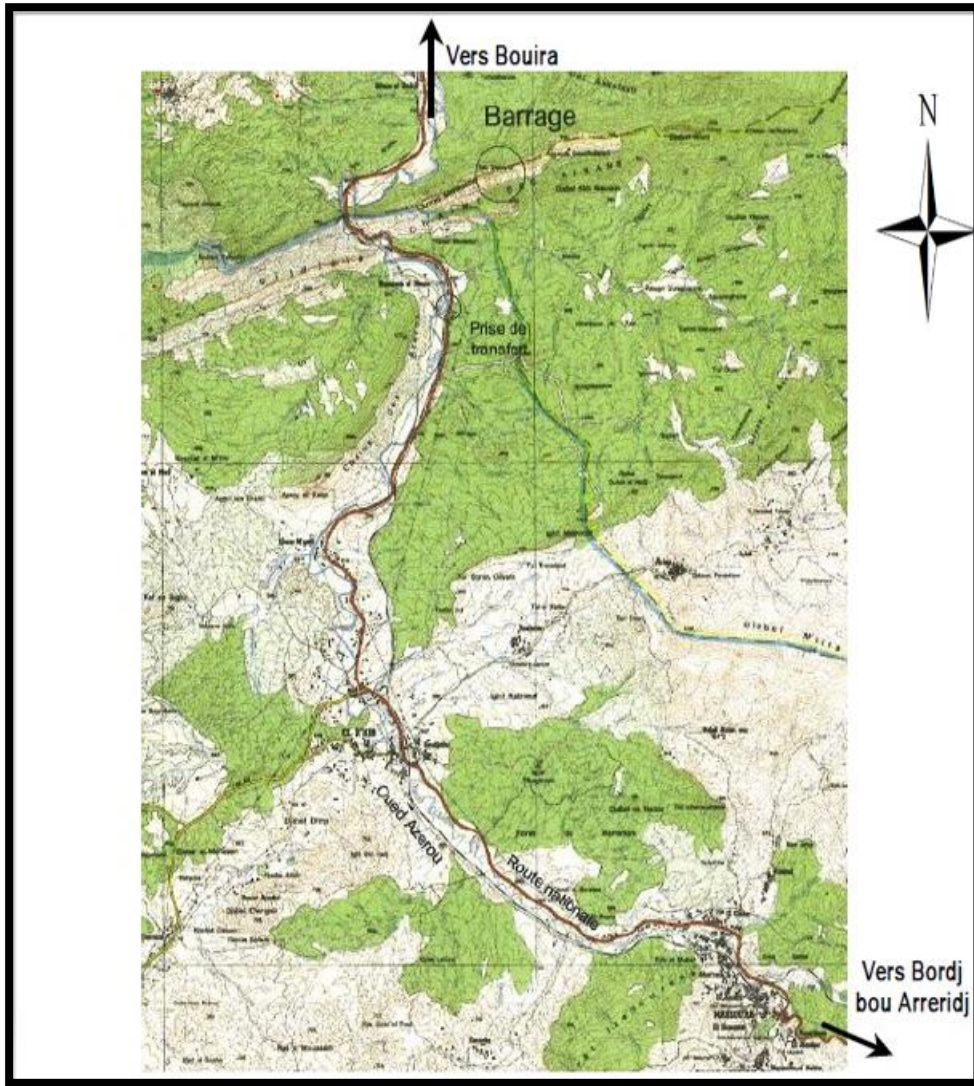


Figure I-1: Extrait de la carte topographique (1/50'000) de la région. Source [ANBT]

Les coordonnées générales du site sont (système de coordonnées U.T.M) :

X = 626679 m

Y = 4008546 m

Z = 415 m (lit de l'oued)

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté le site du barrage Portes des fers en présentant des données géographiques qui nous permettent d'identifier le site.

Unapitre II.Etude géologique et géotechnique

Introduction :

La recherche en génie géologique et géotechnique est une étape très importante dans la conception des barrages, elle repose essentiellement sur les données collectées in situ, ces données sont réalisées par campagne de reconnaissances à différents endroits sous forme de prospection après observation sur place, avec l'analyse descriptive de la structure géologique (lithologie) constituer un relief.

Dans ce chapitre, nous présenterons brièvement les conditions géologiques et géotechniques du site.

II.1 Morphologie :

L'oued Bouktone coule, peu en amont du site, dans une direction N250° sur un banc marneux étroit encadré par deux bancs calcaires à stratification sub-verticale, il tourne ensuite, à angle droit, pour prendre une direction Nord et recouper les bancs calcaires plus ou moins marneux delà chaîne des Bibans.

La forme du site sur le côté droit de l'axe est très étroite. Au fond de l'oued, la vallée se rétrécit parfois sur une largeur inférieure à 3 m (d'où le nom "Bâb Essaghira", qui signifie "petite porte"), avec des parois verticales sur une vingtaine de mètres de dénivelé

De plus, la vallée s'élargit progressivement, mais elle est toujours très raide, surtout sur la droite des affleurement rocheux.

Le cours inférieur et le cours supérieur deviennent marneux, et la vallée s'ouvre légèrement.

La cuvette est étroite et il est difficile d'atteindre environ un kilomètre en amont. Elle devient plus grande après ouverture et offre une énorme capacité de stockage.

Un col de terrain a été observé sur la rive gauche à environ 1,5 kilomètre en amont de l'axe. Ce canal est approximativement au niveau NGA de 496 m. C'est à ce moment que le transfert de la rivière Wadi Azerou prendra fin

II.2 Géologie générale :

La zone des Ports de Fer dans la zone de Biban appartient au milieu d'Anticlinorium des Bibans, qui s'étend de Berrouaghia à Guergour. Il s'agit d'un long lopin de terre du Crétacé, s'étendant sur environ 200 kilomètres. Il est couvert du nord au sud L'aquifère est généralement recouvert de sédiments post-miocène dans le nord.

Par conséquent, la partie de la zone Bibanique visible au niveau de l'affleurement apparaît comme un renflement post-eau, qui est un anticlinal coupé par une selle transversale.

La caractéristique constante de la zone Bibanique est la structure de son côté sud, la chaîne de Biban. Nous avons observé que le calcaire et la marne des Albo -cénomanien occidentaux sont affectés par le changement d'inclinaison vers le sud, qui conduit souvent à des fuites.

La grande flaque d'eau qui traverse la région de Biban fournit un méridien. Ils sont passés en cluse dans la poussière du sud des agents anti-humidité suffit à montrer qu'ils ne sont pas adaptés à l'utilisation structure.

En termes de stratigraphie, les périodes Trias et Jurassique sont représentatives dans cette zone Des anomalies continuent d'apparaître dans le complexe du Trias. Les sédiments du Crétacé sont les strates les plus communes de la région.

Ils sont divisés en quatre séries de lithologie différentes :

1. La série El Hamra Dreat, est apparue dans le Miocène disharmonieux occidental et occidental. Au sud du Jebel Mansourah
2. Série Bled Gueblia, affleurant au sud-ouest du Djebel Choukchot
3. La série Azerou se trouve dans les deux chaînes Azerou Seghir et Azerou el Kebir
4. Une série de portes en fer affleurantes dans la zone de Bibanic.

II.3 Tectonique :

La chaîne des Bibans est formée par la série Vracono-Cenomanièn, et ses couches de marno-calcaires sont généralement verticales, partiellement déchargées vers le sud. Avant que les couches de la chaîne de montagnes Biban n'entrent en position verticale, la série crétacée de la ceinture de Biban s'est déplacée vers le sud, se déplaçant continuellement vers le sud par divers processus. Le passage des nappes a provoqué une séparation à différentes hauteurs de la carapace Albo-Cénomanienne de Biban. Le plan de séparation alterne d'ouest en est. Parfois, la zone d'injection triasique mettait en valeur l'unité. Dans d'autres endroits, ce sont des défauts avec ou sans abrasion.

A. Caire distingue deux failles t dans notre zone d'étude. La faille de Bâb El Kebir peut être étudiée à proximité de la RN5. Au niveau de l'oued Tazdart, le Sénonien forme une pente qui monte et entre en contact avec les poteaux calcaires. Le bord sud de ce bar est un étage caractéristique avec un lit de silex. La barre de calcaire s'arrêta au nord-ouest de l'oued Tazdart et réapparut à l'est de la route nationale. Ce type d'interruption est appelé un défaut. Dans son secteur à travers la bande turonienne, la faille semble sub-verticale. Dans la dépression de l'oued Azerou-Chebaa, la faille est obscurcie par la topographie actuelle (alluviale). La faille peut passer par la petite porte à l'est, mais elle est presque parallèle aux couches. Il n'a pas été trouvé sur les rives de l'oued Bouktone.

La faille 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.

II.4 Travaux de reconnaissance :

Les travaux de reconnaissance ont été réalisés entre 1998 et 2003. En raison de problèmes de sécurité du site, ces travaux ont été considérablement retardés. L'étude géologique du bassin ne sera réalisée qu'en 2003. Pendant cette période, la liste des travaux de reconnaissance établie par l'équipe de recherche Bonnard & Gardel-Stucky sur le site du barrage est la suivante :

- 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.

II.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 photogrammétrique a été réutilisé par le groupement d’études Bonnard & Gardel –Stucky.

II.4.2 Sondage :

La société a réalisé un essai de roche Lugeon sur 15 carottes sur site HYDROTECHNIQUE (UTS) SB98 à SB2001 et Trevi Italie SB2003. Plus de la moitié des lignes de sondage ont tendance à se croiser différemment avec des caractéristiques différentes. Inclinaison verticale secondaire. De plus, deux relevés du col de terrain ont été réalisés, et deux autres relevés ont été réalisés sur la carrière.

La situation de tous ces sondages ainsi que leurs profondeurs sont données dans le suivant :

Tableau II.1 Caractéristiques et emplacements des sondages effectués. Source [ANBT]

N0	Désignation	Longueur et inclinaison	Situation
1	SB98-01	110 m incliné aval 30° N346°	Haut RG
2	SB98-02	70 m incliné aval 30° N337°	Mi pente RG
3	SB98-03	40 m incliné aval 30° N360° Fond	Fond de vallée
4	SB98-04	71 m incliné aval 30° N346°	Mi pente RD
5	SB98-05	110 m incliné aval 30° N342°	Haut RD
6	SB98-10	60 m incliné amont 30° N210°	Fond de vallée
7	SB98-10 bis	40 m incliné aval 30° N23°	Fond de vallée
8	SC98-01	30 m Vertical	Col à proximité du chemin de wilaya
9	SC98-01 bis	30 m Vertical	Col à proximité du chemin de wilaya
10	SB2001-01	35 m Vertical	Amont ; Entrée DP
11	SB2001-02	20 m Vertical	Banc de calcaire gréseux
12	SB2001-03	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	40,2 m Vertical	Fond de vallée, dilatomètre, calcaire gréseux
16	SB2003-06 bis	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 RD, dilatomètre, calcaire grése
19	SB2003-09	40 m Vertical	Mi pente RD, dilatomètre, calcaire marneux

II.4.3 Dilatomètre :

35 essais dilatométriques ont été réalisés dans cinq forages. Ils se répartissent de la manière suivante :

Tableau II.2 Caractéristiques et localisation des mesures dilatométriques. Source [ANBT].

Forage n°	Niveau	Position	Géologie	Essai n°	Profondeur (m)
SB 2003-06bis	415.78	Lit de l'oued (dans une entaille rive gauche)	Calcaire légèrement gréseux	DRT01	10.00
				DRT02	13.80
				DRT03	20.18
SB 2003-06	415.23	Lit de l'oued	Calcaire légèrement gréseux	DRT04	4.35
				DRT05	11.45
				DRT06	14.25
				DRT07	19.80
				DRT08	24.55
				DRT09	30.10
				DRT10	35.30
SB 2003-07	417.53	Lit de l'oued (Au fond d'une entaille rive droite)	Calcaire marneux	DRT11	39.30
				DRT12	5.29
				DRT13	9.22
				DRT14	14.73
				DRT15	15.25
				DRT16	23.65
				DRT17	27.97
SB 2003-08	456.33	Rive droite (À mi-pente)	Calcaire légèrement gréseux	DRT18	33.65
				DRT19	39.35
				DRT20	3.35
				DRT21	10.60
				DRT22	16.22
				DRT23	19.55

				DRT24	25.81
				DRT25	30.66
				DRT26	34.84
				DRT27	38.93
SB 2003-09 463.39	4639	Rive droite (À mi-pente)	Calcaire marneux	DRT28	6.40
				DTR29	10.15
				DTR30	15.90
				DTR31	20.15
				DTR32	24.60
				DTR33	29.38
				DTR34	35.50
				DTR35	38.90

Le module de déformation est calculé par la société exécutive (TREVI-, Algérie) puis vérifié par un ingénieur conseil. Le module de déformation peut être calculé de différentes manières. Les résultats donnés dans le tableau précédent sont liés au cycle 3 ou 4. En principe, sous l'action du premier cycle, les fissures provoquées par le forage ont été fermées pression.

Tableau II-1 Modules d'élasticité observés aux cycles 3 et 4. Source [ANBT].

Forage n°	Niveau	Position	Géologie	Essai n°	Profondeur (m)	E(Mpa)	Levé géologique	Emoy (Mpa)
SB 2003-06bis	415.78	Lit de l'oued (rive gauche)	Calcaire légèrement gréseux	DRT01	10.00	144275		15782
				DRT02	13.80	18234		
				DRT03	20.18	14837		
SB 2003-06	415.23	Lit de l'oued	Calcaire légèrement gréseux	DRT04	4.35	5621	Grosse fissure subvertical	20946
				DRT05	11.45	7949	Plan de cisaillement	
				DRT06	14.25	26540		
				DRT07	19.80	18867		
				DRT08	24.55	28295		
				DRT09	30.10	14722		
				DRT10	35.30	17194		
				DRT11	39.30	20057		
	417.53		Calcaire	DRT12	5.29	20832		23993

SB 2003- 07		Lit de l'oued (rive droite)	Marneux	DRT13	9.22	14132		
				DRT14	14.73	27154		
				DRT15	15.25	19675		
				DRT16	23.65	21958		
				DRT17	27.97	31917		
				DRT18	33.65	27213		
				DRT19	39.35	19063		
SB 2003- 08	456.33	Rive droite (à mi- pente)	Calcaire légèrement gréseux	DRT20	3.35	169992		19239
				DRT21	10.60	494	Proximité d'un karst	
				DRT22	16.22		Niveau altéré	
				DRT23	19.55		Niveau altéré	
				DRT24	25.81	23866		
				DRT25	30.66	23518		
				DRT26	34.84	16742		
				DRT27	38.93	15079		
SB 2003- 09 463.39	463.39	Rive droite (à mi- pente)	Calcaire Marneux	DRT28	6.40	11965	Fracture obliques avec présence d'argile	25110
				DTR29	10.15	11499		
				DTR30	15.90	13125		
				DTR31	20.15	26249		
				DTR32	24.60	26805		
				DTR33	29.38	21213		
				DTR34	35.50	30792		
				DTR35	38.90	20491		

Dans le tableau précédent, les mesures jaunes ont été écartées car elles ont été effectuées dans des conditions locales spécifiques, ce qui fausserait les résultats (karst, fissures, intempéries, présence d'argile, etc.). Après ce tri, on constate que les résultats du reste des mesures sont assez homogènes, ce qui montre que le test a été réalisé dans de bonnes conditions, et pratique.

On a vu aussi qu'il est impossible de distinguer clairement la raideur de la roche entre les forages. Compte tenu de l'aspect très gênant et des couches plus corrosives que les autres couches, cette faible variabilité du module entre les forages est relativement surprenante.

Le cas de forage SB 2003-07 est intéressant car il a été volontairement placé au fond d'un groupe d'entailles fortement érodées dans un groupe de calcaire marneux, qui devrait représenter une couche plus tendre. Évidemment pas. C'est plutôt ce forage II présente le module le plus élevé à une profondeur de 5 m. Il convient également de noter que les formations calcaires du marneux sensibles à l'érosion (puits 2003-07 et 2003-09) ont un module légèrement plus élevé que les modules de formation de grès calcaire (puits 2003-06bis, SB 2003-06, SB 2003-08). On penserait au contraire avant.

La figure suivante montre l'évolution du module "Ei" en fonction de la profondeur des essais

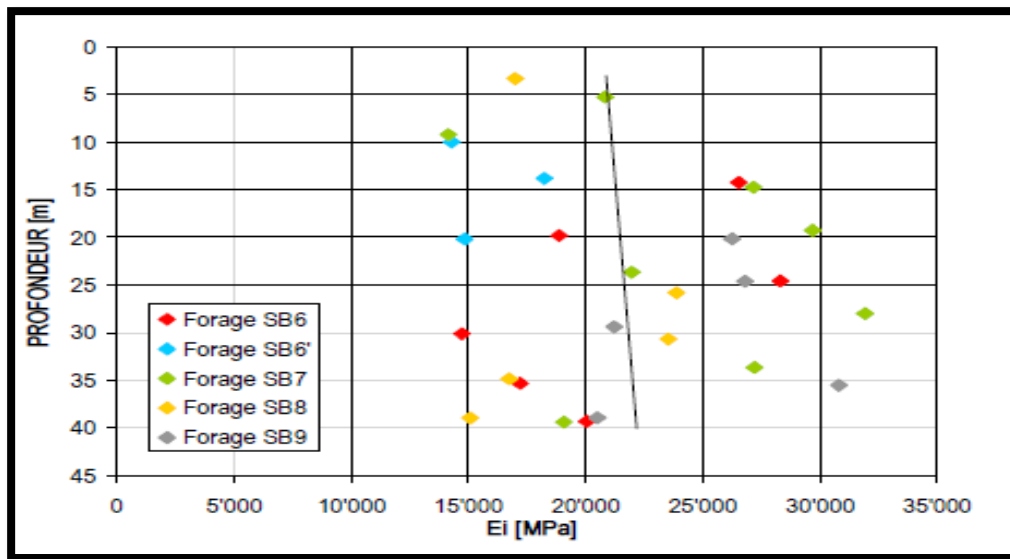


Figure II-1 Evolution du module de déformation "Ei" en fonction de la profondeur.

Source [ANBT]

La lecture de ce graphique nous permet d'estimer que le module de déformation de la roche ne changera pas ou changera très peu avec la profondeur. Quelle que soit la profondeur de l'essai, le module est compris entre 14 000 et 30 000 MPa environ. Vous remarquerez peut-être que dans les dix premiers mètres, aucun résultat de test n'a dépassé 21 000 Mpa. La valeur moyenne de toutes les profondeurs additionnées est de 21 700 Mpa. En bref, il est difficile de distinguer le module différentiel entre les trous ou en fonction de la profondeur d'essai.

Les caractéristiques de la roche ne changent pas beaucoup avec la profondeur, ce qui peut s'expliquer par la direction presque verticale de chaque couche. Le module de déformation obtenu grâce à 35 essais de pression n'a pratiquement aucun rapport avec la profondeur ou la position de l'essai. Certains essais sur écran plat réalisés montrent que le module ne dépend guère de la direction du test. Ces résultats ont rendu la fondation du barrage isotrope.

Enfin, il est recommandé de maintenir le module de déformation entre 15 et 20 GPa en fonction de son utilisation (calcul de déformation ou de contrainte). D'après la littérature, ce module correspond au calcaire dur.

II.4.4 Galerie de reconnaissance :

Deux galeries de reconnaissance ont été construites à mi-pente, l'un sur la rive gauche et l'autre sur la rive droite. Ils sont situés à 469,6 NGA sur la rive gauche et 453,8 NGA sur la rive droite ; ils traversent le remblai de l'aval vers l'amont, d'une longueur moyenne de 50 m.

Les galeries formées plus ou moins à mi-pente montrent du calcaire marneux indifférencié au calcaire malien, et la calcite est présente à la fois dans les blocs et les discontinuités.

Lorsque les couches stratifiées sont visibles, elles sont généralement accentuées avec une charge de calcite de 0,1 à 1 cm (parfois 2 cm). La verticalisation des failles s'accompagne généralement d'un déplacement le long de ces plans. Ceci est attesté par les stries affectant les murs qui sont toujours rugueux. L'orientation du banc est toujours de N70 ° à N80 °, et l'angle d'inclinaison est de 75 ° à 90 °, surtout vers le nord et parfois vers le sud.

Ces galeries ont permis de mettre en relief quelques points importants qui modifient la vision qu'on avait du massif à l'observation des affleurements :

- Il existe des plans de fracture subhorizontaux assez longs, parfois 10 m, parfois 20 m. Il y a 3 à 4 murs par mur, parfois 5 murs. Ils sont ondulés, avec des remplissages (0,1 à 2-3 cm) de calcaire, parfois argileux, oxydé, de surface rugueuse et parfois de rayures horizontales.
- Il y a une grande zone karstique allant de cm² à m². Ils peuvent être observés à une profondeur de 1 m à 5 m. Ils suivent souvent un plan à plusieurs niveaux, mais parfois ils traversent la fissure. Le remplissage est de l'argile sableuse brune, parfois avec des racines. La granulométrie effectuée sur le matériau d'emballage montre du sable et du gravier.
 - La calcite remplit un plan d'étage très solide, allant de 10 à 100 cm.
 - Les plans en couches sont remplis de calcite dans de nombreux cas (voir ci-dessus). Ce sont toujours des objets en mouvement mis en valeur par la surface rayée.

II.4.5 Essai de plaque :

L'ingénieur-conseil requiert 12 essais de plaque, et ils doivent être attribués comme suit :

- Galeries de reconnaissances sur les rives gauche et droite
- Chaque galerie a une couche de calcaire gréseux et une couche de calcaire marneux.
- Dans trois directions perpendiculaires à la couche, perpendiculaires à la couche.

Seuls trois tests ont été réalisés dans la salle de reconnaissance sur la rive droite, un dans chaque direction. Selon les exigences de l'ingénieur-conseil, des mesures ont été effectuées pendant cinq cycles de chargement et de déchargement.

Les modules obtenus sont les suivants :

Tableau II-2 Modules de déformation obtenus aux essais de plaque [en MPa]. Source [ANBT]

N° essai	Direction	1 ^{er} cycle	2 ^e cycle	3 ^e cycle	4 ^e cycle	5 ^e cycle
PLTG01	Perpendiculaire aux couches	7843	15610	13058	12023	7158
PLTG02	Parallèl. aux couches	13834	16013	19482	21381	13252
PLTG03	Verticalement	22141	14825	13290	9922	9928

Le résultat est relativement uniforme. Si seul le module obtenu dans le troisième et quatrième cycle de chargement est à nouveau conservé, la valeur moyenne est de 14 900 MPa. Cette valeur est inférieure à la valeur obtenue par le test d'expansion (21,700MPa), mais il est nécessaire de maintenir

Soyez prudent, car il n'y a que trois mesures disponibles. La raison de la diminution du module peut être que ces mesures ne sont pas entièrement conformes aux exigences du rapport ci-dessus, en particulier la disposition du mur (trop petit) et du mortier en coin (trop petit). Il peut mesurer le module de la roche modifié par l'excavation de la galerie éclairouse ou du mortier en coin.

II.4.6 Essais physiques et mécaniques :

Les échantillons prélevés dans les forages sont soumis à des tests physiques et mécaniques. Le tableau suivant montre la valeur moyenne et la valeur caractéristique limite ainsi que leur écart type.

Tableau II.5 Caractéristiques physiques et mécaniques des échantillons prélevés. Source [ANBT]

Caractéristique	γ_h (g/cm ³)	γ_s (g/cm ³)	R _{cn} (bars)	R _{cs} (bars)	R _{tn} (bars)	R _{ts} (bars)
Nombre essais	79	22	53	25	39	23
Min	2.37	2.66	88.00	229.00	22.66	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

*R_{cn} : Résistance à la compression simple naturelle

*R_{tn} : Résistance à la traction Brésilienne naturelle.

Nous avons remarqué que ces roches ont en moyenne des propriétés physiques et mécaniques assez élevées, mais ont des valeurs extrêmes très faibles. Nous avons remarqué que

ces roches semblent moins sensibles à l'eau, ce qui contredit les observations de terrain relativement sensibles à l'érosion.

Les échantillons proviennent des bancs de calcaire gréseux dur (SB2001-02), de la bibliothèque de calcaires marneux (SB2001-01) et de marnes (SB2002-03). Ils ont subi le même test. Le tableau suivant donne les caractéristiques par phase.

Tableau II-3 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)
Moyenne	2.64	2.67	485.2	502.50	64.00
Ecart type	0.03	0.00	200.35	161.93	9.90

• **Calcaire marneux : sondage SB2001-01**

	gh(g/cm3)	gs(g/cm3)	Rcn(bars)	Rcs(bars)	Rtn(bars)
Moyenne	2.65	2.67	458.40	257.75	
Ecart type	0.02	0.03	139.61	95.98	

• **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.

II.4.7 Analyses pétrographiques et minéralogiques :

Afin de trouver un moyen de distinguer les deux phases dures et molles observées à l'affleurement du site du barrage, une pétrologie (section mince) et des radiographies minérales ont été réalisées sur les échantillons prélevés dans les forages SB2001-02 et SB2001. 03. En raison des résultats convaincants de ces analyses, une série d'échantillons a été prélevée à 19

endroits différents. Ces emplacements sont géologiquement signalés sous la cote 4336/0009.

Le tableau suivant résume les résultats obtenus par le laboratoire ORGM et réinterprétés par le laboratoire géologique de l'Université de Berne en Suisse.

Tableau II-4 Résultats des essais pétrographiques et minéralogiques. Source [ANBT

Echantillon	Zone de prélèvement	Quartz	Calcite	Dolomie	Feldsph	Total (*)	Interprétation
Ech1	Amont rive gauche	8	54	11	1.1	74	Marne calcaire
Ech2	RD amont banc dur	8	83	2	2.5	95	Calcaire gréseux
Ech3	RD amont banc tendre	10	65	3	2.4	81	Calcaire marneux gréseux
Ech4	RD amont banc dur	7	81	2	2.5	92	Calcaire gréseux
Ech5	RD banc tendre	11	54	2	1.3	69	Calcaires marneux gréseux
Ech6	RD banc dur	10	76	2	2.2	91	Calcaire gréseux
Ech7	RD banc dur	11	83	3	2.2	99	Calcaire gréseux
Ech8	RD banc tendre	5	82	1	1.9	91	Calcaire marneux gréseux
Ech9	RG banc dur	2	89	1	0.9	93	Calcaire
Ech10	RG aval banc tendre	7	64	2	1.2	74	Calcaires marneux gréseux
Ech11	RG aval banc tendre	16	62	1	2.0	81	Calcaires marneux gréseux
Ech12	RG aval Marnes	12	36	15	1.6	63	Marne gréseuse
Ech13	Marnes col	12	44	0	0.0	56	Marne
Ech14	Calcaires marneux Prise d'eau	6	69	1	0.0	77	Calcaire marneux
Ech15	Calcaires marneux (carotte col S2003-16)	12	54	3	0.0	69	Marne gréseuse
Ech16	Cuvette banc dur	8	88	1	1.4	98	Calcaire gréseux
Ech17	Cuvette banc tendre	10	60	6	2.5	78	Calcaire marneux gréseux
Ech 18	Marnes	10	52	5	1.1	68	Marne
Ech19	Banc tendre	6	67	4	1.5	79	Calcaire marneux gréseux

(*) Le complément est composé d'argiles et de minéraux accessoires

II.4.8 Perméabilité :

Sur la plupart des trous, le test Lugeon a été réalisé sur une course de 3 à 5 m, et la pression a été poussée jusqu'à 10 bars à une profondeur dépassant 40 m. Au total, 159 tests ont été réalisés.

Tableau II-5 Résultats récapitulatifs des essais Lugeon. Source [ANBT].

Tranches	0-10 m	10-20m	20-30m	30-40m	40-60m	60-110m	Total	%
0-1 ul	6	13	11	7	14	15	66	42
1-5 ul	1	5	13	14	13	15	61	38
5-10 ul	2	5	2	2			11	7
10-20 ul	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 ou 80% des valeurs sont inférieurs à 5 UL, tandis que 42% des valeurs sont inférieures à 1 UL. Bien que seulement 12% des valeurs soient comprises entre 5 et 20 UL. Le reste des tests (8%) donne une valeur supérieure à 20 UL, et la perte totale est de 11.

Ainsi, mis à part la très forte perméabilité observée dans les fractures et les zones karstiques, les phases rencontrées ne pénètrent généralement pas bien jusqu'à l'imperméabilité. La perméabilité mesurée diminue fortement avec la profondeur.

II.4.9 Niveau de la nappe :

Le niveau des eaux souterraines est mesuré lors des activités de reconnaissance. Au fond de l'oued, le niveau des eaux souterraines correspond au niveau de l'eau dans l'oued.

Le tableau suivant montre les niveaux d'eau maximum et minimum mesurés dans divers sondages équipés de manomètres et les niveaux d'eau typiques enregistrés le 9 janvier 2002.

Tableau II.9 Niveaux de la nappe phréatique. Source [ANBT]

Sondages	S98-01	S98-02	S98-03	S98-04	S98-05	S98-10	S98-10 Bis	SB2001-01
Cote sondage	483.32	463.35	415.63	453.85	481.56	415.45	415.60	443.72
Cote nappe	417.06	409.65	415.11	417.30	417.29	414.43	414.99	418.32
Max	422.08	419.18	415.54	419.20	417.81	415.63	415.43	414.72

ivfin	415.15	407.05	415.04	417.21	415.82	414.53	414.21	416.93
-------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

On constate que le niveau de la nappe phréatique sur la rive droite est relativement plat. Il semble que le sondage SB98-05 soit meilleur que le sondage SB98-04, qui est pratiquement imperméable en zone inondée. Ceci explique pourquoi le niveau d'eau dans le sondage SB98-05 est inférieur à SB98-04.

Pendant la saison sèche, sur la rive gauche, le niveau des eaux souterraines s'est légèrement déplacé vers l'intérieur du bloc au forage S98-02. Cependant, il augmentera lorsque le niveau d'eau sera élevé. Cette situation peut s'expliquer par la présence d'eau drainante karstique près de S98-02. Une fois que la capacité de drainage karstique atteint la saturation, le niveau d'eau augmentera.

De l'amont à l'aval, le niveau des eaux souterraines est relativement plat. Parfois, il montre une légère inclinaison vers l'aval et parfois vers l'amont. Cela indique que la perméabilité du matériau et la réponse du niveau des eaux souterraines aux changements des conditions hydrologiques varient plus localement.

La forme de la nappe phréatique est spécifique aux parcelles à forte perméabilité, ce qui peut s'expliquer par la présence de karsts karstiques, qui confèrent aux parcelles une perméabilité globale plus élevée.

Habituellement, les fissures du calcaire sont fermées et remplies de calcite, contrairement aux galeries à forte karstification, ces forages rencontrent rarement des cavités karstiques.

Nous avons remarqué que les fluctuations de l'eau sont plus importantes dans les forages de la rive gauche (S98-01 et 02). Cela peut s'expliquer par la présence de plus de fractures et de zones karstiques à proximité du forage. La perte totale entre 11 et 26,5 m enregistrée dans le trou S98-04 confirme cette hypothèse.

II.4.10 Qualité des eaux des oueds Bouktone et Azerou :

Certaines analyses ont été menées sur les eaux des oueds Bouktone et Azerou. Le tableau précédent Ci-dessous résume les résultats de ces tests.

Tableau II.10 Minéralisations des eaux des oueds Bouktone et Azerou. Source [ANBT].

- qq : quelques litres par minutes

• **Site du barrage**

	Unité	Bouktone site barrage	Bouktone amont gorges	Bouktone amont cuvette

Lieux de prélèvement	N°	5				6	8	
Date		08.11.2003	10.11.2004	19.12.2004	11.01.2005	19.12.2004	19.12.2004	11.01.2005
Minéralisation	Mgl	13950	14632	10726	5413	10571	8835	4848
Débit estimé	l/s	qq	qq	qq	>1000	qq	qq	>1000

• Site de prise

	Unité	Bouktone site barrage				Bouktone amont gorges	
Lieux de prélèvement	N°	2				1	
Date		08.11.2003	10.11.2004	19.12.2004	11.01.2005	19.12.2004	19.12.2004
Minéralisation	Mgl	3528	3726	3162	2889	6008	4507
Débit estimé	l/s	qq	qq	qq	>1000	qq	>1000

• Hammam, Confluence, et affluents

	Unité	Hammam	Confluence	Petit affluent Bouktone amont cuvette	Petit Affluent Bouktone RD Tassift Taalou
Lieux de prélèvement	N°	3	4	9	7
Date		10.11.2004	08.11.2003	19.12.2004	19.12.2004
Minéralisations	Mg/l	15562	9982	3503	4687
Débit estimé		qq l/min	qq l/s	qq l/min	qq l/min

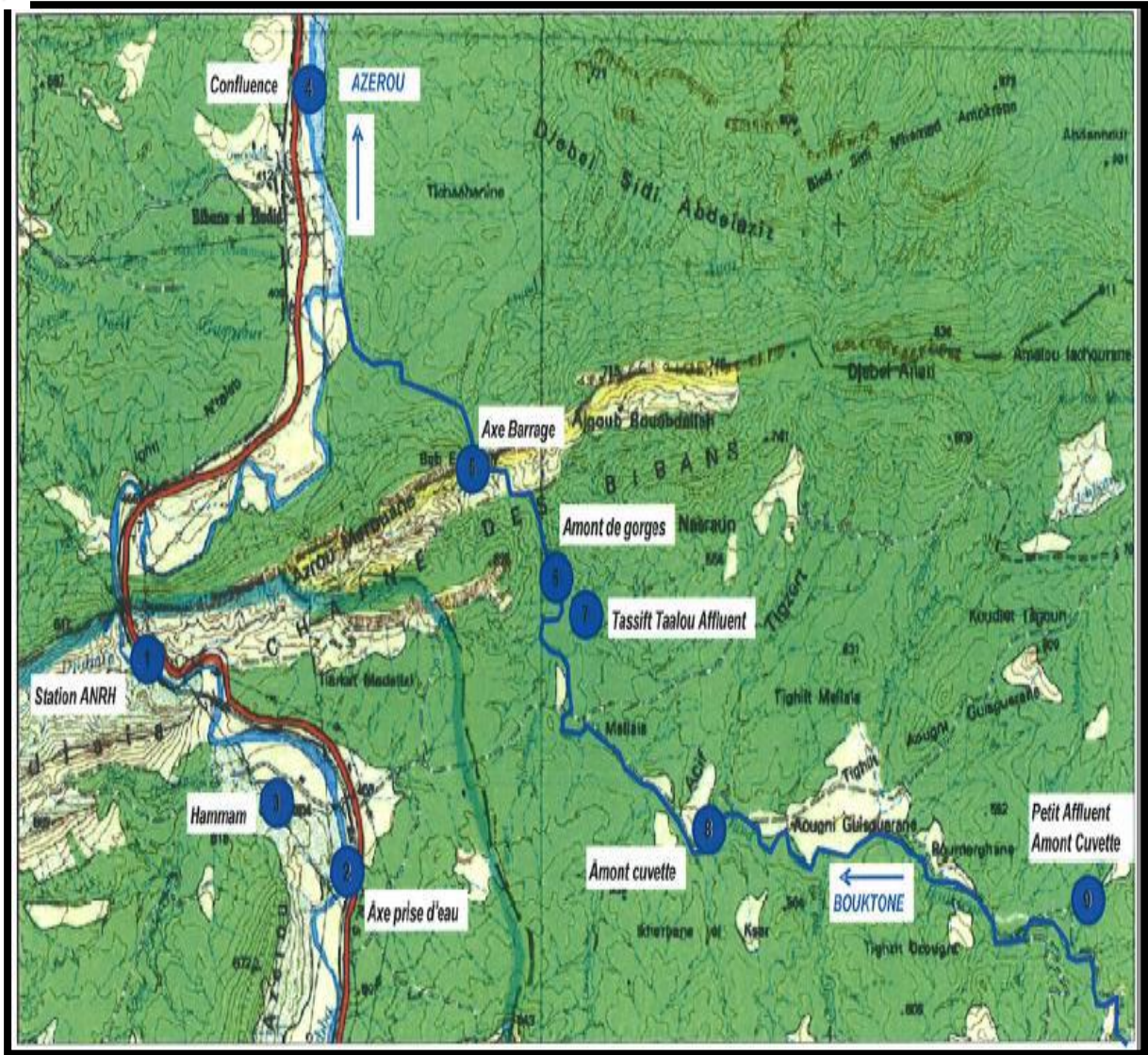


Figure II-2: Situations des points de prélèvements des eaux. Source [ANBT].

Il convient de noter que ces échantillons ont tous été prélevés dans des vallées sèches à faible débit.

Habituellement le 11 janvier 2005. Sur tous les échantillons, ils peuvent produire une très forte minéralisation. Nous avons remarqué qu'en raison du faible débit, la minéralisation de l'oued Bouktonne est la même que celle du Hammam El Bibans, alors que la minéralisation de l'oued Azerou est toujours faible. La fusion des deux est intermédiaire

La minéralisation sur l'oued Bouktonne est réduite en amont de la queue du bassin. Au regard des quelques échantillons prélevés, il est difficile de tirer des conclusions convaincantes. Dans les deux petits talwegs :

La partie supérieure du bassin et Tassift Taalou (échantillons 7 et 9 de la figure 2.3), le degré de minéralisation de l'eau semble faible. Cependant, le débit enregistré pendant le processus d'échantillonnage était trop faible pour obtenir des résultats précis.

Si le niveau de minéralisation produit par l'activité de mesure proposée s'avère acceptable, ces oueds peuvent être utilisés pour mobiliser l'eau à travers une structure appropriée.

L'eau de Wadi Azerou et Wadi Bouktone ne semble pas convenir aux besoins en eau de la région. La minéralisation massive de l'eau causera également de graves problèmes pour l'eau d'irrigation future.

II.5 Géologie

II.5.1 Géologie du site :

L'oued Bouktone croise la faille de Bibans, perpendiculaire à l'orientation générale de la chaîne de direction ENE-OSO. Le massif est formé de bancs durs avec moins de calcaire gréseux, de surfaces beige clair et de fractures gris-noir et de bancs de calcaire noir-gris plus doux.

Les bancs de calcaire gréseux dur fait toujours saillie, réduisant considérablement la largeur de la vallée, tandis que le remblai de calcaire tendre calcaire est légèrement en retrait, élargissant partiellement la vallée.

Les bancs sont toujours sub-verticaux, avec une direction N78 ° et un angle d'inclinaison de 75-90 °, parfois face au nord, parfois face au sud, et légèrement ondulé vers le haut de la rive. Dans le détail, sur la rive droite, la rive du fleuve ondule en aval, tandis que sur la rive gauche, la rive du fleuve ondule vers l'amont, formant une forme très ouverte en «S »

L'épaisseur des rayures dures et douces est différente. Elle varie de quelques dizaines de centimètres à plusieurs mètres. Dans la séquence de calcaires gréseux, il y a généralement quelques centimètres à décimètres de marnes plus petites et plus molles (l'épaisseur du calcaires gréseux dur varie entre 1 dm et 2 m). La même situation se produit pendant le processus d'appel d'offres, où il y a toujours des remblais de calcaire plus petits et plus durs (l'épaisseur du remblai de stuc calcaire varie de quelques centimètres à 1 m).

Sur la rive du fleuve, le niveau du calcaire du Mali n'est pas très proéminent et se confond avec le banc de grès calcaire de la parcelle.

Au fond de la vallée, en fonction de la crue, l'oued peut couler directement sur les rochers dans certaines zones, tandis qu'en amont et en aval, le lit de la rivière est généralement une couche alluviale faible. Pierres concassées, sable et petits galets, il y a de gros morceaux en amont à droite de la petite sortie la rive gauche de Talweg.

Après la S98-10, du côté nord de la sortie de la gorge, on aperçoit des terrasses alluviales sur la rive droite. Les terrasses alluviales sont composées de limon, de sable et de gravier avec une faible extension latérale jusqu'à ce que le thalweg soit sur la rive droite.

La soi-disant terrasse haute a été dessinée sur une position légèrement étendue sur la rive droite en dessous de la piste, menant à une galerie de niveau 440 NGA. Cette terrasse est composée de graviers, de sable et de galets enveloppés dans une matrice d'argile.

Sur le terrain, la séquence du calcaire marneux et du calcaire gréseux est évidente en morphologie. Cependant, le son est le même que dans la galerie, il est difficile de distinguer les deux phases. Principalement plus de calcaire ou moins marneux, gris foncé, parfois légèrement floconneux, calcaire rarement transparent, plus clair et plus dense.

II.5.2 Géologie de la cuvette :

D'un point de vue morphologique, le bassin situé en amont de l'axe du barrage est très étroit et accidenté, avec une forte pente d'environ 850 m de long. Il s'est ramolli, puis s'est étendu sur les 2 kilomètres restants et s'est recouvert d'une forte végétation. Sur la rive gauche, à environ 1400 m en amont de l'axe, une zone de passage très large et très large est apparue, qui a finalement atteint le niveau de 496 NGA. Ce col relie la ligne de partage des eaux entre les oueds Bouktone et Azerou. Ces deux formes soulignent la géologie de la zone, avec des faciès calcaires denses et durs en aval et des marnes molles en amont.

Dans le faciès induré en aval, le chevelu hydrologique est est-ouest, suivant souvent le plan stratifié, et tend à éroder les rives plus molles, formant parfois de longs canyons. Il y a souvent des changements de direction soudains, entraînant des dysfonctionnements ou des accidents majeurs. L'oued Bouktone suit un réseau de fissures en amont et en aval et change de direction, parfois de longues distances, des couches plus molles ou parfois des marécages marqués.

D'un point de vue structurel, la partie aval de l'alternance calcaires gréseux et marneux est affectée par une série de failles, qui ont été identifiées et repositionnées sur la carte géologique du bassin. Ces failles sont toujours dans le sens général de l'amont vers l'aval.

II.6 Matériaux de construction :

Le but de la recherche de matériaux de construction est de réaliser une structure rigide. En effet, sur la base de la recherche sur la sélection du type de barrage que nous discuterons, la conclusion est que la topographie et la géologie ont affecté négativement les structures couvrant une large superficie de fondations comme les barrages en remblai.

L'alternance de calcaire gréseux et de calcaire marneux sur le site du barrage n'est pas facile à séparer. Et leur utilisation dans les matériaux de construction sera difficile et coûteuse. La recherche s'est concentrée sur les affleurements du Djebel Azerou.

La carrière dont les coordonnées sont (X = 623 514 ; Y = 4 003 162) est située sur la rive gauche de la rivière de l'oued Azerou, à environ 3,3 km au sud-ouest du site du barrage. À vol d'oiseau, la carrière se trouve sur le côté droit de l'axe de la structure d'admission.

La société privée de M. SAISI, SARL STATION AGREGATS Azerou, a récemment ouvert une petite façade d'environ 30 mètres de haut et 50 mètres de large. D'après les cartes géologiques de Mansourah au 1/50 000 et d'Algérie au 1/500 000, il s'agit d'un bloc de calcaire dolomitique dense appartenant à la période du Crétacé. Ces calcaires dolomitiques sont durs, solides et massifs, avec toutes leurs caractéristiques. Pour l'épaisseur métrique, la direction est N50 ° et l'angle est 30 ° vers le nord.

Deux échantillons de roche ont été prélevés au sol. Ils ont subi une série de tests physiques et mécaniques.

Tableau II-6 Récapitulatif des essais physiques et mécaniques de la carrière. Source [ANBT]

Carrière d'enrochement d'Azerou								
Sondage N°	Echantillon N°	γ_h g/cm ³	γ_s g/cm ³	Indices des Vides [%]	*Rcn [bars]	**Rtn [Bars]	**Rtn [Bars]	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	30.00	19.00	-

- Rcn : Résistance à la compression simple naturelle.
- Rtn : Résistance à la traction Brésilienne naturelle.

On constate que le calcaire dolomitique est généralement dense, avec une faible porosité, une résistance à la compression élevée et des valeurs de résistance à la traction élevées. La saturation de l'échantillon ne modifie pas ses propriétés mécaniques. Les résultats de résistance aux chocs et à l'abrasion montrent que la roche peut fournir des agrégats de haute qualité pour fabriquer le béton (ordinaire ou BCR) nécessaire à la construction du barrage. Djebel Azerou mesure environ 4 km de long et 1 km de large pour une épaisseur utile de plus de 100 m. Cela équivaut à un volume de plusieurs millions de mètres cubes.

Conclusion :

D'un point de vue morphologique le site du barrage est un long défilé très étroit avec des parois quasi verticales sur les 20 – 30 premiers mètres et une largeur en fond d'oued atteignant parfois moins de trois mètres. Les pentes s'adoucissent légèrement en remontant, pour devenir, ensuite, sub-verticales au sommet de la rive droite. Cette morphologie très étroite induira des contraintes notables lors de la réalisation. En termes de lithologie, la vallée d'oued

Bouktone est occupée par une alternance calcaires gréseux et calcaires marneux en bancs redressés à la verticale. L'oued au droit du site coule en travers bancs. Au niveau de l'axe, on relève une succession de bancs de calcaires gréseux formant des saillies et de bancs de calcaires marneux facilement érodables formant des dépressions d'épaisseurs variables de quelques décimètres à une quinzaine de mètres. Les bancs de calcaires gréseux et de calcaires marneux se distinguent bien en surface, mais sont totalement confondus dans les sondages et dans les galeries.

Les essais mécaniques au laboratoire montrent que les bancs de calcaire gréseux offrent des résistances mécaniques légèrement supérieures à ceux des calcaires marneux. Les essais in situ au dilatomètre ne confirment pas ces résultats mais montrent des modules d'élasticité relativement proches.

Ce massif a été soumis à une tectonique très intense qui a redressé les bancs à la verticale.

Plusieurs failles orientées amont aval, avec un remplissage calcique, sont relevées aussi bien sur le site que dans la cuvette. La fissuration est intense avec au moins 4 familles d'orientation prédominante amont-aval. Ces fissures sont souvent remplies de calcite.

Le site selon sa morphologie, sa lithologie et les propriétés physiques et mécaniques du rocher permet d'y projeter un ouvrage rigide sans difficultés majeures. (BG - Stucky, 2007, n.d.)

Chapitre III. Etude hydrologique

Introduction :

L'hydrologie est une science qui étudie les étapes du cycle de l'eau qui commencent lorsque l'eau atteint la surface de la terre. Il comprend les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle rassemble une variété de sciences fondamentales très différentes visant à résoudre des problèmes liés aux ressources en eau. L'hydrologie fournit aux ingénieurs des outils pour compter et analyser les données afin de répondre aux besoins de la conception des éléments de l'installation et du fonctionnement du système.

Par conséquent, il est très nécessaire de réaliser la recherche hydrologique de la structure hydraulique. Leur objectif est d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'estimer les crues nécessaires pour protéger le barrage d'autre part. S'il y a plusieurs années de données de mesure sur le terrain, vous pouvez mener la recherche d'un point de vue statistique.

Dans ce chapitre, la première partie de l'étude hydrologique, à savoir le calcul des caractéristiques morphométriques, hydrographiques et climatiques ainsi que l'étude des apports et crues ne sera réalisée que pour le bassin versant de l'oued Bouktone, étant donné que Le barrage Portes des fers y est placé. Le volume d'eau transféré du bassin versant de l'Oued Azerou sera impliqué dans la détermination du volume utile de notre barrage, et ce dans l'étude de régulation (deuxième partie). Ainsi, nous allons refaire les calculs hydrologiques à partir de deux séries pluviométriques de stations de Medjana et Bourdj Bou Arreridj.

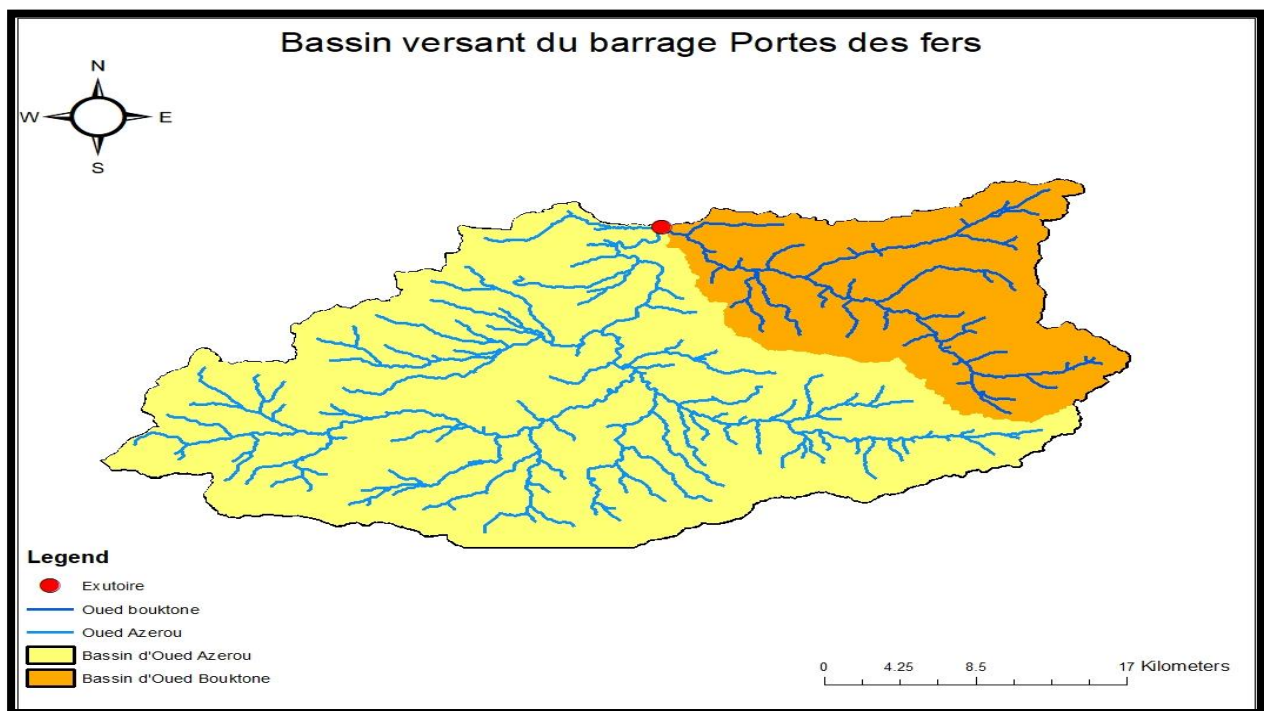


Figure III-1 Présentation du bassin versant Bouktone et le bassin voisin Azerou.

III.1 Le bassin versant :

Un bassin versant ou bassin hydrographique est une portion de territoire délimitée par des lignes de crête (ou lignes de partage des eaux) et irriguée par un même réseau hydrographique (une rivière, avec tous ses affluents et tous les cours d'eau qui alimentent ce territoire).

A l'intérieur d'un même bassin, toutes les eaux reçues suivent, du fait du relief, une pente naturelle et se concentrent vers un même point de sortie appelé exutoire.

III.1.1 Délimitation du bassin versant d'oued Bouktone :

Le bassin versant de l'oued Bouktone est de forme allongée. Les coordonnées UTM de l'axe du barrage sont les suivantes :

- Latitude (Décimal) : 4.4141
- Longitude (Décimal) : 36.2139

La délimitation du bassin versant faite en utilisant le logiciel ArcGis 10.4.

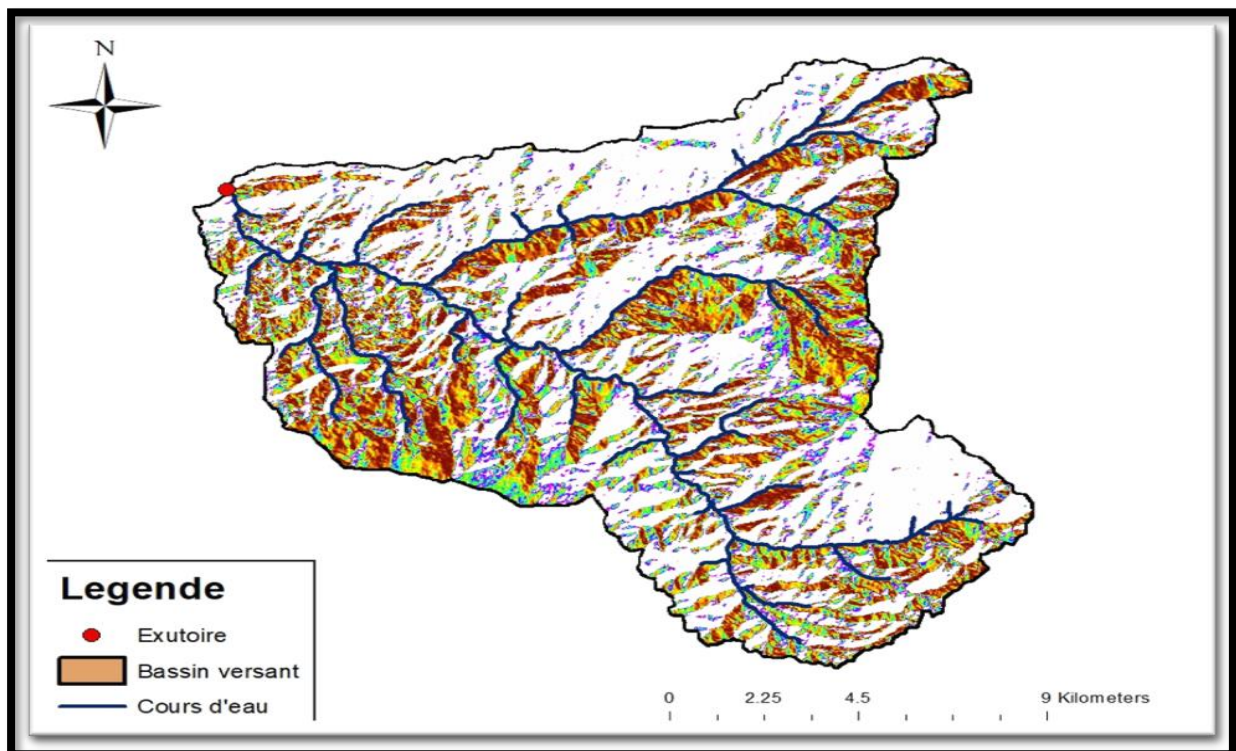


Figure III-2 Délimitation du bassin versant d'oued Bouktone.

III.2 Caractéristiques morphologiques du bassin versant d'oued Bouktone :

III.2.1 Paramètres morphométriques :

III.2.1.1 Paramètres géométriques

1. Surface du bassin versant :

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques. Elle était obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant.

$$S = 211.47\text{km}^2.$$

2. Périmètre du bassin versant :

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin, il est obtenu par la ligne des crêtes formant le contour du bassin.

$$P = 78\text{Km}.$$

3. Longueur du thalweg principal :

$$L_{cp} = 24 \text{ km}$$

4. Altitudes du bassin versant :

- Altitude maximale : 1689 m
- Altitude minimale : 433 m.

III.2.1.2 Paramètres morphologiques

1. Indice de compacité de Gravelius Kc

L'indice de compacité Kc d'un bassin versant est défini comme étant le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que celle du bassin versant et qui sert à déterminer la forme du bassin versant. Il dépend de la surface du bassin et de son périmètre.

Nous avons :

$$K_c = \frac{P}{S} = \frac{P}{\pi R^2} \dots \dots \dots \text{III-1}$$

Sachant que

$$S = \pi R^2 \quad \text{Et} \quad R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

Alors

$$K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} = 1.50 \dots \dots \dots \text{III-2}$$

Avec :

- P : périmètre du bassin versant (Km)
- S : surface du bassin versant (Km²)
- R : circonférence du cercle équivalent (Km)

Dans ce cas Kc= 1,50 et donc la forme de notre bassin est allongée

2. Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la formule suivante :

Document téléchargé depuis : <http://dspace.ensh.dz>

$$C_a = \frac{L_{cp}^2}{S} = 2.73 \dots \dots \dots \text{III-3}$$

Avec :

- C_a : Coefficient d’allongement ;
- L_{cp} : La longueur du talweg principal (km) ;
- S : Surface du bassin versant (km²).

Plus, la valeur de ce coefficient est grande, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration (le temps mis pour une goutte d’eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l’exutoire) est grand et donc la crue est moins violente.

3. Rectangle équivalent :

Le rectangle équivalent est une transformation géométrique visant à convertir le périmètre du bassin en un rectangle de même contour et de même surface. Ainsi, les courbes de niveaux deviennent des droites parallèles aux petits côtés du rectangle. L’un de ses petits côtés du rectangle représente l'exutoire. La formule suivante est utilisée pour calculer les deux paramètres L et l du rectangle équivalent (Yjjou et al., 2014)

$$L, l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right) \dots \dots \dots \text{III-4}$$

$$L, l = 1.50 \frac{\sqrt{211}}{1.128} \left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{1.50} \right)^2} \right) \dots \dots \dots \text{III-5}$$

- $L=32.05\text{km}$
- $l=6.58\text{km}$
- L et l représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent.
- K : Indice de compacité.

A la surface du bassin versant en Km².

Tableau III-1 Caractéristiques morphologiques.

Superficie (Km ²)	Périmètre (Km)	K_c	C_a	Longueur (Km)	Largeur (Km)
211	78	1.50	2.73	32.055	6.58

III.2.2 Paramètres du relief du bassin versant :

III.2.2.1 Courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique offre une vue globale de la pente du bassin et donc également une vue globale du relief. La courbe montre la répartition de la superficie du bassin versant avec

la hauteur. Elle montre la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin en abscisse, qui est supérieure à la hauteur indiquée en ordonnée. La détermination de notre courbe de mesure de pression est réalisée à l'aide du logiciel GIS. Par conséquent, il représente la superficie ou le pourcentage de la superficie du bassin au-dessus d'une certaine hauteur. Ce dernier est déterminé sur la base du résultat du calcul de la distribution du bassin versant de la gamme d'altitude. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau précédent.

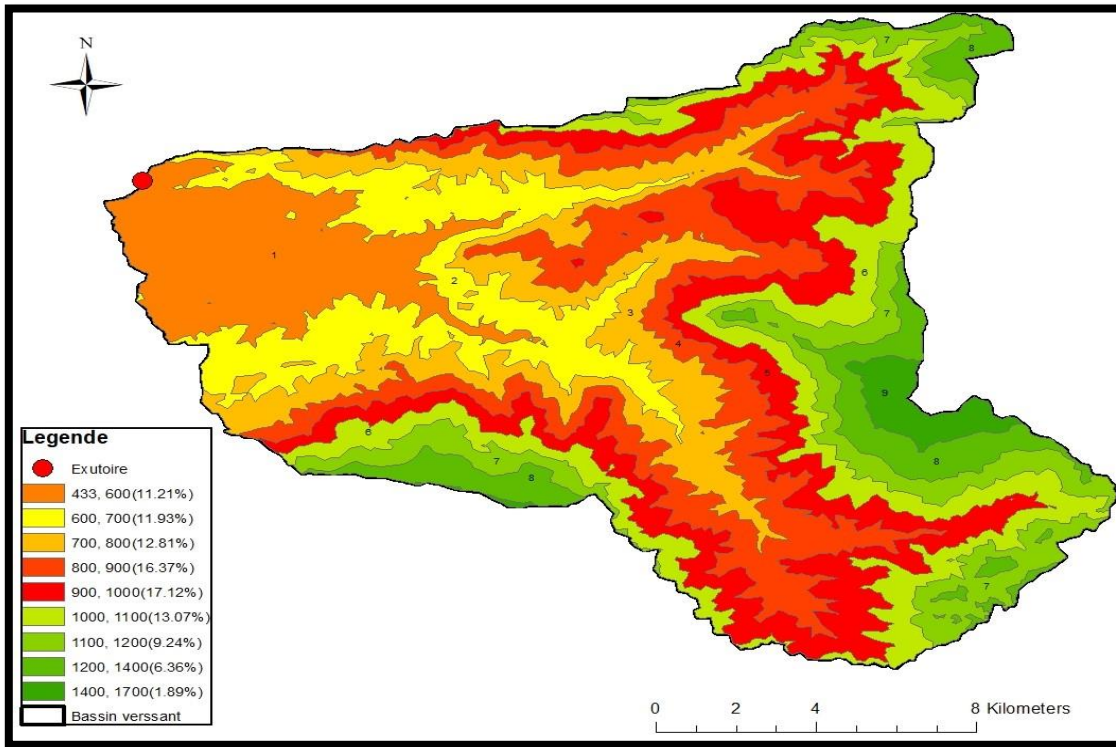


Figure III-3 carte hypsométrique du bassin versant du barrage Portes des fers.

Tableau III-2 La superficie des classes d'altitudes du bassin versant.

N°	Classes d'altitudes	Hi (m)	Surface partielle (Km ²)	Surface partielle (%)	Surface cumulées (Km ²)	Surface cumulées (%)
1	1400-1689	1544.5	3.99	1.89	3.99	1.89
2	1200-1400	1300	13.45	6.36	17.44	8.25
3	1100-1200	1150	19.53	9.24	36.97	17.49
4	1000-1100	1050	27.65	13.07	64.62	30.56
5	900-1000	950	36.21	17.12	100.83	47.68
6	800-900	850	34.62	16.37	135.45	64.05
7	700-800	750	27.1	12.81	162.55	76.86
8	600-700	650	25.23	11.93	187.78	88.79
9	433-600	516.5	23.7	11.21	211.48	100

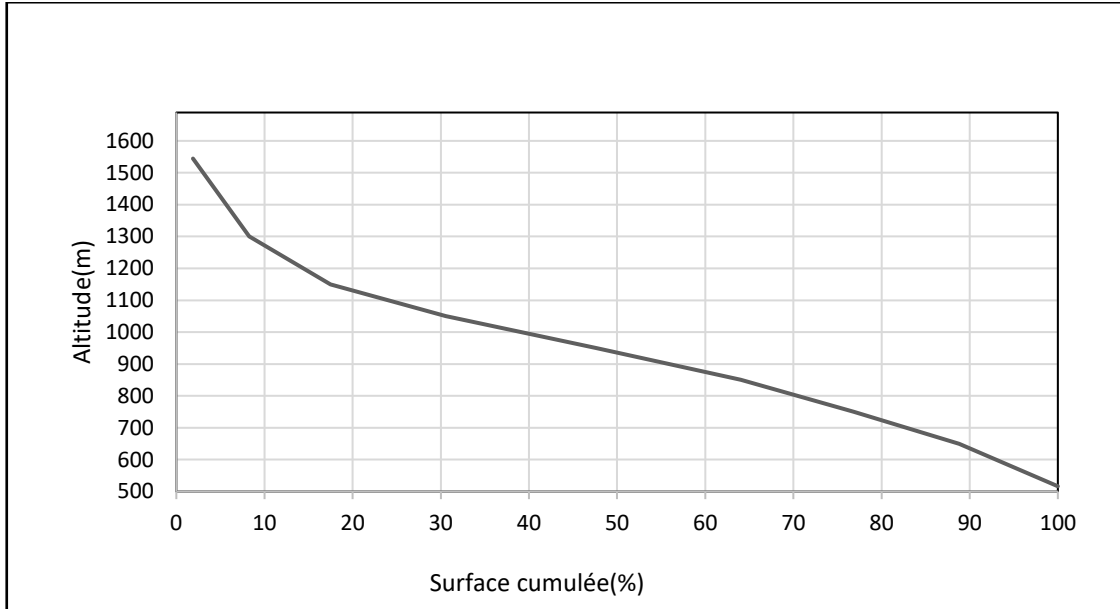


Figure III-4 Courbe hypsométrique du bassin versant.

III.2.2.2 Altitudes caractéristiques :

1. Altitude maximal et minimal :

Ces altitudes sont facilement repérées sur la courbe hypsométrique le max c'est le point le plus haut et le min c l'inverse.

2. Altitude médiane

Elle correspond à la projection de 50% de la surface du bassin versant.

3. Altitude moyenne :

Quotient de la somme de produit d'altitude moyenne de chaque classe s'altitude et la surface partielle par la surface totale du bassin versant.

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^N S_i H_i}{\sum_{i=1}^N S_i} \dots\dots\dots III-6$$

4. Altitude de fréquences 5% et 95% :

Elle correspond à la projection de 5% et 95% respectivement de la surface du bassin versant.

Tableau III-3 Altitudes caractéristiques.

Altitude(m)	H _{max}	H _{min}	H _{moy}	H _{50%}	H _{5%}	H _{95%}
	1689	433	888.	940	1410	595
			65			

Document téléchargé depuis : http://dspace.ensh.dz

III.2.3 Caractéristiques d'écoulement dans le bassin versant :

III.2.3.1 Réseau hydrographique :

Un réseau hydrologique est défini comme un ensemble de cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires qui participent à l'écoulement de l'eau. Le réseau hydrologique est sans aucun doute l'une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Les réseaux hydrologiques peuvent prendre plusieurs formes. La différenciation du réseau hydrologique du bassin est attribuée à quatre facteurs principaux :

- Géologie : par sa plus ou moins sensible à l'érosion.
- Climat : Le réseau hydrologique est dense dans les zones montagneuses très humides et tend à disparaître dans les zones désertiques.
- Pente du terrain : Déterminez si le cours d'eau est en phase d'érosion ou en phase de sédimentation.
- L'existence des êtres humains.

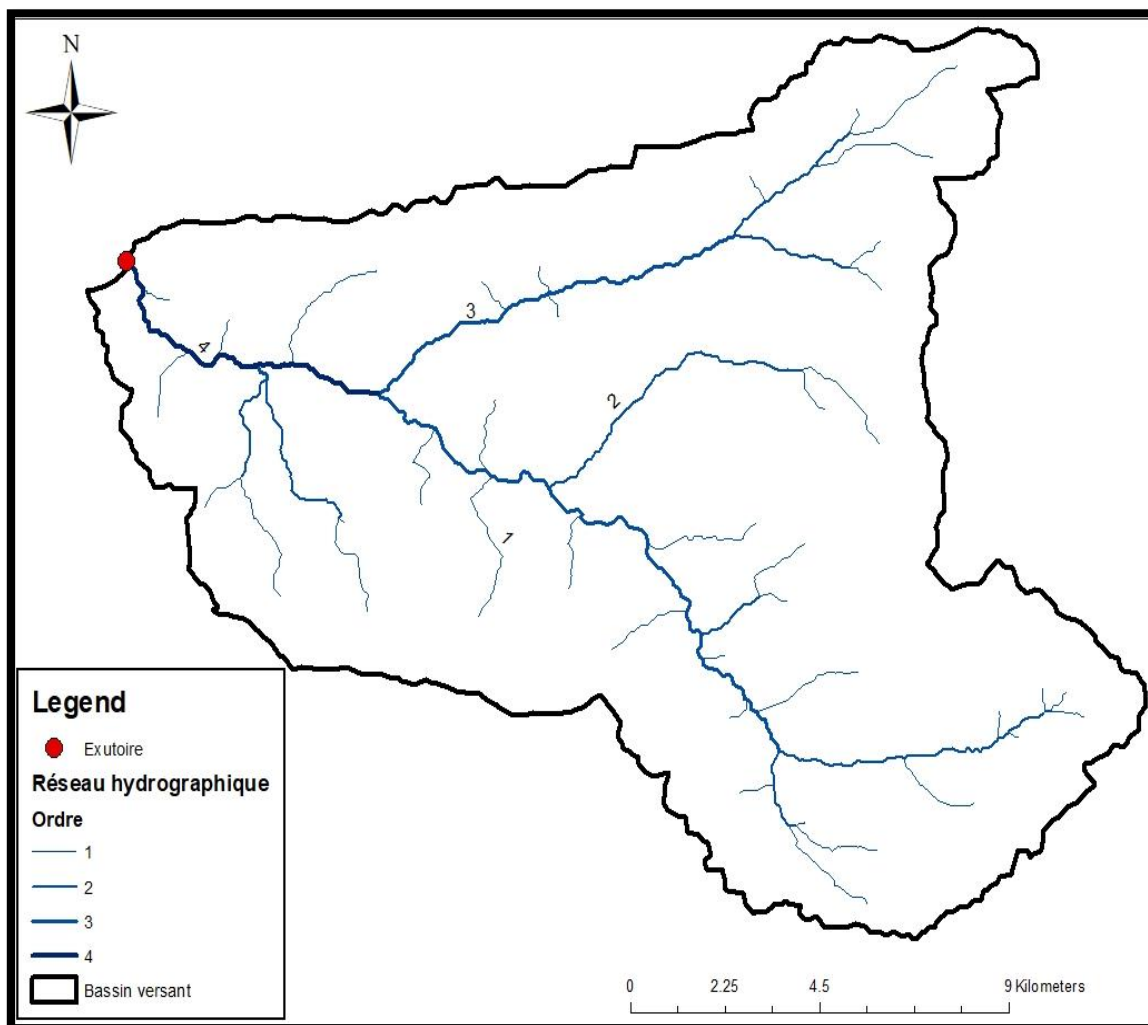


Figure III-5 Carte du réseau hydrographique.

1. La longueur du cours d'eau principale :

C'est la distance curviligne depuis l'exutoire jusqu'à la ligne de partage des eaux, en suivant le segment d'ordre le plus élevé lorsqu'il y a un embranchement et par extension du dernier jusqu'à la limite topographique du bassin versant.

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

2. La pente moyenne du cours d'eau :

La pente moyenne du cours d'eau est le rapport de la dénivelé et la longueur du cours d'eau, elle sert à déterminer la vitesse d'écoulement d'eau du point le plus éloigné jusqu'à l'exutoire

$$I_{mc} = \frac{\Delta H}{L_{cp}} = 5.23\% \dots \dots \dots \text{III-7}$$

Avec :

- I_m : La pente du cours d'eau.
- ΔH : La dénivelée.
- L_{cp} : longueur du cours d'eau.

3. La 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

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^N l_i}{S} = 0.53 \dots \dots \dots \text{III-8}$$

Avec :

- D_d : Densité de drainage (Km/Km²).
- l_i : Longueur de cours d'eau (Km).
- S : Surface du bassin versant (Km²).

Tableau III-4 Longueur des talwegs

Ordre de cours d'eau	Longueur (km)
1	54.99
2	27.89
3	22.47
4	7.15

Document téléchargé depuis : <http://dspace.ensh.dz>

4. Temps de concentration :

C'est le temps maximal mit par la goutte d'eau la plus éloignée dans le bassin versant d'arriver à l'exutoire. Pour le déterminer, on utilise les formules suivantes :

• **Formule de GIANDOTTI :**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots III-9$$

Avec :

- T_c : Temps de concentration (h).
- S : Surface du bassin versant (Km²).
- L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km).
- H_{moy} : Altitude moyen du bassin versant (m).
- H_{min} : Altitude minimal du bassin versant (m).

• **Formule de TEMEZ (1978) :**

$$T_c = 0.3 \left(\frac{L_{cp}}{I_m^{0.25}} \right)^{0.76} \dots\dots\dots III-10$$

Avec :

- T_c : Temps de concentration (mn).
- L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km).
- I_m : Pente moyenne du cours d'eau.

• **Formule de CALIFORNIA :**

$$T_c = \left(\frac{0.87L_{cp}^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots III-11$$

Avec

- L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km).
- H_{moy} : Altitude moyen du bassin versant (m).
- H_{min} : Altitude minimal du bassin versant (m).

Tableau III-5 Temps de concentration

Formule	GIANDOTTI	TEMEZ	CALIFORNIA	Valeur adoptée
Tc (h)	5.51	5.89	2.39	5.51

Document téléchargé depuis : <http://dspace.ensh.dz>

5. Vitesse de ruissellement :

C'est la vitesse dont laquelle l'eau s'écoule gravitairement sur la surface du sol du bassin versant, elle dépend de la pente du terrain, la nature des sols et aussi l'état du sol quand il reçoit les précipitations (pluies). C'est le rapport entre la longueur du cours d'eau principal et le temps de concentration.

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \dots\dots\dots III-12$$

Avec :

- L_{cp} : Longueur principale du cours d'eau (Km).
- T_c : Temps de concentration (h).

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} = 4.44 \text{ (Km/h)}$$

Tableau III-6 Caractéristiques hydrographiques.

Paramètres	L_{cp} (Km)	I_m (%)	D_d	T_c (h)	V_r (Km/h)
Valeur	24	5.23	0.53	5.51	4.44

Tableau III-7 Récapitulation de toutes les caractéristiques du bassin versant.

Caractéristiques		Symboles	Unités	Valeurs
Morphométrie				
Superficie		S	Km ²	211.48
Périmètre		P	Km	78
Indice de compacité de Gravelius		Kc	-	1.50
Coefficient d'allongement		Ca	-	
Rectangle équivalent	Longueur	L	Km	
	Largeur	l	Km	
Relief				
Altitude	Maximal	H_{max}	M	1689
	Minimal	H_{min}	M	433
	Moyen	H_{moy}	M	888.65
	Médiane	$H_{50\%}$	M	940
	De fréquence 5%	$H_{5\%}$	M	1410
	De fréquence 95%	$H_{5\%}$	M	595
Indice global de pente		I_g	%	2.54
Indice de pente de Roche		I_p	%	56.70
Indice de pente moyen		I_m	%	2.53

Document téléchargé depuis : <http://dspace.ensh.dz>

Dénivelé spécifique	D_s	M	381
Réseau hydrographique			
Longueur du cours d'eau	L_{cp}	Km	24
La pente moyenne du cours d'eau	I_{mc}	%	5.23
La densité de drainage	D_d	Km ² /Km	0.53
Le temps de concentration	T_c	H	5.51
La vitesse de ruissellement	V_r	Km/h	4.44

III.3 Caractéristiques climatologiques du bassin versant :

III.3.1 Température :

Les températures moyennes annuelles observées à la station des Portes des fers (1968-2005) est dans le tableau suivant :

Tableau III-8 Répartition mensuelle des températures. Source [ANBT]

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

La température maximale est celle de mois d'aout (28°C) et la température minimale est au mois de janvier (4°C). la température annuelle moyenne est de 15 °C.

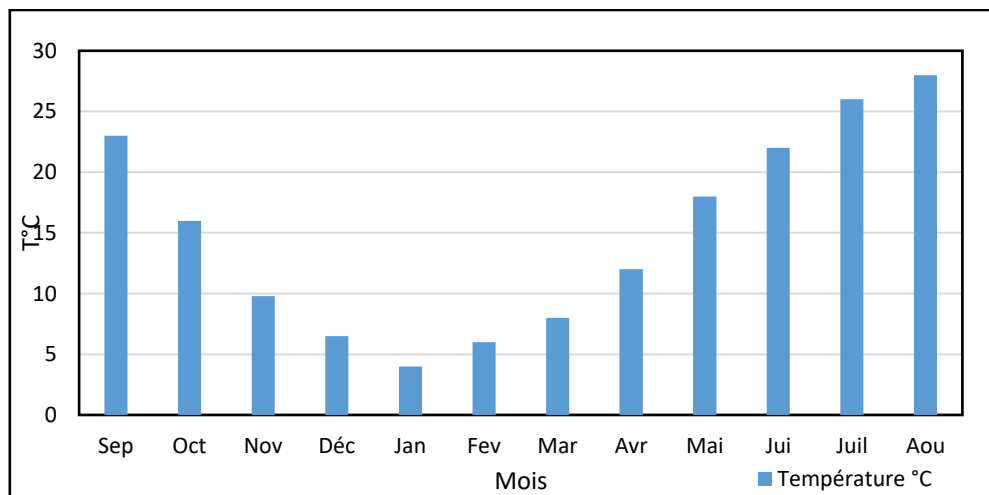


Figure III-6 Répartition mensuelle de la température.

III.3.2 Evaporation :

L'évaporation à la surface de la retenue est égale à 1640 mm par an pour le site du barrage. Le tableau suivant donne la répartition mensuelle de cette dernière entre (1968-2005).

[ANBT]

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou
Evaporation (mm)	164	115	82	82	82	66	98	115	148	197	278	213

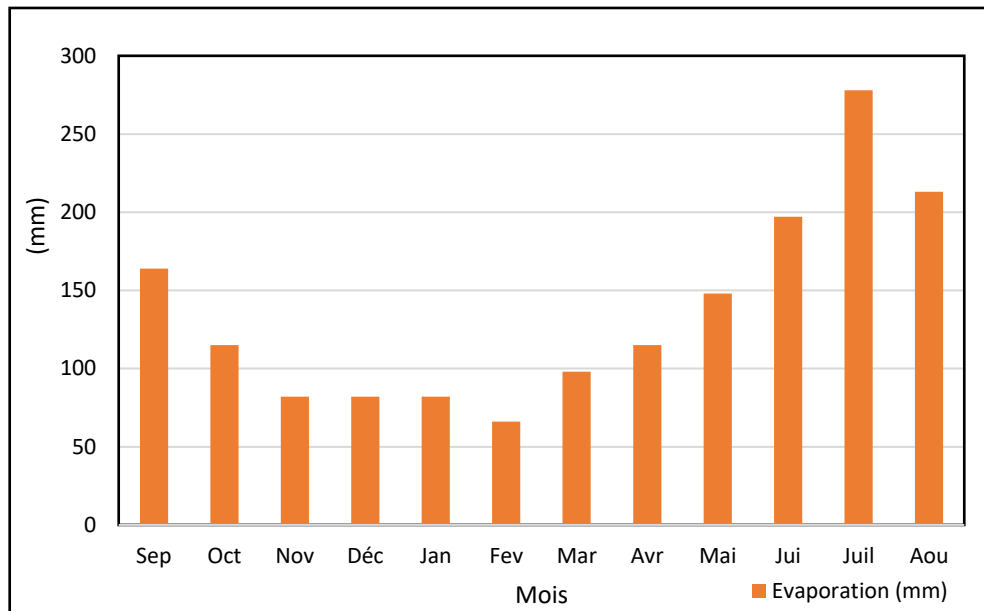


Figure III-7 Répartition mensuelle d'évaporation.

III.3.3 Pluviométrie :

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données des précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station la plus proche de la zone d'étude.

Tableau III-10 La répartition de la pluie moyenne. Source [ANBT].

Mois	Sep	Nov	Oct	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Total
P (mm)	28.11	28.11	29.44	34.88	31.48	29.26	30.8	32.16	31.61	10.35	3.62	6.65	279.17
							0						

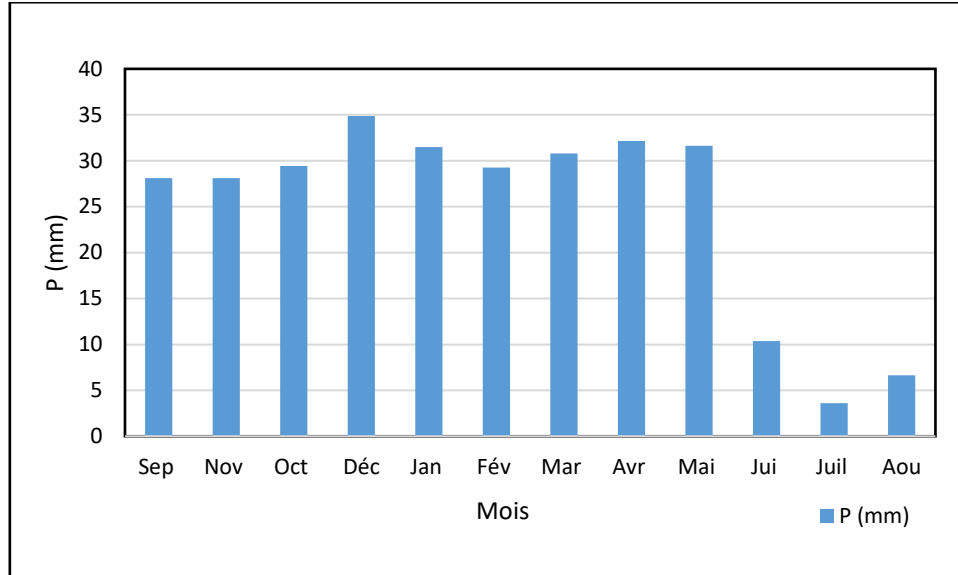


Figure III-8 La répartition de la pluie moyenne.

On remarque la période sèche s'étale de mois de juin au mois d'aout et que la période humide est de moi de septembre à mai et les précipitations durant ces mois ne varie pas fortement.

III.4 Etude des précipitations maximales journalières :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières des stations pluviométriques présentées dans le tableau suivant :

Tableau III-11 Stations pluviométriques existantes. Source [ANBT]

Station	Code	X (m.NGA)	Y (m.NGA)	Z (m.NGA)
MEDJANA	050906	677.775	316.2	1042
BB ARRERIDJ DEMRH	050905	685.8	309.86	922

III.4.1 Caractéristiques statistiques :

Les paramètres des 2 séries des pluies maximales journalières sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-12 Paramètres des pluies maximales pour les 2 stations

	Station MEDJANA	Station BB ARRERIDJ DEMRRH
Nombre d'année	57	69
Minimum	14	15.5
Maximum	72.8	54.6
Moyenne	39.5	34.6
Médiane	13.1	10.3
Ecart type	37.8	34.8
Coefficient de variation Cv	0.331	0.298
Coefficient d'asymétrie Cs	0.406	0.242
Coefficient d'aplatissement Ck	2.59	2.06

III.4.2 Ajustement statistique :

En utilisant des lois théoriques afin de déterminer l'intensité de pluie pour une période de retour. Dans cette étude on utilise ces 2 lois :

1. La loi de GUMBEL.
2. 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.

III.4.2.1 Ajustement à la loi GUMBEL :

La loi de GUMBEL est la forme limite de la distribution de la valeur maximale d'un échantillon de n valeurs. Le maximum annuel d'une variable étant considéré comme le maximum de 365 valeurs journalières, cette loi doit ainsi être capable de décrire les séries de maxima annuels.

Il est à remarquer que plus le nombre de paramètres d'une loi est grand, plus l'incertitude dans l'estimation est importante. Pratiquement il est par conséquent préférable d'éviter l'utilisation de lois à trois paramètres ou plus. (Bénina Touaibia, 2001, n.d.)

La fonction de répartition de la loi de Gumbel s'exprime de la manière suivante :

$$F(x) = e^{-e^y}; \quad y = \frac{x-x_0}{\alpha} \dots \dots \dots \text{III-13}$$

Avec :

- y : Variable de Gumbel.

- x : Précipitation maximale journalière (*mm*).
- x_0 : Paramètre de position (ordonnée à l'origine).
- α : Paramètre d'échelle.

L'équation de la droite de Gumbel sera :

$$x = \alpha y + x_0 \dots \dots \dots \text{III-14}$$

Les résultats de calcul de la loi de Gumbel sont présentés dans le graphique et tableaux ci-dessous :

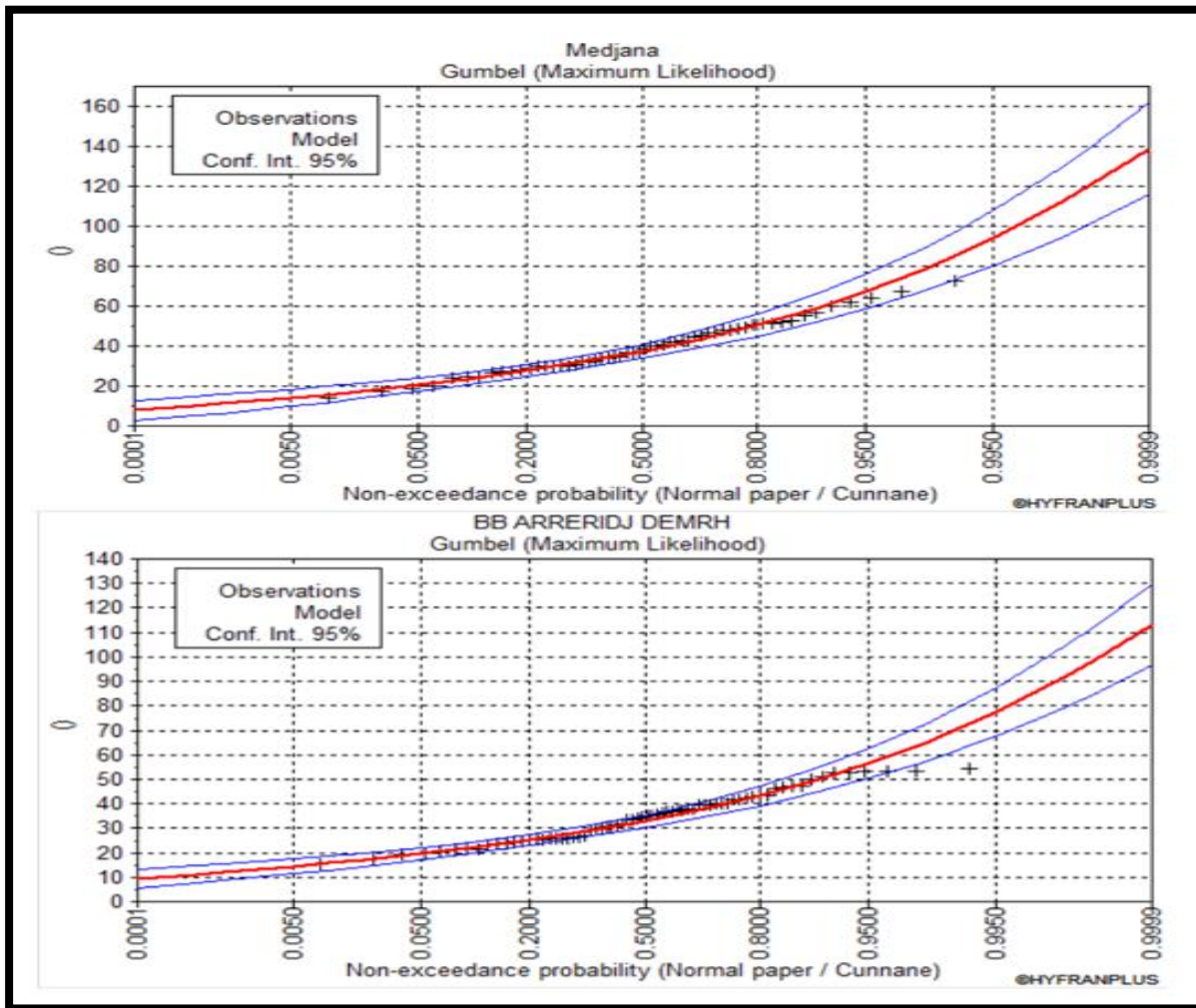


Figure III-9 Représentation graphique de l'ajustement la loi Gumbel des deux stations.

Tableau III-13 Les paramètres de la loi de Gumbel.

	Station MEDJANA	Station BB ARRERIDJ DEMRH
y	33.1967	29.5497
α	11.4796	9.0534

Tableau III-14 Résultats d'ajustement de GUMBEL.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence q	Pluie maximale journalière (mm)		Intervalle de confiance	
		Station1	Station2	Station 1	Station 2
10000.0	0.9999	113	139	96.5 - 129	116 - 162
2000.0	0.9995	98.4	120	84.6 - 112	101 - 140
1000.0	0.9990	92.1	112	79.5 - 105	94.8 - 130
200.0	0.9950	77.5	94.0	67.6 - 87.4	80.1 - 108
100.0	0.9900	71.2	86.0	62.4 - 80.0	73.7 - 98.3
50.0	0.9800	64.9	78.0	57.2 - 72.5	67.3 - 88.7
20.0	0.9500	56.4	67.3	50.3 - 62.6	58.7 - 75.9
10.0	0.9000	49.9	58.3	44.9 - 54.9	51.1 - 65.6
5.0	0.8000	43.1	50.0	39.2 - 47.0	44.7 - 55.4

Avec :

- Station 1 : BB ARRERIDJ DEMRH
- Station 2 : Medjana

III.4.2.2 Ajustement par la loi log normal :

La loi log-normale est préconisée par certains hydrologues dont V.-T. Chow qui la justifient en argumentant que l'apparition d'un événement hydrologique résulte de l'action combinée d'un grand nombre de facteurs qui se multiplient. Dès lors la variable aléatoire suit une loi log-normale. En effet le produit de *r* variables se ramène à la somme de *r* logarithmes de celles-ci et le théorème central-limite permet d'affirmer la log-normalité de la variable aléatoire.(Bénina Touaibia,2001, n.d.)

La loi de Galton s'appelle également loi log-normale ou loi de Gibrat-Gauss. La fonction de répartition est donnée par la représentation suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-u^2/2} du \dots \dots \dots \text{III-15}$$

La variable réduite est :

$$F(x) = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \dots \dots \dots \text{III-16}$$

Avec :

- *u* : la variable réduite de Galton.
- $\overline{\ln x}$: la moyenne de la série ln x.
- $\sigma_{\ln x}$: Ecart type de la série ln x.

Donc l'équation de la droite est :

Document téléchargé depuis : <http://dspace.ensh.dz>

$$\ln x = \overline{\ln x} + \sigma_{\ln x} \dots \dots \dots \text{III-17}$$

Les résultats de calcul de la loi log normal sont présentés dans le graphique et tableaux ci-dessous :

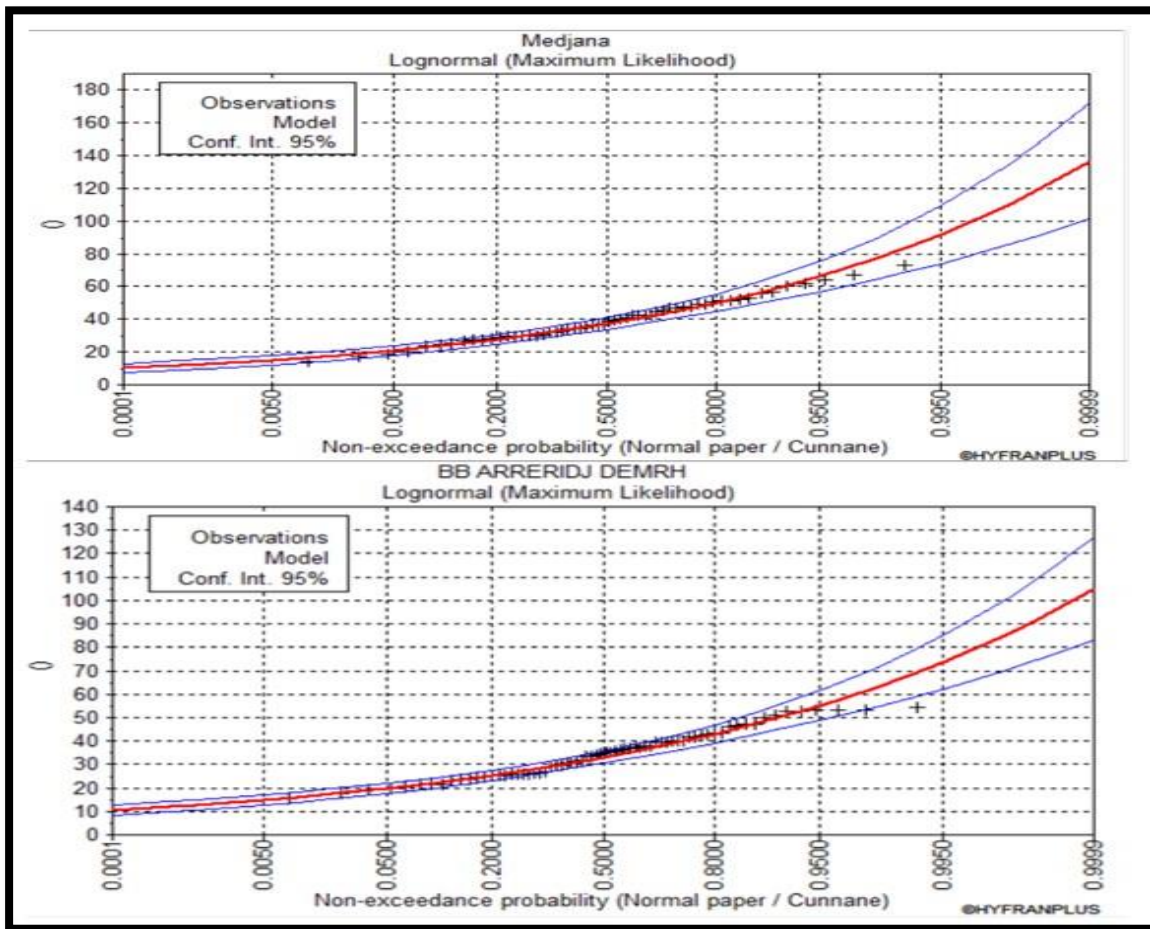


Figure III-10 Représentation graphique de l’ajustement la loi Log-normal des deux stations

Tableau III-15 Les paramètres de la loi Log-normal.

	Station MEDJANA	Station BB ARRERIDJ DEMRH
$\overline{\ln x}$	3.619	3.497
$\sigma_{\ln x}$	0.349	0.310

Tableau III-16 Résultats d'ajustement de Log-normal.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence q	Pluie maximale journalière (mm)		Intervalle de confiance	
		Station1	Station2	Station 1	Station 2
10000.0	0.9999	137	105	101 - 172	83.0 - 127
2000.0	0.9995	118	91.8	90.2 - 145	74.5 - 109
1000.0	0.9990	110	86.3	85.4 - 134	70.9 - 102
200.0	0.9950	91.7	73.5	74.1 - 109	62.2 - 84.9
100.0	0.9900	84.0	68.1	69.1 - 98.9	58.3 - 77.8

Document téléchargé depuis : http://dspace.ensh.dz

50.0	0.9800	76.4	62.5	64.0 - 88.8	54.3 - 70.7
20.0	0.9500	66.2	55.1	56.9 - 75.6	48.8 - 61.3
10.0	0.9000	58.3	49.2	51.1 - 65.6	44.3 - 54.1
5.0	0.8000	50.0	42.9	44.7 - 55.4	39.2 - 46.6

En comparant les résultats l’ajustement des 2 stations avec les 2 lois statistiques, on remarque qu’il n’y a pas une grande différence entre ces derniers, donc on opte pour la station de BB ARRERIDJ DEMRH car c’est la station la plus proche du site du barrage avec l’ajustement de la loi GUMBEL par ce qu’elle a donné le meilleur ajustement de la série des pluies maximales journalières d’un point de vue graphique (tous les points sont à l’intérieur de l’intervalle de confiance).

Tableau III-17 Résultats des pluies maximales journalières avec la Loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence q	Pluie maximale journalière (mm)
10000.0	0.9999	113
2000.0	0.9995	98.4
1000.0	0.9990	92.1
200.0	0.9950	77.5
100.0	0.9900	71.2
50.0	0.9800	64.9
20.0	0.9500	56.4
10.0	0.9000	49.9
5.0	0.8000	43.1

III.4.3 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

La pluie de courte durée est utilisée pour l’estimation des crues. Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences a été effectuée à l’aide de la relation de MONTANARI exprimée par :

$$P_{ct} = P_{j. \max} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots \text{III-18}$$

Avec :

- P_{ct} : Pluie de courte durée (mm) de fréquence égale à celle $P_{j. \max}$.
- $P_{j. \max}$: Pluie journalière maximale fréquentielle (mm).
- t : Temps (h) .
- b : Exposant climatique régional ($b=0.34$).

Les intensités maximales de période t (h) et période de retour T (ans) sont calculées par

la relation suivante :

$$I_t = P_{ct} \dots \dots \dots \text{III-19}$$

Tableau III-18 Pluies de courte durée et intensités pour différentes fréquences

Période de retour	10000		1000		200		100		50		10	
	Fréquence		Fréquence		Fréquence		Fréquence		Fréquence		Fréquence	
Pjmax	113		92.1		77.5		71.2		64.9		49.9	
T(h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)	Pt (mm)	It (mm/h)
0.5	30.30	60.60	24.70	49.39	20.78	41.56	19.09	38.18	17.40	34.81	13.38	26.76
1	38.35	38.35	31.26	31.26	26.30	26.30	24.17	24.17	22.03	22.03	16.94	16.94
2	48.55	24.27	39.57	19.78	33.30	16.65	30.59	15.29	27.88	13.94	21.44	10.72
3	55.72	18.57	45.42	15.14	38.22	12.74	35.11	11.70	32.00	10.67	24.61	8.20
4	61.45	15.36	50.08	12.52	42.14	10.54	38.72	9.68	35.29	8.82	27.13	6.78
5	66.29	13.26	54.03	10.81	45.47	9.09	41.77	8.35	38.07	7.61	29.27	5.85
5.51	68.52	12.44	55.84	10.14	46.99	8.53	43.17	7.84	39.35	7.14	30.26	5.49
6	70.53	11.76	57.49	9.58	48.37	8.06	44.44	7.41	40.51	6.75	31.15	5.19
7	74.33	10.62	60.58	8.65	50.98	7.28	46.83	6.69	42.69	6.10	32.82	4.69
8	77.78	9.72	63.39	7.92	53.34	6.67	49.01	6.13	44.67	5.58	34.35	4.29
9	80.96	9.00	65.98	7.33	55.52	6.17	51.01	5.67	46.50	5.17	35.75	3.97
10	83.91	8.39	68.39	6.84	57.55	5.75	52.87	5.29	48.19	4.82	37.05	3.71
11	86.67	7.88	70.64	6.42	59.44	5.40	54.61	4.96	49.78	4.53	38.27	3.48
12	89.27	7.44	72.76	6.06	61.23	5.10	56.25	4.69	51.27	4.27	39.42	3.29
13	91.74	7.06	74.77	5.75	62.92	4.84	57.80	4.45	52.69	4.05	40.51	3.12
14	94.08	6.72	76.68	5.48	64.52	4.61	59.28	4.23	54.03	3.86	41.54	2.97
15	96.31	6.42	78.50	5.23	66.05	4.40	60.68	4.05	55.32	3.69	42.53	2.84
16	98.45	6.15	80.24	5.01	67.52	4.22	62.03	3.88	56.54	3.53	43.47	2.72
17	100.5	5.91	81.91	4.82	68.93	4.05	63.32	3.72	57.72	3.40	44.38	2.61
18	102.4	5.69	83.52	4.64	70.28	3.90	64.57	3.59	58.85	3.27	45.25	2.51
19	104.3	5.49	85.07	4.48	71.58	3.77	65.76	3.46	59.94	3.15	46.09	2.43
20	106.2	5.31	86.56	4.33	72.84	3.64	66.92	3.35	61.00	3.05	46.90	2.35
21	107.9	5.14	88.01	4.19	74.06	3.53	68.04	3.24	62.02	2.95	47.69	2.27
22	109.7	4.99	89.42	4.06	75.24	3.42	69.12	3.14	63.01	2.86	48.45	2.20
23	111.3	4.84	90.78	3.95	76.39	3.32	70.18	3.05	63.97	2.78	49.18	2.14

Document téléchargé depuis : http://dspace.ensh.dz

113.0	4.71	92.10	3.84	77.50	3.23	71.20	2.97	64.90	2.70	49.90	2.08
-------	------	-------	------	-------	------	-------	------	-------	------	-------	------

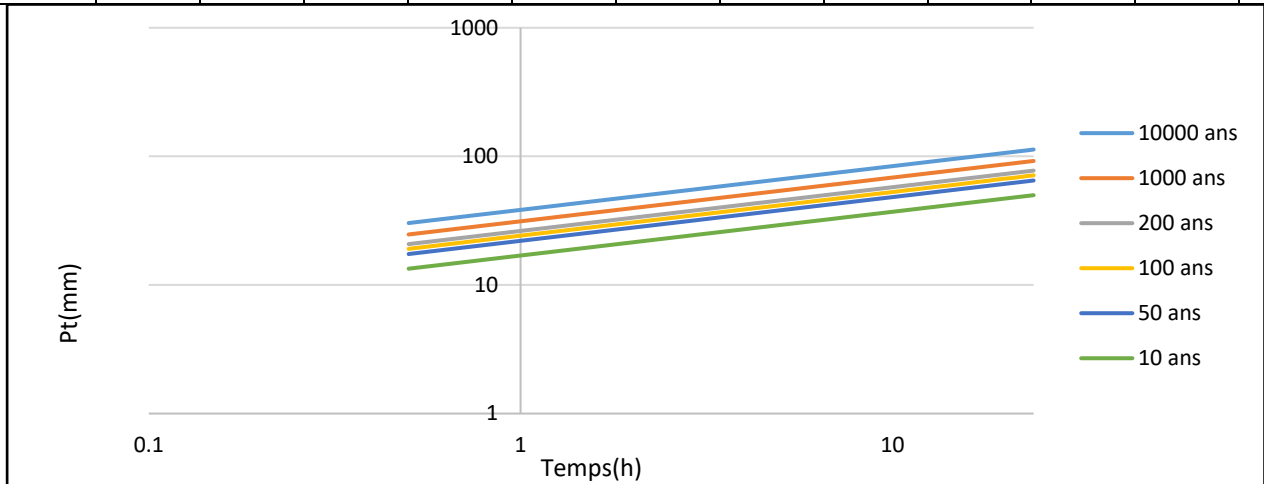


Figure III-11 Pluies de courtes durées de différentes périodes de retours

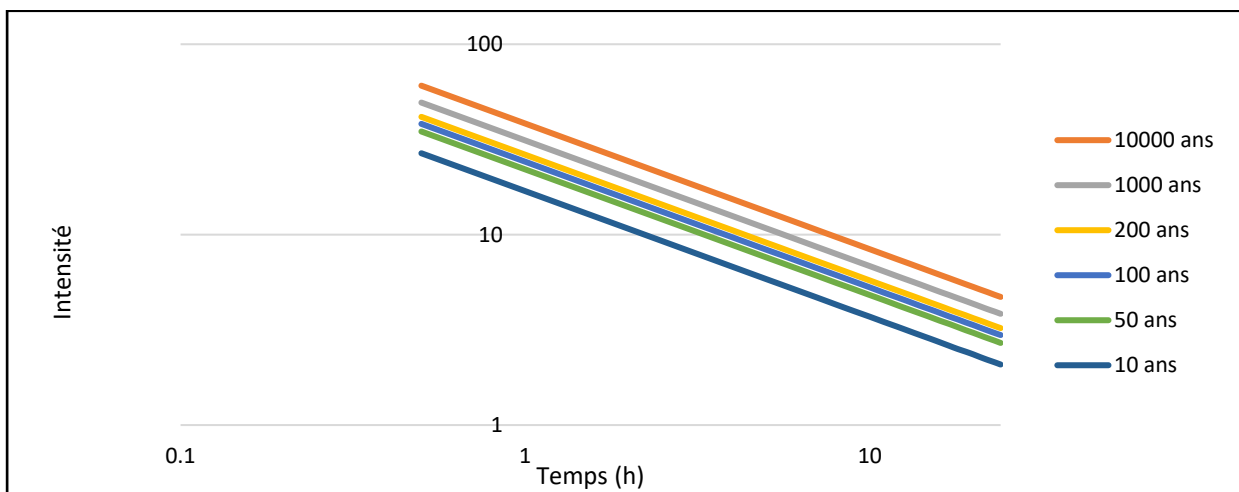


Figure III-12 Intensités des pluies de courtes durées de différentes périodes de retours

III.5 Etude des apports :

III.5.1 Apport liquide interannuel :

La détermination des apports liquide interannuel est mieux orientée vers les observations hydrologiques lorsqu'elles existent dans un bassin versant particulier du site d'étude, ou lorsqu'elles sont analogues aux bassins voisins.

L'oued Bouktone n'est pas équipé d'une station hydrologique. Par conséquent, l'obtention des apports du bassin versant de Bouktone est effectuée par analogie avec les apports de l'oued Azerou.

Hydrologie du bassin versant de l'oued Azerou (S = 400,47 kilomètres carrés), qui est équipé d'hydrologie (Porte de Fer [15/04/2001]). En 1994, ce dernier a mené 27 années d'observation.

Tableau III-19 La répartition des apports de l'oued Azerou. Source [ANBT]

Année d'observation	Apport annuel (Mm 3)	Année 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
	30.3	Apport interannuel	18.2

Par analogie :

$$A_{\text{interannuel}}^{\text{Bouktnone}} = A_{\text{interannuel}}^{\text{Azerou}} \frac{S_{\text{Bouktnone}}}{S_{\text{Azerou}}} = 9.61 \text{ Mm}^3 \dots\dots\dots \text{III-20}$$

III.5.2 Estimation de l'apport moyen annuel A0 :

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 III-20 Répartition mensuelle de l'apport moyen.

Mois	Sep	Nov	Oct	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	total
P (mm)	28.11	28.11	29.44	34.88	31.48	29.26	30.8	32.16	31.61	10.35	3.62	6.65	279.17
P (%)	10.07	10.07	10.55	12.49	11.28	10.48	11.03	11.52	11.32	3.71	1.30	2.38	100.00
A₀ (Mm 3)	0.97	0.97	1.01	1.20	1.08	1.01	1.06	1.11	1.09	0.36	0.12	0.23	9.61
A₀ %	10.07	10.07	10.55	12.49	11.28	10.48	11.03	11.52	11.32	3.71	1.30	2.38	100.00

Document téléchargé depuis : http://dspace.ensh.dz

III.5.2.1 Caractéristiques de l'écoulement :

1. Module d'écoulement :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots \text{III-21}$$

Avec :

- A_0 : Apport moyen annuel (l).
- T : Temps d'une année en secondes.

2. Module d'écoulement relatif :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots \text{III-22}$$

Avec :

- M_e : Module d'écoulement (l/s)
- S : superficie du bassin versant (Km²)

3. lame d'eau écoulée

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots \text{III-23}$$

Avec :

- A_0 : Apport moyen annuel (Mm 3).
- S : superficie du bassin versant (Km²).

4. Coefficient de l'écoulement :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots \text{III-24}$$

Avec :

- L_e : lame d'eau écoulée (mm).
- P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).

5. Coefficient de variation :

On le calcul en utilisant des formules empiriques afin de déterminer les apports fréquentiels vu l'absence des observations.

• **Formule de SOKOLOVSKY**

$$C_v = \alpha - 0.063 \log_{10}(S + 1) \dots\dots\dots \text{III-25}$$

Tel que :

$$\alpha = 0.78 - 0.29 * \log_{10}(M_0) \dots\dots\dots \text{III-26}$$

Avec :

- M_0 : Module d'écoulement relatif(l/s/Km²).

Document téléchargé depuis : <http://dspace.ensh.dz>

- S : Superficie du bassin versant (Km²).

• **Formule de KRISKY MENKEL**

$$C_v = \frac{0.83}{S^{0.06} M_0^{0.7}} \dots\dots\dots \text{III-27}$$

Avec :

- M₀ : Module d'écoulement relatif(l/s/Km²).
- S : Superficie du bassin versant (Km²).

• **Formule de PADOUN**

$$C_v = 0.93 \frac{K}{M_0^{0.23}} \dots\dots\dots \text{III-28}$$

Avec :

- K : Coefficient de réduction. K=0.25 ÷ 1.00, on prend K=0.50
- M₀ : Module d'écoulement relatif(l/s/Km²).

Tableau III-21 Résultats du calcul des caractéristiques d'écoulement.

Caractéristique		Unité	Valeur
Module d'écoulement		l/s	304.73
Module d'écoulement relatif		l/s/Km ²	1.44
Lame d'eau écoulee		mm	45.44
Coefficient de l'écoulement			0.16
Coefficient de variation	SOKOLOVSKY		0.587
	KRISKY MENKEL		0.49
	PADOUN		0.427

Pour le coefficient de variation, on prend la valeur de KRISKY MENKEL est proche de la moyenne des 3 formules empiriques, Cv=0.466.

III.5.2.2 Les apports fréquentiels

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log-Normale qui est donnée comme suit :

$$A_{0\%} = \frac{A_0 e^{u \sqrt{\log(C_v+1)}}}{\sqrt{C_v^2+1}} \dots\dots\dots \text{III-29}$$

Avec :

- A_{0%}: Apport de fréquence donnée (Mm3).
- A₀: Apport moyen annuel (Mm3)
- u: Variable réduite de Gauss.
- C_v: Coefficient de variation.

Tableau III-22 Estimation des apports fréquentiels.

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	80	10	5	2	1	0.1
Variable de gauss	-0.84	1.28	1.64	2.05	2.33	3.08
$A_{\%}(\text{Mm}^3)$	6.00	15.38	18.02	21.61	24.45	34.12

III.5.2.3 L'apport moyen annuel estimé a une probabilité de 80% :

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80 % suit la même répartition mensuelle des précipitations.

Tableau III-23 Répartition mensuelle de l'apport annuel de fréquence 80%.

Mois	Sep	Nov	Oct	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Total
$A_{\%}(\text{Mm}^3)$	0.60	0.60	0.63	0.75	0.68	0.63	0.66	0.69	0.68	0.22	0.08	0.14	6.00
$A_{\%}(\%)$	10.07	10.07	10.55	12.49	11.28	10.48	11.03	11.52	11.32	3.71	1.30	2.38	100.00

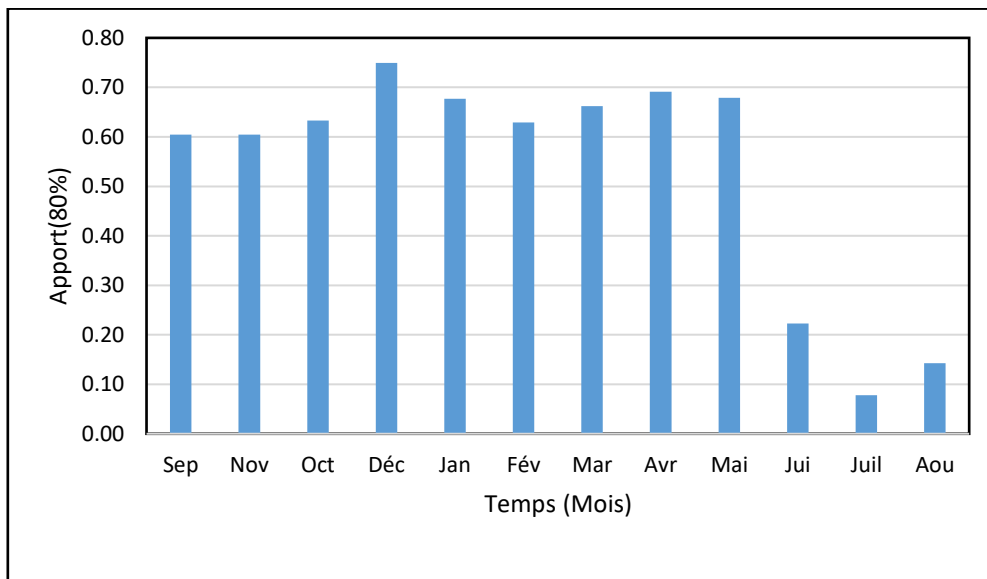


Figure III-13 Répartition mensuelle de l'apport annuel de fréquence 80%.

III.5.3 Les apports solides

L'estimation de l'apport solide est essentielle car elle fait intervenir la taille de l'ouvrage hydraulique.

Le manque de données de mesure du transport solide nous oblige à nous tourner vers des formules empiriques qui permettent d'obtenir l'ordre de grandeur de l'apport solide dans le réservoir.

Ces apports solides dépendent en premier lieu du caractère envahissant du climat (fortes pluies), du degré d'ondulation du bassin, et de la résistance à l'érosion des sols, elle-même liée à la présence de racines végétales et aux propriétés géologiques des roches, des précipitations et conditions de température.

III.5.3.1 Estimation de l'érosion spécifique

- **Formule de Tixeront**

$$T_s = \alpha * L_0^{0.15} \dots\dots\dots \text{III-30}$$

Avec :

- T_s : le transport solide (t/Km2/an).
- L_0 : la lame d'eau écoulée (mm). $L_0 = 45,44$ mm.
- α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha=350$ car la perméabilité est faible à moyenne.

- **Formule de Fournier**

$$E_s = \left(\frac{P_m^2}{P_a}\right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46} \dots\dots\dots \text{III-31}$$

Avec :

- E_s : Erosion spécifique (t/Km2/an).
- P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm).
- P_a : Pluie moyenne annuelle (mm).
- $h=45\%$ (Hmax - Hmin) (m).
- h_{max} : Altitude maximale (m).
- H_{min} : Altitude minimale (m).
- S : Surface du bassin versant (km2).

- **Formule de Grailovitch**

$$T_0 = T_{sp} * G_{rm} \dots\dots\dots \text{III-32}$$

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).

Document téléchargé depuis : <http://dspace.ensh.dz>

• **Formule de Sogreah**

$$T_s = \alpha * P^{0.15} \dots\dots\dots \text{III-33}$$

Avec :

- α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant ($\alpha = 350$).
- P : Pluie moyenne annuelle (en mm).

Tableau III-24 Récapitulation des estimations d'érosion spécifique.

Formule	Taux d'abrasion (t/Km ² /an)
Tixeront	620.42
Fournier	33.75
Gravilovitch	486.57
Sogreah	822.28

III.5.4 Estimation du volume mort

Il représente le volume de sol déposé par ruissellement de surface au fond du réservoir (bassin versant), qui signifie transport solide qui produit un envasement de réservoir à long terme.

Sur le barrage, le volume est identifié par la section d'eau entre les niveaux d'eau du réservoir et niveau d'eau morte.

• **Formule de Tixeront**

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s * T}{\gamma_s}; \quad Q_s = T_s * S \dots\dots\dots \text{III-34}$$

Avec :

- Q_s : Le débit solide (t/an).
- γ_s : Poids spécifique de la vase humide ; ($\gamma_s = 1,6 \text{ t/m}^3$) [ANBT].
- T : Durée de vie du barrage (50 ans).
- T_s : Le transport solide (t/Km²/an).

• **Formule de Fournier**

$$V_M = \frac{E_s * S * T}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{III-35}$$

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]

Document téléchargé depuis : <http://dspace.ensh.dz>

- S : Surface du bassin versant (Km²).

• **Formule de Gravilovitch**

$$V_M = \frac{T_0 * S * T}{\gamma_S} \dots\dots\dots \text{III-36}$$

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).

• **Formule de Sogreah**

$$V_M = \frac{T_s * S * T}{\gamma_S} \dots\dots\dots \text{III-37}$$

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).

Tableau III-25 Estimation du volume mort.

Formule	Volume mort (Mm ³)
Tixeront	4.3
Fournier	0.22
Gravilovitch	3.22
Sogreah	5.43

Les différentes formules empiriques donnent des résultats différents, prouvant qu'elles ne reflètent pas la réalité. Par exemple, Donc pour des raisons de sécurité et afin de déterminer la taille de notre barrage dans le cas le plus défavorable sans être surestimé, nous préconisons un volume mort de 5 Mm³.

Par conséquent, nous avons considéré un volume mort d'environ 5 Mm³ (plus de 50 ans de volume alluvial).

III.6 Etude des crues

Le but de cette partie est de déterminer le niveau d'eau des crues fréquentes dans la ligne de partage de la rivière Bouktone et de définir le débit maximal possible correspondant. Lors du choix de la méthode à utiliser, notamment en l'absence de données, il n'est pas sans difficulté de déterminer ces éventuelles lignes de processus d'inondation.

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les Hydrogrammes des crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maximums probables correspondants.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à construire. Les paramètres définissant une crue sont :

- Le débit maximum (débit de pointe).
- Le volume.
- Le temps.
- La forme (Hydrogrammes de crues).

III.6.1 Détermination des débits maximum fréquentiels

- **Formule de Mallet-Gauthier**

$$Q_{\max,P\%} = \frac{2 \cdot k \cdot \log_{10}(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \cdot \log_{10}(T) - \log_{10}(S)}}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots \text{III-38}$$

Avec :

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

- **Formule de Posenti**

$$Q_{\max,p\%} = \frac{\mu \cdot P_{j\max,p\%} \cdot S}{L} \dots\dots\dots \text{III-39}$$

Avec :

- $P_{j\max,p\%}$: 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 (m^3/s).
- S : Superficie du bassin versant [Km^2].

- **Formule de Hazan-Lazarevick**

$$Q_{\max,p\%} = Q_{\max,0.1\%} \left(\frac{1 + a \cdot \log T}{1 + a \cdot \log 1000} \right) \dots\dots\dots \text{III-40}$$

Document téléchargé depuis : <http://dspace.ensh.dz>

Tel que : $Q_{\max,0.1\%} = K_1 * S^{K_2}$ III-41

Avec :

- $Q_{\max,0.1\%}$: Débit de pointe de récurrence 1000 ans (m^3/s)
- S : Surface du bassin versant (Km^2)
- K_1 et K_2 : Coefficients dépendant de la pluviométrie.

Les valeurs des coefficients K_1 et K_2 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).

- $Q_{\max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).
- T : Période de retour (an).
- a : coefficient qui variant de 2 à 3,5. $a = 2,75$

• **Formule d’Alexeev**

$$Q_{\max,p\%} = 0.34P_{j\max,p\%}^{4/3}$$
 III-42

Avec :

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

• **Formule de Giandotti**

$$Q_{\max,p\%} = \frac{160S*\sqrt{H_{moy}-H_{min}}}{4\sqrt{S}+1.5L} P_{j\max,p\%}$$
 III-43

Avec :

- S : Superficie du bassin versant [Km^2].
- L : Longueur du talweg principal [Km].
- H_{moy} , H_{min} : Altitudes moyennes et minimales en [m].
- $P_{j\max,p\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à une période de retour donnée [m].

Tableau III-26 Débit maximum fréquentiels.

Période de retour (ans)	5	10	20	100	1000
MALLET-GAUTHIER	171.36	231.09	278.29	365.06	461.67
POSENTI	265.84	307.78	347.87	439.15	568.06
HAZEN-LAZARECICK	265.84	307.78	347.87	439.15	568.06
ALEXEEV	45.33	55.11	64.89	88.53	124.78
GIANDOTTI	347.70	422.70	497.67	679.01	957.01

Les formules ont donné des résultats plutôt distincts, la formule de Mallet-Gauthier a donné des valeurs proches de la moyenne donc on poursuit le travail avec les valeurs de cette dernière.

III.6.2 Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue présente la forme générale d'une courbe en cloche dissymétrique que l'on divise en quatre parties : tarissement (avant la pluie nette), crue, décrue et tarissement (après la recension hydro-pluviométrique étudiée).

Pour tracer l'hydrogramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de Sokolovsky qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.

Cette méthode assimile l'Hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue

1. Temps de montée

$$Q_m = Q_{max,p\%} * \left(\frac{t}{t_m}\right)^2 \dots\dots\dots III-44$$

Avec :

- Q_m : Débit instantané de montée (m^3/s).
- t_m : Temps de montée de la crue égale au temps de concentration (h).
-

2. Temps de décrue

$$Q_d = Q_{max,p\%} \left(\frac{t_d-t}{t_d}\right)^3 \dots\dots\dots III-45$$

Avec :

- Q_d : Débit instantané de décrue (m^3/s).
- t_d : Temps de décrue de la crue (h).
- $Q_{max,p\%}$: Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s).

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend : $t_m = t_c$, avec t_c qui est le temps de concentration du bassin versant (heures).

Pour le temps de décrue :

$$t_d = \delta * t_c \dots\dots\dots III-46$$

Avec :

- δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

Document téléchargé depuis : <http://dspace.ensh.dz>

Tableau III-27 Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ . (Touaibia, 2004)

Description du cours d'eau	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 $\delta = 2$

Tableau III-28 Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retours

Période de retour (ans)	5 ans	10 ans	20 ans	100 ans	1000 ans
Q max,p%	171.36	231.09	278.29	365.06	461.67
Temps	Q_m				
0	0	0	0	0	0
0.5	1.41	1.90	2.29	3.01	3.80
1	5.64	7.61	9.17	12.02	15.21
1.5	12.70	17.13	20.62	27.05	34.21
2	22.58	30.45	36.67	48.10	60.83
2.5	35.28	47.57	57.29	75.15	95.04
3	50.80	68.50	82.50	108.22	136.86
3.5	69.14	93.24	112.29	147.30	186.28
4	90.31	121.79	146.66	192.39	243.30
4.5	114.30	154.14	185.62	243.49	307.93
5	141.11	190.29	229.16	300.61	380.16
5.51	171.36	231.09	278.29	365.06	461.67
	Q_d				
6	171.36	231.09	278.29	365.06	461.67
6.5	149.08	201.04	242.10	317.59	401.64
7	128.82	173.72	209.20	274.42	347.05
7.5	110.48	148.99	179.42	235.36	297.64
8	93.97	126.72	152.61	200.19	253.17
8.5	79.19	106.80	128.61	168.71	213.36
9	66.05	89.08	107.27	140.72	177.95
9.5	54.45	73.43	88.43	116.00	146.70
10	44.30	59.74	71.94	94.37	119.34
10.5	35.49	47.86	57.64	75.61	95.62
11	27.94	37.67	45.37	59.51	75.26

Document téléchargé depuis : <http://dspace.ensh.dz>

11.5	21.54	29.04	34.98	45.88	58.02
12	16.20	21.84	26.31	34.51	43.64
12.5	11.82	15.95	19.20	25.19	31.86
13	8.32	11.22	13.51	17.72	22.41
13.5	5.58	7.53	9.07	11.90	15.05
14	3.53	4.76	5.73	7.51	9.50
14.5	2.05	2.76	3.33	4.37	5.52
15	1.06	1.42	1.71	2.25	2.84
15.5	0.45	0.61	0.73	0.96	1.21
16	0.14	0.18	0.22	0.29	0.37
16.53	0.02	0.02	0.03	0.04	0.05

$$t_b = t_m + t_d = 16.5h$$

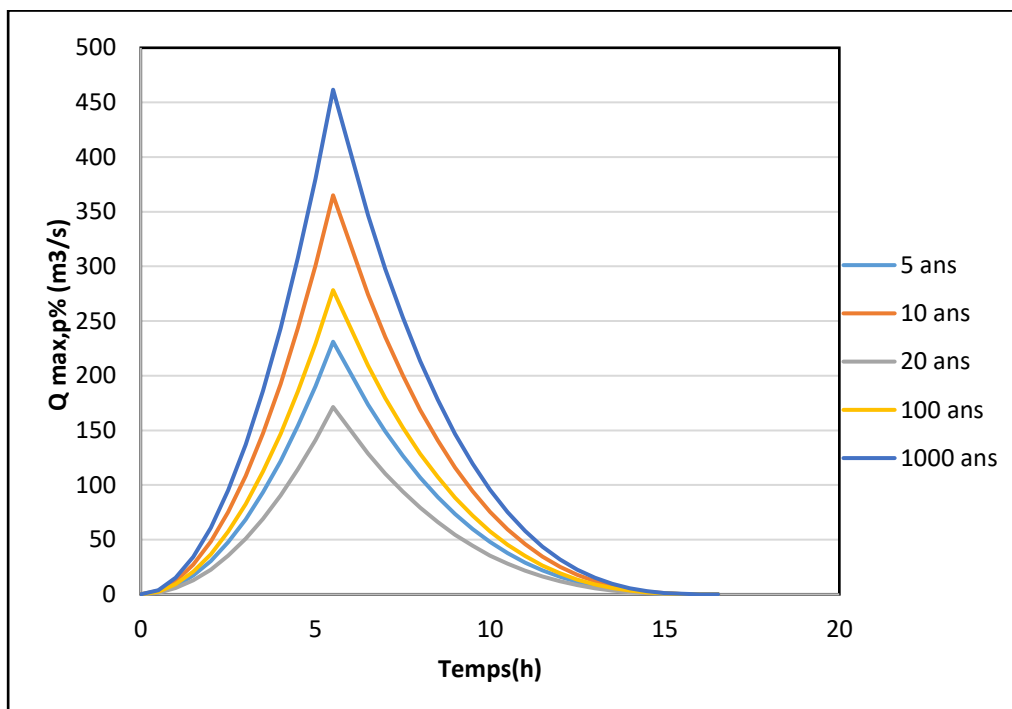


Figure III-14 Hydrogrammes d'entrée des différentes périodes de retour.

III.6.3 Choix de la crue du projet

La crue de projet est définie comme la crue maximale que l'ouvrage doit pouvoir évacuer sans endommager gravement l'aval.

Pour cette raison, la crue doit être déterminée en considérant l'impact du roulage dans le réservoir, qui est calculé à partir du débit de pointe évalué par l'étude des conditions de crue.

Dans ce cas, il faut faire un choix, car il est évident qu'on ne peut jamais protéger un ouvrage de toutes les crues qui peuvent survenir, donc nous avons choisi une période de retour de crue, ce qui équivaut à accepter un certain risque, qui doit être les avantages du travail sont liés aux exigences de sécurité.

Le choix de la crue de projet dépend des paramètres suivants :

- La fiabilité des données et la durée de la série.
- Les risques en aval.
- Analyse économique.
- La nature du barrage.
- Type de dispositif d'évacuation.

En d'autres termes, il s'agit de rechercher le meilleur compromis entre les aspects économiques de la construction et le risque d'inondation en aval. Par conséquent, pour son estimation, nous nous référons aux recommandations de la Commission australienne des barrages.

Tableau III-29 Crue de projet recommandée

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés Perte de vie, dommage considérable	1/100000 à 1/10000
Important Pas de perte de vie, dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faible Pas de perte de vie, dommage légers	1/1000 à 1/100

Les difficultés de géologie e géotechnique sont très importantes. En l'absence de station de relevés hydrologiques, les connaissances hydrologiques semblent incertaines, le risque en aval est élevé et les dégâts sont également importants, donc le risque est élevé.

A l'aide de la mesure de la crue 1000 ans, pour le débit : = 461.67(m³/s), nous avons vérifié qu'une crue 10 000 ans ne provoqueraient pas la submersion du barrage.

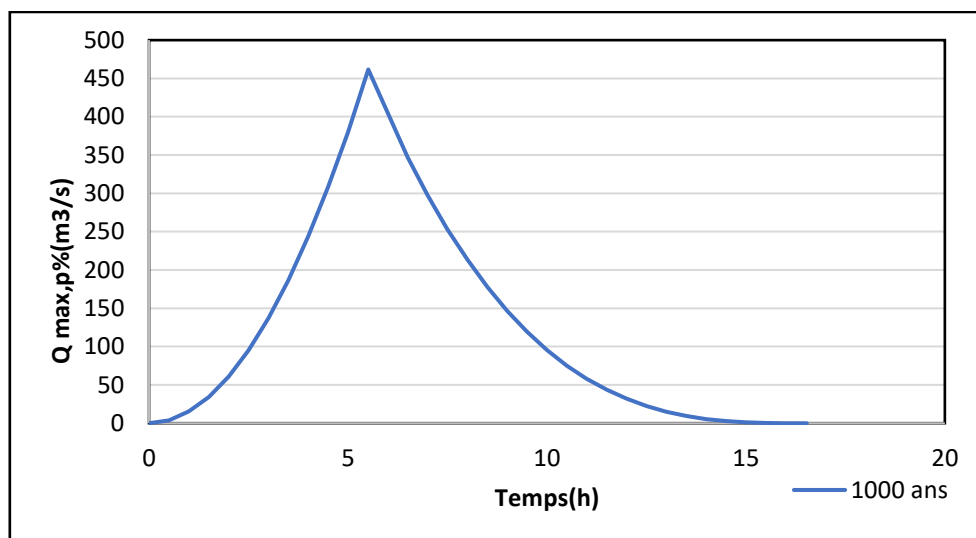


Figure III-15 L'Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour de 1000 ans.

III.6.4 Choix de la crue de chantier

L'inondation est une étape des conditions des cours d'eau caractérisée par des débits importants, des niveaux d'eau élevés, la fonte des neiges et de fortes pluies entraînant des inondations.

Pour déterminer la taille de l'ouvrage de dérivation, un choix doit être fait en fonction du niveau de protection contre les inondations que l'on souhaite apporter au site. Par conséquent, le choix de l'inondation dépend du degré de risque reconnu.

Par conséquent, compte tenu de toutes ces exigences, le choix de la crue (20 ans) sera la conception la plus appropriée pour le projet de dérivation et de prise d'eau, pour un $Q=278.29(m^3/s)$.

III.7 Etude de régularisation

L'étude de régularisation a pour but de déterminer la capacité du barrage Portes des fers afin d'apporter des ajustements annuels au débit entrant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- Ajustement saisonnier.
- Régularisation interannuelle.

Les paramètres qui génèrent les calculs de 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.

III.7.1 Courbes « Hauteurs-Capacités-Surface »

Selon le Bureau d'Etudes BG-Stucky, le relevé topographique du bassin a été abandonné pour des raisons de sécurité et ne peut donc pas être réalisé. Ainsi, la surface et la taille du réservoir sont déterminées à l'aide du logiciel Arc Gis basé sur le Modèle Numérique de Terrain.

L'approximation des volumes est selon la formule suivante :

$$V_n = V_{n-1} + \Delta V_n = V_{n-1} + \left(\frac{S_{n-1} + S_n}{2} \right) \Delta H \dots \dots \dots \text{III-47}$$

Avec :

- 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 (m2).
- ΔV_n : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successive(m2).

Tableau III-30 Courbes topographiques et volumétriques.

Cote (m)	ΔH	S_i	ΔV	V
433	0	0.00	0.00	0.00
440	7	0.04	0.15	0.15
445	12	0.07	0.27	0.42
450	17	0.19	0.64	1.06
455	22	0.34	1.33	2.39
460	27	0.54	2.22	4.61
465	32	0.80	3.36	7.97
470	37	1.07	4.67	12.64
475	42	1.35	6.04	18.67
480	47	1.74	7.71	26.39
485	52	2.22	9.90	36.29
490	57	2.81	12.57	48.86
495	62	3.44	15.62	64.48
500	67	4.03	18.69	83.17

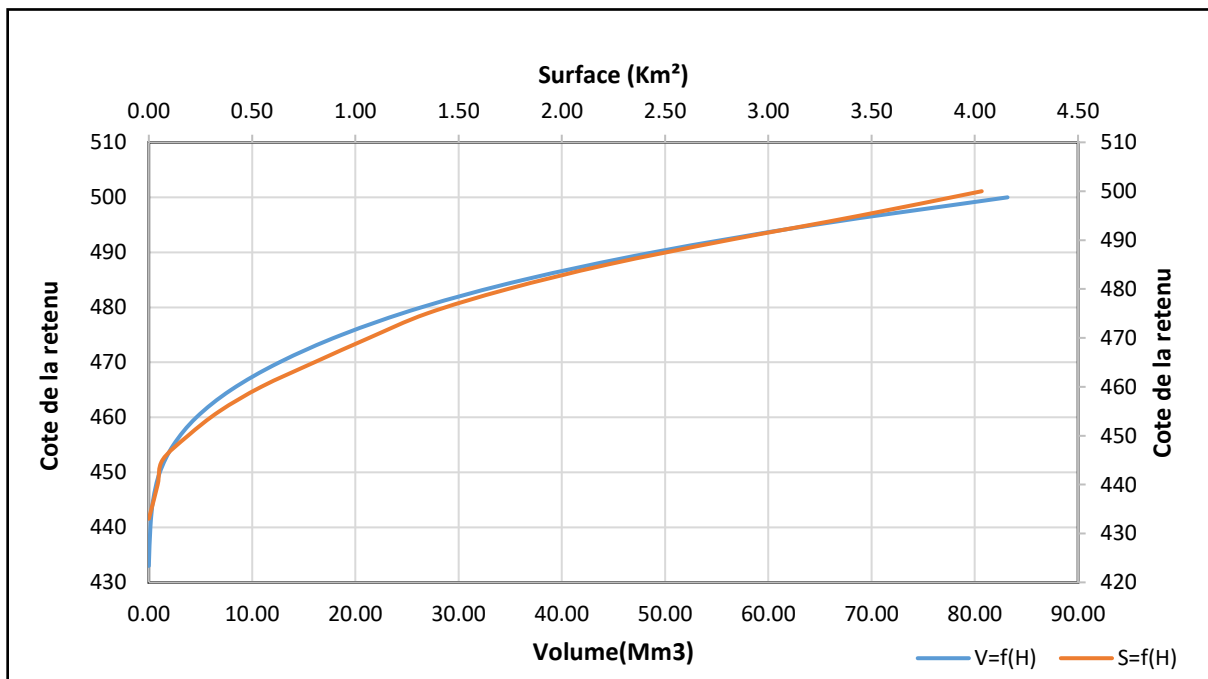


Figure III-16 Courbe des surfaces submergées et courbe des volumes d'eau dans la cuvette.

III.7.2 Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel de l'oued Bouktone

Tableau III-31 Répartition mensuelle de l'apport fréquentiel de l'oued Bouktone

Mois	Sep	Nov	Oct	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Total
A_%(Mm³)	0.60	0.60	0.63	0.75	0.68	0.63	0.66	0.69	0.68	0.22	0.08	0.14	6.00
A_%(%)	10.07	10.07	10.55	12.49	11.28	10.48	11.03	11.52	11.32	3.71	1.30	2.38	100.00

III.7.3 Répartition mensuelle de la demande en eau :

Tableau III-32 Répartitions saisonnières des besoins en AEP.

Mois	Sep	Nov	Oct	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jui	Aou	Total
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

III.7.4 Calcul du volume utile

Lorsque la demande en eau dépasse l'offre, on opte à l'ajustement (régularisation) interannuel pour déterminer la capacité utile de la retenue.

III.7.4.1 Régularisation interannuelle :

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire plusieurs temps de consommation Dans cette dernière méthode de calcul, on peut citer :

- Méthode analytique de Kristky-Menkel, une seule valeur du coefficient de régularisation
- Méthode Plechkov-Svanidze
- Méthode analytique de Kristky-Menkel pour plusieurs valeurs de coefficients de régularisation
- Méthode analytique de calcul de la quantité utile interannuelle des spécifications variables consommation
 - Méthode graphique : méthode de la courbe de réduction de la valeur cumulée.

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 $K_i = \frac{Q_i}{Q_{moy}}$ et un coefficient de régularisation

α .

On a :

$$V_{u,int} = (\beta_{sai} + \beta_{plu-int})W_0 = V_s + V_{int} \dots \dots \dots \text{III-48}$$

Avec :

- W0 : Apport moyen interannuel.
- β_{sai} : Composante saisonnière du volume utile.
- $\beta_{plu-int}$: Composante pluri-annuelle du volume utile.

Tel que :

$$\beta_{sai} = \alpha(T_{ét} - W_{ét}); \quad T_{ét} = \frac{N_{ét}}{12}; \quad W_{ét} = \frac{\sum_1^{N_{ét}} W_m}{\sum_1^{12} W_{pm}}; \quad \beta_{plu-int} = \max(\alpha - n * K_{p\%}^n)$$

Avec :

- α : Coefficient de régularisation.
- $T_{ét}$: Durée relative de l'étiage au cours de l'année.
- $N_{ét}$: Nombre de mois ou Qi est inférieur à Qmoy.
- $W_{ét}$: Volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année.
- $\sum_1^{N_{ét}} W_m$: Apport pendant la période d'étiage.
- $\sum_1^{12} W_{pm}$: Apport total pendant les 12 mois de l'année
- $K_{p\%}^n$: Coefficient de l'hydraulicité pour l'année (n).

Fonction Rybkine Foster

$$K_{p\%}^n = F_{p\%} C_v^n + 1; \quad C_v^n = \frac{C_v}{\sqrt{n}}; \quad C_s^n = \frac{C_s}{\sqrt{n}} \dots \dots \dots \text{III-49}$$

Avec:

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

$$V_s = 1.5239 \text{ Mm}^3$$

$$V_{int} = 12.7256 \text{ Mm}^3$$

$$V_{u,int} = V_s + V_{int} = 14.514 \text{ Mm}^3$$

Le tableau de calcul de la composante pluriannuelle est donné dans le tableau suivant :

Tableau III-33 Résultats de calcul de la composante pluriannuelle du volume utile.

n	\sqrt{n}	C_v	C_s	$F_{p\%}$	$K_{p\%}^n$	$(\alpha - K_{p\%}^n)n$
---	------------	-------	-------	-----------	-------------	-------------------------

Document téléchargé depuis : <http://dspace.ensh.dz>

1	1.00	0.58	1.17	-1.08	0.37	0.534
2	1.41	0.42	0.83	-1.17	0.51	0.771
3	1.73	0.34	0.68	-1.18	0.60	0.900
4	2.00	0.29	0.59	-1.2	0.65	1.009
5	2.24	0.26	0.53	-1.22	0.68	1.101
6	2.45	0.24	0.48	-1.22	0.71	1.154
7	2.65	0.22	0.44	-1.23	0.73	1.210
8	2.83	0.21	0.42	-1.23	0.74	1.242
9	3.00	0.20	0.39	-1.23	0.76	1.266
10	3.16	0.19	0.37	-1.23	0.77	1.283
11	3.32	0.18	0.35	-1.23	0.78	1.295
12	3.46	0.17	0.34	-1.24	0.79	1.321
13	3.61	0.16	0.33	-1.24	0.80	1.324
14	3.74	0.16	0.31	-1.24	0.81	1.323
15	3.87	0.15	0.30	-1.24	0.81	1.319
16	4.00	0.15	0.29	-1.24	0.82	1.312
17	4.12	0.14	0.28	-1.24	0.82	1.301
18	4.24	0.14	0.28	-1.24	0.83	1.288
19	4.36	0.13	0.27	-1.24	0.83	1.273
20	4.47	0.13	0.26	-1.24	0.84	1.255
21	4.58	0.13	0.26	-1.24	0.84	1.236
22	4.69	0.13	0.25	-1.24	0.84	1.214
23	4.80	0.12	0.24	-1.26	0.85	1.247

III.7.4.2 Niveau normal de la retenue

Le volume de niveau d'eau normal du réservoir du barrage des Portes de Fer se compose du volume utile interannuel, du volume mort et de la quantité d'eau transférée depuis l'entrée du bassin d'Azerou.

Selon les données du Bureau National des Barrages et Transferts, le transfert annuel moyenne du Bassin d'Azerou est de 18,2 mètres cubes qui amène 12 mètres cubes de transport solide. Chaque année, il est possible de reverser 60 % de cette contribution au bassin versant du barrage des Portes de Fer. Par conséquent, le volume de transmission est de 10,92 Mm³ et de 8 Mm³ de sédiments.

$$V_{NNR} = 38.43Mm^3$$

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

Tableau III-34 Récapitulatif des caractéristiques techniques

Les caractéristiques techniques	Valeur
Cote du fond	412 m NGA
Cote théorique de l'alluvionnement à 50 ans	467 m NGA
Cote au niveau normal de la retenue	482 m NGA
Volume mort	13Mm ³
Volume utile	25.43Mm ³
Volume au niveau normal de la retenue	38.43Mm ³
Surface de la retenue	1.93 Km ²

III.8 Laminage des crues

Le calcul du laminage de crue permet de réduire la taille et le coût de l'ouvrage de drainage sans affecter la sécurité globale de l'aménagement. Ce type de calcul optimise la capacité de stockage temporaire de la retenue et la crue qui dépend du débit progressif de débit de l'apport. Cette relation peut être exprimée comme suit :

$$Q_{dt} = q_{dt} + Sdh \dots \dots \dots \text{III-50}$$

Avec :

- Q : Débit entrant de la crue (m³/s).
- q : Le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé) (m³/s).
- S : Surface du plan d'eau de la cuvette (m²).

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$Q - q = S \frac{dh}{dt} \dots \dots \dots \text{III-51}$$

Tel que :

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

Il existe plusieurs procédés de calcul, on cite :

- Méthode de Muskingum.
- Méthode Step by step.
- Méthode graphique.
- Méthode de Kotecherin.
- Méthode de Hidenblat.

Nous retenons la méthode de Muskingum

Document téléchargé depuis : <http://dspace.ensh.dz>

III.8.1 Principe de la méthode de Muskingum

Le laminage à travers un réservoir est dû à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond, à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage-déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la hauteur d'eau. C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé.

Représentation graphique de l'hydrogramme d'entrée et de sortie

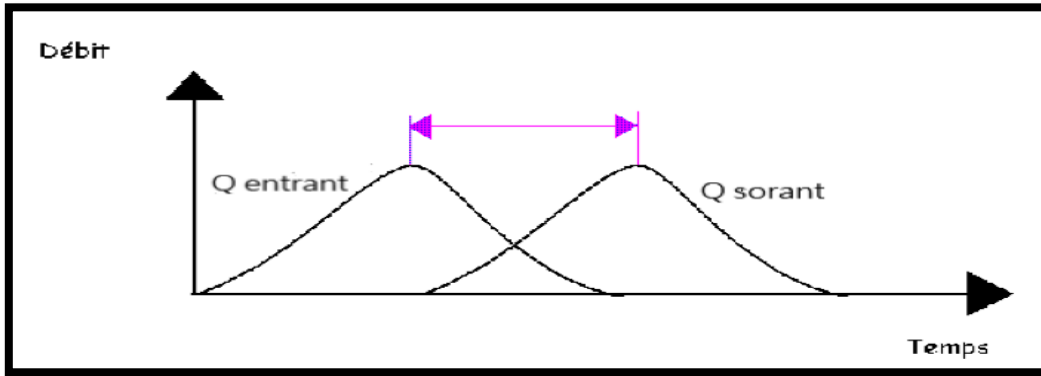


Figure III-17 Représentation graphique de l'hydrogramme d'entrée et de sortie

L'équation précédente peut être écrite sous la forme :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2 O_1 \dots \dots \dots \text{III-52}$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue $[2S_2 / \Delta t + O_2]$ en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite. Rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'une intervalle de temps I_1 et I_2 , qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle, sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants. S_1 et O_1 sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, S_1 et O_1 sont connus à cause récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique $2S/\Delta t + O = f(O)$. Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

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

Document téléchargé depuis : <http://dspace.ensh.dz>

H_1	S_1	O_1	$2 S_1/\Delta t + O_1$
H_2	S_2	O_2	$2 S_2/\Delta t + O_2$
H_3	S_3	O_3	$2 S_3/\Delta t + O_3$
...
H_n	S_n	O_n	$2 S_n/\Delta t + O_n$

Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la droite :

$$f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$$

III.8.1.1 Calcul du débit de sortie

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

- 1- Evacuation a surface libre par un déversoir. Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

$$Q = CBH^{\frac{3}{2}} = CB(h - z)^{\frac{3}{2}} \dots \dots \dots \text{III-53}$$

Avec :

- C : constante qui tient compte de la forme du déversoir.
 - B : la largeur de déversoir.
 - H : la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir.
 - h : est la profondeur d'eau en amont du déversoir.
- 2- Evacuation par le fond à travers une vanne ou un orifice le débit se calcule alors par une relation de la forme :

$$Q = mA\sqrt{2gh} \dots \dots \dots \text{III-54}$$

Avec :

- m : constante de débit
- A : la section d'écoulement
- h : la hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

III.8.1.2 Calcul du volume stocké :

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

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

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

$$S = a_0 + a_1h + a_2h^2 + \dots + a_nh^n \dots\dots\dots \text{III-55}$$

Les coefficients $a_0, a_1, a_2, \dots, a_n$ qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.

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

III.8.1.3 Application de la méthode de Muskingum :

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q = mB\sqrt{2gH^{\frac{3}{2}}} \dots\dots\dots \text{III-56}$$

Pour $B = 4 \text{ m}$ et $m = 0.49$: $Q = 8.68 H^{\frac{3}{2}}$

Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H = 0 \text{ m}$, le volume stocké est $V_s = 0 \text{ m}^3$. La valeur maximale du débit d'entrée $Q_e = 461.67 \text{ (m}^3/\text{s)}$ nous donne une hauteur maximale de : $496 = 8.68 H^{\frac{3}{2}}$ soit : $H = 14.14 \text{ m}$.

Pour déterminer la surface du plan d'eau :

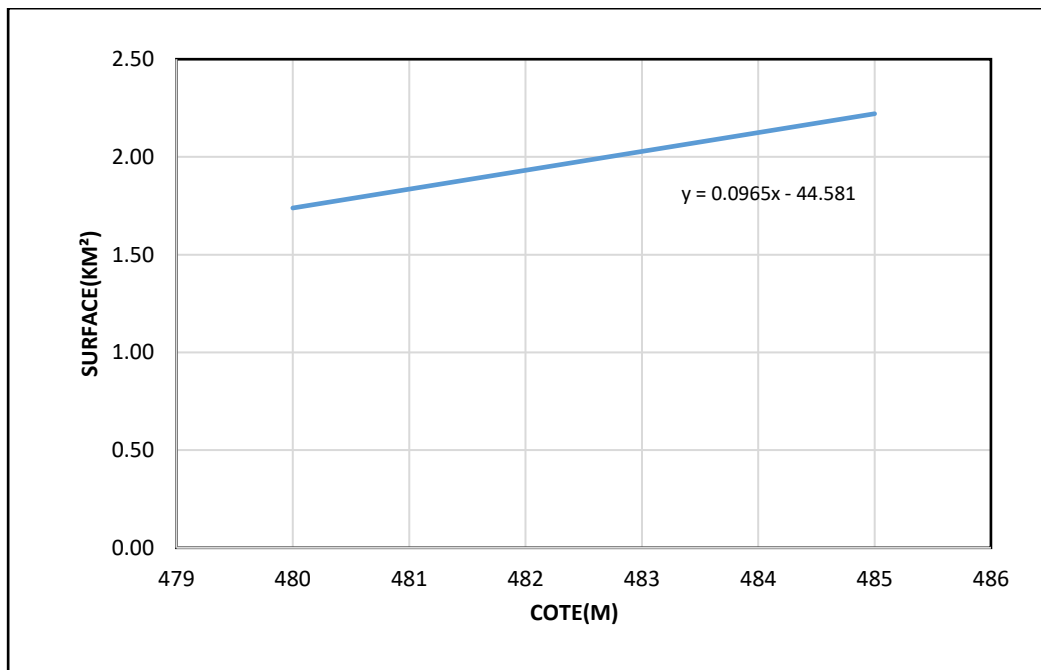


Figure III-18 Modélisation de la courbe Surface-Hauteur.

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

Document téléchargé depuis : <http://dspace.ensh.dz>

Tableau III-35 Calcul de la courbe caractéristique $Q=f(2S/\Delta t + Q)$

H (m)	Côte (m)	O	S (Km2)	S (Mm ³)	2S/Δt + O (m ³ /s)
0.00	482.00	0.00	1.90	0.00	0.00
0.50	482.50	3.07	1.96	0.98	275.36
1.00	483.00	8.68	2.02	2.02	569.40
1.50	483.50	15.95	2.08	3.12	881.24
2.00	484.00	24.56	2.13	4.27	1210.56
2.50	484.50	34.32	2.19	5.48	1557.16
3.00	485.00	45.11	2.25	6.75	1920.94
3.50	485.50	56.85	2.31	8.08	2301.81
4.00	486.00	69.45	2.37	9.47	2699.68
4.50	486.50	82.88	2.43	10.91	3114.50
5.00	487.00	97.06	2.48	12.42	3546.23
5.50	487.50	111.98	2.54	13.98	3994.83
6.00	488.00	127.59	2.60	15.60	4460.26
6.50	488.50	143.87	2.66	17.28	4942.50
7.00	489.00	160.79	2.72	19.01	5441.51
7.50	489.50	178.32	2.77	20.80	5957.28
8.00	490.00	196.44	2.83	22.66	6489.78
8.50	490.50	215.15	2.89	24.57	7038.99
9.00	491.00	234.41	2.95	26.53	7604.91
9.50	491.50	254.21	3.01	28.56	8187.50
10.00	492.00	274.54	3.06	30.64	8786.76
10.50	492.50	295.39	3.12	32.79	9402.68
11.00	493.00	316.73	3.18	34.99	10035.23
11.50	493.50	338.57	3.24	37.25	10684.42
12.00	494.00	360.89	3.30	39.56	11350.23
12.50	494.50	383.68	3.35	41.94	12032.64
13.00	495.00	406.93	3.41	44.37	12731.65
13.50	495.50	430.63	3.47	46.86	13447.26
14.00	496.00	454.78	3.53	49.41	14179.44

Document téléchargé depuis : <http://dspace.ensh.dz>

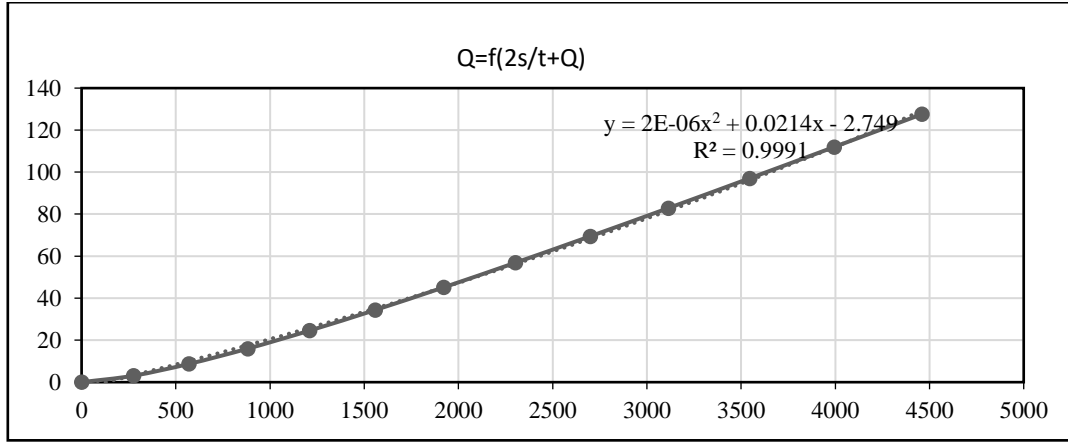


Figure III-19 : Courbe caractéristique $Q=f(2S/\Delta t + Q)$.

Tableau III-36 Calcul de l'hydrogramme de sortie pour B=4 m.

Temps (h)	I	I1+I2	2S/Δt+Q	2S/Δt+Q-2Q	Q
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	58.88	58.88	275.36	269.22	3.07
4	244.20	303.08	572.30	552.00	10.15
6	400.45	644.65	1196.65	1145.20	25.72
8	212.84	613.29	1758.49	1676.35	41.07
10	90.40	303.24	1979.59	1884.69	47.45
12	30.09	120.49	2005.18	1908.77	48.20
14	1.88	31.97	1940.74	1848.11	46.32
16	0.00	1.88	1849.99	1762.62	43.69
18	0.00	0.00	1762.62	1680.25	41.18
20	0.00	0.00	1680.25	1602.54	38.85
22	0.00	0.00	1602.54	1529.18	36.68
24	0.00	0.00	1529.18	1459.87	34.65
26	0.00	0.00	1459.87	1394.36	32.75
28	0.00	0.00	1394.36	1332.41	30.98
30	0.00	0.00	1332.41	1273.78	29.32
32	0.00	0.00	1273.78	1218.27	27.75
34	0.00	0.00	1218.27	1165.69	26.29
36	0.00	0.00	1165.69	1115.86	24.91
38	0.00	0.00	1115.86	1068.62	23.62
40	0.00	0.00	1068.62	1023.81	22.40
42	0.00	0.00	1023.81	981.30	21.26
44	0.00	0.00	981.30	940.94	20.18
46	0.00	0.00	940.94	902.63	19.16
48	0.00	0.00	902.63	866.23	18.20

50	0.00	0.00	866.23	831.66	17.29
52	0.00	0.00	831.66	798.79	16.43
54	0.00	0.00	798.79	767.55	15.62
56	0.00	0.00	767.55	737.84	14.85
58	0.00	0.00	737.84	709.58	14.13
60	0.00	0.00	709.58	682.69	13.44
62	0.00	0.00	682.69	657.11	12.79
64	0.00	0.00	657.11	632.76	12.18
66	0.00	0.00	632.76	609.57	11.59
68	0.00	0.00	609.57	587.49	11.04
70	0.00	0.00	587.49	566.46	10.51
72	0.00	0.00	566.46	546.43	10.02
74	0.00	0.00	546.43	527.35	9.54
76	0.00	0.00	527.35	509.17	9.09
78	0.00	0.00	509.17	491.83	8.67
80	0.00	0.00	491.83	475.31	8.26
82	0.00	0.00	475.31	459.57	7.87

Tableau III-37 Hydrogramme d'entrée et de sortie pour différentes largeurs.

T(h)	I (m3/s)	I1+I2 (m3/s)	Hd (m)					
			3.14	3.10	2.57	2.48	2.23	2.19
			B (m)					
			4	8	12	16	20	24
0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	58.88	58.88	3.07	1.55	2.33	3.11	3.88	4.66
4	244.2	303.08	10.15	11.73	15.83	21.57	25.54	31.14
6	400.45	644.65	25.72	43.55	53.91	73.99	83.57	102.33
8	212.84	613.29	41.07	82.58	96.62	129.44	141.10	168.48
10	90.4	303.24	47.45	94.65	107.27	135.40	144.11	162.52
12	30.09	120.49	48.20	88.54	98.14	115.67	120.87	128.29
14	1.88	31.97	46.32	76.27	83.03	91.59	94.18	94.56
16	0	1.88	43.69	64.42	69.01	71.77	72.67	69.52
18	0	0	41.18	55.01	58.06	57.47	57.35	52.75
20	0	0	38.85	47.50	49.44	46.91	46.15	41.05
22	0	0	36.68	41.40	42.52	38.88	37.72	32.56
24	0	0	34.65	36.38	36.88	32.63	31.20	26.21
26	0	0	32.75	32.20	32.23	27.66	26.07	21.35
28	0	0	30.98	28.67	28.34	23.64	21.96	17.55

30	0	0	29.32	25.67	25.06	20.36	18.63	14.54
32	0	0	27.75	23.09	22.26	17.64	15.89	12.12
34	0	0	26.29	20.87	19.86	15.36	13.62	10.15
36	0	0	24.91	18.93	17.79	13.44	11.73	8.54
38	0	0	23.62	17.23	15.98	11.80	10.13	7.21
40	0	0	22.40	15.73	14.41	10.40	8.77	6.10
42	0	0	21.26	14.41	13.02	9.20	7.62	5.18
44	0	0	20.18	13.23	11.79	8.15	6.64	4.41
46	0	0	19.16	12.18	10.71	7.24	5.79	3.76
48	0	0	18.20	11.23	9.74	6.45	5.06	3.21
50	0	0	17.29	10.38	8.88	5.75	4.43	2.74
52	0	0	16.43	9.62	8.10	5.14	3.88	2.34
54	0	0	15.62	8.92	7.41	4.60	3.40	2.01
56	0	0	14.85	8.29	6.78	4.12	2.99	1.72
58	0	0	14.13	7.71	6.22	3.69	2.63	1.48
60	0	0	13.44	7.19	5.70	3.32	2.31	1.27
62	0	0	12.79	6.71	5.24	2.98	2.03	1.09
64	0	0	12.18	6.26	4.82	2.68	1.79	0.93
66	0	0	11.59	5.86	4.43	2.41	1.58	0.80
68	0	0	11.04	5.48	4.08	2.17	1.39	0.69
70	0	0	10.51	5.14	3.76	1.96	1.23	0.59
72	0	0	10.02	4.82	3.47	1.77	1.08	0.51
74	0	0	9.54	4.52	3.20	1.59	0.96	0.44
76	0	0	9.09	4.25	2.96	1.44	0.84	0.38
78	0	0	8.67	4.00	2.73	1.30	0.74	0.33
80	0	0	8.26	3.76	2.53	1.17	0.66	0.28
82	0	0	7.87	3.54	2.34	1.06	0.58	0.24

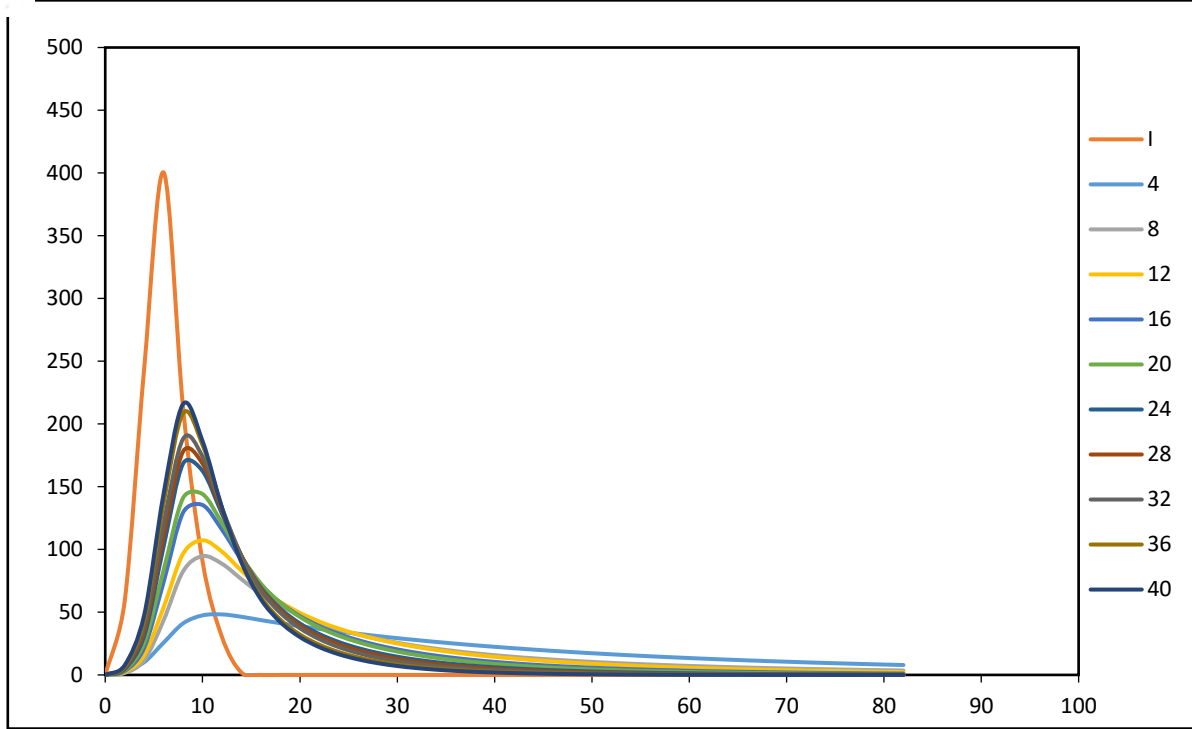


Figure III-20 : Hydrogrammes de sortie.

Tableau III-38 Récapitulatif des résultats de laminages

B (m)	H (m)	NPHE (m)	Qlaminé (m³/s)
4	3.14	485.14	48.20
8	3.10	485.10	94.65
12	2.57	484.57	107.27
16	2.48	484.48	135.40
20	2.23	484.23	144.11
24	2.19	484.19	168.48

III.9 Etude d'optimisation :

Afin de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue et sa hauteur, il faut faire une étude d'optimisation. Cette dernière consiste à évaluer le coût approximatif de l'évacuateur pour les différentes largeurs et hauteurs.

III.9.1 La revanche :

La revanche est la hauteur comprise entre le NPHE et la crête, elle est en fonction de la hauteur des vagues, la vitesse du vent et la vitesse de propagation des vagues, il y'a plusieurs méthodes pour le calcul de la revanche :

✓ **Formule de Mallet-Paquant :**

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots \text{III-57}$$

Avec :

$$H = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} \quad \text{Et} \quad V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}H \dots \dots \dots \text{III-58}$$

- H : Hauteur des vagues (m).
- V : Vitesse de propagation des vagues (m/s).
- F : Fetch (3.13Km)

✓ **Formule de Molitor :**

$$R = 0.75 H + \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots \text{III-59}$$

$$H = 0.75 + 0.032 \sqrt{UF} - 0.27 F^{0.25} \dots \dots \dots \text{III-60}$$

Avec : U : Vitesse du vent mesurée en Km/h (U = 100 Km/h).

$$V = 1.5 + 2H$$

✓ **Formule simplifiée :**

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \dots \dots \dots \text{III-61}$$

Tableau III-39 Résultat de calcul de la revanche

Formule	R (m)
Mallet- Paquant	1.34
Molitor	1.31
Formule simplifié	1.53
La moyenne	1.25

A partir de ces valeurs et pour des raisons de sécurité, on prend une valeur de 1.5 m pour la revanche.

III.9.1.1 La hauteur du barrage :

$$H_b = NNR - C_f + H_d + R \dots\dots\dots III-62$$

Avec :

- NNR : Niveau normal de la retenue NNR= 482m.
- Cf: Côte du fond Cf= 412 m.
- Ha : la hauteur déversée.
- R : Revanches en (m).

Tableau III-40 Résultats de calcul de la hauteur de la digue.

B (m)	H (m)	Q _{laminé} (m ³ /s)	H _b (m)
4	3.14	48.20	75.77
8	3.10	94.65	75.73
12	2.57	107.27	75.20
16	2.48	135.40	75.10
20	2.23	144.11	74.85
24	2.19	168.48	74.81

✓ **Formule de KNAPPEN :**

$$b_{cr} = 1.656\sqrt{H_b} \dots\dots\dots III-63$$

✓ **Formule de E-F-PREECE :**

$$b_{cr} = (1.1\sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots III-64$$

✓ **Formule simplifiée :**

$$b_{cr} = 3.6 \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots \dots \dots \text{III-65}$$

✓ **Formule pratique :**

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots \dots \dots \text{III-66}$$

Avec : H_b : Hauteur de la digue (m)

Tableau III-41 Largeur en crête pour différentes hauteurs de la digue.

B (m)	H (m)	Q _{laminé} (m ³ /s)	H _b (m)	b _{cr} (m)				MOYENNE
				KNAPPEN	PREENCE	SIMPLIFIE	PRATIQUE	
4	3.14	48.20	75.77	14.36	10.58	12.23	14.51	12.92
8	3.10	94.65	75.73	14.36	10.57	12.23	14.50	12.92
12	2.57	107.27	75.20	14.31	10.54	12.20	14.45	12.87
16	2.48	135.40	75.10	14.30	10.53	12.19	14.44	12.87
20	2.23	144.11	74.85	14.27	10.52	12.17	14.42	12.85
24	2.19	168.48	74.81	14.27	10.51	12.17	14.42	12.84

A partir des résultats, la largeur en crête de $b_{cr} = 12.85 \text{ m}$ mais comme le barrage est un barrage de type BCR largeur en crête sera égale à $b_{cr} = 6 \text{ m}$.

III.9.2 Coût de la digue :

On calcul premièrement le volume de la digue pour les différentes hauteurs afin de déterminer son coût, le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \sum V_i \dots \dots \dots \text{III-67}$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L \dots \dots \dots \text{III-68}$$

Avec :

- V_i : Volume du barrage pour la section (i-i).
- L : Distance entre deux coupes voisines.
- S_i : Section transversale de la coupe (i-i)

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_i}{2} H_i \dots\dots\dots \text{III-69}$$

- B_i : Largeur de base.

$$B_i = (m_1 + m_2) H_i + b_{cr} \dots\dots\dots \text{III-70}$$

- m_1, m_2 : Fruits des talus égale à 0 et 0.85 respectivement.
- b_{cr} : Largeur en crête.
- H_i : Hauteur de la tranche (i-i)

A partie du profil de l'axe de la digue du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes charges déversantes, nous avons opté pour trois section (1-1) (2-2) (3-3), le volume et le cout sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III-42 Coût de la digue pour différentes hauteurs.

B	Hb	Section 1 et 3			Section 2			Volume	Coût
		H1=H3	B1=B3	S1=S3	H2	B2	S2		
4.00	75.77	37.89	38.20	837.34	75.77	70.41	2894.74	211335.63	2113.36
8.00	75.73	37.87	38.19	836.60	75.73	70.37	2892.01	211141.26	2111.41
12.00	75.20	37.60	37.96	826.40	75.20	69.92	2854.41	208458.28	2084.58
16.00	75.10	37.55	37.92	824.62	75.10	69.84	2847.87	207991.64	2079.92
20.00	74.85	37.42	37.81	819.78	74.85	69.62	2830.04	206719.43	2067.19
24.00	74.81	37.40	37.79	819.05	74.81	69.59	2827.33	206525.97	2065.26

III.9.3 Coût de l'évacuateur de crue :

Le type du déversoir est « Creager », il s'adapte mieux à la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement, ainsi que cette lame d'eau épouse toujours ce type de profil. Le déversoir sera construit en béton armé.

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

$$\frac{y}{H} = 0.47 \left(\frac{x}{h} \right)^{1.85} \dots\dots\dots \text{III-71}$$

Avec :

- H : Charge sur le seuil.
- Y : Ordonnée du profil (m).
- X : Abscisse du profil (m).

Le volume de déversoir sera : $V_{dev} = S B$

Avec :

- S : Section transversale (m²).
- B : Largeur du déversoir (m).

Le prix du béton armé : 35 000 Da/m³

Le coût du déversoir pour différentes largeurs est présenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-43 Coût du déversoir.

B (m)	H (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coût (M DA)
4	3.14	71.5	286	10.01
8	3.10	69.71	557.68	19.52
12	2.57	47.91	574.92	20.12
16	2.48	44.62	713.92	24.99
20	2.23	36.07	721.4	25.25
24	2.19	34.79	834.96	29.22

III.9.4 Coût du coursier :

Le coursier est de section rectangulaire avec une longueur de 91.87 m (inclut le bassin de dissipation et le canal de fuite)

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} L_{\text{coursier}} \dots\dots\dots \text{III-72}$$

$$b_{\text{coursier}} = (Q_{\text{max}})^{0.4} \dots\dots\dots \text{III-73}$$

$$b_{\text{ext.coursier}} = b_{\text{coursier}} + 1.4 \dots\dots\dots \text{III-74}$$

$$S_{\text{radier}} = b_{\text{ext.coursier}} e ; e = 0.6\text{m} \dots\dots\dots \text{III-75}$$

$$H_{\text{mur}} = H_d + 0.8 \dots\dots\dots \text{III-76}$$

$$S_{\text{mur}} = 2 H_{\text{mur}} e ; e = 0.6 \text{ m} \dots\dots\dots \text{III-77}$$

$$S_{\text{béton}} = S_{\text{mur}} + S_{\text{radier}} \dots\dots\dots \text{III-78}$$

Tableau III-44 Coût du coursier.

B (m)	H _d (m)	Q _{laminé} (m ³ /s)	S _{radier} (m ²)	S _{mur} (m ²)	S _{béton} (m ²)	V (m ³)	Coût (M DA)
4.00	3.14	48.20	3.67	4.72	8.39	770.79	26.98
8.00	3.10	94.65	4.54	4.68	9.22	847.08	29.65
12.00	2.57	107.27	4.73	4.04	8.78	806.33	28.22
16.00	2.48	135.40	5.11	3.93	9.05	831.09	29.09
20.00	2.23	144.11	5.22	3.63	8.85	813.24	28.46
24.00	2.19	168.48	5.50	3.58	9.09	834.97	29.22

III.9.5 Coût total du barrage

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné dans le tableau suivant :

Tableau III-45 Coût total du barrage.

B (m)	H _d (m)	Digue (MDA)	Evacuateur (MDA)	Total (MDA)
4	3.14	2113.36	63.40	2176.75
8	3.10	2111.41	79.37	2190.78
12	2.57	2084.58	78.03	2162.61
16	2.48	2079.92	85.21	2165.13
20	2.23	2067.19	84.68	2151.87
24	2.19	2065.26	90.57	2155.83

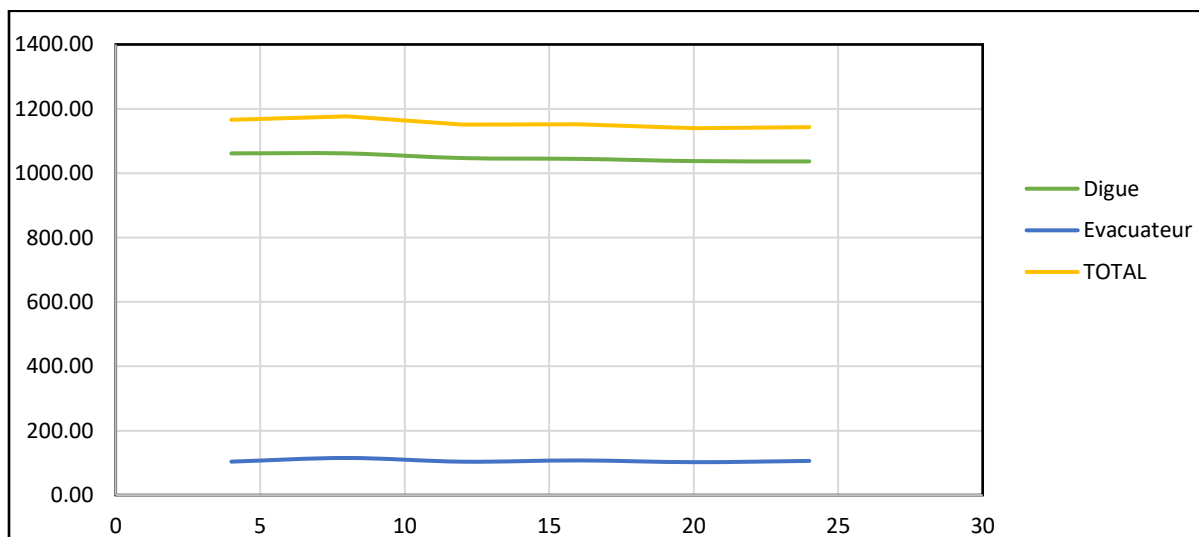


Figure III-21 Courbe d'optimisation.

Tableau III-46 Résultats de l'étude d'optimation.

Largeur déversante (m)	Hauteur déversante (m)	Débit déversant (m³/s)	Hauteur du barrage (m)	Côte en crête (m)
20	2.23	144.11	74.69	487

Tableau III-47 Résultats de l'étude de la régularisation et du laminage

Désignation	Unité	Valeur
Volume mort	Mm ³	13
Volume utile	Mm ³	25.43
Volume au NNR	Mm ³	38.43
Côte du fond	m NGA	412
Côte NNR	m NGA	482
Côte NPHE	m NGA	484.23
Revanche	M	1.5
Cote en crête	m NGA	487
Largeur en crête	M	12.84
Débit laminé	m ³ /s	144.11
Largeur du déversoir	M	20
Charge déversant	M	2.23

Conclusion

Sur la base de l'analyse des données hydrologiques existantes, on peut conclure que la quantité totale de précipitations dans cette zone est assez modérée, environ 297 mm/an. Le débit de la crue roulante est de 144.11 m³/s, le niveau d'eau NNR qui doit être calé au sommet du déversoir est de 482 m NGA, la largeur optimale du déversoir est de 20 m, et la charge de décharge est de 2.23 m. Le volume utile est de 25.43 Mm³ et le volume mort est de 13 Mm³.

La difficulté d'obtenir des données hydrologiques et des recherches existantes, ainsi que le manque de certaines données locales, nous obligent à utiliser des formules empiriques, ce qui rend les résultats moins précis. Pour assurer le fonctionnement normal des réservoirs et ouvrages

hydrauliques, il est nécessaire d'installer des stations d'eau de pluie et des réservoirs de mesure de l'évaporation dans le bassin pour fournir des informations locales plus précises.

Chapitre IV. Evacuateur de crue

Introduction

Le barrage doit être équipé d'ouvrages annexes, tels que dérivation provisoire, tour d'arrivée d'eau et évacuateur de crues, qui font l'objet de notre étude. Le déversoir est une structure conçue pour permettre aux eaux de crue de traverser le barrage sans l'endommager, et pour empêcher le barrage d'être inondé en contrôlant le niveau d'eau maximum.

La classification des évacuateurs de crues est faite suivants différentes critères :

1- Le type de fonctionnement hydraulique ou régime d'écoulement :

- Evacuateur de surface (entonnement frontal, latéral, labyrinthe ...)
- Evacuateur en charge.
- Evacuateur de crues en puits.
- Evacuateur siphon sommaire pour petit barrage.
- Evacuateur siphon à faible charge et fort débit.

2- L'emplacement par rapport à la digue :

- Evacuateur central.
- Evacuateur latéral
- Evacuateur latéral à entonnement frontal.
- Evacuateur latéral à entonnement latéral.

3- Mode de réglage du débit :

- Seuil vannée
- Seuil non vannée.

IV.1 Choix de l'évacuateur de crue :

Le choix du type d'évacuateur de crue et son dimensionnement intègrent également de nombreux éléments dont un des premiers est la sensibilité de la structure choisie à un exhaussement de la retenue mais interviennent également les caractéristiques hydrologiques du site, les possibilités topographiques, les caractéristiques du bassin versant en termes de corps flottants ou de transports de sédiment. De ces différents éléments, il résulte une grande variabilité dans le choix du type d'évacuateur.

- Les critères intervenants dans le choix du type sont :

- La qualité des prévisions des crues.
- La sismicité de la zone d'étude.
- Les conditions topographiques et géologiques particulières du site.
- Le type de barrage.
- Le plus court possible.
- Suffisamment éloigné du pied aval du barrage.
- Rectiligne si possible

- **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.

En parallèle ce type d'évacuateurs présente les inconvénients suivants :

- 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 représentent les avantages :

- Un dispositif sûr et efficace.
- Facile à calculer et à réaliser en coté de digue.
- Moins couteux qu'un barrage déversoir en béton.
- Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement (débit de la crue)

Aussi les inconvénients :

- 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.

Pour ce barrage on va envisager de de dimensionner deux évacuateurs de crue un central sur le corps de la digue et un autre évacuateur latéral à entonnement frontal.

IV.2 Choix de la rive favorable

Il se trouve que la rive droite est mieux favorable que la rive gauche parce que la pente du moins importante que celle de la rive gauche et la longueur de l'évacuateur de crue est plus courte ce qui diminue le volume du terrassement et les dimensions du coursier et l'ouvrage de dissipation (la largeur et la longueur). La rive gauche a un versant à forte pente, d'où un évacuateur latéral sur cette rive conduit à

- Un volume de déblai important
- Un coursier à forte pente favorise l'érosion et la vibration des murs bajoyers.

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue latéral sur la rive droite.

IV.3 Evacuateur central

IV.3.1 Dimensionnement et calcul hydraulique

L'évacuateur de crue central constitué en général des éléments suivants :

- Déversoir
- Coursier
- Ouvrage de dissipation
- Canal de fuite

Pour le calcul hydraulique de l'évacuateur de crues, on est besoins des données suivantes

- Le débit maximum à évacuer : $q_{év} = 144.11 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur déversant: $L=20\text{m}$
- Charge hydraulique au-dessus du déversoir : $H = 2.23 \text{ m}$
- Côte de la retenue normale : $NNR =482 \text{ m}$

IV.3.2 Déversoir

Le déversoir a pour fonction de capter l'eau de la retenue, et il joue le rôle de la partie contrôle, déterminant la taille en fonction des contraintes de stabilité et du débit de pointe.

Les caractéristiques de l'écoulement dans le déversoir dépendent de la géométrie de ce dernier, c'est pourquoi nous avons choisi un déversoir à paroi mince avec un profil WES pour éviter la cavitation.

1. Quadrant amont

Pour la partie amont du déversoir, elle est calculée par la formule :

$$\frac{X^2}{A^2} + \frac{(B-Y)^2}{B^2} = 1 \dots\dots\dots \text{IV-1}$$

Avec :

- X,Y : Coordonnées longitudinale et verticale du profil amont du déversoir respct.
- A,B : Paramètres déterminés par l'abaque suivante.

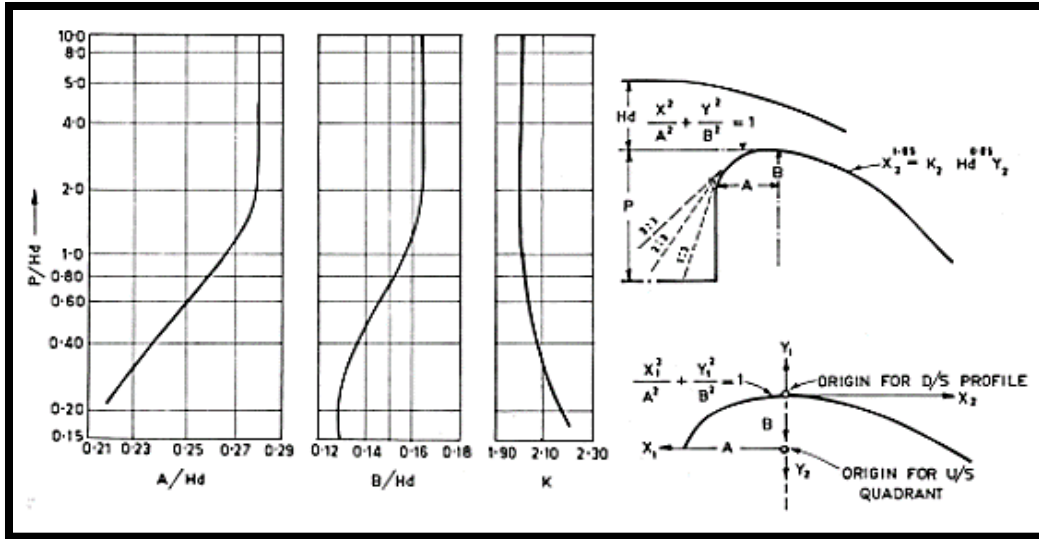


Figure IV-1 : Abaque de calcul pour la partie amont du déversoir (Murphy, 1973)

Tableau IV-1 Les paramètres pour dessiner le profil du déversoir

Paramètre	Valeur
P	3.5
H_e	2.23
H_d	1.56
K	2
A	0.44
B	0.26
N	1.85
α	1

Par la formule précédente on calcul les coordonnées :

Tableau IV-2 Coordonnées du quadrant amont du déversoir

X	Y
0.00	0.00
-0.23	-0.04
-0.32	-0.08
-0.37	-0.12
-0.40	-0.16
-0.43	-0.20

-0.44	-0.24
-0.44	-0.26

2. Quadrant aval

Pour la partie aval du déversoir, elle est calculée par la formule :

$$X^n = KH_d^{n-1}Y \dots\dots\dots IV-2$$

Avec :

- X, Y : Coordonnées horizontale et verticale du profil amont du déversoir.
- K, n ; paramètre dépendant de la pente de la paroi amont du déversoir.

Tableau IV-3 Coordonnées du quadrant aval du déversoir

X	Y
0	0.00
0.2	-0.02
0.4	-0.06
0.6	-0.13
0.8	-0.23
1	-0.34
1.2	-0.48
1.4	-0.64
1.6	-0.82
1.71	-0.92
4.29	-3.50

Tableau IV-4 Coordonnées du profil du déversoir complet

X	y	x (suite)	y (suite)
-0.46	-1.4	0.2	-0.02
-0.46	-1.6	0.4	-0.06
-0.46	-1.64	0.6	-0.13
-0.44	-1.2	0.8	-0.23
-0.42	-1	1	-0.34
-0.4	-0.8	1.2	-0.48
-0.36	-0.6	1.4	-0.64
-0.3	-0.4	1.6	-0.82
-0.22	-0.2	1.71	-0.92
0	0	4.29	-3.50

3. Ligne d'eau

On les coordonnées de la surface supérieure de la nappe liquide franchissant un déversoir standard type WES à paroi amont verticale :

H/H_d = 0.5		H/H_d = 1		H/H_d = 1.33	
X=x/H_d	Y=y/H_d	X=x/H_d	Y=y/H_d	X=x/H_d	Y=y/H_d
-1	-0.49	-1	-0.933	-1	-1.21
-0.8	-0.484	-0.8	-0.915	-0.8	-1.185
-0.6	-0.475	-0.6	-0.893	-0.6	-1.151
-0.4	-0.460	-0.4	-0.865	-0.4	-1.11
-0.2	-0.425	-0.2	-0.821	-0.2	-1.06
0	-0.371	0	-0.755	0	-1
0.2	-0.3	0.2	-0.681	0.2	-0.019
0.4	-0.2	0.4	-0.586	0.4	-0.821
0.6	-0.075	0.6	-0.465	0.6	-0.705
0.8	0.075	0.8	-0.32	0.8	-0.569
1	0.258	1	-0.145	1	-0.411
1.2	0.48	1.2	0.055	1.2	-0.22
1.4	0.705	1.4	0.294	1.4	-0.002
1.6	0.972	1.6	0.563	1.6	0.243
1.8	1.269	1.8	0.857	1.8	0.531

Pour notre cas on a $\frac{H}{H_d} = 1.03$ on détermine par interpolation les coordonnées de la surface de la nappe liquide.

Tableau IV-5 Coordonnées de la nappe liquide.

X/H_d	Y/H_d	X	Y
-1.03	-0.96	-2.21	2.06
-0.82	-0.94	-1.76	2.02
-0.62	-0.92	-1.33	1.98
-0.41	-0.89	-0.88	1.91
-0.21	-0.84	-0.45	1.81
0.00	-0.78	0.00	1.68
0.21	-0.70	0.45	1.51
0.41	-0.60	0.88	1.29

0.62	-0.48	1.33	1.03
0.82	-0.33	1.76	0.71
1.03	-0.15	2.21	0.32
1.23	0.06	2.64	-0.13
1.44	0.30	3.10	-0.65
1.64	0.58	3.53	-1.25
1.85	0.88	3.98	-1.89

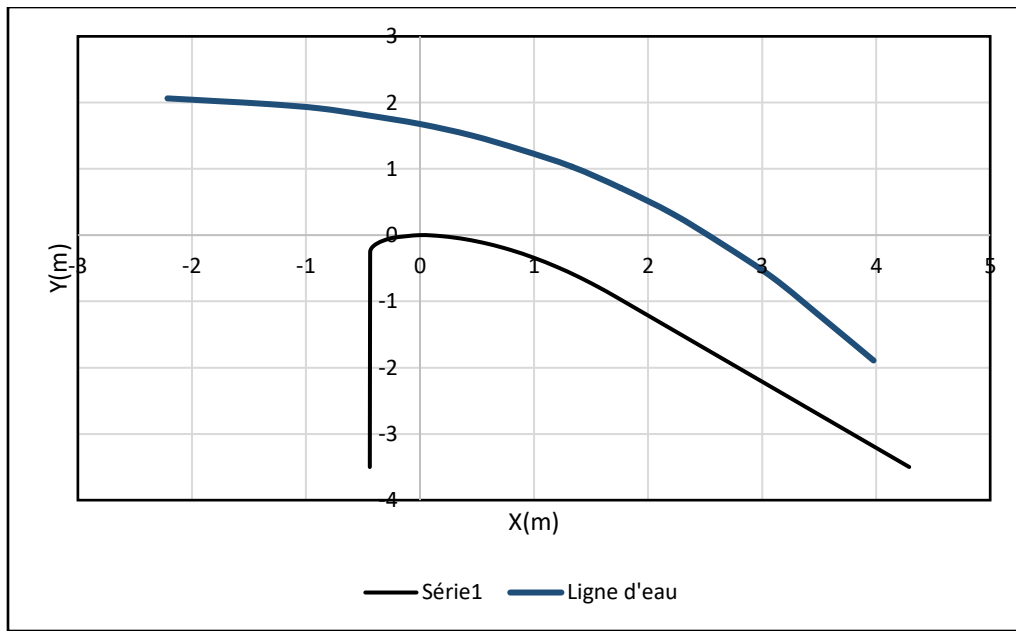


Figure IV-2 Profil du déservoir

IV.3.3 Coursier

Le coursier a conduit l'eau jusqu'au bassin de dissipation. Il est fortement recommandé de lui donner une section rectangulaire pour assurer un écoulement régulier en aval du déversoir.

La pente du coursier est de 117%, avec une longueur de 91.89m

On va dimensionner un coursier à marches d'escalier pour dissiper l'énergie

1.1.1.1 Choix de la hauteur des marches

La hauteur optimum des marches peut être calculée comme suit

$$S_{opt} = 0.5h_c \quad ; h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots \dots \dots \text{IV-3}$$

Avec :

- h_c : La hauteur critique en mètre (canal rectangulaire).
- q : Débit spécifique par unité de longueur
- g : Accélération de la pesanteur

$$S_{opt} = 0.9m$$

2.1.1.1 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 et un écoulement extrêmement turbulent. (Silvestri and ULg >, 2012) 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.

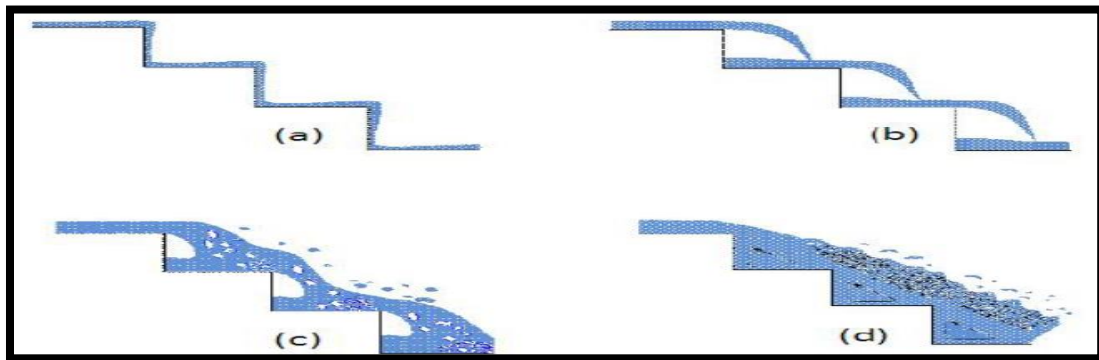


Figure IV-3 Régimes d'écoulement en cascade : (a) nappe 1 régime, (b) nappe 2 régime, (c) transition régime, (d) skimming flow (Silvestri and ULg >, 2012)

1. Limite entre nappe flow et skimming flow

La limite entre les deux régimes d'écoulement est donnée par la condition suivante (H. Chanson 1994) :

- Si $\frac{h_c}{s} > 0.97-0.14*\tan\Phi$ (Skimming flow)
- Si $\frac{h_c}{s} < 0.97-0.14*\tan\Phi$ (Nappe flow)

Avec :

- h_c : Hauteur critique (m)
- S : Hauteur des marches (m)
- Φ : Angle d'inclinaison du coursier ($\Phi = \text{tg}^{-1}(1/m) = 49,64^\circ$)

Tableau IV-6 Calcul de la limite entre nappe flow et skimming flow

$Q_{\text{laminé}}(\text{m}^3/\text{s})$	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	144.11
$q(\text{m}^3/\text{s}/\text{m})$	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	6.50	7.21
Y_c (m)	0.29	0.47	0.61	0.74	0.86	0.97	1.08	1.18	1.27	1.37	1.46	1.54	1.63	1.74
Y_c/S	0.33	0.52	0.68	0.82	0.96	1.08	1.20	1.31	1.41	1.52	1.62	1.71	1.81	1.94

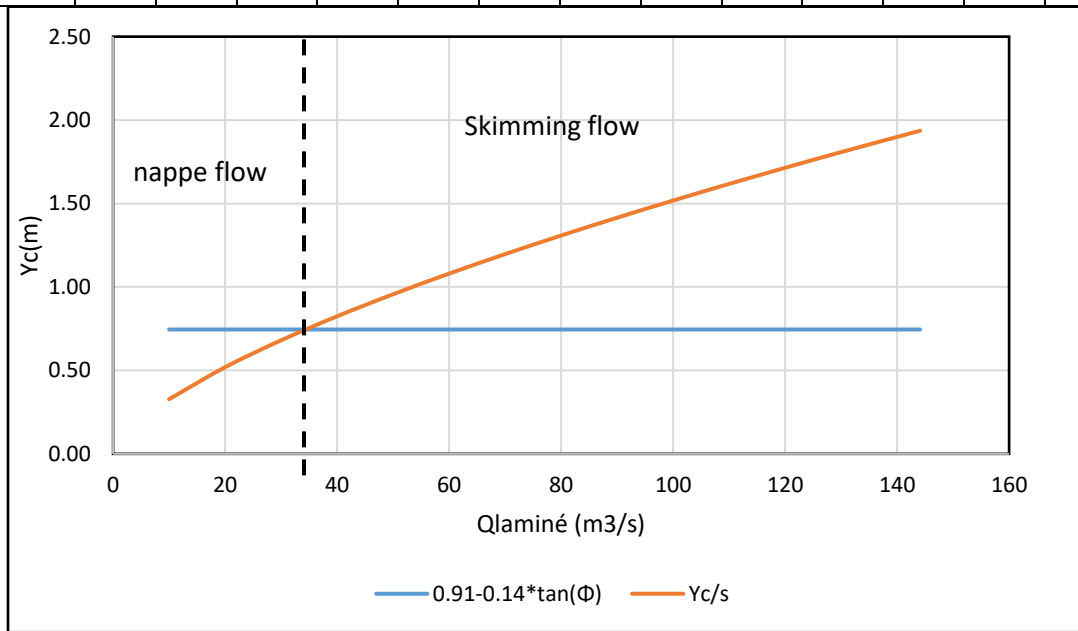


Figure IV-4 Limite entre nappe flow et skimming flow.

2. Longueur de la zone de courant non aéré

La longueur de la zone de courant non aéré est calculée par la formule suivante :

$$L_i = 9.72K * F_r^{0.86} \dots\dots\dots \text{IV-4}$$

$$F_r = \frac{q}{\sqrt{g*\sin\Phi S^3}} \dots\dots\dots \text{IV-5}$$

Avec :

- $K = 0,36$ m (Indice de rugosité)
- Fr : Nombre de Froude

Le calcul de la longueur de la zone de courant non aéré se fera pour différents débits et est représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV-7 Longueur de la zone de courant non aéré pour différents débits

$Q_{\text{laminé}}(\text{m}^3/\text{s})$	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	144.11
$q(\text{m}^3/\text{s}/\text{m})$	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6	6.5	7.2
Y_c (m)	0.29	0.47	0.61	0.74	0.86	0.97	1.08	1.18	1.27	1.37	1.46	1.54	1.63	1.74
F_r	0.21	0.43	0.64	0.86	1.07	1.29	1.50	1.71	1.93	2.14	2.36	2.57	2.78	3.09
L_i (m)	0.93	1.69	2.39	3.06	3.71	4.34	4.95	5.55	6.15	6.73	7.30	7.87	8.43	9.21

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.

Distance du début de courant uniforme

La distance du début de courant uniforme L_u est donnée par la formule suivante :

$$L_u = \frac{8.6q^{0.71}}{s^{0.07} \cos\Phi^{0.07} \sin\Phi^{0.28}} \dots \dots \dots \text{IV-6}$$

Le tableau suivant présente les calculs de la distance du début de courant uniforme pour les différents débits déversant :

Tableau IV-8 Distance du début de courant uniforme pour différents débits.

$Q_{\text{laminé}}(\text{m}^3/\text{s})$	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	144.11
$q(\text{m}^3/\text{s}/\text{m})$	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6	6.5	7.2
L_u (m)	5.89	9.64	12.85	15.77	18.47	21.03	23.46	25.79	28.04	30.22	32.33	34.39	36.40	39.17

3. 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 and Hager, 2003):

Données :

- Largeur du chenal amont au seuil et du coursier : $l_b = 20$ m

Document téléchargé depuis : <http://dspace.ensh.dz>

- Distance pied de coursier – crête du seuil Creager : $H_{dam} = 75m$
- Inclinaison du coursier : $49,64^\circ$
- Hauteur de marche : $S = 0,9 m$
- Débit injecté : $Q_{laminé} = 144.11 (m^3/s)$
- Hauteur critique : $h_c = 1,74 m$

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).

a. Calcul de l’énergie amont au coursier

$$E_{max} = H_{dam} + 1.5h_c \dots\dots\dots IV-7$$

b. Calcul du coefficient de frottement f_b du fond

$$f_b = (0.5 - 0.42 * \sin(2\Phi)) \left(\frac{K}{D_{h,w}} \right)^{0.2} \dots\dots IV-8$$

Avec :

$$D_{h,w} = 4 \frac{I_b h_{w,u}}{I_b + 2h_{w,u}} \dots\dots\dots IV-9$$

$$h_{w,u} = 0.23S \left(\frac{q}{\sqrt{g * \sin(\Phi) S^3}} \right)^{0.65} \dots\dots\dots IV-10$$

Avec :

- K : Indice de rugosité [m]
- D : Diamètre hydraulique [m]
- $h_{w,u}$: Hauteur uniforme d’eau pure

c. Calcul du facteur F

$$F = \left(\frac{f_b}{g * \sin\Phi} \right)^{1/3} * \cos\Phi + \frac{\alpha}{2} \left(\frac{f_b}{g * \sin\Phi} \right)^{-2/3} \dots\dots\dots IV-11$$

Avec :

- α : coefficient de correction ; ($\alpha = 1$)

d. Calcul de l’énergie résiduelle à la fin du coursier

$$H_{rés} = E_{max} \left(\frac{F}{\frac{H_{dam} + \frac{3}{2}}{h_c}} \right) \dots\dots\dots IV-12$$

e. Calcul de la dissipation d’énergie sur l’ouvrage (ΔE)

$$\Delta E = E_{\max} - H_{\text{rés}} \dots \dots \dots \text{IV-13}$$

f. 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 :

$$H_{\text{rés}} = h_{w,e} + \alpha \frac{q^2}{2gh_{w,e}^2} \dots \dots \dots \text{IV-14}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau ci-dessous

Tableau IV-9 L'énergie résiduaire à la fin du coursier en marches d'escaliers.

Désignation	$E_{\max}(\text{m})$	$h_{w,u}(\text{m})$	$D_{h,w}(\text{m})$	f_b	F	$H_{\text{rés}}(\text{m})$	$\Delta E(\text{m})$	$h_{w,e}(\text{m})$
Valeur	77.61	0.43	1.65	0.158	6.72	11.69	65.92	0.5

4. 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 :

$$h_{90} = 0.55 * \left(\frac{q^2 * S}{g \sin \Phi} \right)^{\frac{1}{4}} * \tanh \left(\frac{\sqrt{g * S * \sin \Phi}}{3q} (x - L_i) \right) + 0.42 \left(\frac{q^{10} * S^3}{g \sin \Phi} \right)^{\frac{1}{18}} \dots \dots \dots \text{IV-15}$$

$$H_{\text{baj}} = \eta * h_{90} \dots \dots \dots \text{IV-16}$$

Avec :

- L_i : Longueur de la zone de courant non aéré ; $L_i = 9.21 \text{ m}$
- x : Longueur du coursier ; $x = 91,89 \text{ m}$
- η : Facteur de sécurité

Tableau IV-10 Hauteurs des murs bajoyers

Désignation	$h_{90}(\text{m})$	η	$H_{\text{baj}}(\text{m})$
Valeur	1.97	1.5	2.96

IV.3.4 Bassin de dissipation

L'eau rejetée peut être transportée par des coursiers jusqu'au pied du barrage, elle atteint donc généralement des vitesses très élevées. Ce débit à grande vitesse détruira le lit naturel de la rivière avec beaucoup d'énergie cinétique. La seule façon de contrôler le débit d'eau à grande vitesse est de dissiper une certaine énergie mécanique et d'obtenir un débit d'eau à une vitesse

appropriée dans le lit de la rivière en dissipant le bassin. Le pool de dissipation le plus avantageux dépend du type de saut. Basé sur l'expérience de l'USBR (Bureau of Réclamation).

Tableau IV-11 Choix du type de bassin de dissipation(Durand et al., 1999a)

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq Fr \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq Fr \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq Fr \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq Fr \leq 9$	Ressaut stable
$Fr \geq 9$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

• **Type du bassin de dissipation :**

Le type du bassin de dissipation est en fonction du nombre de Froude et de la vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin, Selon la classification USBR il y a trois type (Durand et al., 1999a)

- Si $2.5 \leq Fr \leq 4.5$ on conçoit un dissipateur Type I.
- Si $Fr \geq 4.5$ Alors :
 - Dissipateur Type II si $V < 15$ m/s.
 - Dissipateur Type III si $V > 15$ m/s.

4.1.1.1 Conception du bassin de dissipation

A la fin du coursier la hauteur d'eau égale 0.5 m.

$Y_1 = 0.5\text{m} ; V_1 = \frac{q}{Y_1} = 14.4 \text{ (m/s)} ; Fr = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}} = 6.5$ donc le bassin dissipateur est de type II

▪ **La hauteur conjuguée :**

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 0.5(\sqrt{8Fr^2 + 1} - 1) \dots\dots\dots \text{IV-17}$$

Avec :

- Y_1, Y_2 : Les hauteurs conjuguées (m).
- Fr : Nombre de Froude d'entrée

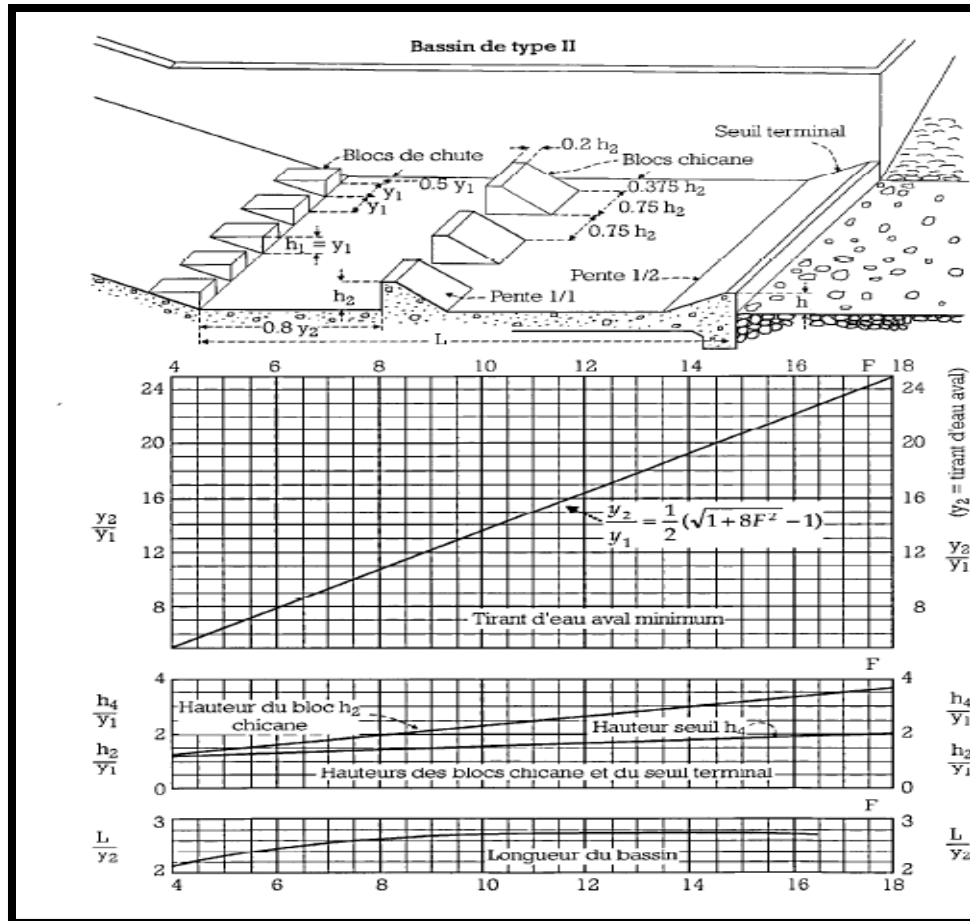


Figure IV-5 Schéma de bassin de dissipation USBR type II (Durand et al., 1999a)

- Longueur du bassin de dissipation

$Y_2=4.35\text{m}$ et par l'abaque dans la figure précédente, la longueur du bassin de dissipation est égale à 11 m.

- Dimensionnement des blocs de chute

Les blocs de chute ont une largeur et hauteur égalent à Y_1 et sont espacés de Y_1 .

- Dimensionnement du blocs chicanes

- Hauteur du bloc : $h_2=0.95\text{m}$
- Largeur et espacement : $0.75h_2=0.72\text{m}$
- Epaisseur : $0.2h_2=0.2\text{m}$
- Hauteur du seuil terminal : $h=0.75\text{m}$

IV.3.5 Canal de fuite

Le canal de fuite s'étend directement à partir du bassin de dissipation et sert à guider l'eau vers le cours d'eau naturel. Le canal de fuite projeté a une section rectangulaire, largeur $b = 20$ m, fruits des talus $m=1$ et une pente $i = 0,1$ %.

- **Profondeur critique**

$$h_c = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \sigma_{cr}^2 \right) \dots\dots\dots \text{IV-18}$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \dots\dots\dots \text{IV-19}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{k \cdot m}{b} \dots\dots\dots \text{IV-20}$$

- **Pente critique**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 C_{cr}^2 R_{cr}} \dots\dots\dots \text{IV-21}$$

Avec :

- Q : Débit (m³/s).
- S_{cr} : Surface mouillée (m²).
- C_{cr} : Coefficient de Chézy, donné par la formule.
- R_{cr} : Rayon hydraulique.

- **Profondeur normal**

La profondeur normale est déterminée par un calcul itératif

- **Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots \text{IV-22}$$

Avec :

- Q : Débit (m³/s).
- S : Surface mouillée (m²).

Tableau IV-12 Résultats de calcul du canal de fuite.

Désignations	Valeur
K	2.11

σ_{cr}	0.14
h_c	2.01
S_{cr}	30.19
R_{cr}	1.59
I_{cr}	0.0024
h_n	2.69
V	3.57
F_r	0.70

Le nombre de Froude est inférieur à 1 donc le régime est fluvial

IV.4 Evacuateur latéral à en entonnement latéral

L'évacuateur de crue à entonnement latéral se constitue des éléments suivants :

- Canal d'amenée.
- Déversoir.
- Auge de réception.
- Chenal d'écoulement.
- Coursier.
- Bassin de dissipation.
- Canal de fuite ou canal de restitution.

Le déversement se fait latéralement, le coefficient de débit $\mu=0.30$, on calcule la nouvelle longueur de déversoir :

$$l = \frac{Q}{\mu h_d^{3/2} \sqrt{2g}} \dots \dots \dots \text{IV-23}$$

Avec :

- l : Longueur du déversoir latéral (m).
- Q : Débit déversé (m³/s).
- μ : Coefficient de débit.
- h_d : Hauteur de la lame déversante (m).
- g : Accélération de la gravité.

IV.4.1 Canal d’approche

Le canal d'approche est un canal artificiel avant le déversoir, qui peut guider en douceur les eaux de crue jusqu'au seuil de débordement. Habituellement, le débit d'eau est maintenu stable à faible vitesse (doit être inférieur à la vitesse admissible spécifique à la nature du sol).

1. La vitesse d’approche (Va)

Elle est calculée pour vérifier l’influence de l’écoulement sur le canal d’approche

$$V_a = \frac{Q_{év}}{S_c} \dots\dots\dots IV-24$$

Avec :

- V_a : vitesse d’approche en (m/s).
- $Q_{év}$: Débit maximum à évacuer = 144.11 m³/s.
- S_c : Section du canal d’approche (une section rectangulaire) =b.h en m²
- b : Largeur du déversoir en (m)
- h : Charge hydraulique (m).
- $h=H+P$ (P est la hauteur de pelle et H est la charge).

2. Pente du canal d’approche

Pour un régime uniforme :

$$Q = \frac{1}{n} i^{0.5} S R^{2/3}$$

Avec :

- Q : Débit à évacuer (m³/s)
- n : Coefficient de Manning
- S : Section mouillée (m²)
- R : Rayon hydraulique (m)
- i : Pente du fond (m/m)

3. Hauteur du mur du canal d’approche

La hauteur du mur est donnée par la formule :

$$H_m = h_d + P + R_e \quad ; \quad R_e = 0.6 + 0.05 * V_a * h_d^{1/3} \dots\dots\dots IV-25$$

Avec :

- H_m : Hauteur du mur (m)

- h_d : Hauteur de la lame déversante (m)
- P : Hauteur de la pelle (m)
- R_e : Revanche (m)
- V_a : Vitesse d'approche (m/s).

Tableau IV-13 Récapitulatif du calcul de canal d'approche.

Désignation	Unité	Valeur
l	m	32.57
h_d	m	2.23
P	m	3.5
Sc	m ²	186.6
P_c	m	44.03
R_e	m	0.65
V_a	m/s	0.78
i	%	0.0008
H_m	m	6.38

IV.4.2 Déversoir

Le déversoir a pour fonction de capter l'eau de la retenue, et il joue le rôle de la partie contrôle, déterminant la taille en fonction des contraintes de stabilité et du débit de pointe.

Les caractéristiques de l'écoulement dans le déversoir dépendent de la géométrie de ce dernier, c'est pourquoi nous avons choisi un déversoir à paroi mince avec un profil WES pour éviter la cavitation.

1. Quadrant amont

Pour la partie amont du déversoir, elle est calculée par la formule :

$$\frac{X^2}{A^2} + \frac{(B-Y)^2}{B^2} = 1 \dots\dots\dots IV-26$$

Avec :

- X, Y : Coordonnées longitudinale et verticale du profil amont du déversoir respect.
- A, B : Paramètres déterminés par l'abaque suivante.

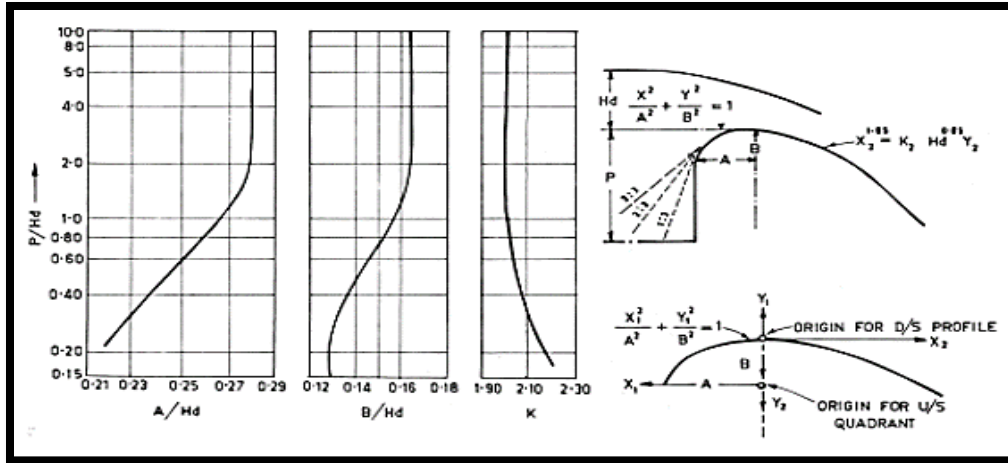


Figure IV-6 : Abaque de calcul pour la partie amont du déversoir (Murphy, 1973)

Tableau IV-14 Les paramètres pour dessiner le profil du déversoir

Paramètre	Valeur
P	3.5
H_e	2.23
H_d	1.56
K	2
A	0.44
B	0.26
n	1.85
α	1

Par la formule précédente on calcul les coordonnées :

Tableau IV 15 Coordonnées du quadrant amont du déversoir

X	Y
0.00	0.00
-0.23	-0.04
-0.32	-0.08
-0.37	-0.12
-0.40	-0.16
-0.43	-0.20
-0.44	-0.24
-0.44	-0.26

2. Quadrant aval

Pour la partie aval du déversoir, elle est calculée par la formule :

$$X^n = KH_d^{n-1}Y \dots\dots\dots IV-27$$

Avec :

- X, Y : Coordonnées horizontale et verticale du profil amont du déversoir.
- K, n ; paramètre dépendant de la pente de la paroi amont du déversoir.

Tableau IV-15 Coordonnées du quadrant aval du déversoir

X	Y
0	0.00
0.2	-0.02
0.4	-0.06
0.6	-0.13
0.8	-0.23
1	-0.34
1.2	-0.48
1.4	-0.64
1.6	-0.82
1.71	-0.92
4.29	-3.50

Tableau IV-16 Coordonnées du profil du déversoir complet

X	y	x (suite)	y (suite)
-0.46	-1.4	0.2	-0.02
-0.46	-1.6	0.4	-0.06
-0.46	-1.64	0.6	-0.13
-0.44	-1.2	0.8	-0.23
-0.42	-1	1	-0.34
-0.4	-0.8	1.2	-0.48
-0.36	-0.6	1.4	-0.64
-0.3	-0.4	1.6	-0.82
-0.22	-0.2	1.71	-0.92
0	0	4.29	-3.50

3. La ligne d'eau :

On les coordonnées de la surface supérieure de la nappe liquide franchissant un déversoir standard type WES à paroi amont verticale :

H/Hd = 0.5		H/Hd = 1		H/Hd = 1.33	
X=x/Hd	Y=y/Hd	X=x/Hd	Y=y/Hd	X=x/Hd	Y=y/Hd
-1	-0.49	-1	-0.933	-1	-1.21
-0.8	-0.484	-0.8	-0.915	-0.8	-1.185
-0.6	-0.475	-0.6	-0.893	-0.6	-1.151
-0.4	-0.460	-0.4	-0.865	-0.4	-1.11
-0.2	-0.425	-0.2	-0.821	-0.2	-1.06
0	-0.371	0	-0.755	0	-1
0.2	-0.3	0.2	-0.681	0.2	-0.019
0.4	-0.2	0.4	-0.586	0.4	-0.821
0.6	-0.075	0.6	-0.465	0.6	-0.705
0.8	0.075	0.8	-0.32	0.8	-0.569
1	0.258	1	-0.145	1	-0.411
1.2	0.48	1.2	0.055	1.2	-0.22
1.4	0.705	1.4	0.294	1.4	-0.002
1.6	0.972	1.6	0.563	1.6	0.243
1.8	1.269	1.8	0.857	1.8	0.531

Pour notre cas on a $\frac{H}{H_d} = 1.03$ on détermine par interpolation les coordonnées de la surface de la nappe liquide.

Tableau IV-17 Coordonnées de la nappe liquide.

x/Hd	y/Hd	X	Y
-1.03	-0.96	-2.21	2.06
-0.82	-0.94	-1.76	2.02
-0.62	-0.92	-1.33	1.98
-0.41	-0.89	-0.88	1.91
-0.21	-0.84	-0.45	1.81
0.00	-0.78	0.00	1.68
0.21	-0.70	0.45	1.51

0.41	-0.60	0.88	1.29
0.62	-0.48	1.33	1.03
0.82	-0.33	1.76	0.71
1.03	-0.15	2.21	0.32
1.23	0.06	2.64	-0.13
1.44	0.30	3.10	-0.65
1.64	0.58	3.53	-1.25
1.85	0.88	3.98	-1.89

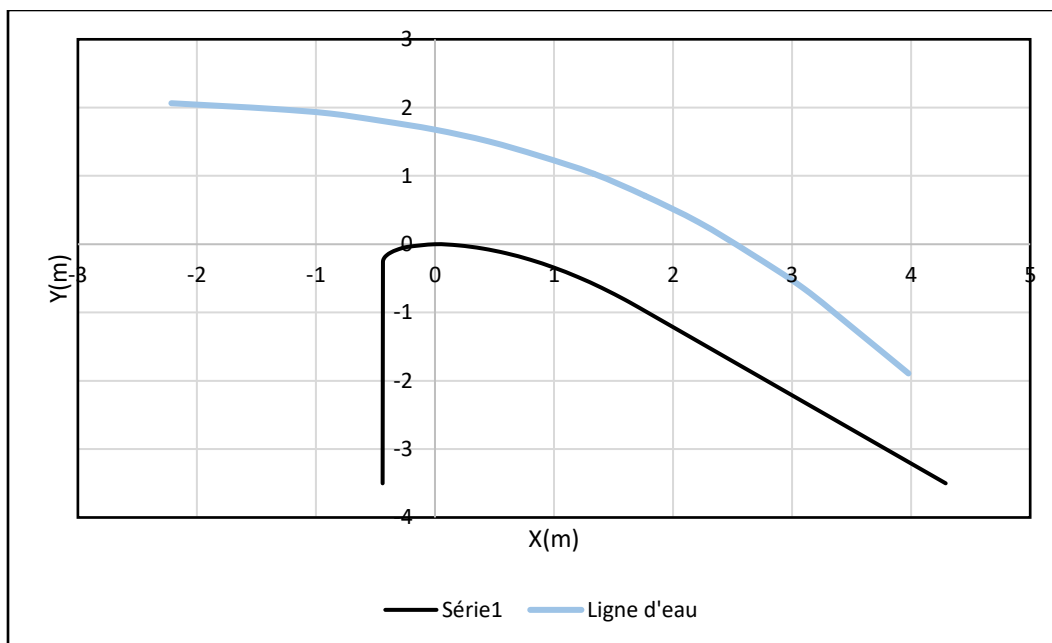


Figure IV-7 Profil du déservoir

IV.5 Auge de réception :

Les conditions d'écoulement dans le réservoir de réception après déchargement dépendent de deux écoulements qui se correspondent et ont des propriétés différentes. Le premier flux perpendiculaire à l'axe longitudinal du fossé est formé par le jet déversé après la fin du déversoir. Le deuxième flux est le flux principal, qui se produit dans le sens longitudinal et est affecté par la gravité. En raison de l'interaction entre les deux courants d'eau, un mouvement en spirale complexe se forme et il y a une forte expression d'irrégularité dans le niveau d'eau du profil horizontal. Dans le cas d'un écoulement important, la vitesse latérale dans la tranchée peut dépasser la vitesse

longitudinale principale de l'écoulement, ce qui entraînera une élévation soudaine du niveau d'eau près de la paroi opposée du déversoir.

Pour des raisons économiques et topographique la largeur du fond est variée du 5 à 15 m, et on divise en plusieurs sections de 4.6 m chacune.

Le débit considéré pour chaque section est calculé par la formule :

$$Q_x = \mu_0 x \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \dots \dots \dots \text{IV-28}$$

On fait varier la vitesse de tel sort on aura un vitesse max de 6m/s à la fin du l'auge de réception. Le tirant d'eau égale :

$$h = \frac{Q}{bV} \dots \dots \dots \text{IV-29}$$

La pente de la ligne d'eau dans chaque section calculée par la formule de Cheezy :

$$I = \frac{V^2}{CR^2} \dots \dots \dots \text{IV-30}$$

Avec : $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$

La perte de charge entre deux sections adjacentes :

$$\Delta h = x I_{\text{moy}} \dots \dots \dots \text{IV-31}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-18 Résultats de calcul de l'auge de réception.

Section	X _i	Q	V	S	b	h _i	R	I	I _{moy}	Δh
7	28	144.11	6.00	24.02	15.00	1.60	1.32	0.016		
6	23	123.49	6.00	20.58	13.00	1.58	1.27	0.016	0.016	0.44
5	18	102.87	5.00	20.57	11.00	1.87	1.40	0.010	0.013	0.30
4	14	82.25	5.00	16.45	10.00	1.64	1.24	0.012	0.011	0.20
3	9	61.63	4.50	13.69	8.00	1.71	1.20	0.010	0.011	0.15
2	4	41.00	4.00	10.25	7.00	1.46	1.03	0.010	0.010	0.09
1	0	20.38	3.50	5.82	5.00	1.16	0.79	0.010	0.010	0.04

On considère que la cote du fond dans la première section égale à la côte du seuil de déversoir soit 412 m, la côte initiale de la ligne d'eau dans l'auge est : 412 + h

Dans la 2^{ème} section, la côte de la ligne d'eau se diminue par la valeur de la perte de charge entre section 1 et 2, et la côte du fond est égale à la côte de la ligne d'eau moins le tirant d'eau dans cette section. Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-19 Résultats de calcul des côtes de l'auge de réception

Section	X_i	Côte ligne d'eau	Côte fond
7	0	413.16	412
6	4	413.12	411.66
5	9	413.03	411.32
4	14	412.88	411.24
3	18	412.68	410.81
2	23	412.38	410.80
1	28	411.94	410.34

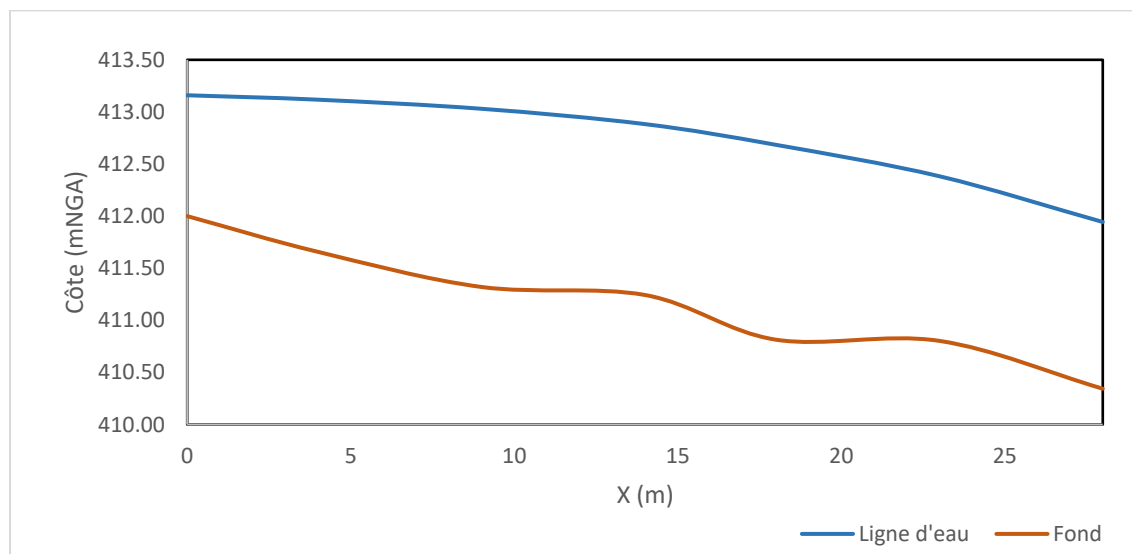


Figure IV-8 Profil en long de l'auge de réception.

- **Les murs bajoyers :**

Pour le déversoir et l'auge de réception, la hauteur des murs doit être au même niveau que celle de la crête de la digue.

IV.5.1 Chenal d'écoulement :

Le chenal d'écoulement suit directement l'auge de réception, ce dernier a une largeur de 15 m et une pente 0.16 %, le régime d'écoulement doit être fluvial.

- **Profondeur critique :**

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots \text{IV-32}$$

- **Pente critique :**

$$I_c = \left(\frac{Q n (b+2h_c)^{2/3}}{(b h_c)^{5/3}} \right)^2 \dots\dots\dots \text{IV-33}$$

- **Profondeur normale :**

Par la formule de Chézy, on trouve : $h_n = 1.87\text{m}$

- **Hauteur des murs bajoyers :**

En amont du chenal la hauteur des murs bajoyers est la même que celle de l'auge de réception, en aval la hauteur est déterminée avec :

$$H_{\text{mur}} = H + R ; R = 0.5 + 0.06 V H^{1/3} \dots\dots\dots \text{IV-34}$$

Tableau IV-20 Calcul du chenal d'écoulement.

Désignation	Unité	Valeur
Hauteur critique	m	2.11
Pente critique	m	0.004
Revanche	m	0.95
Hauteur des bajoyers	m	6.56

IV.5.2 Coursier

Le coursier a conduit l'eau jusqu'au bassin de dissipation. Il est fortement recommandé de lui donner une section rectangulaire pour assurer un écoulement régulier en aval du déversoir.

La pente du coursier est de 0.57, avec une longueur de 122m

- La ligne d'eau :

Le calcul est basé sur la méthode Indirecte d'Intégration Numérique, Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant $\frac{dQ}{dx} = 0$, est :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(S_0 - S_f)}{(1 - Fr^2)} \dots \dots \dots \text{IV-35}$$

Avec :

- S_0 : Pente du fond.
- S_f : Pente de la ligne d'énergie
- Fr : Nombre de Froude

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning. L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}}{1 - \frac{Q^2 B}{g A^3}} \dots \dots \dots \text{IV-36}$$

- n : Coeff de rugosité = 0,014.
- A : la section transversale.
- Q : le débit.
- R : rayon hydraulique.
- B : la largeur.

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance correspondante aux profondeurs y_i , et on calcul la profondeur moyenne : $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δx à chaque valeur de y_i , utilisant y_{moy} , et en l'ajoute à $\Delta x_{cumulés}$ jusqu'à cette étape si la somme est supérieure à la longueur L , et on continue avec une valeur de $y_i < y_i$ jusqu'à trouver la somme de Δx égal à la longueur L de coursier.

Dans notre cas toujours $y_c < y_i < y_0$ (**Courbe de remous type S2**).

La méthodologie de calcul se résume comme suit :

On calcule :

- $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$

- La section mouillée moyenne : $S_{moy}=By_{moy}$.
- Le périmètre mouillé moyen : $P_{moy}=B+2y_{moy}$.
- Le rayon hydraulique moyen : $R_{moy} = \frac{S_{moy}}{P_{moy}}$
- $\Delta y=0.02$

Avec : $y_c = \sqrt[3]{\left(\frac{Q^2}{gB^2}\right)}=1.74m$ et $y_n = 0.37m$

Tableau IV-21 Calcul de ligne d'eau dans le coursier.

Y (m)	y _{moy} (m)	S _{moy} (m ²)	P _{moy} (m)	R _{moy} (m)	V(m/s)	Fr ²	1-Fr ²	S _f	S ₀ - S _f	ΔX(m)	L(m)
2.11											0
2.09	2.10	31.52	19.20	1.64	4.57	1.01	-0.01	0.00	0.568	-0.001	0
2.07	2.08	31.22	19.16	1.63	4.62	1.04	-0.04	0.00	0.568	-0.002	0
2.05	2.06	30.92	19.12	1.62	4.66	1.07	-0.07	0.00	0.568	-0.003	0
2.03	2.04	30.62	19.08	1.60	4.71	1.11	-0.11	0.00	0.568	-0.004	0
2.01	2.02	30.32	19.04	1.59	4.75	1.14	-0.14	0.00	0.568	-0.005	0
1.99	2.00	30.02	19.00	1.58	4.80	1.17	-0.17	0.00	0.568	-0.006	0
1.97	1.98	29.72	18.96	1.57	4.85	1.21	-0.21	0.00	0.567	-0.007	0
1.95	1.96	29.42	18.92	1.55	4.90	1.25	-0.25	0.00	0.567	-0.009	0
1.93	1.94	29.12	18.88	1.54	4.95	1.29	-0.29	0.00	0.567	-0.010	0
1.91	1.92	28.82	18.84	1.53	5.00	1.33	-0.33	0.00	0.567	-0.012	0
1.89	1.90	28.52	18.80	1.52	5.05	1.37	-0.37	0.00	0.567	-0.013	0
1.87	1.88	28.22	18.76	1.50	5.11	1.41	-0.41	0.00	0.567	-0.015	0
1.85	1.86	27.92	18.72	1.49	5.16	1.46	-0.46	0.00	0.567	-0.016	0
1.83	1.84	27.62	18.68	1.48	5.22	1.51	-0.51	0.00	0.567	-0.018	0
1.81	1.82	27.32	18.64	1.47	5.28	1.56	-0.56	0.00	0.567	-0.020	0
1.79	1.80	27.02	18.60	1.45	5.33	1.61	-0.61	0.00	0.567	-0.022	0
1.77	1.78	26.72	18.56	1.44	5.39	1.67	-0.67	0.00	0.566	-0.023	0
1.75	1.76	26.42	18.52	1.43	5.46	1.72	-0.72	0.00	0.566	-0.026	0
1.73	1.74	26.12	18.48	1.41	5.52	1.78	-0.78	0.00	0.566	-0.028	0
1.71	1.72	25.82	18.44	1.40	5.58	1.85	-0.85	0.00	0.566	-0.030	0
1.69	1.70	25.52	18.40	1.39	5.65	1.91	-0.91	0.00	0.566	-0.032	0
1.67	1.68	25.22	18.36	1.37	5.71	1.98	-0.98	0.00	0.566	-0.035	0

1.65	1.66	24.92	18.32	1.36	5.78	2.05	-1.05	0.00	0.566	-0.037	0
1.63	1.64	24.62	18.28	1.35	5.85	2.13	-1.13	0.00	0.565	-0.040	0
1.61	1.62	24.32	18.24	1.33	5.93	2.21	-1.21	0.00	0.565	-0.043	0
1.59	1.60	24.02	18.20	1.32	6.00	2.29	-1.29	0.00	0.565	-0.046	0
1.57	1.58	23.72	18.16	1.31	6.08	2.38	-1.38	0.01	0.565	-0.049	1
1.55	1.56	23.42	18.12	1.29	6.15	2.47	-1.47	0.01	0.565	-0.052	1
1.53	1.54	23.12	18.08	1.28	6.23	2.57	-1.57	0.01	0.565	-0.056	1
1.51	1.52	22.82	18.04	1.26	6.32	2.67	-1.67	0.01	0.564	-0.059	1
1.49	1.50	22.52	18.00	1.25	6.40	2.78	-1.78	0.01	0.564	-0.063	1
1.47	1.48	22.22	17.96	1.24	6.49	2.90	-1.90	0.01	0.564	-0.067	1
1.45	1.46	21.92	17.92	1.22	6.58	3.02	-2.02	0.01	0.564	-0.072	1
1.43	1.44	21.62	17.88	1.21	6.67	3.14	-2.14	0.01	0.563	-0.076	1
1.41	1.42	21.32	17.84	1.19	6.76	3.28	-2.28	0.01	0.563	-0.081	1
1.39	1.40	21.02	17.80	1.18	6.86	3.42	-2.42	0.01	0.563	-0.086	1
1.37	1.38	20.72	17.76	1.17	6.96	3.57	-2.57	0.01	0.562	-0.091	1
1.35	1.36	20.42	17.72	1.15	7.06	3.73	-2.73	0.01	0.562	-0.097	1
1.33	1.34	20.12	17.68	1.14	7.16	3.90	-2.90	0.01	0.562	-0.103	1
1.31	1.32	19.82	17.64	1.12	7.27	4.08	-3.08	0.01	0.561	-0.110	2
1.29	1.30	19.52	17.60	1.11	7.38	4.27	-3.27	0.01	0.561	-0.117	2
1.27	1.28	19.22	17.56	1.09	7.50	4.47	-3.47	0.01	0.560	-0.124	2
1.25	1.26	18.92	17.52	1.08	7.62	4.69	-3.69	0.01	0.560	-0.132	2
1.23	1.24	18.62	17.48	1.06	7.74	4.92	-3.92	0.01	0.559	-0.140	2
1.21	1.22	18.32	17.44	1.05	7.87	5.17	-4.17	0.01	0.559	-0.149	2
1.19	1.20	18.02	17.40	1.04	8.00	5.43	-4.43	0.01	0.558	-0.159	2
1.17	1.18	17.72	17.36	1.02	8.13	5.71	-4.71	0.01	0.557	-0.169	3
1.15	1.16	17.42	17.32	1.01	8.27	6.01	-5.01	0.01	0.557	-0.180	3
1.13	1.14	17.12	17.28	0.99	8.42	6.33	-5.33	0.01	0.556	-0.192	3
1.11	1.12	16.82	17.24	0.98	8.57	6.68	-5.68	0.01	0.555	-0.205	3
1.09	1.10	16.52	17.20	0.96	8.73	7.05	-6.05	0.02	0.554	-0.218	3
1.07	1.08	16.22	17.16	0.94	8.89	7.45	-6.45	0.02	0.553	-0.233	4
1.05	1.06	15.92	17.12	0.93	9.05	7.87	-6.87	0.02	0.552	-0.249	4
1.03	1.04	15.62	17.08	0.91	9.23	8.34	-7.34	0.02	0.551	-0.266	4
1.01	1.02	15.32	17.04	0.90	9.41	8.84	-7.84	0.02	0.550	-0.285	4

0.99	1.00	15.02	17.00	0.88	9.60	9.38	-8.38	0.02	0.549	-0.305	5
0.97	0.98	14.72	16.96	0.87	9.79	9.96	-8.96	0.02	0.547	-0.328	5
0.95	0.96	14.42	16.92	0.85	10.00	10.60	-9.60	0.02	0.546	-0.352	5
0.93	0.94	14.12	16.88	0.84	10.21	11.29	-10.29	0.03	0.544	-0.378	6
0.91	0.92	13.82	16.84	0.82	10.43	12.04	-11.04	0.03	0.542	-0.407	6
0.89	0.90	13.52	16.80	0.80	10.66	12.86	-11.86	0.03	0.540	-0.439	7
0.87	0.88	13.22	16.76	0.79	10.90	13.75	-12.75	0.03	0.538	-0.474	7
0.85	0.86	12.92	16.72	0.77	11.16	14.74	-13.74	0.03	0.536	-0.513	8
0.83	0.84	12.62	16.68	0.76	11.42	15.81	-14.81	0.04	0.533	-0.556	8
0.81	0.82	12.32	16.64	0.74	11.70	17.00	-16.00	0.04	0.530	-0.604	9
0.79	0.80	12.02	16.60	0.72	11.99	18.30	-17.30	0.04	0.527	-0.657	9
0.77	0.78	11.72	16.56	0.71	12.30	19.74	-18.74	0.05	0.523	-0.717	10
0.75	0.76	11.42	16.52	0.69	12.62	21.34	-20.34	0.05	0.519	-0.784	11
0.73	0.74	11.12	16.48	0.67	12.96	23.11	-22.11	0.06	0.514	-0.860	12
0.71	0.72	10.82	16.44	0.66	13.32	25.09	-24.09	0.06	0.509	-0.946	13
0.69	0.70	10.52	16.40	0.64	13.70	27.30	-26.30	0.07	0.503	-1.045	14
0.67	0.68	10.22	16.36	0.62	14.11	29.78	-28.78	0.07	0.497	-1.158	15
0.65	0.66	9.92	16.32	0.61	14.53	32.56	-31.56	0.08	0.490	-1.289	16
0.63	0.64	9.62	16.28	0.59	14.99	35.70	-34.70	0.09	0.481	-1.442	18
0.61	0.62	9.32	16.24	0.57	15.47	39.27	-38.27	0.10	0.472	-1.623	19
0.59	0.60	9.02	16.20	0.56	15.98	43.32	-42.32	0.11	0.461	-1.837	21
0.57	0.58	8.72	16.16	0.54	16.53	47.95	-46.95	0.12	0.448	-2.096	23
0.55	0.56	8.42	16.12	0.52	17.12	53.26	-52.26	0.14	0.433	-2.412	26
0.53	0.54	8.12	16.08	0.50	17.75	59.38	-58.38	0.15	0.416	-2.805	28
0.51	0.52	7.82	16.04	0.49	18.44	66.49	-65.49	0.17	0.396	-3.305	32
0.49	0.50	7.52	16.00	0.47	19.17	74.77	-73.77	0.20	0.373	-3.959	36
0.47	0.48	7.22	15.96	0.45	19.97	84.49	-83.49	0.23	0.345	-4.843	41
0.45	0.46	6.92	15.92	0.43	20.83	95.96	-94.96	0.26	0.311	-6.099	47
0.43	0.44	6.62	15.88	0.42	21.78	109.62	-108.62	0.30	0.271	-8.010	55
0.41	0.42	6.32	15.84	0.40	22.81	125.99	-124.99	0.35	0.222	-11.240	66
0.39	0.40	6.02	15.80	0.38	23.95	145.79	-144.79	0.41	0.163	-17.813	84
0.37	0.38	5.72	15.76	0.36	25.21	169.97	-168.97	0.48	0.088	-38.204	122

Document téléchargé depuis : <http://dspace.ensh.dz>

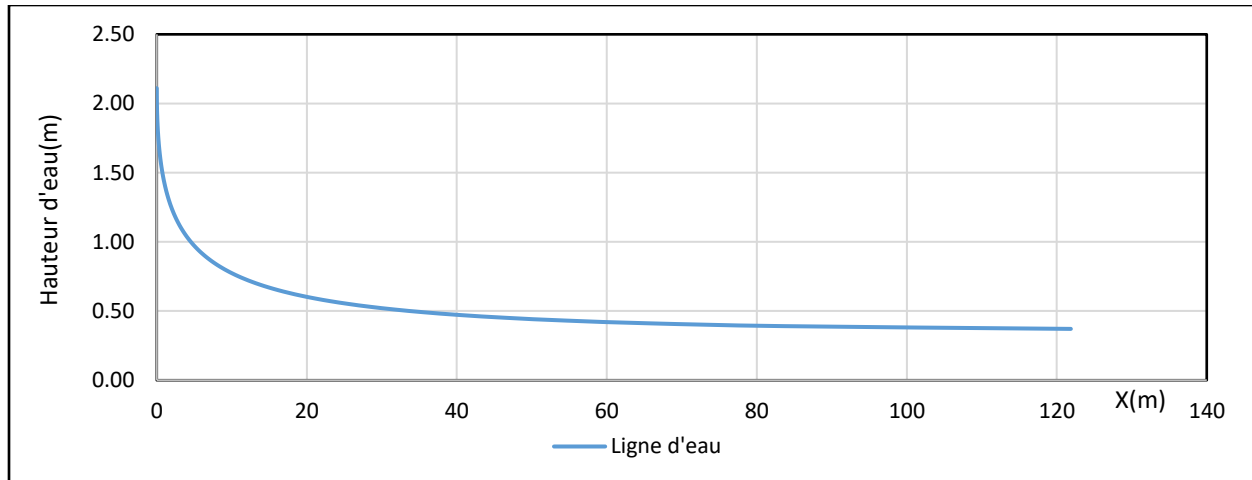


Figure IV 11 Ligne d'eau du coursier

- **Hauteur du mur bajoyers et vérification du phénomène d'aération :**

Tableau IV-22 Hauteurs du mur bajoyers dans le coursier

Y(m)	L(m)	S(m ²)	V(m/s)	Re(m)	Hbaj(m)
2.11	0	31.67	4.55	0.35	2.46
0.77	10	11.57	12.46	0.63	1.40
0.59	21	8.87	16.25	0.74	1.33
0.57	23	8.57	16.82	0.76	1.33
0.55	26	8.27	17.43	0.77	1.33
0.53	28	7.97	18.09	0.79	1.32
0.51	32	7.67	18.80	0.81	1.32
0.49	36	7.37	19.56	0.83	1.32
0.47	41	7.07	20.39	0.85	1.32
0.45	47	6.77	21.30	0.88	1.33
0.43	55	6.47	22.28	0.90	1.33
0.41	66	6.17	23.37	0.93	1.34
0.39	84	5.87	24.56	0.96	1.35
0.37	122	5.57	25.89	0.99	1.36

- **Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long du coursier**

La vitesse élevée dans le coursier a un risque sur l'érosion du fond à cause de la cavitation ; Le phénomène d'aération commence à partir d'une section où $V > V_{cr}$. Où V_{cr} est donnée par la formule de VOINITCH SYANOGENSKY :

$$V_{cr} = 6.63\sqrt{g * R * \cos\theta} * \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2} \left(1 + \frac{8.71n}{R^{1/6}}\right)} \dots\dots\dots IV-37$$

Avec :

- V_{cr} : Vitesse critique (m/s) ;
- R: Rayon hydraulique (m) ;
- θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier, $\theta=5.71^\circ$
- n : Coefficient de rugosité

Tableau IV-23 Vérification des phénomènes d'aération

Y(m)	L(m)	R(m)	V(m/s)	Vct(m/s)	Vct>V
2.11	0.0	1.65	4.55	27.72	Vérifiée
1.43	1.0	1.20	6.71	23.98	Vérifiée
0.77	10.1	0.70	12.46	18.83	Vérifiée
0.75	10.9	0.68	12.79	18.63	Vérifiée
0.73	11.8	0.67	13.14	18.44	Vérifiée
0.71	12.7	0.65	13.51	18.24	Vérifiée
0.69	13.7	0.63	13.90	18.03	Vérifiée
0.67	14.9	0.62	14.32	17.82	Vérifiée
0.65	16.2	0.60	14.76	17.61	Vérifiée
0.63	17.6	0.58	15.22	17.40	Vérifiée
0.61	19.3	0.57	15.72	17.18	Vérifiée
0.59	21.1	0.55	16.25	16.96	Vérifiée
0.49	35.7	0.46	19.56	15.77	Non vérifiée
0.47	40.5	0.44	20.39	15.52	Non vérifiée
0.41	65.9	0.39	23.37	14.73	Non vérifiée
0.39	83.7	0.37	24.56	14.46	Non vérifiée
0.37	121.9	0.35	25.89	14.18	Non vérifiée

A partir de L=23.2m, la condition n'est pas vérifiée

IV.5.3 Bassin de dissipation

- A la fin du coursier la hauteur d'eau égale 0.37 m.

- $Y_1 = 0.3 * m$; $V_1 = \frac{q}{Y_1} = 25.9 \text{ (m/s)}$; $F_r = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}} = 13.6$ donc le bassin dissipateur est de type

III

- La hauteur conjuguée :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 0.5(\sqrt{8Fr^2 + 1} - 1) \dots\dots\dots \text{IV-38}$$

Avec :

- Y_1, Y_2 : Les hauteurs conjuguées (m).
- F_r : Nombre de Froude d'entrée

Par l'abaque suivante on trouve la longueur du bassin de dissipation

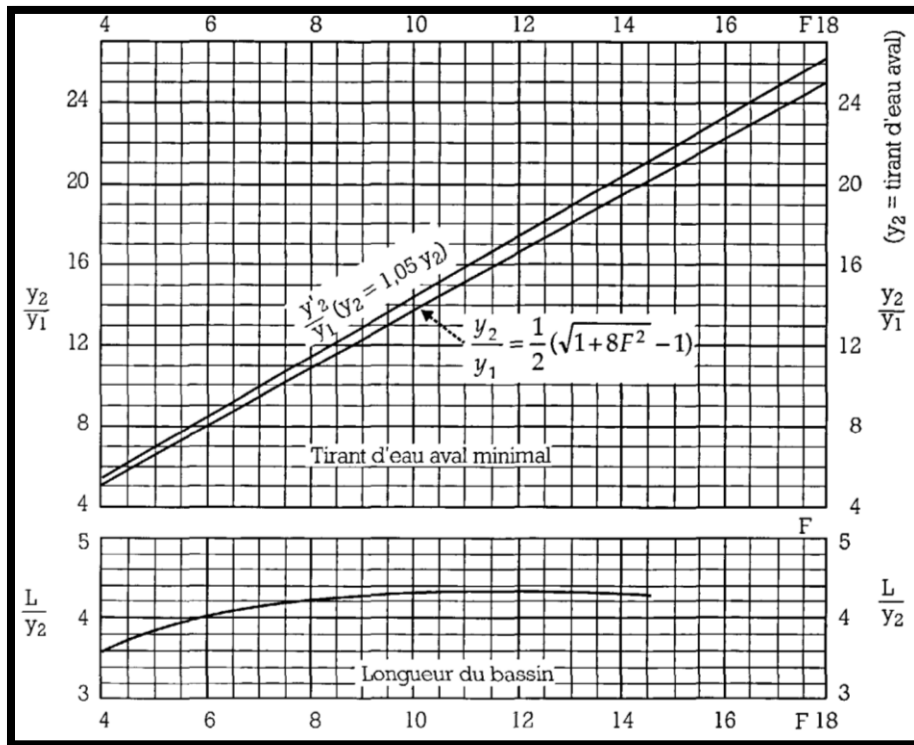


Figure IV-9 abaque détermination des paramètres et dimensions du dissipateur type III
(Durand et al., 1999a)

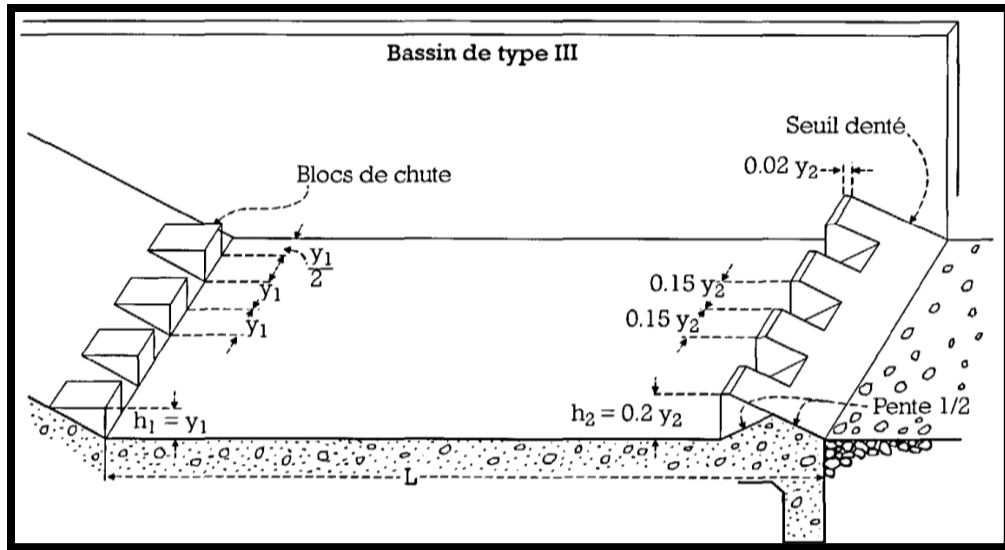


Figure IV-10 : Schéma du bassin de dissipation type III (Durand et al., 1999b)

- **Longueur du bassin de dissipation**

$Y_2=4.35\text{m}$ et par l'abaque, la longueur du bassin de dissipation est égale à 30 m.

- **Dimensionnement des blocs de chute**

Les blocs de chute ont une largeur et hauteur égales à Y_1 et sont espacés de Y_1 .

- **Dimensionnement du seuil denté**

- Hauteur du bloc : $h_2=0.2*Y_2=1.39$
- Largeur et espacement : $0.15h_2=1.04\text{m}$
- Epaisseur : $0.02h_2=0.14\text{m}$

IV.5.4 Canal de fuite

Le canal de fuite s'étend directement à partir du bassin de dissipation et sert à guider l'eau vers le cours d'eau naturel.

Le canal de fuite projeté a une section rectangulaire, largeur $b = 15$ m, fruits des talus $m=1$ et une pente $i = 0,1 \%$.

- **Profondeur critique**

$$h_c = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015\sigma_{cr}^2 \right) \dots\dots\dots \text{IV-39}$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g*b^2}} \dots\dots\dots \text{IV-40}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{k \cdot m}{b} \dots\dots\dots IV-41$$

• **Pente critique**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 C_{cr}^2 R_{cr}} \dots\dots\dots IV-42$$

Avec :

- Q : Débit (m3/s).
- S_{cr} : Surface mouillée (m²).
- C_{cr} : Coefficient de Chézy, donné par la formule.
- R_{cr} : Rayon hydraulique.

• **Profondeur normal**

La profondeur normale est déterminée par un calcul itératif

• **Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots IV-43$$

Avec :

- Q : Débit (m3/s).
- S : Surface mouillée (m²).

Tableau IV-24 Résultats de calcul du canal de fuite

Désignations	Valeur
K	2.11
σ _{cr}	0.14
h _c	2.01
S _{cr}	30.19
R _{cr}	1.59
I _{cr}	0.0024
h _n	2.69
V	3.57
F _r	0.70

Le nombre de Froude est inférieur à 1 donc le régime est fluvial.

Conclusion

On opte pour un évacuateur central avec le coursier a marches d'escalier pour des raisons hydrauliques et économiques à la fois vu qu'il y'a moins de travaux de préparation du terrain à faire.

Chapitre V. Tour de prise et vidange de fond

Introduction

Dans le processus de développement du projet formé par le barrage, le type de barrage, la fondation, la rive de la vallée de la rivière, la topographie du site et d'autres facteurs doivent être pris en compte pour planifier la sélection du site du contrat de projet auxiliaire pour ce travail. Les travaux annexes du plan barrage sont :

- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de vidange de fond.

Chacune de ces structures a des variantes différentes, représentant des avantages et des inconvénients, l'objectif est donc de choisir le type de structure le plus approprié (opérationnel-économique), c'est-à-dire l'économie technique.

La vidange de fond est une tâche indispensable pour le barrage et a pour but de :

- L'évacuation des dépôts de sédiment pour éviter l'envasement du barrage et des prises d'eau.
- Le contrôle du premier remplissage de la retenue.
- Le contrôle rehaussement du plan d'eau à un niveau voulu.
- La vidange totale ou partielle du barrage.
- L'évacuation d'une partie des eaux pendant les crues exceptionnelles.

V.1 Ouvrage de prise d'eau

V.1.1 Ouvrage de prise d'eau

Le but de cette structure est de s'assurer que le niveau de débit de pointe de la demande en aval se situe entre retenue normal et niveau d'eau minimum, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

V.1.2 Type de prise :

1. Prise d'eau en charge

Ce type est représenté par des tuyaux remblayés avec "l'âme en plaque métallique" ou en acier revêtu. Ce type de structure est très économique et permet de faibles pertes de charge, et offre l'avantage de regrouper les équipements de contrôle en aval du barrage.

De plus, les principaux défauts et le niveau d'adhérence unique ainsi que les fonctions qui ne sont pas séparées aux vidanges.

2. Prise d'eau flottante

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparées, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle-ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

3. Tour de prise

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise et vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

V.1.3 Type d'ouvrage de prise

Les différents types d'ouvrage de prise sont très variés et dépendent de plusieurs facteurs géologiques, condition de stabilité et d'autres facteurs d'ordre économique et technique mais on peut les regrouper en deux catégories : Tour verticale et tour inclinée.

- Tour incliné.
- Tour verticale.

V.1.4 Emplacement de la tour

En considérant la structure principale du barrage et les caractéristiques géomécaniques et topographique du terrain, la rive droite est plus favorable à la disposition de la tour de prise. Cette dernière se trouve à l'amont de la dérivation provisoire (Galerie de dérivation), les ouvrages de prise d'eau et de conduite seront utilisés aussi pour la vidange de fond.

V.2 Dimensionnement de la prise d'eau

Le but de dimensionnement des conduites est le prélèvement d'un débit destiné aux demandes des régions situées à l'aval du barrage.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval. La distribution mensuelle de la demande est récapitulée dans le tableau VI-1.

Tableau V-1 Répartitions saisonnières des besoins mensuel.

Mois	Sep	Nov	Oct	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Total
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

D'après le Tableau V.1, le volume maximum demandé est celui du mois d'Aout.

$$V_{\max} = 1.22Mm^3$$

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} \dots\dots\dots V-1$$

$$Q_{\max} = \frac{1.22 * 10^6}{31 * 24 * 3600}$$

$$Q_{\max} = \mu_0 S \sqrt{2gH} \dots\dots\dots V-2$$

Avec :

- μ : Coefficient de débit qu'on le prend au préalable, $\mu= 0.3$
- H : Charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval, $H=60m$.

$$D = \sqrt{\frac{S}{\pi}} ; S = \frac{Q_{\max}}{\mu \sqrt{2gH}} ; \mu = \frac{1}{\sqrt{1+\xi_I}} ; \sum \xi = 1.15 \frac{\lambda l}{D} ; V_{con} = \frac{Q_{\max}}{s} \dots\dots\dots V-3$$

Avec :

- ξ : Pertes de charges.
- D : Diamètre de tour de prise.
- μ : Correction du coefficient de débit.

Tableau V-2 Calcul des paramètres du tour de prise.

Patamètre	Valeur
Q_{\max}	0.91
μ_0	0.3
H	60
μ	0.2

λ	0.018
ξ	44.74
S	0.25
D	0.48
V_{con}	4.98

La conduite de prise de diamètre de 550 mm, sera édifée encore en tête de la dérivation.

V.3 Disposition de l'ouvrage de vidange

Le vidange de fond peut être conçu pour fonctionner sous pression lorsque son diamètre est petit ou moyen, ou pour être à écoulement libre lorsque son diamètre est grand.

Cet ouvrage étant utilisé pour des chasses d'eau régulières, afin d'éviter un ensablement rapide du barrage, il est recommandé de prévoir un ouvrage qui court sur une surface libre pour éviter les risques de blocage.

Le dispositif de vidange est constitué d'un orifice amont et d'un tuyau de 426 m de long. L'entrée de la structure est assurée par une grille de protection pour empêcher l'entrée de gros débris. En bas de la tour d'admission (en amont du passage), deux vannes parallèles en série sont préparées : le premier dispositif de protection et le deuxième dispositif de contrôle (dispositif de sécurité).

V.3.1 Type d'ouvrages de vidange

Il existe trois types :

- **Conduite de vidange en charge**

Elle est généralement combinée avec la prise d'eau ou l'évacuateur en tulipe. Lorsque la conduite fonctionne sous pression, il importe de s'assurer de son étanchéité absolue, car toute fuite dans le barrage en terre peut introduire des pressions interstitielles dangereuses ou entraîner la formation de renards. On adopte généralement une conduite en acier enrobé en béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai.

- **Conduite à écoulement libre**

Pour les ouvrages relativement importants, ou s'il y a risque de transports solides à travers la vidange, on adopte des conduites de vidange à écoulement libre. La conduite peut être alors soit :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement) ;

- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2m de hauteur).

L'écoulement dans la conduite doit être aéré en aval de la vanne amont par un reniflard, afin d'éviter des phénomènes de battements ou des vibrations sous l'effet du passage en écoulement instable à fort débit.

- **Ouvrages de vidanges à batardeau**

Il peut être judicieux de prévoir la vidange de fond sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de crue de surface, comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique, il est moins soumis aux aléas d'entretien tel que le blocage de vannes.

V.3.2 Choix du type d'ouvrage

On retient la conduite en charge, car elle est la plus économique vu qu'on peut la raccorder directement à la galerie de dérivation.

Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tout risque d'envasement.

Tableau V-3 L'ensembles des dispositifs minimaux préconisés.

$H^2*\sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position de vannes
≤ 30	PVC ou Acier	160÷200) / 300 (acier)	Une vanne en aval
30÷100	Acier	300÷400	
100÷300	Acier ou béton en âme tôle	400÷600	Une vanne de garde amont et une vanne de garde avale
300÷700		600÷800	
700÷1500		800÷1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne de réglage en aval

V.4 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

V.4.1 Calcul du débit de vidange

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \quad ; \quad Q_r = \frac{A_0}{T_{1 \text{ an}}} \dots\dots\dots V-4$$

Avec :

- V_u : Volume utile en (m^3).
- T : Temps de vidange ($15 < T < 21$) jours, on prend $T=21$ jours.
- A_0 : Apport annuel (Mm^3)
- Q_r : Débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

V.4.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond

- **Débit de la vidange du fond**

$$Q_{vf} = \mu S \sqrt{2gH} \dots\dots\dots V-5$$

D'où :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gH}} \dots\dots\dots V-6$$

Avec :

- Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m^3/s).
- H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].
- μ : Coefficient de débit, on le prend égale à 0.8

- **Correction du coefficient de débit**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\xi_l}} \dots\dots\dots V-7$$

Avec :

- ξ_l : Coefficient des pertes de charges de charges (linéaires et singulières).
- Coefficients des pertes de charge linéaires :

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda.l}{D} \quad , \quad \lambda = \frac{125n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots V-8$$

Avec :

- λ : Coefficient de perte de charge.
- n : Coefficient de rugosité.
- D : Diamètre de la conduite.
- L : longueur de la conduite de vidange.

V.4.3 Calcul du temps de la vidange

$$Q_{vf} = \mu S \sqrt{2gH} \dots\dots\dots V-9$$

$$Q dt = -S(h) dh \dots\dots\dots V-10$$

Avec :

$$S(h) = 0.0468h^{3/2} - 63.852h^{1/2} \dots\dots\dots V-11$$

En intégrant les deux parties de $t_0=0$ à t_1 et de $h_0=482 m$ à $h_1=446 m$, on obtient :

$$T = \frac{4}{\pi D^2 \sqrt{2g}} \sqrt{1 + \xi + \frac{0.021L}{D^{1/3}} \int_{482}^{446} -\frac{S(h)}{\sqrt{h}} dh} \dots\dots\dots V-12$$

Tableau V-4 Calcul de la vidange de fond

Paramètre	Valeur
$H^2 * \sqrt{V}$	28365.8
Q_{max}	13.65
μ_0	0.3
H	22
μ	0.35
λ	0.02
ξ	5.2
S	1.85
D	1.1
T	10 jrs

Conclusion

A travers ce chapitre nous avons pu déterminer une tour de prise intégrée dans le corps de la digue avec 1 prise d'eau d'un diamètre Ø550 et une vidange de fond d'un diamètre Ø1100 d'une galerie en béton armé.

Chapitre VI. Organisation du chantier

Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des actions destinées à réaliser un projet ou un ouvrage de toute nature dans les meilleures conditions possibles. Cette organisation consiste à définir et coordonner les moyens nécessaires à la réalisation des travaux, dans le respect des orientations générales imposées par le maître d'ouvrage. Ces orientations générales sont regroupées en éléments spécifiques :

- Rapidité
- Economie et qualité (qui conduisent au développement d'une économie particulière).

Vous devez donc prendre toutes les mesures pour vous assurer que la réalisation du projet :

- Selon les plans établis ;
- De bonne qualité ;
- Dans les plus brefs délais ;
- Au moindre coût ;
- Sans accidents humains

La réussite de Qualité-Vitesse-Economie reste l'épine dorsale et l'objectif à atteindre pour une bonne organisation de la gestion de projet.

VI.1 Organisation technique et préparation des informations

Le fonctionnement de base de l'organisation de la technologie de la construction commence par la préparation de documents pour donner à l'institution le pouvoir d'exécuter des projets de construction.

L'organisation technique préparée passe par les étapes suivantes :

- Période de préparation, incluant l'établissement d'une séquence de temps et d'un rythme de travail en termes de qualité et de quantité ;
- Mesures pour fournir sur place des matériaux de construction liés à l'emplacement et à la qualité (Bouчек, 2020)

VI.2 Intervenants dans le chantier

1. Maître de l'ouvrage :

Dans les opérations de construction, le maître d'ouvrage est la personne qui dispose du terrain, qui décide de réaliser les travaux et qui fixe le programme de réalisation. Il est également chargé de réunir le financement, de choisir et de payer les professionnels responsables de la réalisation, et de signer les marchés de travaux. Le maître d'ouvrage confie l'établissement du projet de construction et le contrôle de l'exécution au maître d'œuvre (le plus souvent un bureau d'étude comprenant des architectes et / ou des géomètres experts et / ou des ingénieurs-conseils). Ce dernier s'assure que le programme de construction est bien réalisable et conçoit le projet en respectant les règles de l'art, la réglementation et le coût fixé par le maître d'ouvrage. Il introduit les demandes d'autorisation administrative, prépare le dossier de consultation des entreprises, participe à la mise au point du marché, surveille le chantier et assiste le maître d'ouvrage pour la réception des travaux.

- Le rôle de maître de l'ouvrage :

- Trouver les moyens financiers nécessaires à la réalisation du projet et les gérer (le maître de l'ouvrage est toujours le payeur)
- Procurer le terrain ou l'espace nécessaire à la construction envisagée, par achat ou concession.
- Elaborer un programme détaillé et précis de l'opération.
- Prendre livraison de l'ouvrage en le réceptionnant.
- Exploiter l'ouvrage ou dans certains cas le remettre à l'organisme qui est chargé à

l'exploitation

2. Maître de l'œuvre :

C'est la personne physique ou morale (bureau d'étude, groupe d'architecte et d'ingénieurs) qui sera désigné par le maître de l'ouvrage pour la conception et le contrôle d'exécution de l'ensemble des ouvrages à réaliser.

- Son rôle :

- S'assurer que le programme de l'opération est réalisable sur le terrain
- S'assurer du budget (disponibilité)
- Concevoir, représenter, d'écrire et évaluer l'ouvrage.
- Rechercher et proposer les moyens de produire l'ouvrage (consultation des entreprises, proposition du choix d'entreprise.
- Préparer des travaux conformément au document du marché
- Contrôler la conformité de l'ouvrage avec le projet (marché)

- Diriger les travaux conformément au document de marché.
- Contrôler la conformité de l'ouvrage avec le projet
- Contrôler la qualité et la quantité des matériaux ainsi que leur mise en œuvre
- Contrôler le coût des travaux
- Assister le maître de l'ouvrage lors des réceptions de projet.

3. Entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire du contrat de projet signé avec le soumissionnaire, est responsable de la mise en œuvre du projet, et parfois de la conception détaillée du projet. L'entrepreneur est responsable des travaux sur place et pendant la construction jusqu'à leur acceptation.

- **Son rôle:**

- Exécuter les travaux conformément aux travaux.
- Fournir une main d'œuvre qualifiée et correctement encadrée
- Matériel spécialisé nécessaire à la réalisation de l'ouvrage.
- Fournir les matériaux.
- Fournir un savoir-faire spécifique une qualification

VI.3 Installation de chantier

Le plan d'aménagement du site est d'une importance décisive pour le développement futur du site. Il traduit l'état de préparation et son organisation. Il fournit également les instructions nécessaires à la mise en œuvre

Divers appareils et matériels prévus pour la réalisation. Il sert également à obtenir l'autorisation d'installation de grues, de travaux de voirie, d'installation sur site dans le respect des règles d'hygiène et de sécurité des services d'inspection du travail, etc. Il est généralement établi sur la base d'un plan d'étage. Lorsque le plan d'installation sur site est mal conçu,

Le processus de construction peut s'accompagner de :

- Retards importants.
- Beaucoup de frais supplémentaires.
- Accidents ou accidents plus ou moins graves.

Le plan d'aménagement du chantier comprend le plan du bâtiment à construire ainsi que les grues, les voiries provisoires, l'inventaire, des stocks, des locaux provisoires, des endroits de déchargement ou des confections des béton, des communications, des canalisations, etc.

On élabore le plan d'installation du chantier à l'échelle : 1/100, 1/200 et 1/500.(Bouчек, 2019)

Le plan d'installation d'un chantier doit comprendre :

- Clôture de terrain avec signalisation extérieure :

Elle comporte un ou plusieurs accès contrôlés par des loges de gardiens ; panneau relatif au permis de construire qui doit être lisible dans la voie publique qui indiquera le nom ; la raison social ...etc. et une signalisation routière au bord des accès.

- Des voies d'accès et de circulation intérieures :

Pour les camions et les piétons ils doivent être en bon état et praticable dans n'importe quel temps. Pour cela il faut prévoir, si c'est nécessaire, de drainer le terrain pour réduire la boue sur chantier car un camion emboué coûte cher à l'entreprise.

- Signalisation intérieure :

Elle comporte le sens de circulation des engins et les dangers éventuels (câble électrique ...). Pour les consignes de sécurité individuelles tels que porte de casque ; masque anti-poussière ; lunette de protection et les consignes de sécurité en cas d'incendie

- L'emplacement de chemin de roulement des grues :

Leur meilleur tracé permet d'atteindre les matériaux les plus éloignés. Pour les grues fixes on utilise des socles en élément préfabriqué en béton ; pour les grues mobiles on utilise des chemins de roulement en élément préfabriqué en béton relié entre eux par des profilés dans le sens transversal et des rails dans le sens longitudinal(Bouчек, 2019)

- Installation des locaux :

Les bureaux : réservés au service de la direction des travaux occupant si possible l'entrée du chantier

- Salle de réunion
- Vestiaires situés près de l'emplacement du travail
- Sanitaires : bien disposés sur le chantier pour éviter la circulation des ouvriers
- Réfectoire : prévu de s'équiper d'une cuisine dans le cas d'un chantier important, si le chantier n'est pas important ou situé près d'un chantier déjà équipé d'une cuisine seule la nourriture peut être ramenée et servie sur place
- Infirmerie : pour un chantier peu important ; un médecin doit passer une ou deux fois par semaine avec une ou deux infirmières en permanence sur place, par contre pour un chantier

important un médecin ; un dentiste ; deux infirmières sur place et une ambulance sont prévus pour évacuer les cas graves.

➤ Installation de la cité ouvrière :

- Dortoir est prévu pour le personnel déplacé, éloigné des bureaux
- Un foyer

➤ Installation des espaces de stockage :

- Magasin central : lieu de dépôt des matières consommables et produits sensibles à l'eau
- Aire de stockage protégée : aire grillagée fermée se trouvant à côté du magasin central
- Aire de stockage non protégée : qui sont réparties sur le chantier en fonction des ouvrages à réaliser.

➤ Installation des ateliers :

- Ferrailage
- Coffrage
- Préfabrication

➤ Installation de production du béton :

1. Petit et moyen chantier : on a recours à des bétonnières dans le cas d'un seul ouvrage. La bétonnière est disposée auprès de l'ouvrage à réaliser. Dans le cas d'un groupe ouvrage la bétonnière est disposée auprès de l'ouvrage le plus important

2. Chantier important : le matériel de production est constitué d'une centrale à béton en cas de consommation journalière uniforme et importante

- Parc à matériel
- Atelier fixe
- Atelier mécanique
- Atelier électricité
- Atelier vulcanisation
- Station carburant gasoil
- Atelier mobile :
 - Camion d'entretien
 - Camion atelier (mécanique et électricité)
 - Camion carburant

➤ Raccordement au service public :

- Eau : un branchement doit être réalisé sur la canalisation d'eau la plus proche du chantier, on doit prévoir des réservoirs d'eau en cas de panne des bâches à eau en béton ou citernes métalliques.
- Electricité : faire une demande auprès de SONELGAZ pour le branchement
- Téléphone : demander une installation d'une ou plusieurs lignes pour maintenir le contact avec l'extérieur ou utiliser le téléphone portable.
- Eau usée : faire un raccordement au réseau existant
- Eau pluviale : prévoir des pentes pour la plateforme afin d'éviter la stagnation des eaux
- Stockage des terres

VI.4 Choix du matériel :

VI.4.1.1 Critère de choix:

Les conditions de levage de manutention des charges dépendent de la taille du chantier pour cela, il faut faire ; L'analyse du planning général pour la détermination de l'ordre de construction et de la cadence de fabrication retenue et donc la durée d'utilisation ; Etudes des différentes implantations de l'engin en fonction de l'environnement du chantier (obstacles tels que bâtiments existants, zone de survol interdit, ligne électrique...)

VI.4.1.2 Caractéristique de la grue:

- La flèche : La recherche de la position optimale, C.à.d la longueur de la flèche s'effectue à partir du plan de masse et des données concernant les techniques de réalisation tel que les panneaux préfabriqués, car il faut prendre en compte :
 - Distance minimale pour la mise en place ou le dégagement d'éléments de grandes dimensions (panneaux, coffrage ...)
 - Les conditions de sécurité pour le personnel
 - Les profilés et les dimensions des bâtiments mitoyens
 - L'existence de zone ou le survol est interdit
 - La présence de ligne électrique
- La hauteur sous crochet : La hauteur maximale H est déterminée à partir :
 - a. Du niveau maximal du bâtiment (H0)
 - b. Condition de sécurité (garde minimal de 2 m au-dessus du niveau maximal du bâtiment)
 - c. De la hauteur des éléments à lever y compris le l'élingage ((H1+ H2)

- d. Du niveau maximal des bâtiments existants adjacents ou situé dans la zone de survol envisagée

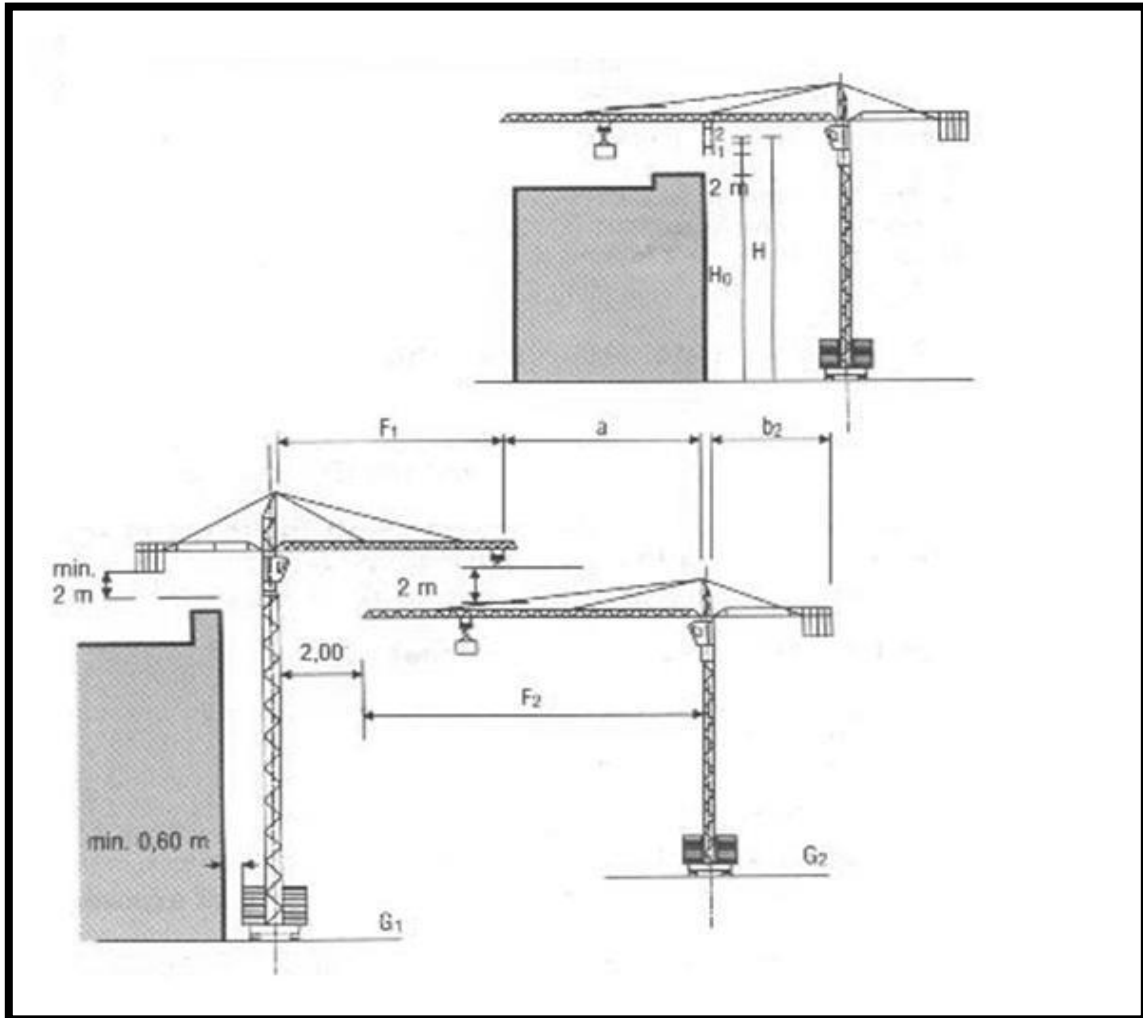


Figure VI-1 Schéma représentatif d'une grue(Bouчек, 2020)

Camion benne : Il est utilisé pour transporter du béton ferme sur une distance maximale de 30KM, le béton est alors protégé des agents atmosphériques par une bâche.

VI.4.1.3 Vibration de béton:

1. Vibration interne (pervibration) :

Elle s'effectue à l'aide d'une aiguille vibrante constituée d'un cylindre métallique dans lequel tourne une masselotte, l'aiguille étant plongée verticalement dans le béton frais, le temps

de vibration optimal correspond à la fin de dégagement des bulles et l'apparition de la laitance en surface

2. Vibration externe (vibration de coffrage) :

Ces vibrations fixées au coffrage sont utilisées : En préfabrication Sur chantier pour les coffrages compliqués en complément des vibrations interne En général on utilise des règles vibrantes

VI.4.1.4 Echafaudages:

L'échafaudage est une construction provisoire en bois ou en métal servant :

- a. Poste de travail en hauteur
- b. De moyen d'accès
- c. Plateforme de stockage

VI.5 Plannings prévisionnels des travaux :

C'est l'organisation, la préparation technique du travail, la prévision et l'établissement du programme d'avancement des travaux par tâches définie en quantités et jalonnées dans le temps : c'est l'emploi du temps prévisionnel du déroulement des activités, la visualisation des décisions prises sous forme de graphiques appelées plannings

VI.5.1 L'objectif commun visé par tout espèce de planning est double :

- Prévoir et contrôler l'avancement des activités
- Visualiser de manière simple l'abstrait, en donnant les images les plus parlantes et les plus exactes possibles des tâches à accomplir : durée, effectif, coût, et en explicitant les liaisons entre les tâches

VI.5.2 Décomposition du projet :

La réalisation d'un projet passe par deux étapes :

- Réalisation des gros œuvres : fondation ; dalle ; voile.
- Finition (corps d'état secondaire) : maçonnerie ; enduit ; revêtement ; menuiserie ; peinture interne et externe.

VI.5.3 Pièces contractuelles du marché :

Ce sont les différents documents qui constituent le contrat des travaux :

- La déclaration souscrire.
- La soumission.
- Le cahier des charges.
- Le devis descriptif.
- Les devis quantitatif et estimatif.
- Le bordereau des prix unitaires.

1. Devis descriptif :

C'est un document qui précise pour chaque d'état intervenant dans la construction la nature et les caractéristiques des matériaux à utiliser. Il peut dans certain cas indiquer des techniques de construction.

2. Devis quantitatif

C'est un document dressé par le métreur, de qui établit pour chaque état d'ouvrage, les quantités détaillées s'y rapportent

3. Devis estimatif :

- Il indique le prix unitaire de chaque ouvrage
- C'est le devis indicatif auquel on ajoute le prix unitaire et le prix total.

VI.6 La sécurité sur le chantier : équipement de protection individuelle (EPI)

Un équipement de protection individuelle (EPI) est un dispositif destiné à protéger un individu contre un risque ou plusieurs risques susceptibles de menacer sa sécurité ou sa santé dans son activité, son travail. Il s'agit souvent d'un vêtement de protection professionnel ou d'un accessoire (selon le Code du Travail, article R.233-83-3).

Les équipements de protection individuelle (EPI) sont régis par de nombreux textes réglementaires découlant de la loi n°91-1414 du 31 décembre 1991, issue elle-même de directives européennes. Cela concerne les règles techniques applicables aux EPI, les mesures de certification de conformité, les mesures d'organisation, les conditions de mise en œuvre et d'utilisation des EPI.

VI.6.1 Les principes généraux de prévention

Selon l'Article L. 230-2. Du Code du Travail :

"L'employeur prend les mesures nécessaires pour assurer la sécurité et protéger la santé des travailleurs de l'établissement, y compris les travailleurs temporaires.

Ces mesures comprennent des actions de prévention des risques professionnels, d'information et de formation ainsi que la mise en place d'une organisation et de moyens adaptés.

Il veille à l'adaptation de ces mesures pour tenir compte du changement des circonstances et tendre à l'amélioration des situations existantes.

Sans préjudice des autres dispositions du présent code, lorsque dans un même lieu de travail les travailleurs de plusieurs entreprises sont présents, les employeurs doivent coopérer à la mise en œuvre des dispositions relatives à la sécurité, à l'hygiène et à la santé selon des conditions et des modalités définies par décret en Conseil d'État."

Le code du travail définit les obligations de l'employeur en matière d'équipement de protection individuelle, les règles d'organisation et de mise en œuvre. L'employeur a l'obligation de garantir la sécurité de ses employés sur un chantier ou sur leur lieu de travail.

Le port d'une EPI s'imposera en dernier recours lorsque les risques ne pourront être évités ou suffisamment limités par des moyens techniques ou par des mesures de protection collective ou par l'organisation du travail.

Les équipements de protection individuelle vont permettre de protéger les travailleurs contre des risques professionnels de diverses natures auxquels ils sont exposés sur leur lieu de travail.

VI.6.2 Les dangers possibles

- Risque biologique comme par exemple l'inhalation d'agents biologiques
- Risque chimique comme le contact des mains ou de la peau avec des produits chimiques
- Risque mécanique, chutes en hauteur, choc, projections dans les yeux... :
- Masque, harnais, enrouleurs, mousquetons ...
- Risque électrique
- Risque de plaie : coupure, abrasion, gilet pare-balles
- Risque thermique par exemple quand l'employé travaille en chambre froide ou est exposé à une forte chaleur
- Risque de rayonnements ionisants ou non ionisants
- Bruit

VI.6.3 Catégorisation des équipements de protection individuels (EPI)

Les EPI sont classées en trois catégories en fonction de la gravité des risques encourus :

- Les équipements de travail couvrant les risques mineurs (EPI de classe I) : protection contre les agressions (mécaniques, physiques ou chimiques) superficielles, les petits chocs ou vibrations n'affectant pas les parties vitales du corps et non susceptibles de provoquer des lésions irréversibles.
- Les équipements de protection spécifique pour les risques importants (EPI de classe II) : protection contre les agressions (mécaniques, physiques ou chimiques) graves et les chocs affectant les parties vitales du corps et qui sont susceptibles de provoquer des lésions irréversibles.
- Les équipements de sécurité (EPI de classe III) pour les risques graves à effets irréversibles ou mortels : protection contre les dangers mortels

VI.6.4 Typologie des équipements de protection individuelle

Les EPI regroupent un large éventail d'équipements qui va du casque aux chaussures de sécurité, en passant par les masques de protection respiratoire, les bouchons d'oreille, les gants, les vêtements de protection, les harnais...

Il est possible de les classer selon leur fonction et la zone corporelle protégée.

- EPI pour les yeux : lunettes, masques ...
- EPI pour les oreilles : bouchons d'oreilles, arceaux, casques et coquilles actives ou passives, dispositifs de communication (radio) ...
- EPI pour le visage : écrans faciaux, masques et cagoules (pour le soudage), visières, casques de chantier spécifiques, casquettes anti-heurts...
- E.P.I. pour les voies respiratoires / protection respiratoire : masques, appareils respiratoires, appareils d'épuration, appareils de ventilation
- EPI pour les mains : gants, manchettes
- EPI pour les pieds : chaussures de sécurité
- EPI pour le corps : vêtements professionnels génériques et spécifiques aux différents métiers contre le froid, la chaleur, les intempéries, sécurité-incendie, soudeur, risque chimique, vêtements haute visibilité...

- EPI antichute : tous les dispositifs antichute et accessoires : enrouleurs, cordes, ligne de vie, cravates, harnais, mousquetons...
- EPI spécifiques pour certains comme pour les travailleurs isolés, détecteurs de gaz, ceintures de maintien...

VI.6.5 Choix d'équipement de protection individuelle

Il faut tenir compte de plusieurs critères :

- Les risques encourus
- Les conditions de travail
- Les tâches effectuées par le travailleur
- La taille
- Les normes en vigueur

Pour vous aider à choisir, vous pouvez faire appel à la médecine du travail qui pourra vous renseigner dans le choix de vos EPI.

VI.7 Planification

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VI.7.1 Etapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

- Collection des informations : l'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet

- Décomposition du projet : le projet sera décomposé en tâches, et nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels, et sa durée de réalisation en fonction de la cadence des travaux de chaque engin ;
- Attribution des durées de chaque opération :

Pour l’attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points : le nombre de ressources (moyens humains et matériels) et les dimensions du projet. On applique la formule suivante :

$$T = \frac{QN}{n} \dots\dots\dots VI-1$$

Avec :

- Q : Quantité de travail.
- N : Rendement.
- n : Nombre d’équipes.
- Relations entre les tâches : il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation ; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel ;
- 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. (Critical Path Method).

VI.7.2 Plannings des travaux

Il existe trois types de plan de travail :

1. Plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

2. Plan de travail au plus tard :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

3. Plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VI.7.3 Technique de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

On détaillera dans ce qui va suivre les méthodes basées sur le réseau :

VI.7.3.1 Méthodes basées sur le réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

1. Réseau à nœuds :

- L'opération est représentée par un noeud et la succession des opérations par des flèches.
- L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

2. Réseau à flèches :

- L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.
- L'opération A précède l'opération.

➤ Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les trois opérations suivantes :

3. Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

4. Détermination des tâches antérieurs :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas facile de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- Construction du réseau.

5. Méthode de chemin critique (Critical Path Method) :

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 pour jour.
- 3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VI.7.4 Méthode du chemin critique (Critical Path Method/CPM)

Le calcul par cette méthode est basé sur l'utilisation des paramètres représentés dans la grille suivante :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR : temps de réalisation
- DCP : date de commencement au plus tôt
- DCPP : date de commencement au plus tard
- DFP : date de finition au plus tôt
- DFPP : date de finition au plus tard
- MT : marge totale.

Et :

$$DFP = DCP + TR \dots\dots\dots VI-2$$

$$DCPP = DFPP - TR \dots\dots\dots VI-3$$

❖ 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 :

$$MT = 0 \dots\dots\dots VI-4$$

$$\Sigma TR_{cc} = DTP \dots\dots\dots VI-5$$

Document téléchargé depuis : <http://dspace.ensh.dz>

VI.7.5 Symboles des différentes opérations

Le plan de travail pour la construction et la remise du réservoir a été formulé sur la base des conditions réelles, en tenant compte des problèmes possibles dans le projet. Le tableau suivant montre la durée des différents travaux et leurs symboles.

Tableau VI-1 Symboles des travaux et leurs durées.

Phases de travaux	Symboles	Durée (mois)
Installation d'accès	A	2
Installation de chantier	B	4
Installation de central à béton	C	3
Travaux de terrassement	D	4
Galerie de dérivation	E	5
Réalisation des batardeaux	F	3
Réalisation de la digue	G	10
Réalisation d'évacuateur de crue	H	10
Réalisation de la vidange de fond et tour de prise	I	8
Etanchéité et drainage	J	8
Tavaux de finition	K	2

VI.7.6 Détermination du chemin critique par la méthode CPM

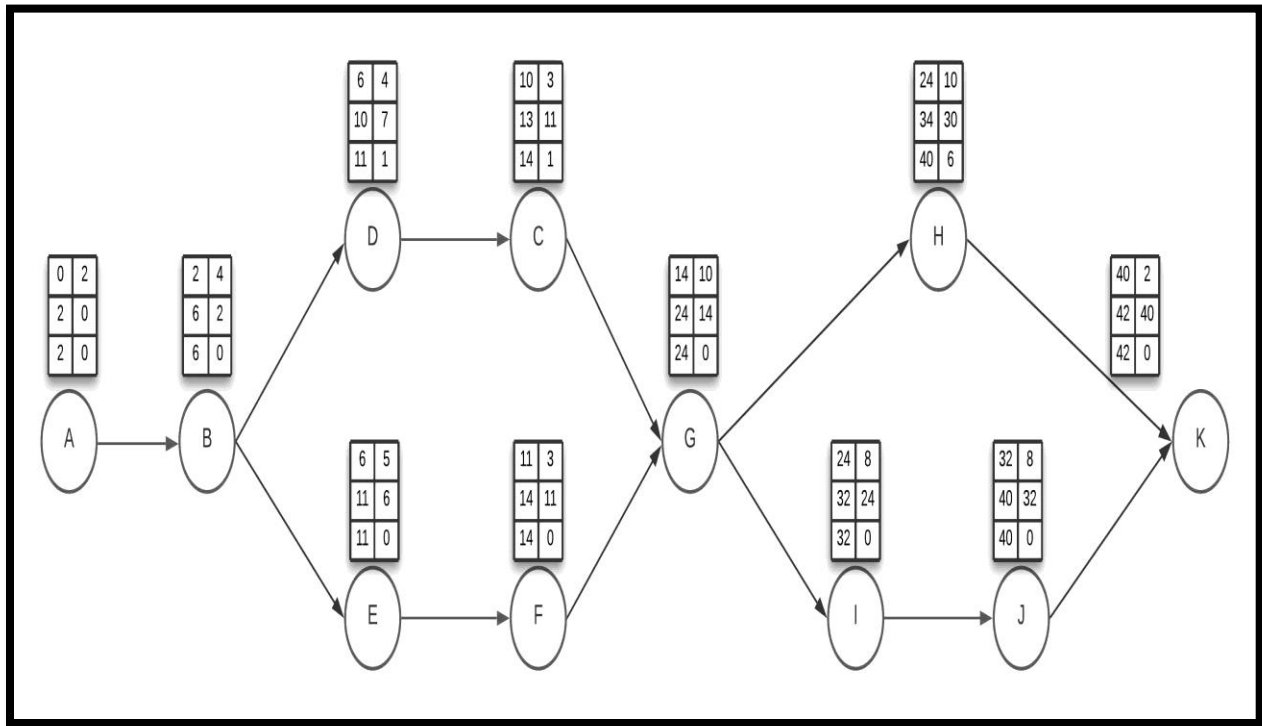
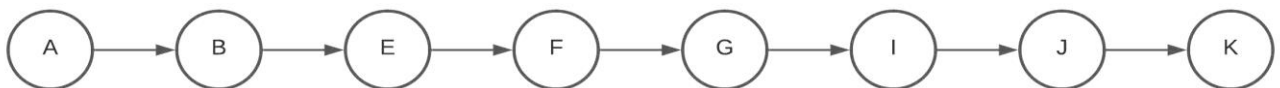


Figure VI-2 Réseau à nœuds.

❖ Chemin critique :



VI.8 Diagramme de Gantt

Le diagramme de Gantt est un outil de planification et de gestion de projet (généralement utilisé avec les réseaux PERT ou CPM), et permet de visualiser les différentes tâches qui composent le projet au fil du temps. C'est une représentation graphique connectée, précieuse et directionnelle, qui permet de représenter graphiquement l'avancement du projet.

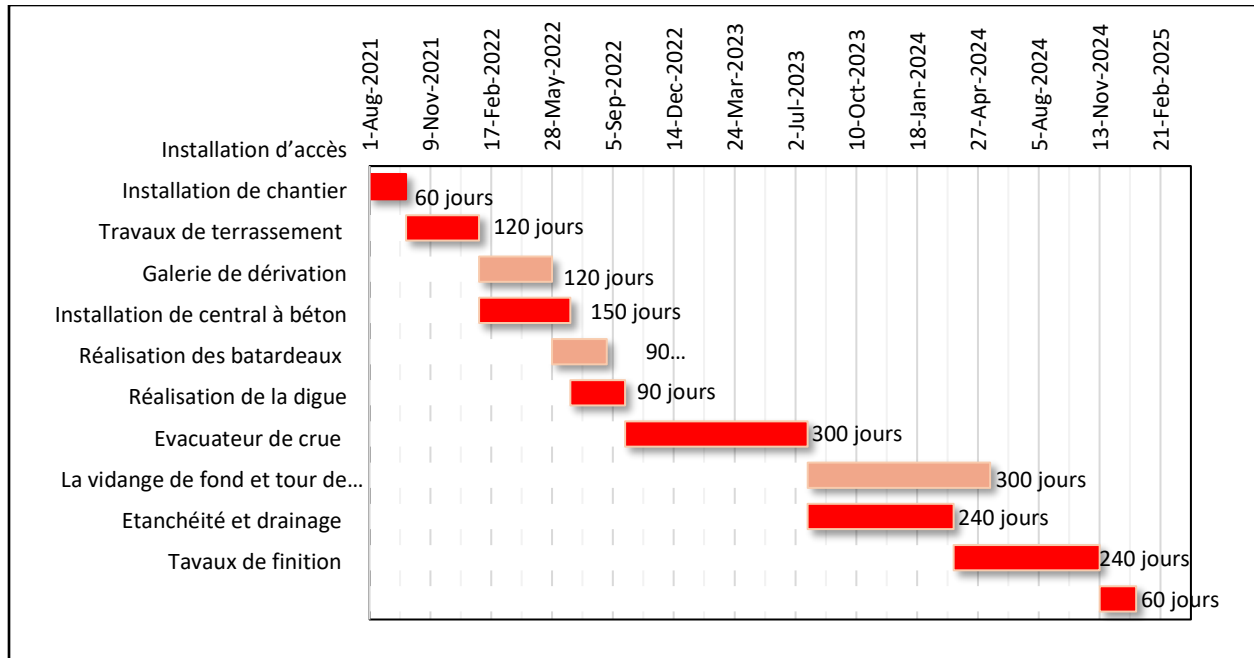


Figure VI-3 Diagramme de Gantt

Dans ce diagramme, on a supposé que les travaux commencent le 01/08/2021 et finissent le 12/01/2025, ce qui fait trois ans et demi.

Conclusion :

On a conclu que l'organisation de chantier à comme but :

- La rapidité d'exécution selon les moyennes existantes.
- Obtenir une qualité de travaille satisfaisante.
- Eviter les incidents financiers.

Conclusion Générale

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, on a travaillé sur le dimensionnement des ouvrages annexes du barrage dans la chaîne des Bibans sur l'oued Bouktone nommé Portes de fer.

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 : 9.61 Mm³.
- Volume utile interannuel du BV Bouktone : 14,39 Mm³.
- Volume d'alluvionnement attendu : 13 Mm³ ; à 50 ans.
- Volume au Niveau Normale de la Retenue : 38,43 Mm³.

❖ Caractéristiques du barrage :

- Type : barrage poids en Béton Compacté au Rouleau (BCR).
- Niveau du couronnement 487m.
- Niveau Normale de la retenue : 482 m.
- Niveau de la fondation : 412 m.
- Hauteur du barrage : 75 m.
- Pente du parement aval : 0.85H / 1.0V.
- Pente du parement amont : vertical.

❖ Caractéristique de l'évacuateur de crue

- Le débit maximum à évacuer : $q_{év} = 144.11 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur déversant : L=20m.
- Charge hydraulique au-dessus du déversoir : H = 2.23 m.
- Inclinaison du coursier : 49,64°.
- Hauteur de marche : S = 0,9 m.

❖ Caractéristique de la tour de prise et la vidange du fond

- La conduite de prise de diamètre de 550 mm.
- Vidange de fond d'un diamètre Ø1100 d'une galerie en béton armé.

❖ Temps de réalisation

- Une durée de trois ans est jugée nécessaire pour construire le barrage avec ces ouvrages annexes.

Références bibliographiques

- ❖ Bénina Touaibia, 2001. Polycopie de cours de régularisation des débits « Les Retenues », Janvier 2001.
- ❖ BG - Stucky, 2007. Aménagement Azerou – Mission 3, rapport de synthèse du barrage Portes de Fer, 23 Mai 2007.
- ❖ Boes, R.M., Hager, W.H., 2003. Hydraulic Design of Stepped Spillways. *J. Hydraul. Eng.* 129, 671–679. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2003\)129:9\(671\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2003)129:9(671))
- ❖ Durand, J.-M., Royet, P., Mériaux, P., 1999a. Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. Editions Quae.
- ❖ Durand, J.-M., Royet, P., Mériaux, P., 1999b. Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. Editions Quae.
- ❖ Silvestri, A., ULg >, U. de L.-, 2012. Étude de la dissipation d'énergie sur un coursier en marches d'escalier en aval d'un évacuateur de crue de type PKW.
- ❖ Yjjou, M., Bouabid, R., El Hmaidi, A., ESSAHLAOUI, A., El ABASSI, M., 2014. Modélisation de l'érosion hydrique via les SIG et l'équation universelle des pertes en sol au niveau du bassin versant de l'Oum Er-Rbia. *Int. J. Eng. Sci. IJES* 3, 83–91.
Site
- ❖ Bouчек, 2020. L'ORGANISATION DU CHANTIER. Alucobond Algerie. URL <https://alucobandalgerie.com/2020/11/02/lorganisation-du-chantier/> (accessed 6.26.21).
- ❖ Bouчек, 2019. Préparation et organisation d'un chantier BTP [WWW Document]. Alucobond Algerie. URL <https://alucobandalgerie.com/2019/09/30/preparation-et-organisation-dun-chantier-btp/> (accessed 8.15.21).