



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET :

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES DU BARRAGE RENEM
(W. SOUK AHRAS)

PRESENTE PAR :
MAOUEL TOUFIK

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r M. HASSANE	M.C.B	Président
M ^{me} A. ADDOU	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} N. SAIL	M.A.A	Examinatrice
M ^r I. ZAIBAK	M.A.B	Examineur
M ^r A.ZAROUAL	M.A.A	Promoteur

Juin - 2014



œ Dédicace œ

Je dédie Ce Modeste Travail En Signe De Respect Et De Reconnaissance :

✚ *A Mes Très Chers Parents Pour Tous Leurs Sacrifices Consentis A Mon Egard Pour Que Je Réussisse.*

✚ *A Mes Frères Et Sœurs : **MOURAD, SILA, RAZIKA, FAIZA, BAHIA** et **MOULOUD**.*

✚ *A Mon Grand-Père **Djeddi MOH** Et Mes Deux Grand-Mères **FATMA** Et **ZAHIA**.*

✚ *A Mes Chers Cousins Et Cousines.*

✚ *A Mes Chers Oncles, Tantes, Leurs Epoux Et Epouses.*

✚ *A Mes Copains De Chambres : Sofiane, Samy, Yazid Et Nassim.*

✚ *A Tous Mes Amies. Ghani, Moh, Ahmed, Hacem, Moh, Moussa, Oussama, Said, Omar, Belkacem, Karim, Takfarinas, Mahdi, Idir, Yacine, Moh, Miloda, Sadek, Bilal*

✚ *A Tous Mes Collègues De L'ENSH.*

✚ *A Tous Ceux Qui Ont Contribué De Près Ou De Loin A Ma Formation.*

...MAOUEL Toufik...



Remerciements

D'abord, tout louange à dieu qui m'a fourni le courage, la volonté et la patience pour réaliser ce modeste travail avec toutes ses difficultés et ses obstacles.

Je tiens à remercier mon encadreur Mr : ZEROUAL.A pour sa patience, son encouragement et ses conseils valeureux.

Je tiens à remercier le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Je remercie également tous mes enseignants de l'ENSH qui ont contribué à ma formation, et tous le personnel de l'école.

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration et l'aboutissement de ce mémoire.

En fin un grand merci tout spécial à ma chère famille, tous mes amis qui m'ont toujours encouragé.



ملخص:

لمواجهة قلة المياه تعمل الدولة الجزائرية على إيجاد حلول من أجل تخزين أكبر كمية منها، لذا تقوم الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات بدراسة و بناء أكبر عدد ممكن من السدود والحوالز المائية. في إطار ذلك تأتي مذكرتنا هذه لتتناول دراسة تفصيلية للمنشآت الملحقة لسد مائي على مستوى ولاية سوق أهراس و هذا لتغطية العجز في المياه الصالحة للشرب وسقي الاراضي الفلاحية المجاورة. و لتشبيد المنشآت الملحقة لسد رنم بسوق اهراس تتطلب دراسة دقيقة من عدة جوانب منها طبوغرافية, جيولوجية و هيدرولوجية و هذا بغرض تحديد النموذج المناسب لإنجازها بعدما قمنا بتقديم الاقتراحات المناسبة.

Résume :

Pour affronter les pénuries d'eau, l'état Algérien doit prévoir des solutions, afin de mobiliser de grande quantité d'eau, c'est pour cela l'ANBT a pour mission l'étude et la construction de barrages et de retenue collinaires.

Ce présent travail est une étude des ouvrages annexes du barrage RENEM dans la wilaya de Souk-Ahras. Pour contribuer à l'exécution de ces ouvrages, une étude plus poussée s'impose, telle que l'étude topographique, géologique, hydrogéologique, ce document s'étale sur les différentes étapes, soigneusement expliquées.

Abstract:

To face water shortages, the Algerian state must envisage solutions, in order to mobilize great quantity of water. It is for that the ANBT has the role to study and construct of dams and retaining hill. This present work is a study of the additional works of the dam in the wilaya of Souk-Ahras. To contribute to the execution of these works, a more thorough study is essential, such as the topographic, geological, hydrogeological study, and that to determine the most adequate types thus to check their stability. This document spreads out the various stages, which are fully explained.



Liste des matières

Introduction générale

Chapitre I : Synthèse de faisabilité du barrage RENEM

Introduction.....	1
I.1 Localisation de l'ouvrage	1
I.2. Topographie	2
I.3. Géologie et géotechnique	3
I.3.1. Stratigraphie	3
I.3.2. Reconnaissances réalisées.....	4
I.3.3 Tectonique.....	6
I.3.4 Hydrogéologie.....	6
I.3.5 Sismicité.....	7
I.3.6 Géologie de site du barrage.....	7
I.3.7 Considération sur les ouvrages.....	8
I.3.8 Zones d'emprunt des matériaux de construction	9
I.3.9 Analyse chimique de l'eau d'Oued Renem	10
I.4 Hydrologie	11
I.5 Variantes étudiées	12
Conclusion	12

Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction :	13
II.1 Bassin versant	13
II.1.1. Caractéristiques physiques du bassin versant	13
II.1.2. Caractéristiques hydromorphologiques	13
II.1.3 Hypsométrie du bassin versant	14
II.1.3.1 Relief	14
II-1-4 Caractéristiques hydrographique de bassin versant.....	17
II-1-4-1 le réseau hydrographique	17
II.1.4.2 Temps de concentration Tc.....	17
II.1.4.3 Vitesse de ruissellement	18
II.1.4.4 Profil longitudinal d'Oued RENEM	18



II.2 Caractéristiques climatiques du bassin versant.....	2
II.2.1 Température.....	20
II.2.1Le vent.....	20
II.2.3 Répartition mensuelle de l'évaporation.....	21
II.3.4 Précipitations	21
II.3 Etude des précipitations	22
II.3.1 Homogénéisations des données	22
II.3.2 Etude fréquentielle des pluies maximales journalières	23
II.3.2.1 Ajustement à la loi normal.....	23
II.3.2.2 Ajustement à la loi log normal (GALTON)	24
II.3.2.3 Ajustement à la loi GUMBEL	25
II.3.2 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	26
II.4 Etude des apports	28
II.4.1 Station hydrométrique	28
II.4.2Caractéristiques de l'écoulement	28
II.4.3 Analyse fréquentielle des apports moyens	29
II.4.4 Apports solides et estimation de volume mort	29
II.4.4.1 Apports solides en suspension	29
II.4.4.2 Calcul de volume mort	30
II.5. Etude des crues :	32
II.5.1 Hydrogrammes des crues	33
II.5.2 Choix de la crue du projet.....	35
II.5.3 Choix de la crue de chantier	36
II.6 Etude de Régularisation:	36
II.6.2 Courbe Capacité-Hauteur-Surface	37
II.6.3 Calcul de volume utile.....	38
II.7 Laminage des crues.....	39
II.7.1 Principe de laminage	39
II.7.2 Méthode de Kotcherine	39
II.7.2.1 Calcul du débit déversant pour différents valeurs de h_d et b	39
II.8 Etude d'optimisation	41
III.8.1 Calcul de la revenche	41
II.8.2 Calcul de largeur en crête	41
II.8.3 Calcul du coût approximatif de la digue.....	42



II.8.4 Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues	46
Conclusion :	46

Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

III.1 Généralités.....	47
II.2 Choix de type d'évacuateur	47
III.3 Evacuateur latéral à entonnement latéral	49
III.3.1 Canal d'améné	49
III.3.2 Déversoir et canal latéral.....	50
III.3.3 Chenal d'écoulement	55
III.3.4 Coursier	56
III.3.5 Bassin de dissipation.....	60
III.3.6 Canal de fuite	62
III.4 Evacuateur latéral à déversoir en bec du canard	63
III.4.1 Paramètres géométriques de déversoir.....	63
III.4.2 Calcul hydraulique de déversoir et la boîte d'écoulement	64
III.4.3 Canal d'approche	66
III.5 Etude comparatif des deux variantes	68
Conclusion :	68

Chapitre IV : Etude génie civil

Introduction.....	69
IV.1 Etude de stabilité	69
IV.1.1 Stabilité de déversoir	69
IV.1.1.1 Calcul des forces.....	70
IV.1.1.2 Stabilité au renversement	73
IV.1.1.3 Stabilité au glissement	73
IV.1.1.4 Stabilité au poinçonnement	74
IV.1.2. Stabilité des murs bajoyers :.....	74
IV.1.2.1 Calcul des forces.....	75
IV.1.2.2 Stabilité au renversement	75
IV.1.2.4 Stabilité au poinçonnement	75
IV.2. Calcul de ferrailage.....	76



IV.2.1 Ferrailage de rideau de coursier	77
IV.2.2 Ferrailage de la semelle de coursier	78
IV.2.3 Choix des aciers : :	80
IV.2.4 Représentation du ferrailage :	81
Conclusion	81

Chapitre V : Etude de dérivation provisoire, prise d'eau et la vidange de fond

V.1 Dérivation provisoire	82
V.1.1 Choix de type de dérivation	82
V.1.3 Dimensionnement des éléments de dérivation	83
V.2.3.1 Courbe de tarage	83
V.1.3.2 Etude technico-économique	84
V.1.5 Construction du batardeau	86
V.2 Ouvrage de Prise d'eau	86
V.2.1 Type de prise	86
V.2.2 Dimensionnement de la conduite de prise d'eau	87
V.2.3 Description de vortex	88
V.3 Ouvrage de vidange	88
V.3.1 Généralités	88
V.3.2 Choix de variante	89
V.3.3 Vannes de fond	89
V.3.4 Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange	90
V.3.5 Dimensionnement de la conduite de vidange	90
V.3.6 Temps de vidange	91

Chapitre VI : Organisation de chantier

Introduction	92
VI.1 Organisation technique et données préparatoires	92
VII.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	92
VI.2.1 Installations destinées au personnel	92
VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux	92
VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins	93
VI.2.4 Installation destinée pour la préfabrication	93



VI.3 Travaux de réalisation.....	93
VI.3.1 Travaux de terrassements.....	93
VI.3.2 Travaux d'excavations.....	93
VI.3.3 Travaux secondaires	93
VI.4 Les moyens de chantier.....	93
VI.5 Planification	95
VI.5.1 Attribution des durées de chaque opération	95
VI.5.2 Délai de construction et programme des travaux	95
VI.5.3 Symboles des différentes opérations	96
VI.5.4 Techniques de la planification.....	96
VI.5.4.1 Méthodes basées sur le réseau.....	97
VI.5.4.2 Planification avec la méthode de tableau	98
VI.5.4.3 Planification avec la méthode de GANTT (méthodes des barres)	99
Conclusion	99
Conclusion générale.....	100



La liste des tableaux

Tableau I.1	Indices hydrographiques de l'Oued Renem (au site du barrage).....	1
Tableau I.2	: Caractéristiques géotechniques des roches des fondations	2
Tableau I.3	: Caractéristiques géotechniques des matériaux de construction.	3
Tableau I.4	Caractéristique comparative des indices physiques et mécaniques des pierres	3
Tableau I.5	Postes météorologiques à voisinage du site de barrage en projet.....	4
Tableau I.6	Caractéristiques après le calcul hydrologique du barrage RENEM.	5
Tableau II.1	Récapitulatifs des caractéristiques hydromorphométriques de bassin versant.....	6
Tableau II.2	Répartition moyenne mensuelle de la température	7
Tableau II.3	Répartition mensuelle du vent	8
Tableau II.4	Répartition mensuelle de l'évaporation	9
Tableau II.5	Répartition mensuelle des précipitations.....	10
Tableau II.6	Teste de WILCOXON..	11
Tableau II.7	Caractéristiques empiriques de la série	12
Tableau II.8	Résultats d'ajustement à la loi de GAUSS.....	13
Tableau II.9	Résultats d'ajustement à la loi log normal.	14
Tableau II.10	Résultats de l'ajustement à la loi de GUMBEL.	15
Tableau II.11	Caractéristiques de la station hydrométrique de Souk-Ahras et l'analogie sur le site du barrage.....	16
Tableau II.12	Répartition mensuelle des apports moyens	17
Tableau II.13	Répartition mensuelle des apports 80%.....	18
Tableau II.14	Résultats de calcul de volume mort.....	19
Tableau II.15	Résultats du calcul de débit fréquentiel par la formule de Sokolovsky.....	20
Tableau II.16	Résultats du calcul par la formule de Giandotti.....	21
Tableau II.17	Résultats de calcul par la formule de Mallet-Gauttier.....	22
Tableau II.18	Calcul des hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour.	23
Tableau II.19	Catégories des dommages supplémentaires résultantes des crues.....	24
Tableau II.20	Crue de projet recommandée – probabilité de dépassement annuel.	25
Tableau II.21	Répartition mensuelle de l'apport 80%.	26
Tableau II.22	Répartition mensuelle des besoins.	27
Tableau II.23	Coordonnée des courbes Capacité-Hauteur-Surface	28
Tableau II.24	Lame déversantes pour différentes largeurs de déversoir.....	29
Tableau II.25	Résultats de calcul de la revenche par les différentes formules.....	30
Tableau II.26	Calcul de largeur en crête pour les différentes largeurs du barrage.	31
Tableau II.27	Volumes et coûts de barrages pour différentes largeurs de déversoir.....	32
Tableau II.28	Résultats de calcul de coût de déversoir pour différentes largeurs déversantes	33
Tableau II.29	Résultats de calcul du coût de coursier.....	34
Tableau II.30	Résultats du calcul de coût du canal d'approche pour les différentes largeurs... ..	35
Tableau II.31	Récapitulatif des coûts totaux	36
Tableau II.32	Récapitulatif des caractéristiques du barrage.....	37
Tableau III.1	coordonnées du quadrant aval de déversoir type Creager	38
Tableau III.2	Détail quadrant amont de déversoir (Les origines O, rayons de courbure R).....	39
Tableau III.3	Récapitulatif du calcul du canal latéral.	40
Tableau III.4	Paramètres et résultats de calcul de la ligne d'eau.....	41
Tableau III.5	Calcul de ligne d'eau par la méthode indirecte d'intégration numérique	42
Tableau III.6	Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.	43
Tableau III.7	Vérification de phénomène d'aération dans le coursier.....	44
Tableau III.8	Choix du type de bassin de dissipation selon l'USB (Small dams).....	45
Tableau III.9	Récapitulatif du calcul de la boîte d'écoulement.....	46
Tableau III.10	Calcul des vitesses pour chaque tronçon dans le canal d'approche.	47



Tableau III.11 Récapitulatif de calcul des coûts des variantes de l'évacuateur de crues	48
Tableau IV.1 Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh	49
Tableau IV.2 Choix des aciers des murs bajoyers, (H=5.5m).....	50
Tableau V.1 Calcul de diamètre optimal de la galerie de dérivation... ..	51
Tableau V.2 Répartition mensuelle des besoins.....	52
Tableau V.3 Type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{v}$	53
Tableau V.4 Calcul de temps réel de vidange total de la retenue.. ..	54
Tableau VI.1 Symboles des opérations	55
Tableau VI.2 Les paramètres du réseau à nœuds	56
Tableau VI.3 Détermination du chemin critique par la méthode du tableau	57



La liste des figures

Figure I.1 Emplacement du site de barrage Renem. (Source ANBT).....	1
Figure I.2 Emplacement du site du barrage. (ANBT, Barrages et grandes transferts d'Algérie/2012)	2
Figure I.2 Carte géologique régional de la zone du projet (extrait de la Carte Géologique de l'Algérie à l'échelle 1/500.000 agrandie)..	3
Figure I.3 géologie de site de barrage.....	4
Figure I.4 Emplacement des différentes stations pluviométriques et hydrométrique de la zone d'étude.	5
Figure II.1 Répartition des courbes de niveaux.....	6
Figure II.2 Courbe hypsométrique	7
Figure II.3 Réseau hydrographique de bassin versant.....	8
Figure II.4 Profil en long de bassin versant.....	9
Figure II.5 Répartition mensuelle de la température.....	10
Figure II.6 Répartition mensuelle du vent.....	11
Figure II.7 Répartition mensuelle de l'évaporation	12
Figure II.8 Répartition mensuelle des précipitations.	13
Figure II.9 Ajustement à la loi de GAUSS.....	14
Figure II.10 Ajustement à la loi log normal.....	15
Figure II.11 Ajustement à la loi de GUMBEL.....	16
Figure II.12 Courbe des pluies de courte durée.....	17
Figure II.13 Courbes des intensités fréquentielles.....	18
Figure II.14 Répartition mensuelle des apports moyens.....	19
Figure II.15 Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour	20
Figure II.16 Courbe capacité - hauteur.....	21
Figure II.17 Courbe surface – hauteur.....	22
Figure II.18 Courbes de $H = f(Q, q)$	23
Figure II.69 Courbe d'optimisation (digue-évacuateur de crues).....	24
Figure III.1 Formes du seuil en plan de déversoir	25
Figure III.2 description de l'évacuateur de crue latéral	26
Figure III.3 Profil déversoir type Creager ($H=2.35m$).	27
Figure III.4 Détail du quadrant amont. (Tous les chiffres par rapport à $H_d=1 m$.).....	28
Figure III.5 Déversoir à parement amont surplombant.....	29
Figure III.6 Tranches de calcul de la largeur déversante.....	30
Figure III.7 Profil en long du canal latéral. (P.E : Plan d'eau).....	31
Figure III.8 Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.....	32
Figure III.9 Schéma de bassin de dissipation USBR type III.....	33
Figure III.10 Descriptions de déversoir en bec de canard.....	34
Figure III.11 Calcul de la boite d'écoulement	35
Figure III.12 Profil en long de la boite d'écoulement.....	36
Figure III.13 Calcul des largeurs du canal d'approche de côté latéral gauche.....	37
Figure IV.1 Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir.	38
Figure IV .2 Prédimensionnement du déversoir.	39
Figure IV.3 Différentes charges agissantes sur le déversoir	40
Figure IV.4 Calcul ferrailage de coursier	41
Figure IV.5 Différentes contraintes de la semelle.....	42
Figure IV.6 Diagramme résultantes des contraintes du radié des murs bajoyers.....	43
Figure IV.7 détail du ferrailage des murs bajoyers du coursier (rideau et radié).	44
Figure V.1 Schéma général des ouvrages de dérivation.....	45
Figure V.2 Courbe de tarage.....	46



Figure V.3 Coupe longitudinale de la galerie de dérivation.	47
Figure V.4 Courbe d'optimisation de diamètre de la galerie de dérivation.....	48



Liste des planches

- 1- Coupe géologique de l'axe de la digue du barrage RENEM (W. Souk-Ahras).
- 2- Vue en plan de l'aménagement du barrage RENEM (W. Souk-Ahras).
- 3- Profil en long de l'évacuateur de crues du barrage RENEM (W. Souk-Ahras).
Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral.
- 4- Coupe longitudinale de la dérivation provisoire, vidange de fond et tour de prise
du barrage RENEM (W. Souk-Ahras).
- 5- Planification des travaux du barrage RENEM (W. Souk-Ahras).



INTRODUCTION GENERALE

L'eau est considérée comme source de la vie depuis le début de l'existence, elle a fait naître la vie sur Terre. C'est un élément qui reste, de nos jours aussi, quelque chose de vital pour l'existence d'un côté et pour la société de l'autre.

Pour une meilleure mobilisation des ressources en eau, l'édification de barrages a été depuis plusieurs décennies, une solution très largement utilisée. Dans ce contexte, l'état Algérienne s'est penché sur l'édification de ces ouvrages d'art à cause des effets de la sécheresse et de la pénurie d'eau.

Dans ce cadre bien précis l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT) a bénéficié de plusieurs projets de construction de barrages dans la région Est; l'un de ces derniers est le barrage RENEM dans la Wilaya de Souk-Ahras. La destination principale de l'aménagement hydraulique est de régulariser au maximum l'écoulement de l'Oued Renem afin d'assurer l'alimentation en eau stable de la population et l'irrigation des terres adjacentes.

Dans ce travail, une présentation de tous les ouvrages annexes possibles du barrage RENEM en premier lieu ; et une étude constructive détaillée des variantes choisies sera établies en deuxièmes lieu.

Le contenu comprendra six chapitres. Nous allons faire une analyse assez poussée des conditions topographiques, géologiques et hydrologiques afin d'étudier la faisabilité du barrage en projet. Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul hydrologique, dont l'estimation des crues et du transport solide, la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique et le calcul d'optimisation dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant de l'évacuateur de crues et la hauteur du barrage.

Une partie de ce travail sera consacrée aux choix et l'étude hydraulique et génie civil de l'évacuateur de crues, cette dernière sera suivie par une étude de dimensionnement des ouvrages de dérivation pendant la construction de la digue, la prise d'eau et la vidange de fond.

Le dernier chapitre traitera l'organisation de chantier et qui interprétera les moyennes à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.



Chapitre I :

Synthèse de faisabilité de barrage Renem

Introduction

L'objectif principal dans l'étude de faisabilité était initialement l'analyse des possibilités de projection d'un barrage sur l'Oued Renem, pour mobiliser les ressources naturelles dans la wilaya de Souk-Ahras ; cette étude est faite par le bureau d'étude russe : ZARUBEZHVDSTROY en 2002 dans le cadre de l'étude d'avant-projet détaillée du barrage, dont l'objectif est le stockage des eaux s'écoulant dans l'Oued, pour l'alimentation en eau potable de la région et l'irrigation des terres agricoles avoisinantes.

I.1 Localisation de l'ouvrage

Le barrage se trouve dans l'Oued Renem qui est un affluent de l'Oued MEDJEDRA, dans la commune de Mechouicha environ 30 Km à l'Est de la ville de Souk-Ahres, à proximité de la frontière Tunisien, les coordonnées UTM du site au lit de l'Oued sont :

$$X = 997.0 \text{ Km} \quad Y = 347.6 \text{ Km} \quad Z = 510 \text{ m.NGA.}$$

Le site est localisé sur la Carte du Ministère de la Défense Nationale – Institut National de Cartographie - Echelle 1/25000.

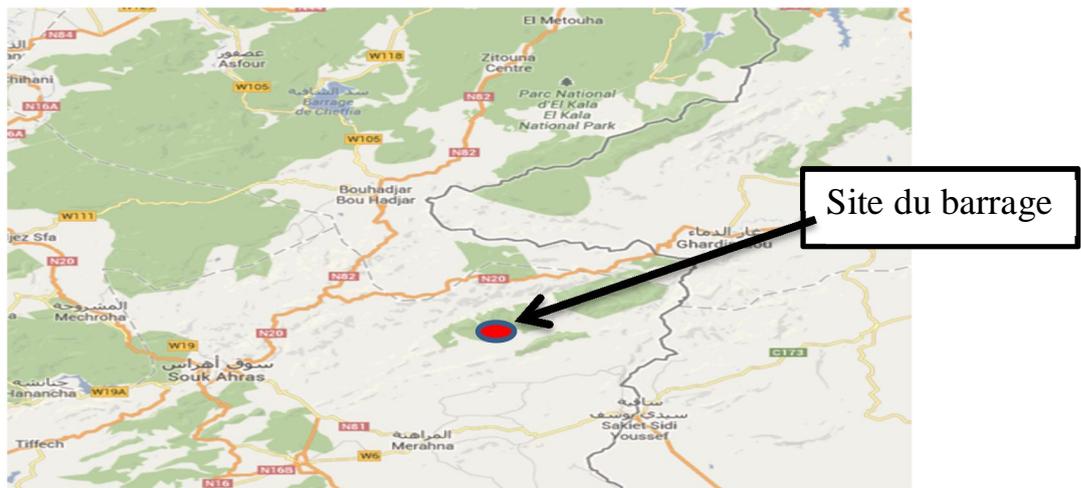


Figure I.1 : Emplacement du site de barrage RENEM. (Source ANBT).



Figure I.2 Emplacement du site du barrage. (ANBT, Barrages et grandes transferts d'Algérie/2012. Echelle 1/500 000) Source ANBT.

I.2. Topographie

Le bassin versant de l'Oued Renem est situé dans la partie Est du Nord de l'Algérie et se rapporte suivant le relief, au type montagneux, les cotes les plus basses du terrain naturel du bassin sont de 450–500 m et se rapportent à la zone du débouché de l'Oued et pour le tronçon en amont du site du barrage elles sont de 550 m, les lignes des partages des eaux de la périphérie du bassin ont les cotes de 900–950 m à 1000–1100 m.

Le bassin versant de l'Oued Renem est traversé par des systèmes de chaînes montagneuses orientées du nord-ouest au sud-est avec les altitudes maximales jusqu'à 1000-1080m ce qui conditionne les directions orthogonales des vallées des affluents de l'Oued Renem par rapport au cours d'eau principal.

La surface des versants est en général engazonnée, les forêts se rencontrent au Sud extrême par des endroits séparés de préférence le long de la périphérie aux sommets des chaînes. Les surfaces douces des versants sont labourées et utilisées pour les cultures agricoles.

Les travaux topographiques réalisés sont le levé de la zone du site du barrage à l'échelle de 1:1000 (90ha) et de la cuvette de la retenue à l'échelle de 1:5000 (500ha), et le rattachement topographique de 25 sondages.

Tableau I.1 Indices hydrographiques de l'Oued Renem (au site du barrage).

Distance de l'embouchure (longueur de l'Oued), km	Surface du bassin versant, km ²	Pente moyenne des versants, (‰)	Altitude moyenne des versants (m)	Pente de l'Oued sur le tronçon à l'amont du site		Surface boisée, %
				longueur, km	pente, ‰	
12,7	191	770	197	4,0	9,25	-

Source ANBT

I.3. Géologie et géotechnique

I.3.1. Stratigraphie

La vallée de l'Oued Renem qui est l'affluent rive droit de l'Oued Medjerda, coupe les structures pliées de l'Atlas de Nord formées lors de la déformation des dépôts sédimentaires de la période de Mésozoïque-Cénozoïque au cours de la phase alpine de la genèse tectonique. Les processus orogéniques ont conduit à la formation des plis réguliers à l'orientation nord-est (type saharien), à leur torsion intensive et au passage graduel aux plis du type tellien (plis renversés et couchés).

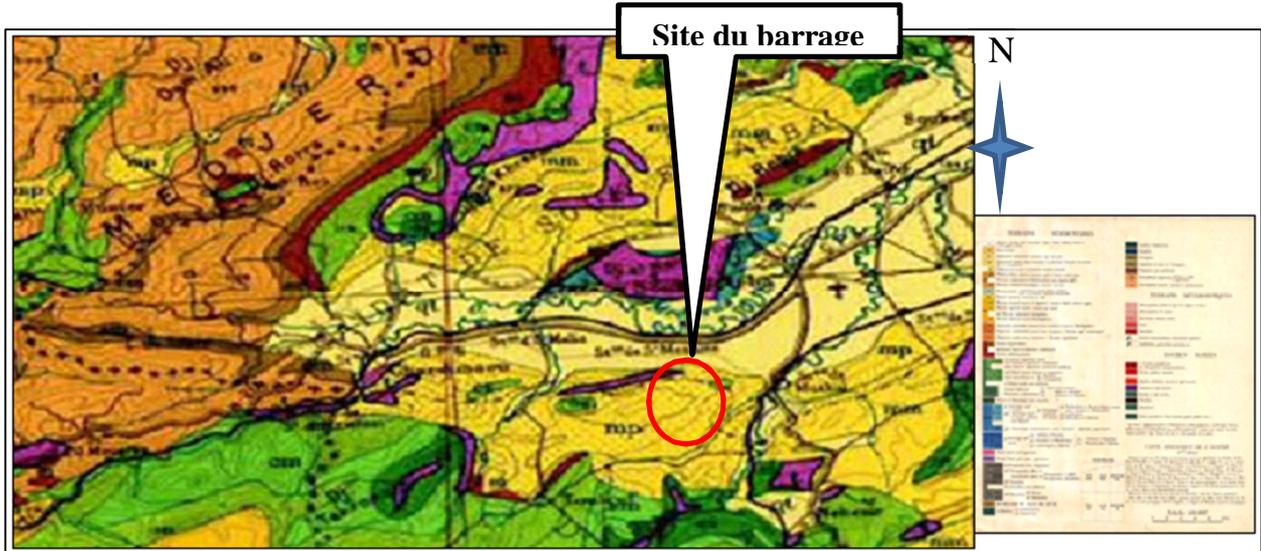


Figure I.2 : Carte géologique régionale de la zone du projet (extrait de la Carte Géologique de l'Algérie à l'échelle 1/500.000 agrandie).

La stratigraphie simplifiée de la région est la suivante :

- **Le Santonien supérieur – le Campanien inférieur** : est présenté par des marnes avec les bancs rares des calcaires. Les marnes sont argileuses et elles ont la couleur grise et gris foncé avec les teintes bleuâtres ou verdâtres.
- **Le Campanien supérieur** : est présenté par sa série inférieure, sa coupe se découvre sur les versants de la chaîne Bou-Rzin en aval du barrage en étude. Dans la partie supérieure ce sont les calcaires pélitomorphes en plaquettes épaisses et de la couleur gris clair et grise, dans la partie inférieure.
- **Les dépôts de Maastricht** : affleurent sur la surface au niveau des chaînes les plus hautes et longues en recouvrant leurs sommets et versants.
- **Maastricht inférieur** : affleure sur la surface au site du barrage Renem. La série se compose des calcaires à couches épaisses de couleur gris clair, presque blanche, denses, résistants, avec les surfaces de stratification irrégulières, alternant au niveau de la semelle avec des intercalations des calcaires marneux gris.
- **Maastricht supérieur** : est présenté par des marnes argileuses et calcaires marneux gris foncé (au niveau du toit – par des calcaires denses gris jaunâtre).
- **Les dépôts de Paléocène**: présentés par des marnes à rares intercalations de calcaires affleurent dans le bief amont du barrage à 250 m à l'amont du site.



- **Miocène inférieur:** est présentée par des grès, marnes et argilites. Ils gisent de façon transgressive avec la discordance nettement prononcée sur les roches de Crétacé et Paléocène.
- **Miocène supérieur:** sont largement développés sur le parcours supérieur de l'Oued Renem où ils remplissent les dépressions entre les montagnes en présentant les noyaux des structures synclinales. Les dépôts des sous-étages inférieure et supérieure sont plus argileux, dans ces dépôts dominent les argilites et les marnes avec le contenu subordonné des grès, dans les dépôts du sous-étage moyen, au contraire, ce sont les grès qui prévalent, mais les argiles se rencontrent sous la forme des lentilles et intercalations.
- **Dépôts Quaternaire inférieur :** sont présentés par des travertins dont les affleurements ont lieu sur le versant gauche de la vallée de l'Oued Renem dans la zone du site du barrage.
- **formations quaternaires moyennes et supérieures :** sont présentées par des dépôts de pente diluvio-gravitationnels, par des dépôts diluvio-proluviaux, ainsi que par des dépôts alluvionnaires des terrasses non submersibles de l'Oued Renem.
- **Les formations contemporaines (Holocène) :** sont présentées par les alluvions des cours d'eau vifs (lit et terrasses inondables), par les dépôts gravitationnels-éboulis, ainsi que par les accumulations dues au glissement de terrain, Les alluvions contemporaines sont présentées par des cailloux, graviers, sables argileux et le limon sableux.

dépôts gravitationnels-éboulis : sont développés le long des versants des chaînes. Ils se composent de débris anguleux des calcaires, grès ou marnes avec certaine quantité de sables et argiles.

I.3.2 Géologie de site du barrage

Les principales formations rencontrées sur le site sont :

Les roches les plus anciennes du Santonien supérieur – Campanien inférieur, affleurent à la distance d'environ 300 m du site du barrage, sur le versant droit de la vallée et, sous la forme d'un fragment, sur le versant gauche.

Les dépôts de Campanien supérieur affleurent dans les versants droit et gauche de la vallée, à l'aval du barrage à la distance de 50 m de l'axe du barrage, Ils sont présentés par les marnes calcaires, gris foncé, peu résistantes, par les calcaires marneux gris avec des intercalations des calcaires gris jaunâtre et en toit.

Les dépôts de Maastricht inférieur constituent les versants gauche et droit de la vallée. Les roches du substrat sont présentées par les calcaires résistants de couleur blanche, gris clair, gris jaunâtre, avec des intercalations minces et rares des marnes grises.

Les dépôts de Maastricht supérieur gisent de façon concordante sur les formations du sous-étage inférieur en constituant les versants gauche et droit de la vallée à 80-140 m en amont du site du barrage. Les dépôts sont présentés sur le plan lithologique par des marnes et calcaires marneux de couleur grise, en toit de la couche – par des calcaires gris jaunâtre. Sur le versant gauche de la vallée ils constituent un plateau collinaire dont le sommet et les versants Est et sud sont couverts de calcaires résistants. Sur le versant nord affleurent les marnes recouvertes de formations de colluvion. Sur le versant droit elles sont fixées sous la forme d'une bande d'une largeur d'environ 200 m.

Les dépôts diluvio-gravitationnels de Quaternaire inférieur gisent sous la forme d'une lentille sur le versant droit de la vallée de l'Oued Renem. Les dépôts sont présentés par des limons gris jaunâtre avec des insertions de petits blocs, de pierre cassée et arène. Ils sont recouverts de dépôts alluvionnaires de Pléistocène inférieur représentés par un sable argileux à grains fins de couleur jaune et par des galets avec le remplissage sableux.

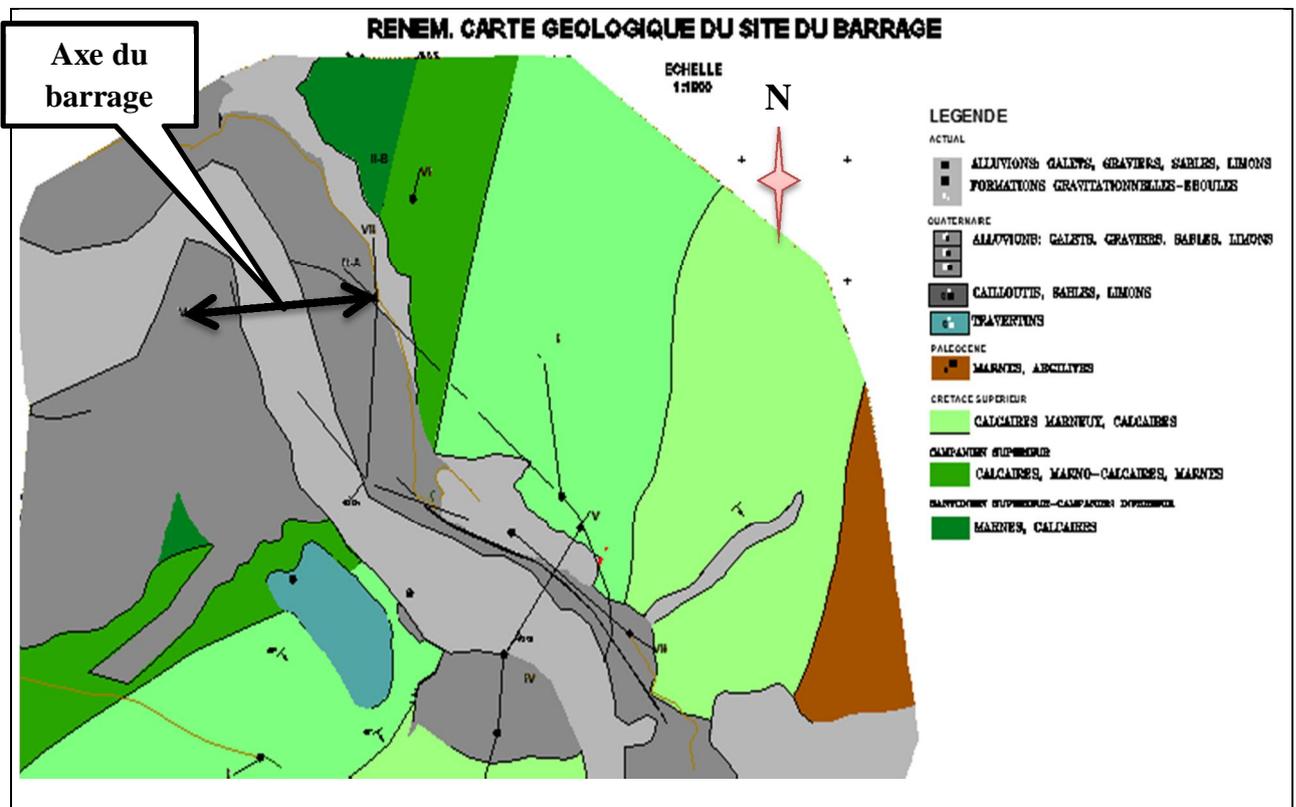


Figure I.3 géologie de site de barrage. Echelle 1/1000 (Source ANBT)

I.3.3 Reconnaissances réalisées

a. Essais in situ

Sur le site du barrage sur l'Oued Renem et dans la zone de retenue, il a été achevé une campagne de reconnaissances géologiques dans le cadre de l'Etude d'Avant-Projet Détaillé, et l'étude de faisabilité réalisée en Avril 2002. Le département de la Géologie de l'Agence Nationale des Barrages (ANBT), remettait toutes les informations acquises.

Les travaux exécutés au cours de la prospection géologique et géotechnique sont :

- L'exécution de 19 sondages dans la région du site du barrage d'une longueur totale de 1051 m, et le prélèvement de 118 monolithes.
- L'exécution de 165 essais d'eau dans les sondages par la méthode de Lugeon.
- L'exécution de 6 essais d'eau dans les sondages par la méthode de Lefranc.
- L'exécution de 6 sondages dans la carrière des grès d'une longueur totale de 140 m, le prélèvement de 31 monolithes.
- L'exécution de 12 puits de reconnaissance dans la zone d'emprunt des sols cohérents d'une profondeur totale de 37,7 m et le prélèvement de 12 échantillons de masse du sol.
- Les essais en laboratoire physico-mécaniques et celles de filtration, ainsi que les analyses de la composition chimique des roches et des sols.

Le volume des travaux de forage réalisés sont représentés dans l'annexe I.4.



b. Essais en laboratoire

L'étude des propriétés physiques et mécaniques des roches des fondations des ouvrages a été faite en Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction. Unité Régionale de Oued Smar et en Laboratoire de chantier de CMO-3 «Vodstroy».

L'objectif des essais en laboratoire qui ont été fait est de déterminer les propriétés physico-mécaniques, propriétés de filtration ainsi que la composition chimique des roches et des sols, les essais d'identification comprennent l'analyse granulométrique et les limites d'Atterberg, les essais mécaniques comprennent l'essai triaxial et l'essai Proctor normal.

Les résultats des essais en laboratoire sont représentés dans les annexes (I.2 et I.3)

On donne ci-après la caractéristique des éléments géologiques et géotechniques des fondations et des matériaux de construction:

Tableau I.2 : Caractéristiques géotechniques des roches des fondations.

Caractéristique de l'échantillon.	Densité moyenne (g/cm ³)	Porosité moyenne (%)	Indice des Vides.	résistance à la compression axiale (Kg/cm ²)	absorption d'eau unitaire (%)	le coefficient d'amollissement
Calcaires						
Campanien supérieur (C ^{5b})	2,57	5	0.053	1320	1.2	0.87
Maastricht inférieur (C ^{6a})	2.48	8.2	0.089	763	2.0	0.82
Maastricht supérieur (C ^{6b})	2.55	6.0	0.064	813	-	0.86
Calcaires marneux						
Campanien supérieur (C ^{5b})	2.5	8.2	0.090	296	2.1	0.69
Maastricht inférieur (C ^{6a})	2.46	9.5	0.105	410	-	0.69
Maastricht supérieur (C ^{6a})	2.51	6.7	0.083	361	3.6	0.48
Travertins	2.02	23.9	0.321	173	-	-

Source ANBT



Tableau I.3 : Caractéristiques géotechniques des matériaux de construction.

Type du matériau	N° de puits	Densité des particules du sol	Densité, g/cm ³		Teneur en eau, %	Porosité, %	Indice de vides	Limite de la résistance à la compression axiale, kg/cm ²		Absorption d'eau unitaire, %	Coefficient d'amollissement
			en état naturel	densité sèche				en état sec à l'air	après la saturation		
Grès	SR -1C	2,68	2,25	2,21	1,6	17,5	0,213	225	117		0,52
	SR-2C	2,69	2,27	2,23	1,6	17,1	0,206	284	230		0,81
	SR-3C	2,70	2,46	2,33	1,7	13,7	0,159	305			
	SR-4C	2,69	2,27	2,25	1,1	16,4	0,196	280	110		0,39
	SR-5C	2,65	2,31	2,26	2,0	14,7	0,173	189			
	SR-6C	2,67	2,34	2,29	2,1	14,2	0,166	218	35	6,3	0,16
	Moyenn e			2,32	2,26		15,6	0,185	250	123	6,3

Source ANBT

I.3.4 Tectonique

Au plan tectonique la vallée de l'Oued Renem se situe dans les limites de la zone saharienne de formation structurale se rapportant à la plate-forme épihercynienne avec les dépôts déformés de Mésozoïque-Cénozoïque. Elle est caractérisée par l'alternance régulière des plis de la direction sud-ouest – nord-est.

Les principaux complexes des formations structurales sont ceux de Crétacé-Eocène, Miocène et Pliocène quaternaire, Ils sont divisés entre eux par des surfaces de discordance liées aux mouvements orogéniques déroulés notamment à la fin de l'Eocène et à la frontière du Miocène et Pliocène.

I.3.5 Hydrogéologie

Les conditions hydrogéologiques de la vallée de l'Oued Renem sont déterminées par sa structure géotectonique, par le caractère du relief et du climat. Elles dépendent de l'alternance des zones de l'alimentation, du transit et du débouché des nappes aquifères, de la présence des zones de filtrations dues aux processus de rupture des roches, de l'existence des eaux thermales de composition chimique différente, les nappes aquifères dans les calcaires des étages de Campanien et Maastricht sont les plus abondantes en eau, elles débouchent le long des contacts avec les couches sous-jacentes argilites et marneuses sous la forme des sources dont les débits sont de 0,2-1,5 l/s



L'alimentation de la couche alluvionnaire prend part, en plus des eaux superficielles (fluviales) et des précipitations, Les coefficients de perméabilité des alluvions d'Holocène et Quaternaire supérieur vont jusqu' à 1-5 m/jour.

I.3.6 Sismicité

Le site de la construction de l'aménagement hydraulique de Renem situé dans la partie est du plateau Medjerda dans la zone de la grande faille "Medjerda" (zone saharienne de formation structurale) appartient à la zone **d** (le territoire de l'Algérie est divisé en 5 régions : **a, b, c, d, e**) comprenant: la région de Constantine dont la haute activité sismique est conditionnée par la faille tectonique active et la région de Guelma, et la région entre Annaba et El Kala. (Voir annexes I.1). L'intensité sismique de calcul doit être prise égale à 5.2 degré de l'échelle de Richter, l'accélération sismique $a=18.65 \text{ cm/s}^2 \approx 0,20g$.

I.3.7 Considération sur les ouvrages

✓ la digue

Dans la partie de lit de la vallée l'assise du barrage est constituée de dépôts alluvionnaires sous lesquels gisent les calcaires de Maastricht inférieur. Les dépôts alluvionnaires sont présentés par des petits blocs, cailloux et graviers avec le remplissage sablo-limoneux et sableux, ainsi que par des dépôts argilo-limoneux avec des insertions de cailloux et graviers, ils sont caractérisés par la perméabilité élevée ($q=1,54-1,84 \text{ l/min}$).

Les particularités décrites de la structure géologique de l'assise du barrage indiquent qu'il existe la nécessité de son traitement par injections, ainsi que la nécessité d'enlever les travertins et les formations alluvionnaires de lit (galets, sables) sous les éléments d'étanchéité du barrage.

✓ Ouvrage de prise d'eau

L'ouvrage de prise d'eau comprend la tour, la galerie souterraine et le bassin d'amortissement dans la rive droite de l'Oued représentée par des calcaires de Maastricht inférieur possédant les bonnes valeurs de la capacité portante serviront de l'assise de la tour de prise d'eau, leur densité en état naturel elle est en moyenne de $2,48 \text{ g/cm}^3$, la densité du squelette est de $2,46 \text{ g/cm}^3$. La porosité moyenne est de 8,2 %, l'indice de vides - 0,089. Les calcaires sont classés comme les roches dures présentant une fondation sûre. Leur absorption d'eau unitaire est en moyenne de 2,0 %. Le coefficient d'amollissement étant en moyenne égal à 0,82, les roches se rapportent à celles non ramollissantes.

A la fin du tracé de la galerie souterraine dans la zone du bassin d'amortissement les roches mères sont présentées par des marnes facilement altérables et érodables de Santonien supérieur – Campanien inférieur.

✓ Evacuateur de crues

La partie initiale et le premier tiers du tracé de l'évacuateur de crues dans la rive gauche traverseront les calcaires qui représentent les roches résistantes, dures, fissurées dans sa partie superficielle. Leur densité en état naturel est en moyenne de $2,48 \text{ g/cm}^3$, la densité du squelette est de $2,46 \text{ g/cm}^3$. La porosité moyenne est de 8,2 %, l'indice de vides - 0,089. La valeur normative de la limite de résistance à la compression axiale est de 955 kg/cm^2 .



Au deuxième tiers du tracé de l'évacuateur de crue représente par des calcaires marneux de Campanien supérieur moins résistants et plus altérables. Leur densité en état naturel est en moyenne de $2,50 \text{ g/cm}^3$, la densité du squelette est de $2,46 \text{ g/cm}^3$. La porosité moyenne est de 8,2 %, l'indice de vides - 0,090. La valeur normative de la limite de résistance à la compression axiale est de 296 kg/cm^2 .

A la fin du tracé de l'évacuateur de crues apparaissent les couches et intercalations de marnes et calcaires marneux de Campanien supérieur et Maastricht supérieur. Ces roches sont en général peu perméables ou pratiquement imperméables.

I.3.8 Zones d'emprunt des matériaux de construction

Au cours des travaux des reconnaissances géologiques et géotechniques le bureau d'étude a fait la prospection de 3 zones d'emprunt des matériaux de construction : carrière de grès, zone d'emprunt des sols cohérents et zone d'emprunt de pierre cassée.

a. Les Grès

La carrière de grès est située à 1,5 km à l'amont du site du barrage dans le versant droit de la vallée de l'Oued Renem, elle se trouve au niveau du plateau collinaire constitué de dépôts de Miocène moyen. Le volume total des grès est de $3,32 \text{ Mm}^3$. Ainsi, les réserves explorées des pierres dépassent le volume demandé ($1,5 \text{ Mm}^3$) deux fois plus.

b. Les sols cohérents

La zone d'emprunt se situe à 300 m du barrage sur les versants gauche et droit de la vallée, les terrains y sont présentés par des dépôts alluvionnaires et des dépôts dus au glissement de terre, de point de vue lithologique ces roches sont présentées par des argiles et limons, Les réserves explorées des sols cohérents dépassent 0.6 Hm^3 tandis que le volume demandé est de l'ordre de 0.2 Hm^3 .

c. Pierre cassée pour la fabrication du béton

On suppose d'obtenir la pierre cassée pour la fabrication du béton à partir de la carrière existante située sur le versant droit de la vallée de l'Oued Renem à 250 m du site du barrage. La carrière est attachée aux affleurements de calcaires de l'étage de Maastricht, les calcaires sont denses, de couleur gris jaunâtre, en plaquettes minces. La demande en pierre cassée pour la fabrication du béton est de 40 mille m^3 , et les réserves du calcaire dans la zone de la carrière sont estimées en 150-200 mille m^3 .



Tableau I.4 Caractéristique comparative des indices physiques et mécaniques des pierres cassées de la carrière avec les normes standards.

N ^o	Types d'essais	Grandeurs des indices	Exigences standards
1	Densité réelle des grains de la pierre cassée, g/cm ³	2,66	2,0-2,8
2	Teneur en grains de la forme lamellaire et aciculaire, % 5-10 mm 10-20 mm	20,1 12,7	∠35
3	Classe de la pierre cassée en fonction de la broyabilité dans le cylindre <ul style="list-style-type: none">sans saturation d'eauavec saturation d'eau	1200 1000	Classe de la pierre cassée est supérieure une fois et demie à la classe du béton 300 kg/cm ² et 2 fois à la classe du béton supérieure à 300 kg/cm ²

Source ANBT

I.3.9 Analyse chimique de l'eau d'Oued Renem

Les résultats des analyses chimiques dans l'Oued Renem sont représentés dans la figure suivante :

Date	Débit de l'eau m ³ /s	Température de l'eau	Unités de mesure	Résidu sec	Anions			Cations				Matières organiques et M.E.S				Azote et phosphates				pH
					HCO ₃	Cl	SO ₄	Ca	Mg	Na	K	M.O d' O ₂	DC O	Oxygène dissolu	M.E.S 105°C	NH ₄	NO ₃	NO ₂	PO ₄	
Site du barrage Renem																				
24.02.2001	0,65	11,7	mg/l	1040	225	90	372	150	29	104	6	9,4	34	9,6	54	0	29	0	0,14	8,4

Figure I.5 Résultats des analyses chimiques de l'eau. (Source ANBT).

A partir de ces résultats, nous constatant que la qualité d'eau est favorable pour la construction d'un barrage destiné à l'Alimentation en Eau Potable.

I.4 Hydrologie

Les observations météorologiques dans la région du bassin versant d'Oued Renem sont effectuées à l'aide des postes dont la densité est d'environ une poste sur 250km². Les observations directes dans les limites du bassin versant de l'Oued Renem n'ont pas été faites. (Aucune observation et mesure au niveau d'Oued Renem n'ont été effectuées). L'information sur les postes météorologiques dont les données sont utilisées dans cette étude est présentée dans le tableau suivant :

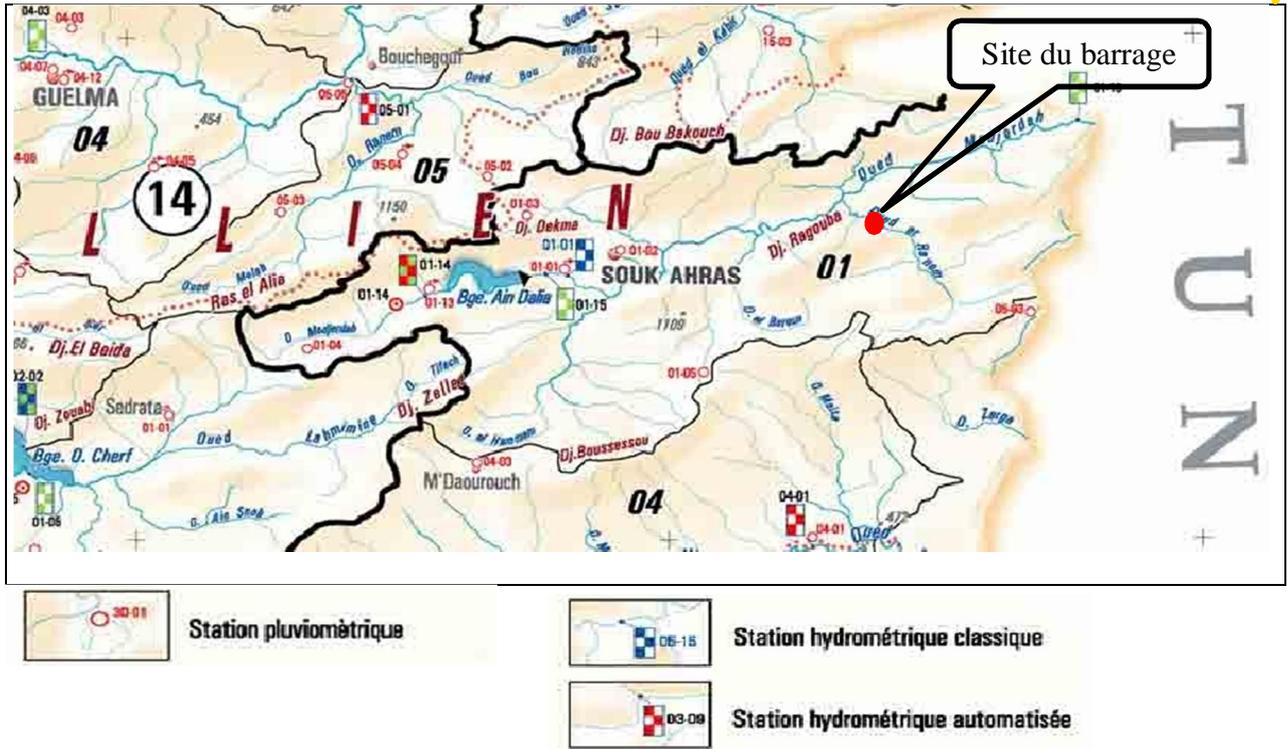


Figure III.12 Emplacement des différentes stations pluviométriques et hydrométrique de la zone d'étude. (Echelle 1/ 500 000). Source ANRH

Tableau I.5 Postes météorologiques à voisinage du site de barrage en projet.

Nom	Code	Coordonnées (m)		Altitude (m)	Période des observations, années
		X	Y		
Souk-Ahras	120101	967,7	342,2	580	1910-1997
Taoura (Guembetta)	120105	980,4	331,5	880	1947-56,67-94
Bou Khadjar	031503	984,2	369,68	300	1926-62,67-94
Mehroha	140502	961,2	351,85	748	1935-1996
Bauchegof	140505	949,2	362,5	800	1947-62,67-96
Zardezas (Evaporateur "Colorado")	030903				1953-1984
Tebessa (Evaporateur "Colorado")	120103				1947-1996

Source ANBT



Tableau I.6 Caractéristiques après le calcul hydrologique du barrage RENEM.

Nº	Paramètres principaux de la retenue	Unités de mesure	Valeur
1	Cote de NR	m	560,0
2	Superficie de la retenue à NR	ha	253,1
3	Capacité à NR	10 ⁶ m ³	43,72
4	Profondeur maximale	m	50
5	Longueur de la retenue	km	4,0
6	Cote de PHE de 0,1% de probabilité	m	563,4
7	Volume de la tranche du laminage des crues entre PHE et NNR	10 ⁶ m ³	6,87
8	Cote du plan d'eau à la retenue minimale (volume mort)	m	535,4
9	Volume mort	10 ⁶ m ³	5,97
10	Superficie du miroir d'eau à la cote du volume mort	Ha	66,4

Source ANBT

I.5 Variantes étudiées

Au stade de l'Etude des variantes dans l'étude de faisabilité le bureau d'études russe a proposé pour le type de barrage les variantes suivantes :

1. Le barrage en enrochement à noyau central en limon.
2. Le barrage en enrochement à masque amont en béton armé.
3. Le barrage-poids en béton dont la zone intérieure est constitué de béton à faible dosage de ciment compacté au rouleau.

Les variantes propose pour l'évacuateur de crues sont :

- le déversoir polygonal, (labyrinthe),
- le déversoir à l'entonnement latéral ;

L'ouvrage de prise d'eau se compose du canal d'amenée, la galerie souterraine, et la tour de prise d'eau.

Conclusion

A travers l'étude de faisabilité de barrage Renem, nous constatons que les conditions topographiques et hydrologiques sont favorables pour l'implantation de l'aménagement hydrotechnique, contrairement aux conditions géologiques qui sont médiocre, et nécessitent un traitement des fondations du barrage et celle des ouvrages annexes.



Chapitre II :

Etude hydrologique



Introduction :

L'hydrologie se définit comme l'étude de cycle de l'eau et l'estimation des différentes volumes et débits qui transverses chacune de ses étapes. Elle est étudié les eaux de surface et souterraines leur circulation, leurs propriétés physiques et chimiques ainsi leurs réactions vis l'environnement et l'être vivant.

Les études hydrologiques sont très dispensables, elles ont pour objectif d'étudie les conditions de la réserve d'une part et d'autre parts d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage, Les étude peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain de nombre d'années de mesures sur le site ou la région du barrage.

II.1 Bassin versant

Le bassin versant représente, en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets. Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un système, est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénétré de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire.

II.1.1. Caractéristiques physiques du bassin versant

a. Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques du bassin versant sont déterminées après avoir délimité le bassin versant

1. Surface : $S= 191 \text{ Km}^2$
2. Périmètre : $P= 63,25 \text{ Km}$.
3. Longueur de talweg principal : $L_{cp}= 11,75 \text{ Km}$.

II.1.2. Caractéristiques hydromorphologiques

a. Indice de compacité de Gravelius "Kc"

Cet indice caractérise la forme du bassin versant, est le rapport entre le périmètre de bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que le bassin.

$$K_c = \frac{p}{p'} = \frac{p}{2\pi R} \dots\dots\dots (II.1)$$

$$k_c = \frac{p}{2\pi \sqrt{S/\pi}} = 0.282 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad K_c = 0.282 \frac{63,25}{\sqrt{191}} = 1,29$$

Plus K_c s'approche de 1, plus la forme de bassin sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux sera court.

- Si $K_c = 1$ bassin parfaitement circulaire.
- Si $K_c < 1,128$ bassin ramassé (bassin carré).
- Si $K_c > 1,128$ bassin allongé

Selon la valeur de K_c notre bassin est de forme allongé

b. Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = L_{cp}^2 / S \dots\dots\dots (II.2)$$

Alors: $C_a = 0,72$

- L_{cp} : la longueur du talweg principal
- S : la superficie du bassin versant.

c. Rectangle équivalent

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions (L et l) ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de point de vue d'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés. Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement:

$$P = 2 (L + l) \quad \text{et} \quad S = L \times l$$

La longueur L et la largeur l en Km sont données par la résolution de P et S

- La longueur $L = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right]$

- La largeur

$$l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right]$$

L : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l: largeur du rectangle équivalent en (Km)

S : Surface du bassin versant (Km²).

Kc : Indice de compacité de Gravelius

Donc

$$L=23,82 \text{ km} \quad \text{et} \quad l=8,02 \text{ Km}$$

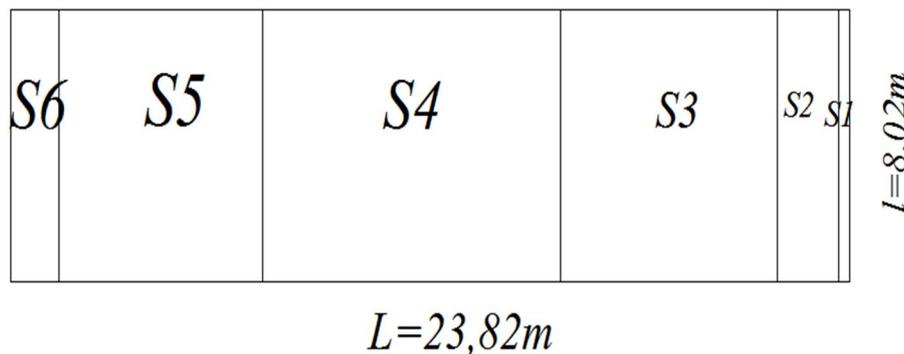


Figure II.1 Rectangle équivalent.

II.1.3 Hypsométrie du bassin versant

II.1.3.1 Relief

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

a. Répartition et courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude.

Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

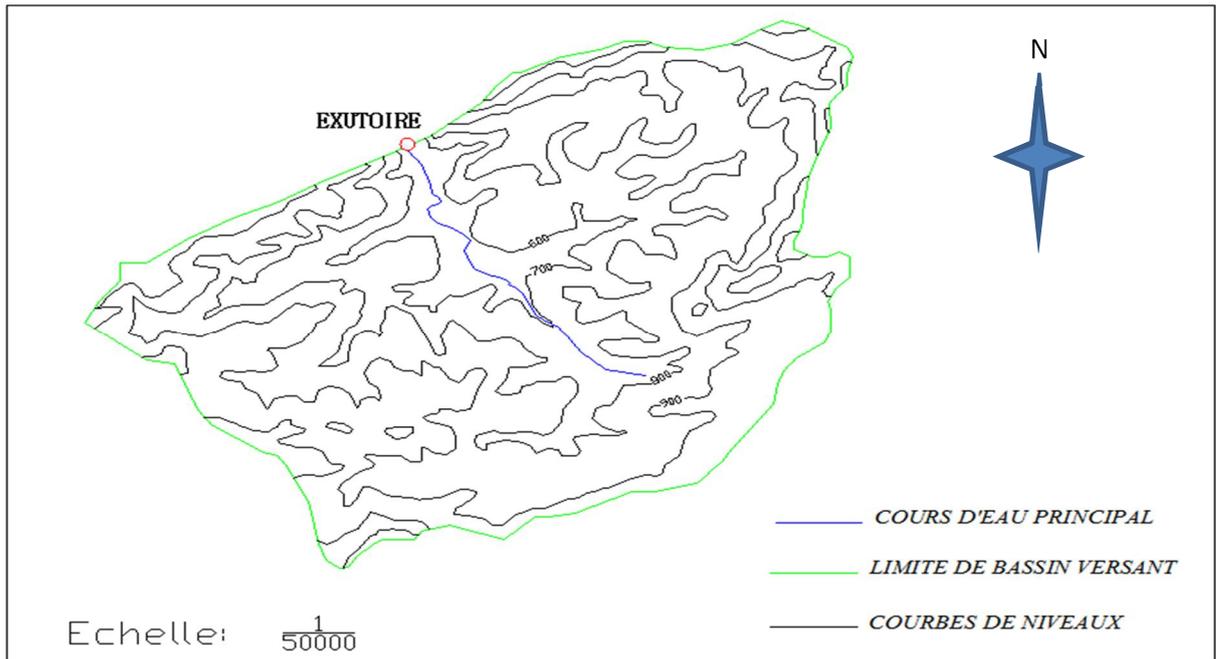


Figure II.2 Répartition des courbes de niveaux

La répartition des surfaces en fonction des cotes est donnée dans le tableau suivant :

Tableau II.1 Répartition des surfaces en fonction des altitude dans le bassin versant

Altitude (m)	S _i (Km ²)	S _i (%)	S _i Cumulée (%)
1000-1080	2,48	1,3	1,3
900-1000	17,38	9,1	10,4
800-900	52,43	27,3	37,7
700-800	67,99	35,6	73,3
600-700	39,92	20,9	94,2
500-600	11,08	5,8	100



La courbe hypsométrique est représentée dans la figure suivante :

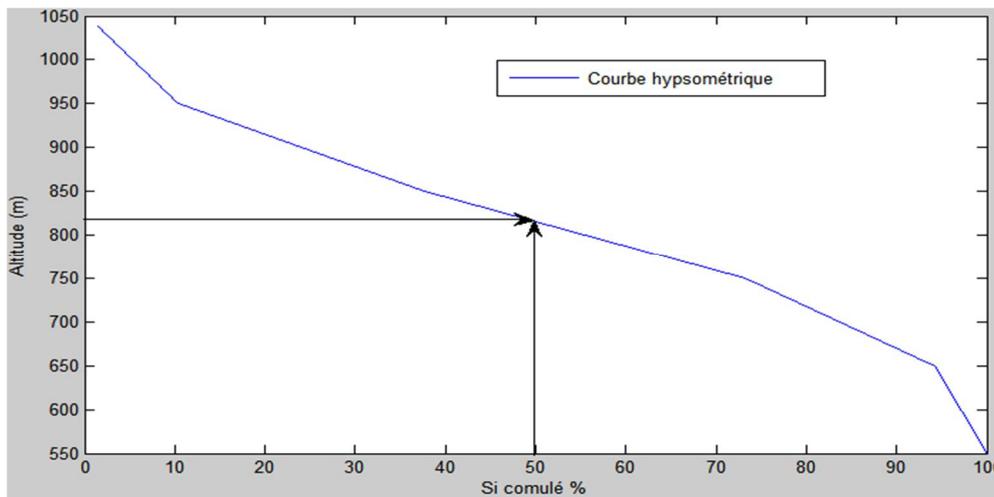


Figure II.3 Courbe hypsométrique.

b. Détermination des altitudes :

A partir de cette courbe on détermine :

- Altitude médiane $H_{50\%}=820m$.
- Altitude à 95% de la surface $H_{95\%}=645m$.
- Altitude à 5% de la surface $H_{5\%}=995m$.

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{moy} = \sum \frac{Si * Hi}{S} \qquad H_{moy} = 765,52m$$

c. Les indices:

- Indice de pente globale **Ig :**

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (II.3).$$

tel que :

L : longueur de rectangle équivalent (Km).

D : dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$.

Donc $I_g = 0,0146$.

On à $0,01 > I_g > 0,02$ alors le relief est modéré.

-Indice de pente de roche **I_p :**

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \left[\sum_{i=1}^n \sqrt{Si (H_i - H_{i-1})} \right] \dots\dots\dots (II.4).$$

tel que :

L : longueur de rectangle équivalent en (m) et

Si : surface partielle en (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives

$I_p = 1,99$

-Indice de pente moyenne du bassin

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct



$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0,5L_n)}{S} \dots\dots\dots (II.5)$$

ΔH : dénivelée (m)

L_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2 n.

$$I_m = 0.805$$

-Dénivelé spécifique

La dénivelé spécifique est définie par:

$$D_s = I_g \cdot \sqrt{S} \dots\dots\dots (II.6)$$

$$D_s = 201,78m$$

On à $100 < D_s < 250$ donc : Relief assez modéré.

II-1-4 Caractéristiques hydrographique de bassin versant

II-1-4-1 le réseau hydrographique

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin est due à quatre facteurs principaux.

- **Densité de drainage**

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (II.7).$$

L: la longueur totale de tous les thalwegs $\sum L_i = 169,51 \text{ Km}$

S : la surface totale de bassin versant

$$D_d = 2,68$$

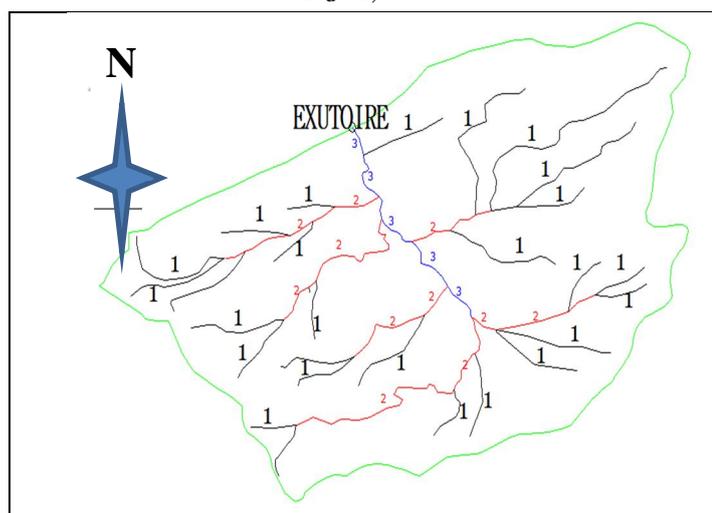


Figure II.4 Réseau hydrographique de bassin versant et classification du SCHUM.

II.1.4.2 Temps de concentration Tc

Il peut être calculé par plusieurs formules :



• Formule de Ventura

$$T_c = 76.3 \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{100.I_{cp}}} \dots\dots\dots (II.8).$$

Avec : I_{cp} : Pente du cours d'eau principal.

$$T_c = 5,97 \text{ heures.}$$

• Formule de CALIFORNIA

$$T_c = \left(\frac{0,87.L_{cp}^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots (II.9).$$

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km)

H_{max} : Altitude maximal du bassin versant (m NGA) = 1080 m

H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m NGA) = 520 m

$$T_c = 1,54 \text{ heures}$$

• Formule de Passini

$$t_c = 64,8 \cdot \frac{\sqrt[3]{S.L_{cp}}}{\sqrt{I_{cp} \cdot 100}} \dots\dots\dots (II.10)$$

Avec : L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (km)

$$T_c = 4.82 \text{ heures}$$

Sur la base de ces résultats, nous nous proposons d'adopter la valeur $T_c=6$ heures, (formule de Ventura), parce que la formule de Ventura tient compte des paramètres géométriques essentielle du bassin (langueur du talweg, la pente moyenne du cours d'eau).

II.1.4.3 Vitesse de ruissellement

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (II.11).$$

Avec V_r : vitesse de ruissellement.

L : longueur de cours d'eau principal.

T_c : temps de concentration.

$$V_r = 1,96 \text{ Km/h.}$$

II.1.4.4 Profil longitudinal d'Oued RENEM

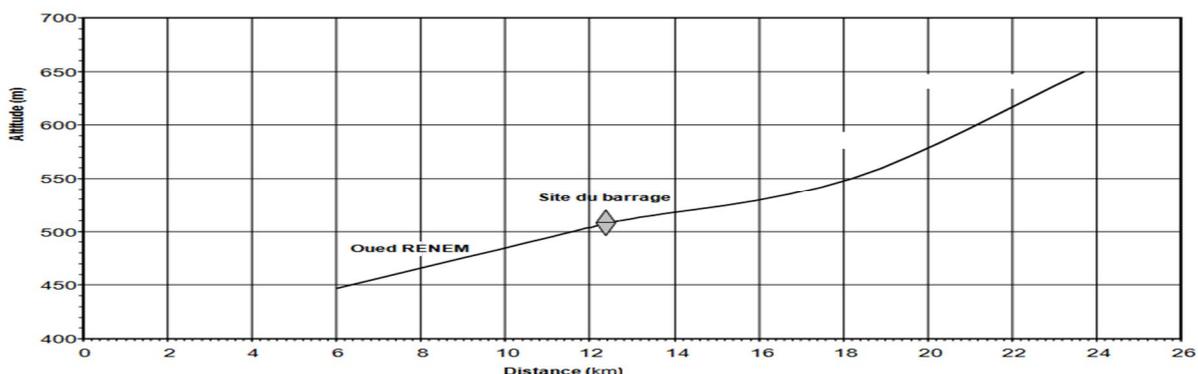


Figure II.5 Profil en long de l'Oued RENEM.



Tableau II.2 Récapitulatifs des caractéristiques hydromorphométriques de bassin versant.

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	191
Périmètre		P	km	63,25
Longueur du thalweg principal		L	km	11,75
Indice de compacité		KC	-	1,29
Coefficient d'allongement		Ca	-	0,72
Rectangle Equivalent	longueur	Lr	Km	23,82
	Largeur	lr	Km	8,02
Altitudes	maximale	Hmax	m.NGA	1080
	moyenne	Hmoy	m.NGA	765,25
	médiane	Hmed	m	820
	minimale	Hmin	m	505
Indice de pente de Roche		IP	%	1,99
Indice de pente globale		Ig	m/km	14,6
Indice de pente moyenne		Ipm	%	0,805
Densité de drainage		Dd	Km/Km ²	2,68
Dénivelé spécifique		Ds	m	201,78
Temps de concentration		tc	h	6
Vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	1,96

II.2 Caractéristiques climatiques du bassin versant

II.2.1 Température

Les conditions climatiques de la région sont caractérisées par l'été chaud et sec et par l'hiver relativement tiède et humide. La température moyenne interannuelle enregistrer est de +15.4°C.

Tableau II. 3 Répartition moyenne mensuelle de la température (Observations : 1947-1997).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
T(°C)	21,9	16,9	11,7	8,6	7,4	8,0	9,9	12,1	17	21,3	24,9	25,3	15,4

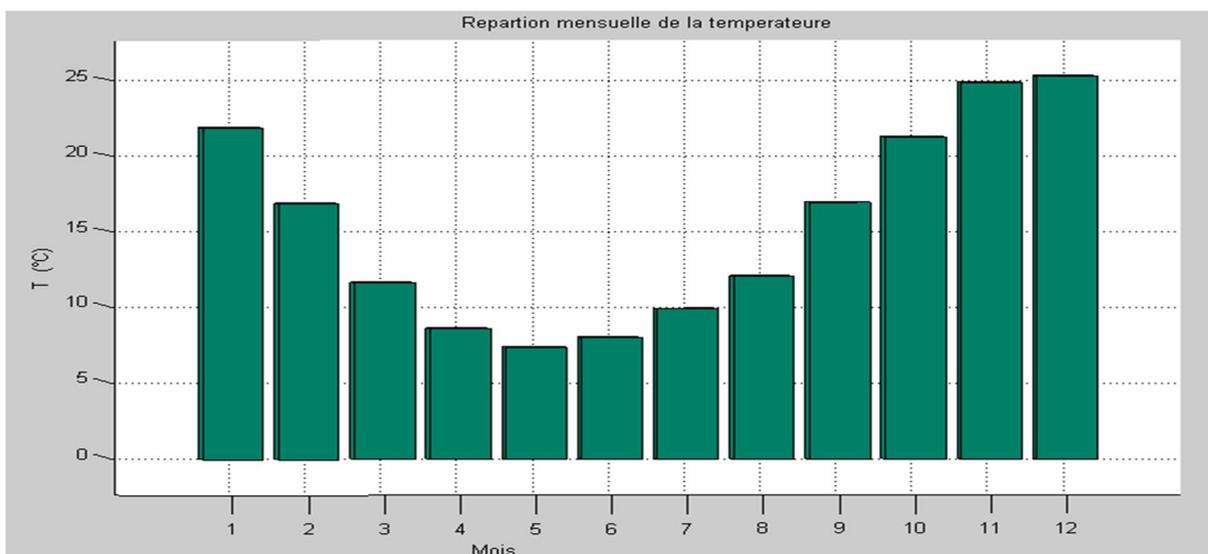


Figure II.6 Répartition mensuelle de la température.

II.2.1Le vent

Tableau II.4 Répartition mensuelle du vent (Observations 1955-1996).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
V(m/s)	3.4	2.8	3.2	3.6	3.4	3.8	4.1	3.9	3.2	3.2	3.4	3.1	3.4

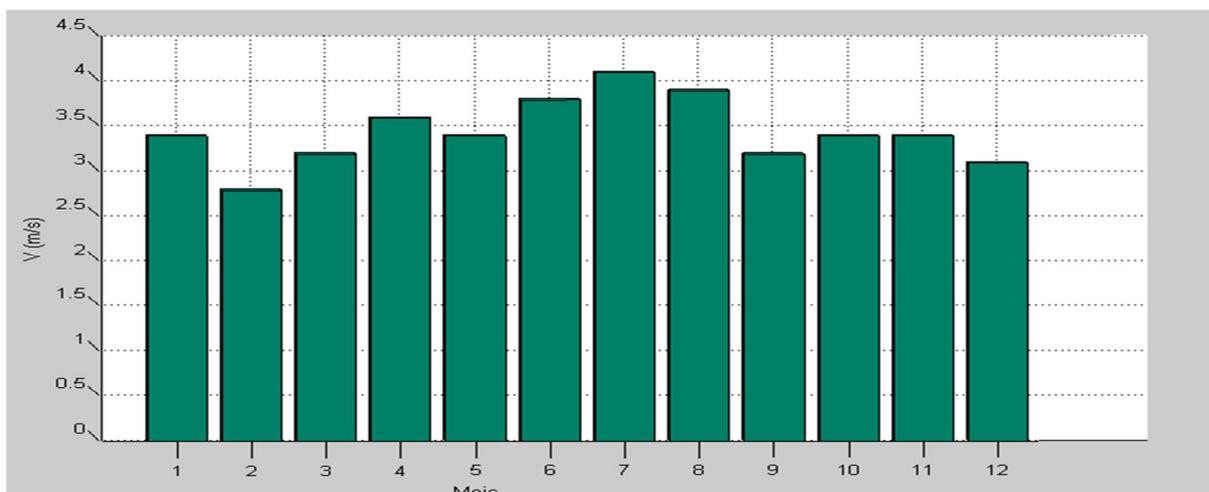


Figure II.7 Répartition mensuelle du vent.

II.2.3 Répartition mensuelle de l'évaporation

Tableau II.5 Répartition mensuelle de l'évaporation. (Observations : 1947-1996)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
Eva (mm)	142	96	63	50	54	56	69	77	110	143	191	186	1236

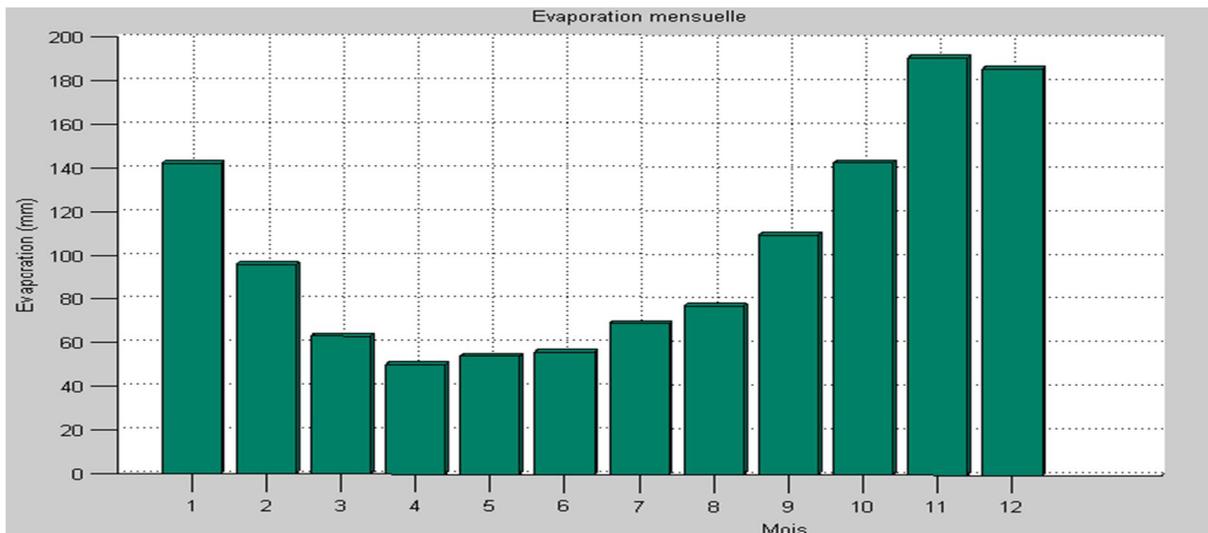


Figure II.8 Répartition mensuelle de l'évaporation.

II.3.4 Précipitations

Tableau II.6 Répartition mensuelle des précipitations. (Observations : 1947-1997)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
P(mm)	39.06	54.16	64.90	102.62	101.3	90.39	80.20	68.58	48.53	20.57	5.49	12.8	692,89
P (%)	5.64	7.82	9.37	14.81	14.62	13.04	11.57	9.90	7.00	2.97	0.79	1.85	100

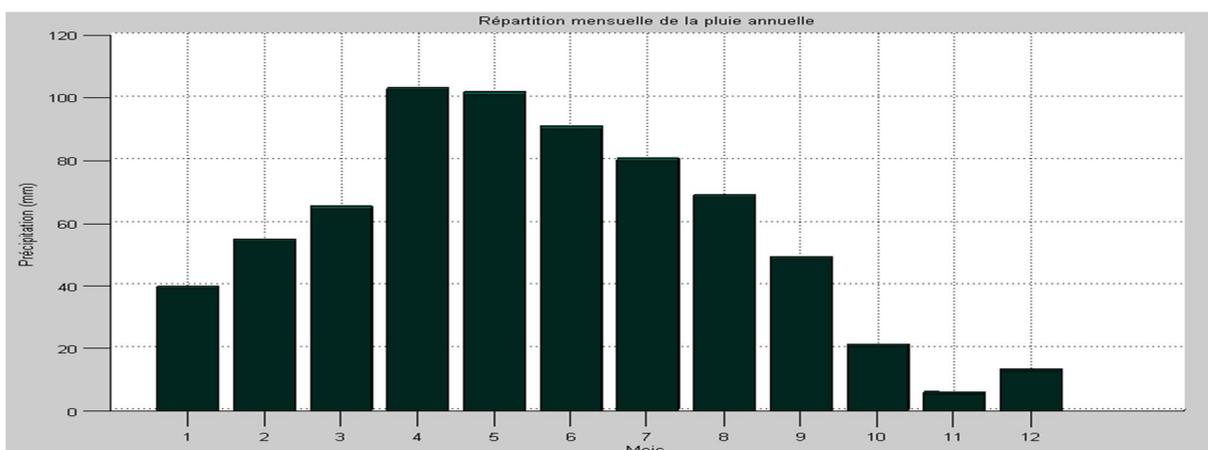


Figure II.9 Répartition mensuelle des précipitations.



II.3 Etude des précipitations

II.3.1 Homogénéisations des données

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données, les erreurs dans la série pluviométrique modifient le caractère aléatoire des phénomènes et les conditions de leurs avènements. Si ces conditions changent cela veut dire que les données mesurées ne proviennent pas à la même population et que la série de mesures n'est pas homogène. Avant de pouvoir étudier statiquement ces séries, il y a lieu donc, à la vérification de son l'homogénéité.

- **Test de WILCOXON**

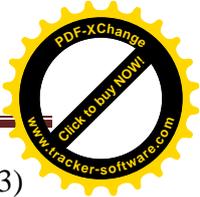
C'est un test non paramétrique le plus puissant, il se base sur le principe suivant : Si l'échantillon X est issu d'une même population Y, l'échantillon XUY en est également issu. Donc on a une série d'observations de longueur N à partir de laquelle on tire deux échantillons X et Y : N1 et N2 sont respectivement les tailles de ces échantillons, avec N=N1+N2 et N1<N2.

Tableau II.7 Teste de WILCOXON.

X	Y	Rang	XUY classé	Origine	XUY classé	Rang	Origine
49.9	20.5	1	90.5	Y	42	24	Y
55.9	16.2	2	74.4	X	41.4	25	X
41.4	44	3	72	X	39.9	26	X
35.4	38.1	4	66.5	X	39.6	27	X
25.7	42.5	5	65.3	Y	38.1	28	Y
32.7	45.5	6	64.5	X	37.7	29	X
66.5	65.3	7	60.8	Y	35.4	30	X
64.5	57.2	8	57.2	Y	34.2	31	Y
32.4	48.7	9	56	Y	32.7	32	X
51.1	53.6	10	55.9	X	32.4	33	X
52.4	90.5	11	55.9	Y	32.4	34	X
52.4	56	12	53.6	Y	29.4	35	Y
37.7	60.8	13	52.4	X	25.7	36	X
32.4	42	14	52.4	X	20.5	37	Y
48.2	29.4	15	51.5	X	18.6	38	X
74.4	55.9	16	51.1	X	17.9	39	X
18.6	34.2	17	49.9	X	16.2	40	Y
43	-	18	48.7	Y			
17.9	-	19	48.2	X			
39.6	-	20	45.5	Y			
51.5	-	21	44	Y			
72	-	22	43	X			
39.9	-	23	42.5	Y			

On calcul les deux bornes suivantes :

$$W_{min} = \frac{(N1+N2+1)N1-1}{2} - Z_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N1N2(N1+N2+1)}{12}} \dots\dots\dots (II.12)$$



$$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{min} \dots\dots\dots(II.13)$$

Sachant que $Z_{1-\alpha/2} = 1.96$ pour un niveau de signification $\alpha = 5\%$

On vérifie la condition suivante: $W_{min} < \sum \text{Rang } x < W_{max}$

$$\left. \begin{array}{l} \sum \text{Rang } x = 301 \\ W_{min} = 210.7 \\ W_{max} = 329.3 \end{array} \right\} 210.7 < 301 < 329.3$$

Alors le teste de WILCOXON vérifié l'homogénéisation de notre série pluviométrique.

II.3.2 Etude fréquentielle des pluies maximales journalières

L'analyse fréquentielle est une étude statistique de prédiction consiste à définir la taille de l'échantillon d'une population, à base des événements passés, cette prédiction repose sur la définition et la mise en œuvre d'un modèle fréquentiel, qui est une équation décrivant le comportement statistique d'un processus, pour chaque événement de la population une variable aléatoire (caractères numériques).

Les étapes d'ajustement à suivre sont :

- ✓ Classer la série des précipitations par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement.
- ✓ Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.
- ✓ Calculer de la fréquence expérimentale.
- ✓ Calculer des caractéristiques empiriques de la série de données.
- ✓ Reporter les points sur papier à probabilité appropriée à chaque loi.
- ✓ Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée.
- ✓ Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Tableau II.8 Caractéristiques empiriques de la série

Nombre d'observations	40
Maximum	16.2
Minimum	90.5
Somme	1807.4
Moyenne	45.2
Ecart-type	16.4
Médiane	43.5
Coefficient de variation (C _v)	0.363
Coefficient d'asymétrie (C _s)	0.417
Coefficient d'aplatissement (C _k)	2.96
Exposant climatique	0.34 (source ANRH).

II.3.2.1 Ajustement à la loi normal

La distribution normale, également connue sous le nom de distribution de GAUSS, est une fonction symétrique par rapport à sa moyenne et découle du théorème de la limite centrale. La fonction de la densité de probabilité d'une variable aléatoire X s'exprime alors :

$$f_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma_x^2}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_x}{\sigma_x}\right)^2\right] \dots\dots\dots(II.14)$$



Pour estimer un quantile quelconque de x à partir de la distribution normale, on recourt généralement à la formulation suivante : (équations de droite de Henry)

$$x_p = \mu_x + \sigma_x * u \dots\dots\dots (II.15)$$

Avec :

μ_x : Moyenne

σ_x : écart-type (paramètre de dispersion)

u : variable réduite de GAUSS.

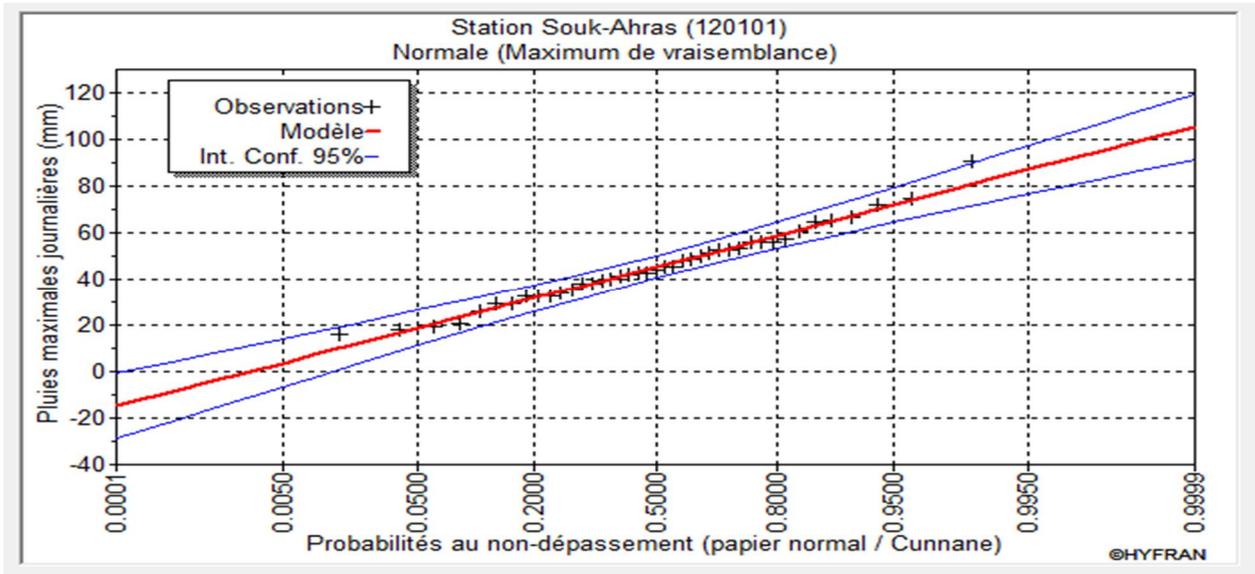


Figure II.10 Ajustement à la loi de GAUSS.

Tableau II.9 Résultats d'ajustement à la loi de GAUSS.

T (période de retour)	Probabilité (ND)	précipitations	Intervalle de confiance
10000	0.9999	105	91.2 - 119
2000	0.9995	98.4	85.6 - 111
1000	0.999	95.1	83.0 - 107
200	0.995	86.7	76.3 - 97.2
100	0.99	82.7	73.0 - 92.4
50	0.98	78.3	69.4 - 87.1
20	0.95	71.6	63.9 - 79.3
10	0.9	65.7	59.0 - 72.5
5	0.8	58.6	52.8 - 64.4
2	0.5	44.9	39.9-49.9

- **Teste d'adéquation** : $X^2_{calculée} = 1.34 < X^2_{théorique} = 11.070$ (degré de liberté $\gamma=5$).
Alors l'adéquation à la loi est bonne pour une probabilité 95%.

II.3.2.2 Ajustement à la loi log normal (GALTON)

Cette distribution découle d'une modification apportée à la distribution normale afin d'étudier le logarithme de la variable aléatoire X.

La fonction de densité de probabilité s'écrit:



$$f_y(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi\sigma_y^2}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(X-\xi)-\mu_y}{\sigma_y}\right)^2\right] \dots\dots\dots(II.16)$$

Le quantile se calcul en appliquant :

$$x_p = \xi + \exp [\mu_y + \sigma_y u(p)] \dots\dots\dots (II.17)$$

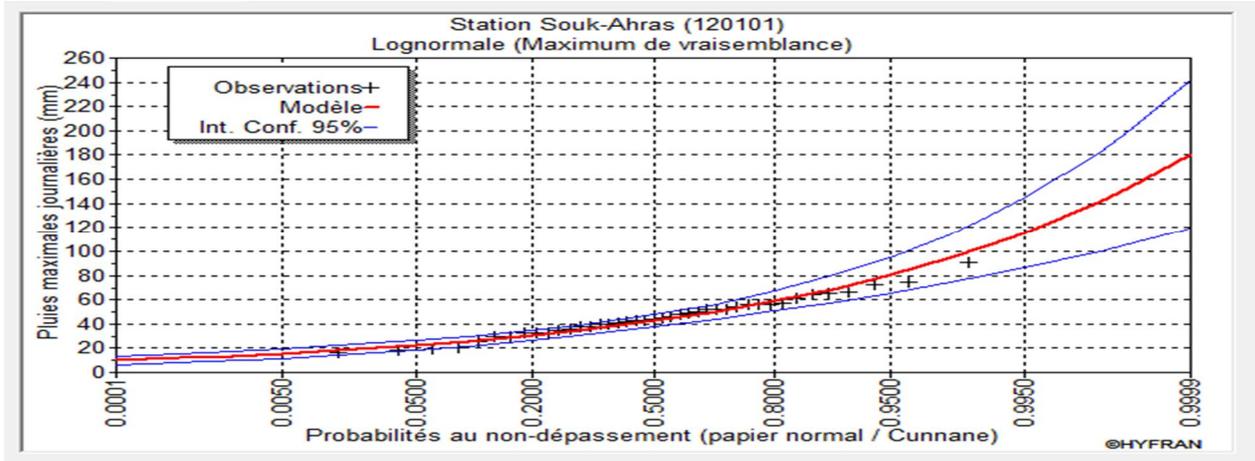


Figure II.11 Ajustement à la loi log normal.

Tableau II.10 Résultats d’ajustement à la loi log normal.

T (période de retour)	Probabilité (ND)	précipitations	Intervalle de confiance
10000	0.9999	184	120 - 248
2000	0.9995	155	107 - 204
1000	0.999	143	101 - 186
200	0.995	117	86.9 - 147
100	0.99	106	80.7 - 131
50	0.98	94.9	74.3 - 115
20	0.95	80.6	65.4 - 95.8
10	0.9	69.7	58.2 - 81.3
5	0.8	58.5	50.2 - 66.8
2	0.5	41.8	36.7 - 46.9

- **Teste d’adéquation** : $X^2_{calculée} = 5.24 < X^2_{théorique} = 11.070$ (degré de liberté $\gamma=5$).

Alors l’adéquation à la loi est bonne pour une probabilité 95%.

II.3.2.3 Ajustement à la loi GUMBEL

La fonction de distribution d’une probabilité à la loi de GUMBEL est donnée par :

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

$$Y = \frac{x-x_0}{\alpha}$$

y : Variable réduite de Gumbel.

α : paramètre d’échelle $\alpha > 0$

x : Précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : Paramètre de position (mode).

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

Et l’équation de la droite de GUMBEL est : $X = \alpha * Y + x_0$

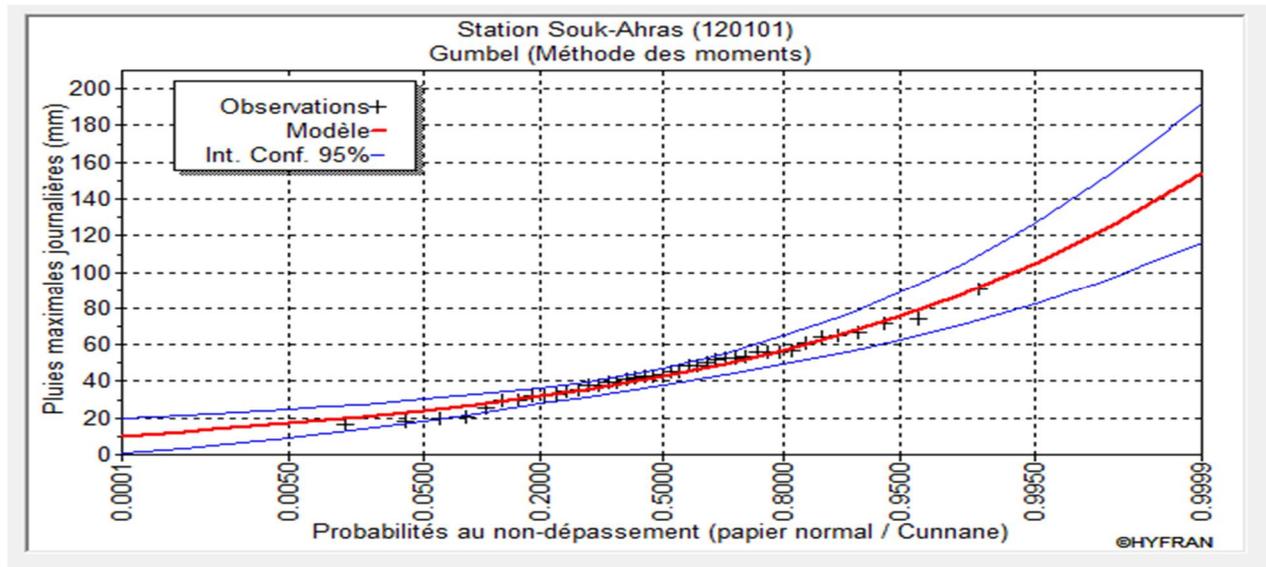


Figure II.12 Ajustement à la loi de GUMBEL.

Tableau II.11 Résultats de l'ajustement à la loi de GUMBEL.

T (période de retour)	Probabilité (ND)	précipitations	Intervalle de confiance
10000	0.9999	173	138 - 207
2000	0.9995	149	120 - 178
1000	0.999	139	112 - 165
200	0.995	115	94.1 - 136
100	0.99	105	86.3 - 123
50	0.98	94.4	78.4 - 110
20	0.95	80.7	67.9 - 93.6
10	0.9	70.1	59.6 - 80.6
5	0.8	59.1	50.9 - 67.3
2	0.5	42.4	37.1 - 47.7

- Teste d'adéquation : $X^2_{calculée} = 2.90 < X^2_{théorique} = 11.070$ (degré de liberté $\gamma=5$).

Alors l'adéquation à la loi est bonne pour une probabilité 95%.

Choix de l'ajustement

L'évaluation de la qualité d'ajustement montre que les trois lois sont adéquats (teste de PEARSON III). On a opté pour la loi de GUMBEL pour le reste du travail car elle est largement vérifiée l'adéquation et donnent des intervalles de confiance les plus grandes.

II.3.2 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Dans ce présent calcul on utilise la formule de Body exprimé par :

$$P_{max,p\%} = P_{max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (II.19)$$

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

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

t: temps en heure.

b: exposant climatique b=0.34 (source ANRH).

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



$$I_t = \frac{P_{\max, p\%}}{t} \dots\dots\dots (II.20)$$

Les courbes IDF sont construites dans un but bien précis. Elles permettent d'une part de synthétiser l'information pluviométrique au droit d'une station donnée et, d'autre part de calculer succinctement des débits de projet et d'estimer des débits de crue ainsi que de déterminer des pluies de projet utilisées en modélisation hydrologique.

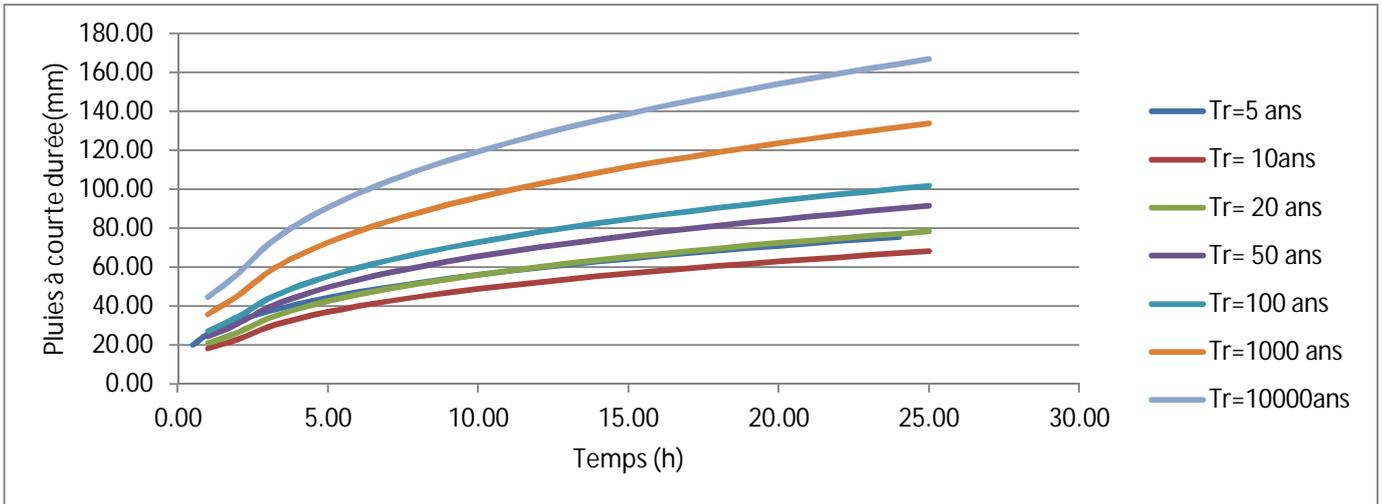


Figure II.13 Courbe des pluies de courte durée.

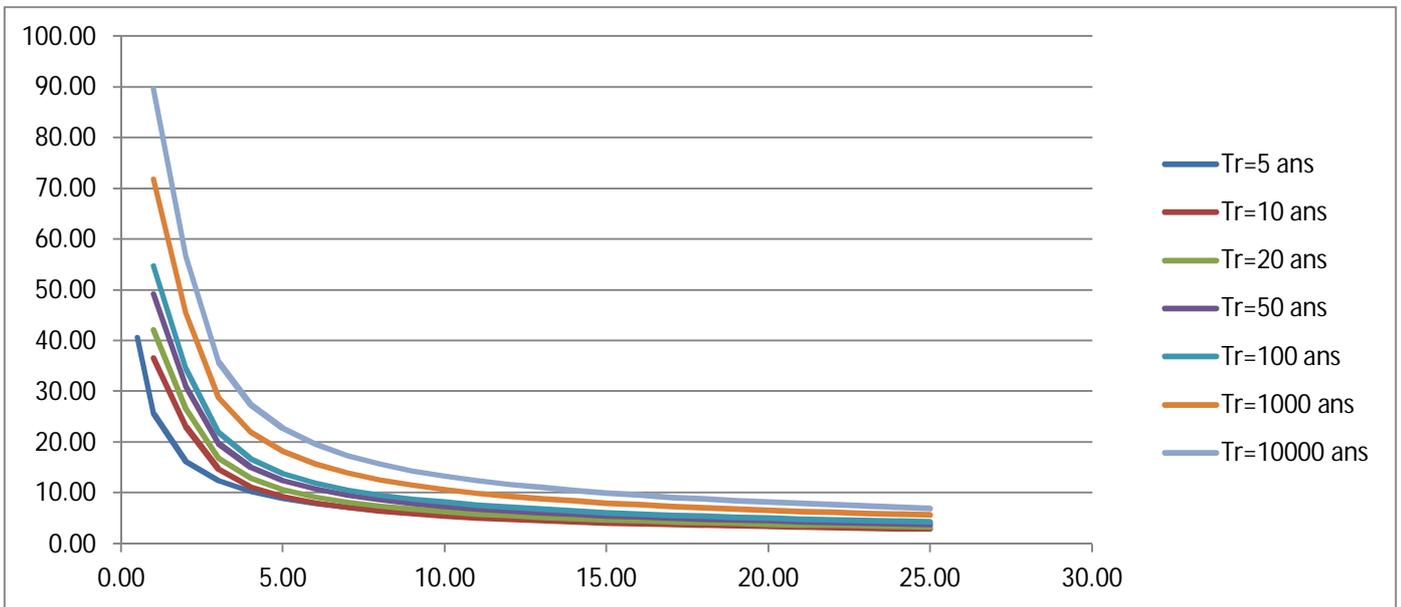


Figure II.14 Courbes des intensités fréquentielles.



II.4 Etude des apports

II.4.1 Station hydrométrique

Cette étude se base sur les données mesurées dans la station hydrométrique Souk-Ahras situé environ 30 Km du site du barrage sur l’oued Medjedra, pour estimer les apports au site du barrage on fait l’analogie avec cette station, et on calcule le facteur de transposition.

$$F = \frac{S_{RENEM}}{S_{Souk-Ahras}} = \frac{191}{217} = 0.88. \text{ Pluies maximales journalières}$$

Tableau II.12 Caractéristiques de la station hydrométrique de Souk-Ahras et l’analogie sur le site du barrage.

Oued – Emplacement	S, km ²	W, Hm ³	Cv	Ecoulement de différente fréquence, Hm ³			
				25%	50%	75%	95%
oued Medjerda – station Souk-Ahras (120101)	217	46.5	0,61	66,2	44,0	26,4	9,8
oued Renem – site du barrage	191	40,9	0,67	56,5	35,8	19,9	6,3

Source (ANBT).

Tableau II.13 Répartition mensuelle des apports moyens.

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	annuel
Apport (%)	5.47	7.89	9.46	14.95	14.81	13.21	11.63	10.02	7.06	3.10	0.77	1.88	100
Apport (Mm ³)	2.24	3.23	3.87	6.12	6.06	5.40	4.76	4.10	2.89	1.27	0.31	0.77	40.90

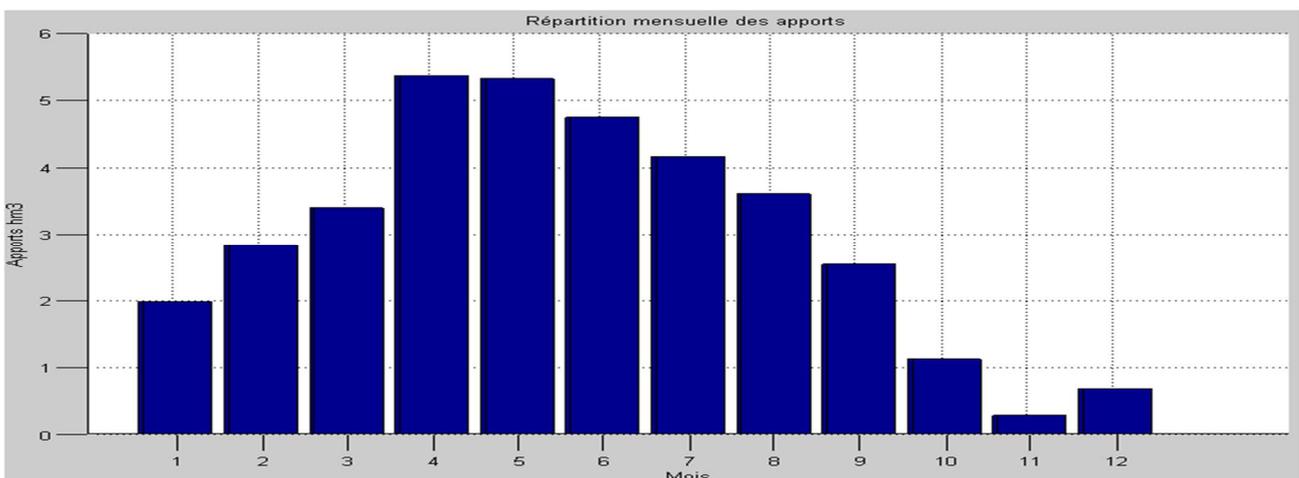


Figure II.15 Répartition mensuelle des apports moyens.

II.4.2Caractéristiques de l’écoulement

a- Le module de l’écoulement

$$M_0 = \frac{A_0}{T} \dots \dots \dots (II-21)$$

A_0 : apport moyen interannuel $A_0 = 40.9Hm^3$
 T : temps d’une année en seconde $T = 31.536 \cdot 10^6 \text{ s}$



M₀=1.30m³/s

b- La lame d'eau écoulee :

L_e = A₀ / S (II-22)

Le= 214.136 mm

c- Coefficient de ruissellement

P_{moy}= 692.89 mm

C_e = L_e / P_{moy} (II-23)

Ce= 0.038%

II.4.3 Analyse fréquentielle des apports moyens

L'estimation fréquentielle des apports de site du barrage se fait à partir des apports moyens annuels de la station voisine et en appliquant la règle d'analogie.

Après l'ajustement des apports moyens de la station à la loi normale on trouve que A_{80%}(station)=21.82Hm³, donc les apports A_{80%} de site du barrage égale à 19.20 Hm³.

Apport 80% (site du barrage) : A_{80%}=19.2 0Hm³.

Tableau II.14 Répartition mensuelle des apports 80%.

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	annuel
Apport (%)	5.47	7.87	9.44	14.92	14.77	13.17	11.6	9.99	7.04	3.09	0.76	1.88	100
Apport (Mm ³)	1.05	1.51	1.81	2.86	2.84	2.53	2.23	1.92	1.35	0.59	0.15	0.36	19.20

II.4.4 Apports solides et estimation de volume mort

Le transport solide est un phénomène avec deux modes :

- La suspension : c'est l'entraînement par le courant turbulent dans toute la section d'écoulement. Les matériaux en suspension ont beaucoup moins d'interaction avec ceux de fond, ils se déplacent à la vitesse du courant.
- Le charriage : c'est la translation en masse des matériaux de fond.

II.4.4.1 Apports solides en suspension

- Formule de Tixeront

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension:

T_s = Ta.L_r^{0.15} (II.24)

Avec : T_s: transport solide moyen annuel en suspension (t/Km²/an).

L_r : lame d'eau ruisselée (mm).

T_a: Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant. (α= 350).

Ts= 767.96 t/Km²/an.

Le volume solide est égal à:

Vs=As/ γ_s =Ts.S/ γ_s (II.25)



Avec: γ_s : Poids spécifique moyen des sédiment, $\gamma_s = 1.4$.

$$A_s = 146680,36t/an.$$

$$V_s = 104772.16 m^3/an.$$

• **Formule de Fournier**

Le transport solide est donné par la formule suivante :

$$E_s = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \dots\dots\dots(II.26)$$

Avec : E_s : érosion spécifique (t/Km²/an).

P_m : pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm).

P_a : pluie moyenne annuelle (mm).

H : 45% ($H_{max} - H_{min}$). (mm).

S : surface de bassin versant (Km²).

$$E_s = 552.78 t/Km^2.an.$$

$$\text{Alors : } V_s = 75414.98m^3/an.$$

• **Formule de Grailovitch :**

$$T_0 = T_{sp} \cdot G_{rm} \dots\dots\dots(II.27)$$

$$\text{Avec : } T_{sp} = T \cdot P_{moy} \cdot \pi \cdot \sqrt{Z^3} \dots\dots\dots(II.28)$$

$$T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \dots\dots\dots(II.39)$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0.2(L + 10)} \dots\dots\dots(II.30)$$

T_0 : taux d'abrasion (t/Km².an).

T_{sp} : taux de la production annuelle des matériaux (m³/Km².an).

G_{rm} : taux de rétention des sédiments produits par le bassin.

T : coefficient thermique.

Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description de bassin versant ($Z=0.3$).

t : température moyenne annuelle (mm).

P : périmètre de bassin versant (Km).

L : longueur de talweg principal (Km).

H_{moy} : altitude moyenne (Km).

P_{moy} : pluie moyenne interannuelle (mm).

$$\text{Alors : } T = 2.24.$$

$$T_{sp} = 255.03 m^3/Km^2.an.$$

$$G_{rm} = 2.00 t/m^3.$$

$$T_a = 511.13t/Km/an.$$

$$V_a = 69732.62 m^3/an.$$

II.4.4.2 Calcul de volume mort

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits, il est destiné à être occupé par les apports solides.

Il existe plusieurs formules pour le calcul de volume mort :



• **Méthode liée à l'érosion spécifique**

Le volume mort est calculé par la formule suivante :

$$V_m = \frac{Es.S.T}{\gamma} \dots\dots\dots (II.31)$$

- Avec : Es : érosion spécifique (t/Km².an).
- T : durée de vie de barrage (50ans).
- γ_s : Poids spécifique des sédiments (1.4 t/m³).
- S : surface de bassin versant (Km²).

$$V_m = 2,771 .10^6 m^3$$

• **Formule de Tixeron**

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s.T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II.32)$$

- Avec : Q_s : débits solide. Q_s= T_a.S
- T_a : transport solide (t/Km².an).
- γ^s : Poids spécifique des sédiments.

$$\text{Donc : } V_m = 5,238.10^6 m^3$$

• **Formule de Grivilovitch**

$$V_m = \frac{T_0.S.T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II.33)$$

- Avec : T₀ : taux d'abrasion (t/Km².an).
- T : durée de vie de barrage (50ans).
- S : surface de bassin versant(Km²).

$$V_m = 3,467 .10^6 m^3.$$

Tableau II.15 Résultats de calcul de volume mort.

Formule	Volume mort (Hm ³)
Méthode liée à l'érosion spécifique (Fournier)	2,771
Tixeront	5,238
Gravilovitch	3,467

Les trois méthodes sont largement utiliser en Algérie, pour les raisons de sécurité ont à opté à la formule de Tixeron, et ont prenons Vs=5 .238 Hm³.

-Transport solide par charriage

Le transport solide par charriage est estimé généralement de (10-20)% de transport solide en suspension.

Alors : $V_{char} = 15\% V_s = 0.786 Hm^3$.

Donc : $V_m = 6.024 Hm^3$.



II.5. Etude des crues :

L'étude des crues revêt une place importante dans une étude hydrologique et doit être menée avec délicatesse pour ne pas tomber dans des erreurs de sous-estimation ou de surestimation compromettent la sécurité de l'ouvrage et de son environnement.

Pour le calcul de débit de pointe correspondant à une probabilité P% on a opté pour les formules empiriques qui tiennent en compte plusieurs paramètres de bassin versant et l'inexistence d'une station hydrométrique dans le site du barrage.

• Formule de SOKOLOVSKY :

$$Q_{\max\%} = \frac{0.28(X_{tc.P\%} - H_0)\alpha_{P\%} \cdot S \cdot f}{t_c} \dots\dots\dots (II.34)$$

Avec : $X_{tc.P\%}$: précipitation de probabilité P%, correspondante à un temps t_c (mm).

H_0 : Pertes initiales (mm), au nord de l'Algérie $H_0=7\text{mm}$.

$\alpha_{P\%}$: Coefficient de ruissellement pour la crue probable.

f : Coefficient de forme de la crue : $f = 12 / (4+3.\gamma)$.

Pour un bassin boisé, sol perméable $3 \leq \gamma \leq 4$.

On prend : $\gamma = 3$ D'où : $f = 0.92$

S : Surface de bassin versant (Km²).

t_c : Temps de concentration de bassin versant (h).

$$\alpha_{P\%} = \frac{\sqrt{X_{tc.P\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_{tc.P\%}} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots (II.35)$$

$X_{tc.P\%}$ Calculé par la formule de Montanari:

$$X_{tc.P\%} = X_{\max.j.P\%} \cdot (tc/24)^b \dots\dots\dots (II.36)$$

Tableau II.16 Résultats du calcul de débit fréquentiel par la formule de Sokolvsky.

Période de retour	10	50	100	200	1000	10000
$X_{tc.P\%}$	42.13	56.72	63.02	69.26	84.86	107.95
$\alpha_{P\%}$	0.42	0.48	0.50	0.51	0.53	0.59
Qmax (m ³ /s)	120.99	195.70	229.68	260.37	338.38	488.40

• Formule de Giandotti

$$Q_{\max.P\%} = \frac{C.S.H_{tc.P\%} \sqrt{H_{moy} - H_{\min}}}{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}} \dots\dots\dots (II.37).$$

Avec :

C : coefficient topographique variant entre 66 et 166; dans notre cas est pris 166.

S : surface du B.V (Km²).

$H_{tc,p\%}$: pluie de courte durée .



- H_{moy} : altitude moyenne (m).
- H_{min} : altitude minimale (m).
- L_{cp} : longueur de thalweg principale (Km).

Tableau II.17 Résultats du calcul par la formule de Giandotti.

Période de retour	10	50	100	200	1000	10000
Qmax (m ³ /s)	292.74	394.12	437.90	481.26	589.66	1247.27

• Formule de Mallet-Gauthier :

$$Q_{max.P\%} = \frac{2.K.log(1 + 20P_{an}).S.\sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L_{CP}}} \dots\dots\dots (II.38)$$

- Avec : K : représente la géomorphologie du bassin versant comprise entre 1et 3, prise 2.
- T : période de retour (année).
- S : surface de bassin versant(Km²).
- P_{an} : précipitation moyenne interannuelle (mm).
- L_{cp} : longueur de talweg principal (Km).

Tableau II.18 Résultats de calcul par la formule de Mallet-Gauttier.

Période de retour	10	50	100	200	1000	10000
Qmax (m ³ /s)	1016.02	1446.99	1597.17	1734.39	2017.33	2363.95

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de formule de **Giandotti**, car du fait que cette méthode est très proche de la moyenne et c'est une formule qui d'usage très répandue chez les hydrologues dans les bassins a grande et moyenne superficie, celle-ci tient compte de plusieurs paramètres caractérisant le bassin versant et utilisée beaucoup en Algérie.

II.5.1 Hydrogrammes des crues

On utilisera la méthode de Sokolovsky pour tracer les hydrogrammes des crues :

$$Q_{montée} = Q_{max p\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 \dots\dots\dots (II.39)$$

$$Q_{déc} = Q_{max p\%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \dots\dots\dots (II.39)$$

- Avec : $Q_{max p\%}$: Débit maximum de fréquence donnée.
- t_m, t_d : Temps de montée et de décrue.
- Temps de base: $t_b = t_m + t_d$

On considère généralement que : $t_m = t_c = 6h$. Donc : $t_d = \gamma.t_m = 3.t_m = 18h$.

Alors : $t_b = 24H$.



Tableau II.19 Calcule des hydrogammes de crues pour différentes périodes de retour.

T (ans)	10	50	100	200	1000	10000
Fréquence%	10	2	1	0.5	0.1	0.01
Q_{max} p%	292.74	394.12	437.20	481.26	589.66	1247.27
0	0	0	0	0	0	0
1	8.13	10.95	12.14	13.37	16.38	34.65
2	32.53	43.79	48.58	53.47	65.52	138.59
3	73.19	98.53	109.30	120.32	147.42	311.82
4	130.11	175.16	194.31	213.89	262.07	554.34
5	203.29	273.69	303.61	334.21	409.49	866.16
6	292.74	394.12	437.20	481.26	589.66	1247.27
7	246.61	332.02	368.31	405.42	496.74	1050.73
8	205.60	276.80	307.06	338.00	414.14	876.00
9	169.41	228.08	253.01	278.51	341.24	721.80
10	137.74	185.44	205.71	226.44	277.44	586.85
11	110.28	148.47	164.70	181.30	222.13	469.86
12	86.74	116.78	129.54	142.60	174.71	369.56
13	66.81	89.95	99.78	109.83	134.57	284.66
14	50.20	67.58	74.97	82.52	101.11	213.87
15	36.59	49.27	54.65	60.16	73.71	155.91
16	25.70	34.60	38.38	42.25	51.77	109.50
17	17.22	23.18	25.71	28.30	34.68	73.36
18	10.84	14.60	16.19	17.82	21.84	46.20
19	6.27	8.45	9.37	10.32	12.64	26.73
20	3.21	4.33	4.80	5.28	6.47	13.69
21	1.36	1.82	2.02	2.23	2.73	5.77
22	0.40	0.54	0.60	0.66	0.81	1.71
23	0.05	0.07	0.07	0.08	0.10	0.21
24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

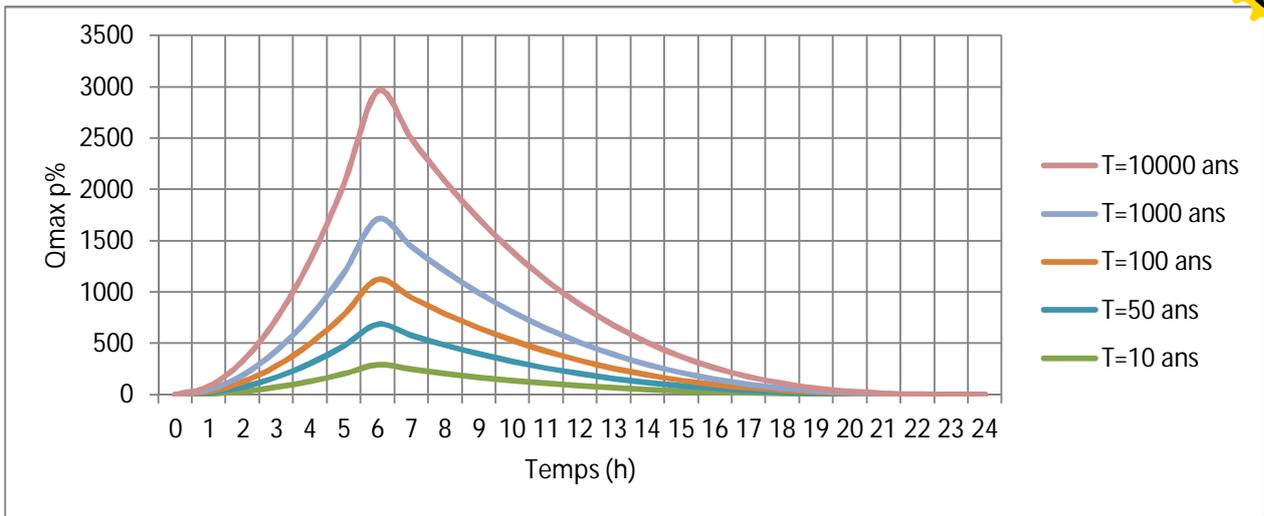


Figure II.16 Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour.

II.5.2 Choix de la crue du projet

La crue de projet d'un barrage est la crue dont l'importance et la probabilité sont choisies d'une manière à assurer la sécurité du barrage vis-à-vis d'une rupture par submersion et de ses conséquences. Donc le choix de cette crue constitue une des décisions importante qui doivent être prises lors de l'étude du projet. Ce choix résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultante.

Les critères de choix du débit des évacuateurs de crue ont été étudiés par la Federal Emergency Management Agency des États-Unis, le Comité national Australien des Grandes Barrages, l'institution of civil Engineers (Grande-Bretagne), le British Columbia Hydro (Canada), les Recommandations du ingénieur Civils, et d'autres organismes gouvernementaux. Ces règles prennent en compte l'importance du risque, la taille de projet et le type de barrage, elles doivent être considérées seulement comme des guides utilisés pour choisir la crue de projet convenable.

Le comité Australien des grandes barrages donne les recommandations suivantes : (Tableau : II.20 et II.21).

Tableau II.20 Catégories des dommages supplémentaires résultantes des crues.

Recommandation du Comité National Australien des Grands Barrages pour le calcul de la crue de projet		
Dommages élevés	Dommages importants	Dommages faibles
Pertes de vies envisagées en raison de la présence de populations ou d'autres centres d'activités à l'aval.	Pas de pertes de vie envisagées toutefois, Pas de développement urbain et de nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vie envisagées.
Pertes économiques considérables, dommages sérieux à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles. A des édifices publics et des centres d'habitation. Dommages au barrage lui-même et à d'autres	Pertes économiques appréciables : dommages à des routes ou voies ferrées secondaires, à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales bâtiments agricoles, terres , chemins vicinaux



réservoirs à l'aval.		
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité de source pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible. Perte indirectes faibles.

Tableau II.21 Crue de projet recommandée – probabilité de dépassement annuel.

Catégorie des dommages supplémentaires		Crue de projet		
		Probabilité de dépassement annuel		
Elevés	Pertes de vie Dommages considérables	PMF	à	1/10 000
Importants	Pas de pertes de vie Dommages importants	1/10 000	à	1/1000
Faibles	Pas de pertes de vie Dommages légers	1/1000	à	1/100

Dans notre cas ; sur la base des différentes recommandations nous considérons que les connaissances hydrologiques sont moyennes et le risque aval qu'est peut élever on opte pour la crue millénaire.

$$Q_{\max,p\%} = 589.66m^3/s.$$

II.5.3 Choix de la crue de chantier

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

Les barrages lors de la construction sont souvent protégés contre les crues ciquantennales ou même centennales, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 20 ans.

Vu toutes ces exigences on va choisir la crue (10 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et tour de prise.

D'où: $Q = Q_{\max, 10\%} = 292.74 m^3/s.$

II.6 Etude de Régularisation:

La régularisation a pour objectif la détermination de la capacité optimale de la retenue et le niveau correspondant qui permettent de réguliers les débits de barrage afin de satisfaire les besoins en AEP et l'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible.

Deux types de régularisation existent :

- Régularisation saisonnière.



- Régularisation interannuelle.

Les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- La répartition mensuelle de l'apport A80%.
- La répartition mensuelle de la demande en eau.
- La répartition mensuelle de l'évaporation et l'infiltration.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

Tableau II.22 Répartition mensuelle de l'apport 80%.

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	annuel
Apport (%)	5.47	7.87	9.44	14.92	14.77	13.17	11.6	9.99	7.04	3.09	0.76	1.88	100
Apport (Mm³)	1.05	1.51	1.81	2.86	2.84	2.53	2.23	1.92	1.35	0.59	0.15	0.36	19.2

Tableau II.23 Répartition mensuelle des besoins.

Besoins	Mois												Année
	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	
AEP	0.42	0.47	0.47	0.66	0.96	1.2	1.38	0.99	0.69	0.52	0.43	0.43	7.66
Irrigation	1.38	0.71	0	0	0	0	0	1.02	2.16	2.73	3.89	2.73	14.62
Total	2.01	1.28	0.51	0.78	1.15	1.44	1.62	2.22	3.07	3.62	4.77	3.53	23.28

II.6.2 Courbe Capacité-Hauteur-Surface

Le calcul approximatif des volumes a été fait par l'expression suivante :

$$V_n = V_{n-1} + \left(\frac{S_{n-1} + S_n}{2} \right) \Delta H \dots\dots\dots (II.41)$$

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

- S_n : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_n (m²).

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

- V_n : Volume d'eau correspondant à la courbe de niveau H_n (m³).

Tableau II.24 Coordonnée des courbes Capacité-Hauteur-Surface.

H(m)	Surface(Km ²)	Volume(Hm3)
510	0	0
515	0.02	0.2
520	0.12	0.8
525	0.22	1.5
530	0.4	2.8
535	0.65	5.6
540	0.88	9.9
545	1.3	15.4
550	1.68	22.5
555	2.1	32.5
560	2.54	43.2
565	3.16	55.1
570	3.79	75

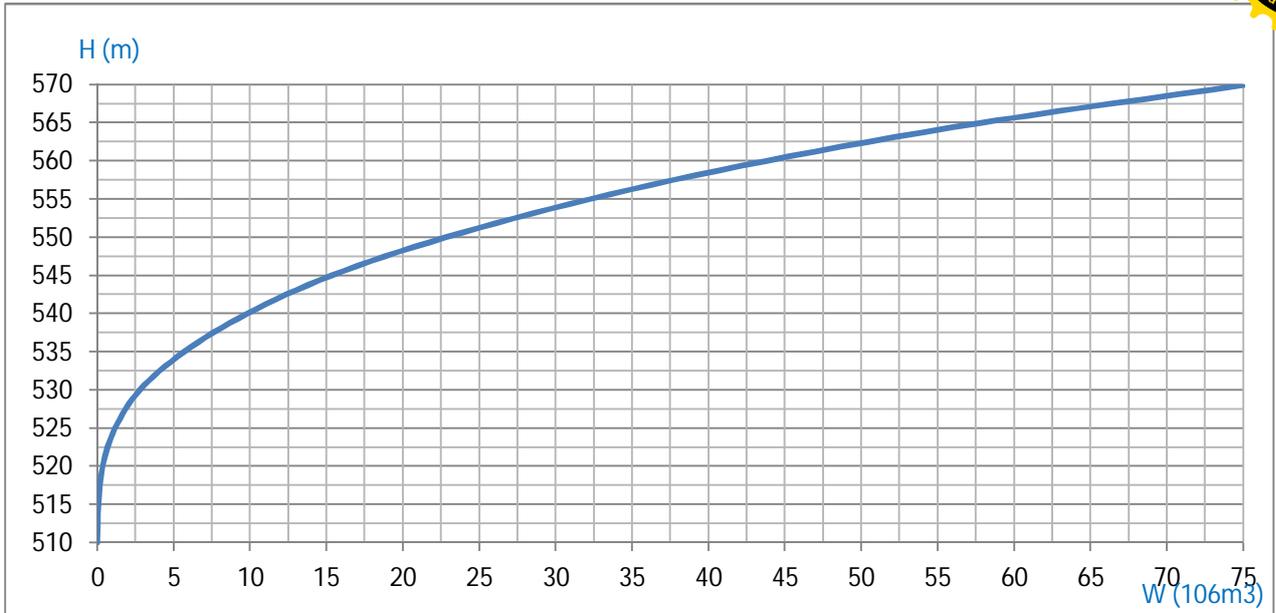


Figure II.17 Courbe capacité - hauteur.

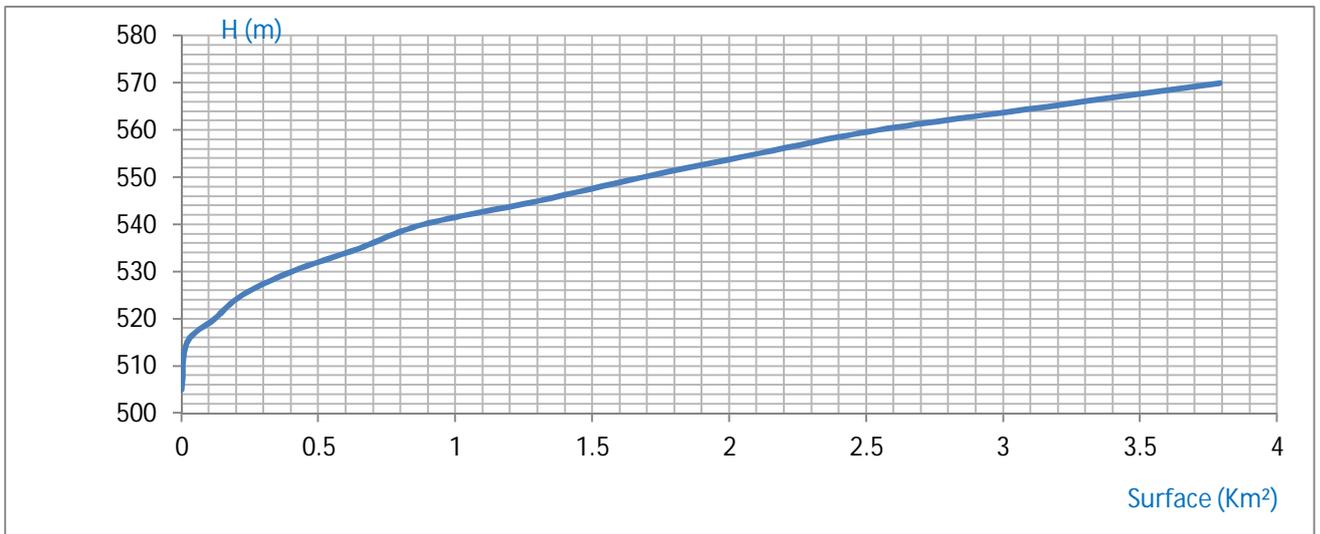


Figure II.18 Courbe surface – hauteur.

II.6.3 Calcul de volume utile

Dans notre étude la consommation dépasse l’apport, alors on fait une régularisation interannuelle utilisant la méthode de Kristly-Menkel :

$$Vu_{int} = (\beta_s + \beta_{plur}) W_0 = V_s + V_{int} \dots\dots\dots (II.42)$$

Avec:

β_s : composant saisonnière du volume utile.

β_{plur} : composant pluriannuelle de volume utile.

W_0 : apport moyen interannuel.

a. Composante saisonnière :

$$\beta_s = \alpha (T_{ét} - W_{ét}) \dots\dots\dots (II.43)$$

α : coefficient de régularisation.

$T_{ét}$: période relative de l’été au cours de l’année.



$$T_{\acute{e}t} = \frac{N_{\acute{e}t}}{12} \dots\dots\dots (II.44)$$

N_{ét} : nombre de mois ou la consommation est inférieure de l'apport.

$$T_{\acute{e}t} = \frac{5}{12} = 0.417$$

$$W_{\acute{e}t} = \frac{\sum_1^{N_{\acute{e}t}} W_m}{\sum_1^{12} W_{pm}} \dots\dots\dots (II.45)$$

Avec : W_{ét} : volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année.

$\sum_1^{N_{\acute{e}t}} W_m$: Apport pendant la période d'étiage.

$$\sum_1^{N_{\acute{e}t}} W_m = 4.37 Hm^3$$

$\sum_1^{12} W_{pm}$: Apport total pendant les 12 mois de l'année.

$$\sum_1^{12} W_{pm} = 23.28 Hm^3$$

Alors : $\beta_s = 0.9 * (5/12 - 4.37/23.28) = 0.206$

b. Composante pluriannuelle :

$$\beta_{Plur} = \max (D) = \max [(\alpha - K_{p\%}^{(n)}) . n] \dots\dots\dots (II.46)$$

Avec : α : coefficient de régularisation.

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

$$K_{p\%}^{(n)} = Fp_{\%} C_v^{(n)} + 1$$

Fp_% : la probabilité en fonction de P_% et Cs

$$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}} \text{ et } C_s^{(n)} = \frac{C_s}{\sqrt{n}}$$

Alors : $\beta_{Plur} = 1.801$. (Voir annexe II.3)

Et $V_{uint} = (0.206 + 1.801) 23.28 = 46.700 Hm^3$

$V_{NNR} = V_u + V_m = 52.772 Hm^3$

D'après la courbe capacité-hauteur on trouve la cote

$NNR = 563.72 \text{ m.NGA.}$

II.7 Laminage des crues

Le calcul de laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement, ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et les débits progressifs de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue.

II.7.1 Principe de laminage

Volume entrant = volume emmagasiner + volume sortant

$$Q.dt = q.dt + S.dh$$

Où : Q : le débit entrant de la crue.

q : le débit déversé par l'évacuateur de crue.

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

Le débit cumulé à l'instant t est:



$$Q - q = S \cdot \left(\frac{dh}{dt} \right)$$

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

II.7.2 Méthode de Kotcherine

La méthode se base sur les principes suivants:

- l'hydrogramme de crue est considérée comme un triangle ou un trapèze.
- les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau (NNR)
- les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

II.7.2.1 Calcul du débit déversant pour différents valeurs de h_d et b

Le procédé de calcul consiste à :

- Donner des différentes valeurs des lames d'eau h_d ,
- Définir la cote PHE pour chaque lame,
- A l'aide de la courbe capacité-hauteur ; on détermine le volume V_{PHE} relatif à chaque PHE.
- Définir le volume en charge pour chaque lame.
- Déterminer le volume de la crue pour l'hydrogramme ayant une forme triangulaire :

$$V_f = 0.5 \cdot Q_{max,p\%} \cdot t_b \dots\dots\dots (II.47)$$

- A l'aide de la formule

$$q_{maxp\%} = Q_{maxp\%} \cdot (1 - V_f / V_{cr}) \dots\dots\dots (II.48)$$

Déterminer le débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame h_d .

Les résultats de calcul de laminage sont représentés dans le tableau II.35 (voir l'annexe).

La figure II.35 suivante résume les différentes étapes de calcul du laminage

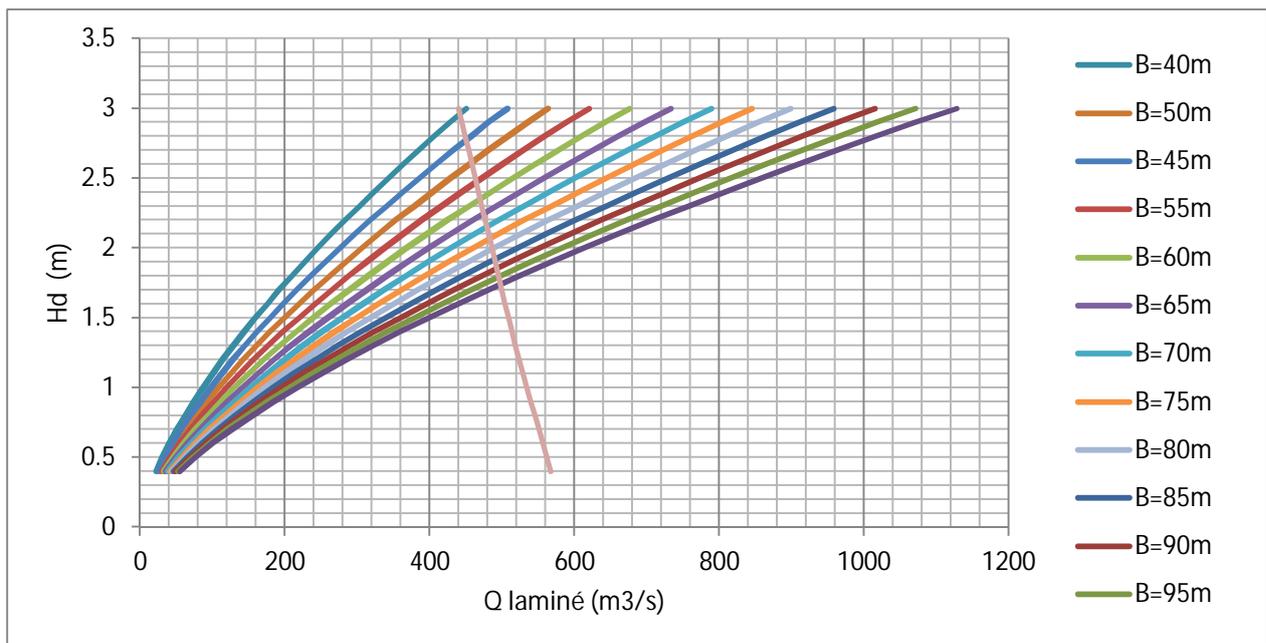


Figure II.19 Courbes de $H = f(Q, q)$



Les résultats de calcul de laminage sont représentés dans l'annexe II.4

Tableau II.25 Lame déversantes pour différentes largeurs de déversoir.

Largeur (m)	Hauteur(m)	Q Laminé (m3/s)
40	2.9	440
45	2.75	450
50	2.63	458
55	2.45	465
60	2.35	472
65	2.25	476
70	2.15	480
75	2.07	484
80	1.98	488
85	1.92	490
90	1.86	493
95	1.80	495
100	1.74	499

II.8 Etude d'optimisation

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

III.8.1 Calcul de la revenche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la cote des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues, de la vitesse du vent et la vitesse de propagation des vagues dans le barrage.

La revenche minimal est calculé par la relation suivante :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (II.49)$$

La hauteur des vagues est estimé à l'aide des formules suivantes :

a) Formule de STEVENSON-AILLARD

$$H=0.75+0.34 F^{0.5}-0.26 F^{0.25} \dots\dots\dots (II.50)$$

Avec : F : le fetch F=3.83 Km.

b) Formule de MOLITOR

$$H=0.75+0.032(U.F)^{0.5}-0.27F^{0.25} \dots\dots\dots (II.51)$$

Avec : U : vitesse de vent. U = 14.76Km/h.

c) Formule de MALLET-PAQUENT

$$H=0.5+0.33F^{0.5} \dots\dots\dots (II.52).$$

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

$$V=1,5+2H \dots\dots\dots (II.53)$$



H : hauteur des vagues (m).

Tbleau II.26 Résultats de calcul de la revenche par les différentes formules.

Formule	H (m)	V (m/s)	R (m)
STEVENSON-AILLARD	1.05	3.6	1.71
MOLITOR	0.63	2.75	1.02
MALLET-PAQUANT	1.14	3.78	1.87
Formule simplifiée	$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F}$		1.60

Pour des raisons de securité on prend : R = 1.87m

II.8.2 Calcul de largeur en crête

La largeur en crete peut etre calculée par les formules suivantes :

a. Formule de KNAPEN : $b_{cr} = 1.65 \sqrt{Hb}$ (II.54)

b. Formule de F-PREECE: $b_{cr} = (1.1 \sqrt{Hb}) + 1$ (II.55)

c. Formule simplifiée : $b_{cr} = 3,60 \sqrt[3]{H_b} - 3$ (II.56)

d. Formule pratique : $b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{Hb}$ (II.57)

Avec : Hb : hauteur du barrage (m).

$$Hb = NNR - Cf + Hd + R + t .$$

NNR : niveau normal de retenue (563.72m).

Cf : cote de fond du barrage. (Cf=505m).

Hd : hauteur déversante (m).

R : la revenche. (R=1.87m).

t : tassement.(m).

Le tassement est calculé par la formule suivante :

$$t = 0,015 H_b \text{ (II.58)}$$

D'où : t = 0.91m

Tableau II.27 Calcul de largeur en crête pour les différentes largeurs du barrage.

B (m)	H _b	KNAPPEN	PREECE	Formule Pratique	Formule Simplifiée	Moyenne
40	64.4	13.24	8.83	5.81	11.43	9.83
45	64.25	13.23	8.82	5.81	11.42	9.82
50	64.13	13.21	8.81	5.81	11.41	9.81
55	63.95	13.19	8.80	5.80	11.40	9.80
60	63.85	13.18	8.79	5.80	11.39	9.79
65	63.75	13.17	8.78	5.80	11.38	9.78
70	63.65	13.16	8.78	5.79	11.37	9.78
75	63.57	13.16	8.77	5.79	11.37	9.77
80	63.48	13.15	8.76	5.79	11.36	9.77
85	63.43	13.14	8.76	5.79	11.36	9.77
90	63.32	13.13	8.75	5.79	11.35	9.75
95	63.26	13.12	8.75	5.78	11.34	9.75
100	63.2	13.12	8.74	5.78	11.34	9.75

La largeur en crête adapté est de : **b_{cr}**=10m



II.8.3 Calcul du coût approximatif de la digue

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on calcul les volumes de la digue correspondantes aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules suivantes :

$$Vb = \sum Vi \dots\dots\dots (II.69)$$

Avec : $V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots (II.60)$

Vi : le volume de barrage à la cote i.

Li : distance entre deux coupes voisines.

Si : section transversale correspondante à la coupe i, donnée par la formule :

$$S_i = \frac{b + Bi}{2} \cdot H_i \dots\dots\dots (II.61)$$

Bi : largeur de base, donnée par : $Bi = (m_1 + m_2)H_i + b \dots\dots\dots (II.62)$

m₁, m₂ : fruits de talus amont et aval du barrage. (m₁= 3, m₂=2.5).

Hi : hauteur de la tranche au point i, donnée par :

$$H_i = NNR - Cf + R + Hd + t \dots\dots\dots (II.63)$$

Les volumes et de la digue pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.28 Volumes et coûts de barrages pour différentes largeurs de déversoir

B (m)	Hb (m)	Vb (10 ⁶ m ³)	Coût (10 ⁶ DA)
40	64.4	1.634	653.482
45	64.25	1.624	649.448
50	64.13	1.616	646.231
55	63.95	1.604	641.422
60	63.85	1.597	638.759
65	63.75	1.590	636.102
70	63.65	1.584	633.452
75	63.57	1.578	631.336
80	63.48	1.572	628.961
85	63.43	1.569	627.643
90	63.32	1.562	624.750
95	63.26	1.558	623.175
100	63.2	1.554	621.603

II.8.4 Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues

a. Coût du déversoir

On opte pour le déversoir type **Greager**, ce dernier s'adapte mieux à l'écoulement de la lame d'eau qui épouse toujours ce type de profil, pour diminuer le danger des phénomènes hydraulique qui peuvent engendrer des dégâts important et provoquant la stabilité de l'ouvrage.

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 :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \dots\dots\dots (II. 64)$$

H : Charge sur le seuil;



Y : Ordonnée du profil (m);

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera :

$$V_d = S * B \dots\dots\dots (II.65)$$

S : Section transversale (m²).

B : Largeur De déversoir (m).

En fixant le mètre cube de béton à 25000 DA et de remblai à 400 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.29 Résultats de calcul de coût de déversoir pour différentes largeurs déversantes.

B (m)	Hd (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coût (DA)
40	2.9	10.90	436.00	10.90
45	2.75	11.37	511.65	12.79
50	2.63	11.79	589.50	14.74
55	2.45	12.47	685.85	17.15
60	2.35	12.90	774.00	19.35
65	2.25	13.85	900.25	22.51
70	2.15	14.27	998.90	24.97
75	2.07	14.79	1109.25	27.73
80	1.98	15.16	1212.80	30.32
85	1.92	15.55	1321.75	33.04
90	1.86	15.96	1436.40	35.91
95	1.8	15.32	1455.40	36.39
100	1.74	16.40	1640.00	41.00

b. Coût du coursier

On opte pour un coursier de section rectangulaire avec une longueur approximative de 280 m (carte topographique).

Le volume du béton de coursier est calculer par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{Béton}} \cdot L_{\text{coursier}} \dots\dots\dots (II.66)$$

Les épaisseurs du radier et des murs bajoyer sont pris respectivement de 1m et 0.7m.

La largeur de coursier est donnée par :

$$b_{\text{coursier}} = (Q_{d,\text{max}})^{0.4} \dots\dots\dots (II.67)$$

Tableau II.30 Résultats de calcul du coût de coursier.

B (m)	Q (m ³ /s)	b coursier (m)	S béton (m ²)	V béton (m ³)	Coût (M DA)
40	440	11.413	14.213	3979.502	9.949
45	450	11.516	14.316	4008.356	10.021
50	458	11.597	14.397	4031.164	10.078
55	465	11.668	14.468	4050.925	10.127
60	472	11.738	14.538	4070.509	10.176
65	476	11.777	14.577	4081.622	10.204
70	480	11.817	14.617	4092.678	10.232
75	484	11.856	14.656	4103.680	10.259
80	488	11.895	14.695	4114.627	10.287
85	490	11.915	14.715	4120.080	10.300
90	493	11.944	14.744	4128.235	10.321
95	495	11.963	14.763	4133.655	10.334
100	499	12.002	14.802	4144.456	10.361

c. Coût de canal d’approche

Le canal d’approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes d’énergie et guider calmement la crue vers le seuil déversant, supposant sa forme est rectangulaire avec une charge d’eau H, une revanche de 2m et hauteur de pelle de 1m.

La hauteur totale du mur est déterminer par :

$$H_{ca} = H + R + P \dots\dots\dots (II.68)$$

Le volume du canal d’approche est déterminer par :

$$V = S \cdot e = L \cdot H_{ca} \cdot e \dots\dots\dots (II.79)$$

Avec : L : déterminée dans carte topographique de site. L=150m. e : prise 0.5m.

Tableau II.31 Résultats du calcul de coût du canal d’approche pour les différentes largeurs.

B (m)	H _{ca} (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coût (M DA)
40	5.9	708	354	8.85
45	5.75	690	345	8.625
50	5.63	675.6	337.8	8.445
55	5.45	654	327	8.175
60	5.35	642	321	8.025
65	5.25	630	315	7.875
70	5.15	618	309	7.725
75	5.07	608.4	304.2	7.605
80	4.98	597.6	298.8	7.47
85	4.92	590.4	295.2	7.38
90	4.86	583.2	291.6	7.29
95	4.8	576	288	7.2
100	4.74	568.8	284.4	7.11

Tableau II.32 Récapitulatif des coûts totaux.

B (m)	Hd (m)	Digue	Déversoir	Coursier	Canal d’approche	Evacuateur	Coût total (M DA)
40	2.9	653.482	10.9	9.949	8.85	29.699	683.181
45	2.75	649.448	12.79	10.021	8.625	31.436	680.884
50	2.63	646.231	14.74	10.078	8.445	33.263	679.494

55	2.45	641.422	17.15	10.127	8.175	35.452	676.874
60	2.35	638.759	19.35	10.176	8.025	37.551	676.310
65	2.25	636.102	22.51	10.204	7.875	40.589	676.691
70	2.15	633.452	24.97	10.232	7.725	42.927	676.379
75	2.07	631.336	27.73	10.259	7.605	45.594	676.930
80	1.98	628.961	30.32	10.287	7.47	48.077	677.038
85	1.92	627.643	33.04	10.3	7.38	50.72	678.363
90	1.86	624.75	35.91	10.321	7.29	53.521	678.271
95	1.8	623.175	36.39	10.334	7.2	53.924	677.099
100	1.74	621.603	41	10.361	7.11	58.471	680.074

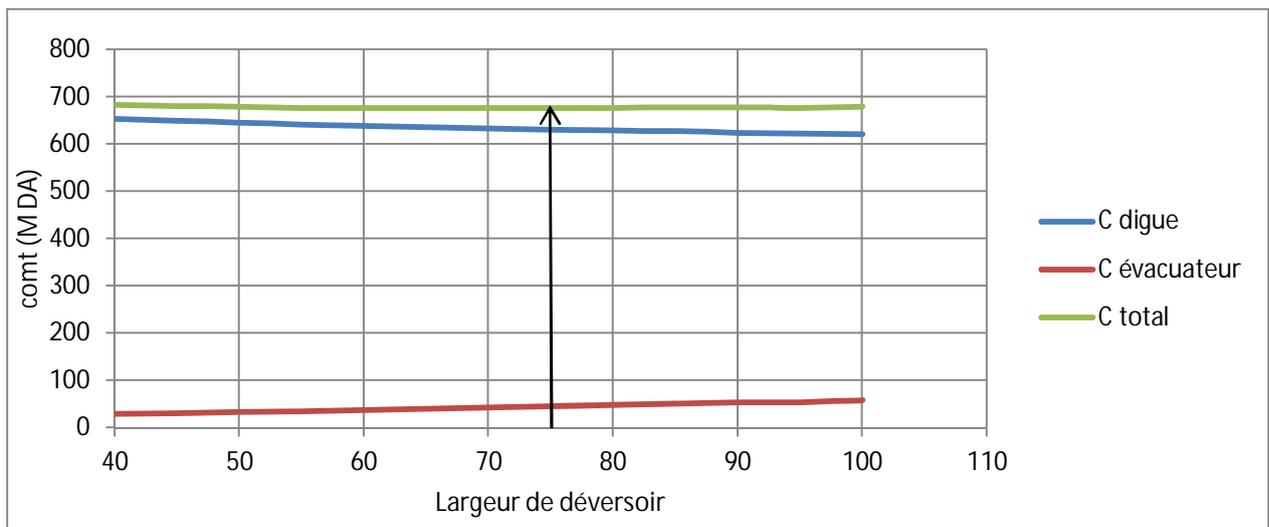


Figure II.20 Courbe d'optimisation (digue-évacuateur de crues).

D'après l'étude d'optimisation on a trouvé les résultats suivants :

Largeur déversante	Lame déversante	Débit déversant	Hauteur du barrage	Côte en crête
B= 60m	Hd=2.35m	q= 472m ³ /s	Hb=63.85m	568.85m

Conclusion :

Au terme de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage, à savoir les caractéristiques hydro-morphologiques et hydromorphométriques du bassin versant ainsi que les caractéristiques du futur barrage.

Les résultats de calcul hydrologiques sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.33 Récapitulatif des caractéristiques du barrage

Denominations	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	5.024
Volume utile	Mm ³	46.048
Volume au NNR	Mm ³	52.772



Cote du fond	m NGA	510
Cote NVM	m NGA	536
Cote NNR	m NGA	563.72
Cote NPHE	m NGA	566.07
Cote en crête	m NGA	568.85
Largeur en crête	m	10
Largeur du déversoir	m	60
Charge déversante	m	2.35



Chapitre III :

Etude des variantes de l'évacuateur des crues



III.1 Généralités

L'évacuateur de crue est un élément essentiel pour la sécurité du barrage, il doit évacuer le débit de la crue de dimensionnement sans mettre la stabilité de l'ouvrage en jeu, car la submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux, alors l'évacuateur est un ouvrage vital pour la sécurité du barrage notamment en remblai.

La classification des évacuateurs de crues est faite suivant différents critères :

1. Selon le fonctionnement hydraulique :
 - Evacuateur de surface :
 - Central découvert.
 - Evacuateur latéral : -Entonnement frontal
 - Entonnement latéral.
 - En puits à galerie d'évacuation.
 - Evacuateur en charge :
 - Evacuateur habituel, incorporé dans le corps d'un barrage en béton.
 - Evacuateur siphon (à tour ou incorporé dans le corps du barrage en béton).
 - Evacuateur vidange combiné à la vidange de fond.
2. Emplacement de l'évacuateur par rapport à la digue :
 - Evacuateur central.
 - Evacuateur latéral.

II.2 Choix de type d'évacuateur

Le choix du type de l'évacuateur de crue dépend essentiellement des conditions topographiques et géologiques du site et du coût de l'ouvrage pour la sécurité aval de la digue.

D'autres facteurs considérables dans le choix de l'évacuateur telle que :

- Type du barrage.
 - La qualité des prévisions des crues.
 - La sismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation.
 - Les conditions d'exploitation.
-
- ✓ Résultats de calcul de laminage des crues : (débit déversant : $q_{0.1\%}=472 \text{ m}^3/\text{s}$).
 - Hauteur déversant : $H_d = 2.35\text{m}$.
 - Largeur déversant : $B = 60\text{m}$.
 - Côte NNR : 563.72m.
 - ✓ Type du barrage : Barrage en enrochement à noyau central. (source ANBT).
 - ✓ Conditions topographiques du site du barrage :
 - Pente des rives suivant l'axe de la digue: -rive droite 51%, -rive gauche 18% (Favorable).
 - ✓ Conditions géologique :

Les roches du versant gauche de la vallée sont présentées par des calcaires de sous-étage de Maastricht inférieur de bonne résistance et dures de densité $2.48\text{g}/\text{cm}^3$ et de porosité 8.2%.

Tenant compte des facteurs précédents on va exclure les variantes des évacuateurs en charge et en puits, vu de l'importance de débit à évacuer, le risque de saturation et réajustement impossible.

On ne peut pas avoir un évacuateur de crue sur la digue à cause de :

- l'ouvrage sur la digue est instable nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots de coursier.
- un ouvrage coûteux par les précautions à perdre au niveau de coursier, bassin de dissipation et au pied de barrage.
- déformation et déplacement dues au tassement.
- hauteur du barrage qui dépasse 50m. (Tassement important).

La variante de l'évacuateur de crues de surface latérale sur la rive gauche est la plus répondue aux différents critères de choix.

L'installation d'un évacuateur de crues à entonnement frontal sur la rive gauche avec un seuil déversant rectiligne de longueur 60m nécessite un volume de déblai très important, alors que si on adoptera d'autres formes plus complexes si le coût est économique.

La figure suivante montre quelque type spécial du seuil déversant d'un évacuateur latéral à entonnement latéral.

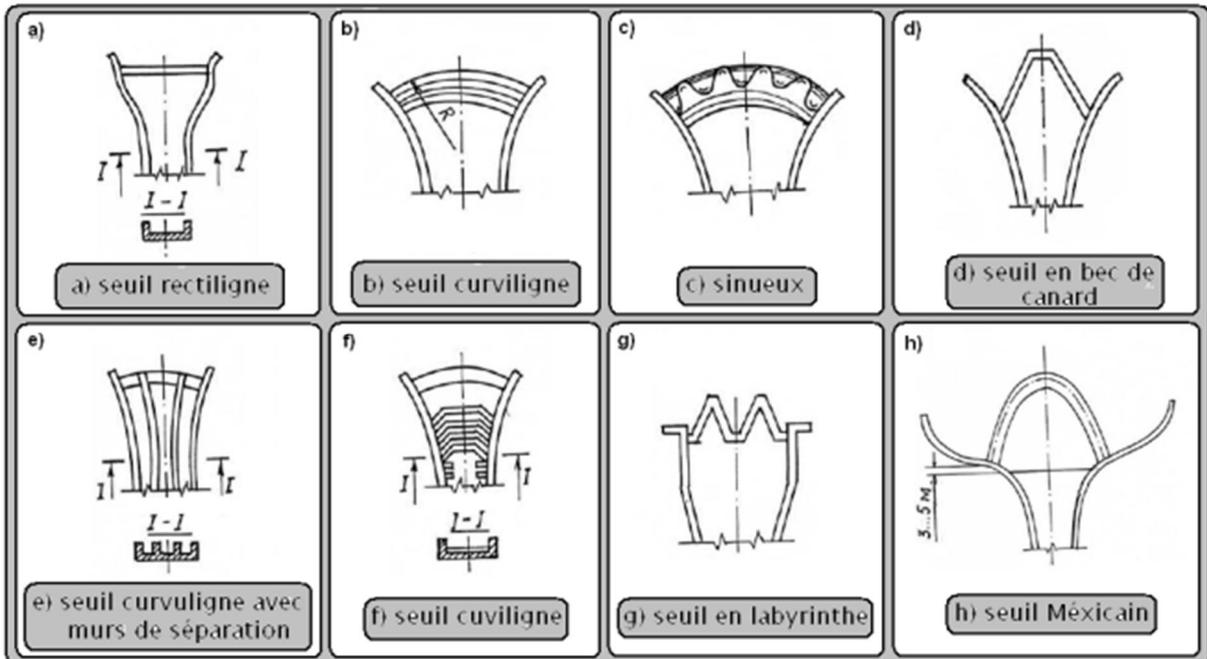


Figure III.1 Formes du seuil en plan de déversoir.

Dans le choix de la forme du seuil en plan on se basant sur le plus économique, vu le volume d'excavations le moindre, on a exclu les types de seuil rectiligne et curviligne et on a opté d'étudier le seuil en bec de canard.

Choix de l'axe de l'évacuateur de crues

L'axe de l'évacuateur de crues doit être :

- le plus court possible (économique).
- les courbes de niveaux perpendiculaires à l'axe de l'évacuateur.

- suffisamment éloigné du pied aval de la digue.
- rectiligne si possible.

D'après les conditions géologiques, topographiques et économiques, s'impose d'étudier deux variantes qui sont :

- ✓ Evacuateur latéral à entonnement latéral.
- ✓ Evacuateur latéral à déversoir en bec de canard.

III.3 Evacuateur latéral à entonnement latéral

L'évacuateur de crue latéral constitue des éléments suivants :

- Canal d'aménée
- Un déversoir.
- Auge de réception (boite).
- Chenal d'écoulement.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Canal de fuite (canal de restitution).

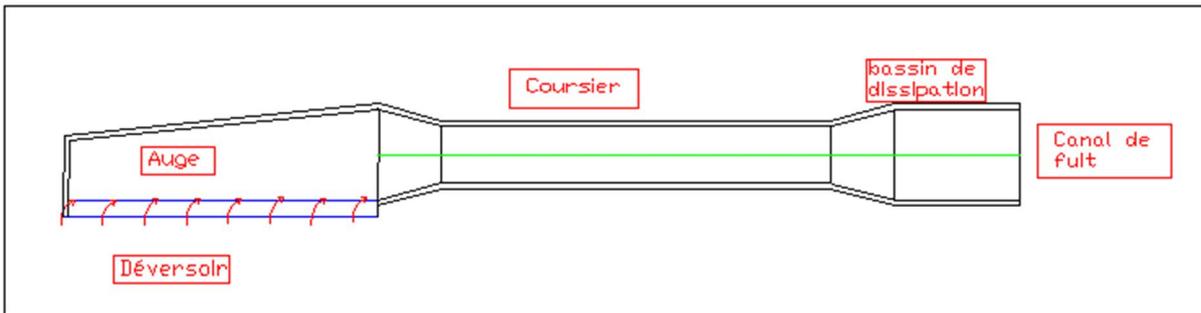


Figure III.2 description de l'évacuateur de crue latéral.

III.3.1 Canal d'aménagé

✓ Vitesse d'approche

La vitesse dans le canal d'approche est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{Q}{S} \dots \dots \dots (III.1)$$

Avec : Q : Débit à évacuer (m³/s).

S : section mouillée (section rectangulaire en m²).

$$S = (P+ H)*B \dots \dots \dots (III.2)$$

H : Charge déversant.

B : Largeur de déversoir.

P : Hauteur de pelle. $0.4 < \frac{P}{H} \leq 1.6$



On va prendre : $\frac{P}{H} = 1,2$ et $P = 2.82$ m. $\rightarrow P=3$ m

$$V = \frac{472}{321} = 1.47 \text{m/s.}$$

$V < V_{adm}=3.10$ m/s. (voir l'annexe III.1), Alors pas de risque d'érosion.

III.3.2 Déversoir et canal latéral

Les propriétés de l'écoulement dans un déversoir est dépendant de la forme géométrique de ce dernier, pour cela on a opté pour un déversoir à paroi mince de profil Creager pour éviter le phénomène de cavitation.

a. Quadrant aval

Les coordonnées du profil déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression suivante :

$$\frac{y}{H} = 0.47 * \left(\frac{x}{H}\right)^{1.85} \dots\dots\dots (II.3)$$

Tableau III.1 coordonnées du quadrant aval de déversoir type Creager.

X/H	Y/H	Y'/H
0.000	0.296	-1.953
0.235	0.085	-1.887
0.470	0.016	-1.814
0.705	0.000	-1.739
0.940	0.016	-1.650
1.410	0.141	-1.457
1.880	0.345	-1.201
2.350	0.602	-0.893
2.820	0.924	-0.515
3.290	1.328	-0.071
3.995	2.052	0.717
4.700	2.902	1.629
5.875	4.606	3.525
7.050	6.636	5.875
8.225	8.972	8.601

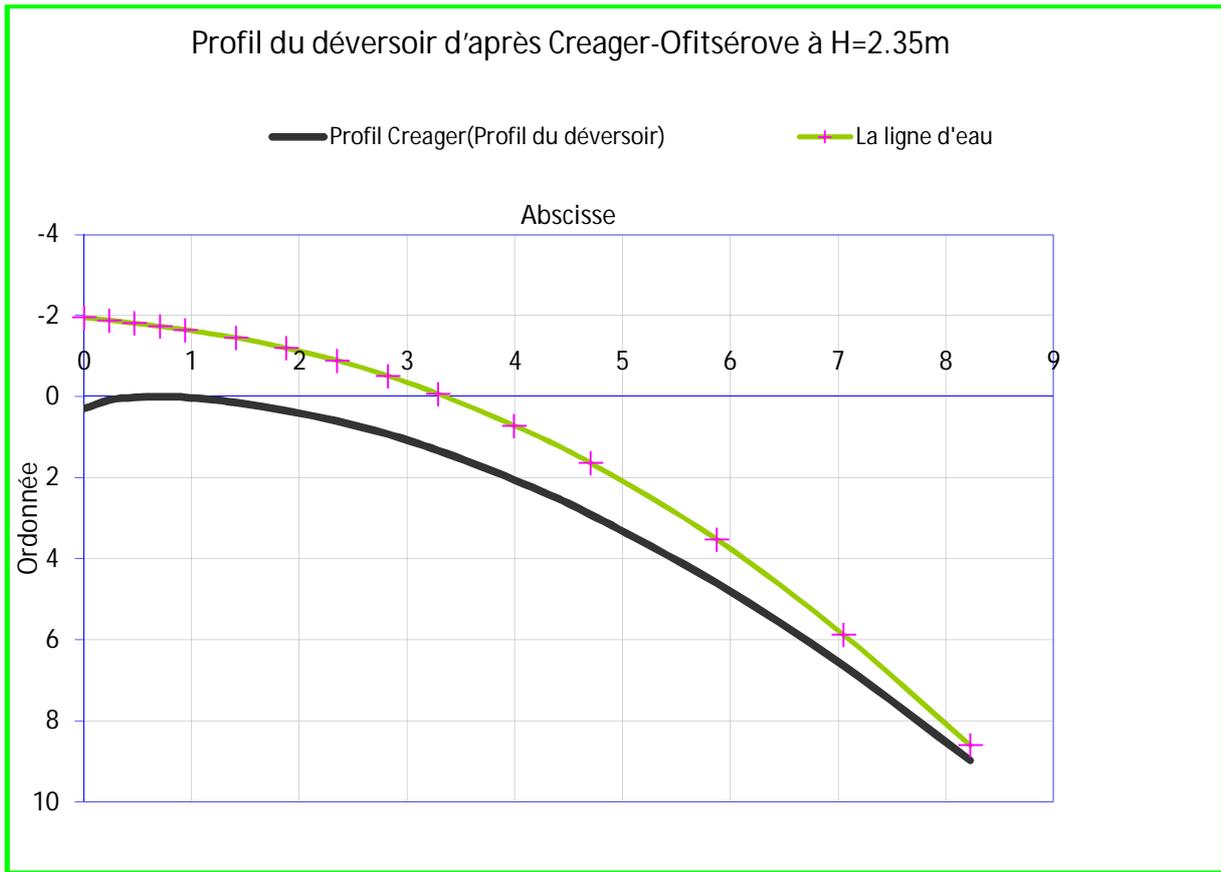


Figure III.3 Profil déversoir type Creager (H=2.35m).

b. Quadrant amont

La figure suivante présente la proposition pour le parement amont du l'USCE (United States Army, Corps of Engineers), 1958. La courbe de la crête se compose de trois arcs circulaires.

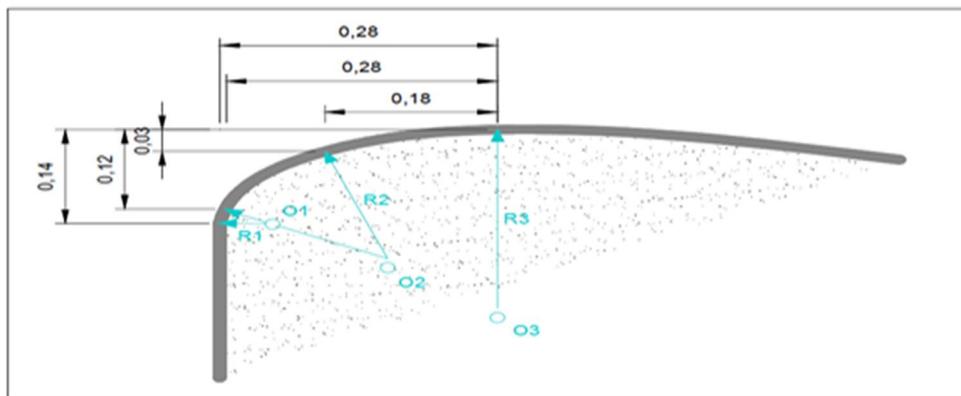


Figure III.4 Détail du quadrant amont. ($H_d=1$ m.)

Le tableau suivant montre les origines O, rayons de courbure R et domaines de validité relatifs à H_d pour le quadrant amont.

Tableau III.2 Détail quadrant amont de déversoir (Les origines O, rayons de courbure R)

I	O _i	R _i
1	(-0.5682/-0.3196)	0,094
2	(-0.2467/-0.5146)	0,47
3	(0/-1,175)	1.175

Le parement amont peut être modifié en ménageant une saillie, c.-à-d. une masse importante peut être éliminée si elle n'est pas requise pour la stabilité de l'ensemble de la structure.

Selon l'USCE les recommandations pour le déversoir à parement amont surplombant sont :

$$\frac{M}{N} = 0.5 \text{ et } \frac{M}{H_d} \geq 0.6 .$$

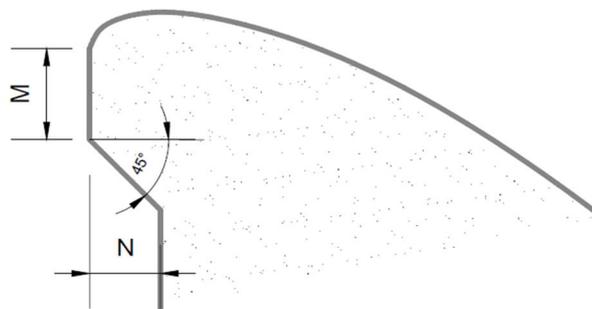


Figure III.5 Déversoir à parement amont surplombant.

On prend : M = 1.5m, et N = 1m.

Alors : $\frac{M}{H_d} > 0.6$

c. Rayon de raccordement du déversoir

Dans le cas où P < 10 m on prend R = 0.5* P.

On a : P = 3 m < 10 m.

D'où : R = 0.5*3 ce qui donne : R = 1,5 m.

d. Calcul hydraulique

Au point de vue hydraulique des auge prismatiques sont préférables, mais pour des raisons économiques on a choisie de dimensionner une auge divergente en direction de l'écoulement.

Etapas du calcul :

- On divise la largeur déversante en 10 tronçons et on établit les distances partielles de l'origine jusqu'à chaque site x_i.
- On fixe la vitesse moyenne de l'eau au bout de la tranchée et celle de la fin, en suit en détermine les vitesses moyennes aux différents sites x_i.



Débits spécifique :

$$q = \frac{Q}{B} \dots\dots\dots (III.4)$$

$$q = \frac{472}{60} = 7.87m^3 / s.ml.$$

Le débit de chaque site est déterminer par :

$$Q_i = q * x_i \dots\dots\dots (III.5)$$

La vitesse de chaque site x_i :

$$V_i = V_{in} + a(x_i - 1) \dots\dots\dots(III.6)$$

$$a = \frac{V_f - V_{in}}{L - 1} \dots\dots\dots(III.7)$$

a : Coefficient de proportionnalité.

$$\text{On a: } V_{in} = (3 \div 5) m / s. \quad \longrightarrow \quad V_{in} = 4m/s.$$

$$V_f = (8 \div 10) m / s. \quad \longrightarrow \quad V_f = 10m/s.$$

$$a = \frac{10 - 4}{60 - 1} = 0.010$$

$$\text{Section mouillée aux sites } x_i: \quad S_i = \frac{Q_i}{V_i} \text{ (m}^2\text{)}.$$

Largeur du canal de restitution aux sites x_i :

$$b_i = L_1 + \frac{x_i * (L_0 - L_1)}{L} \dots\dots\dots (III.8)$$

Largeur du coursier :

$$L_c = Q^{0.4} = 472^{0.4} = 11.74 \text{ m. Pour éviter le phénomène de cavitation on opte pour } L_c = 15m.$$

Selon la topographie on prend les rapports suivants : $\frac{L_0}{L_c} = 1$ et $\frac{L_1}{L_0} = 0.75$.

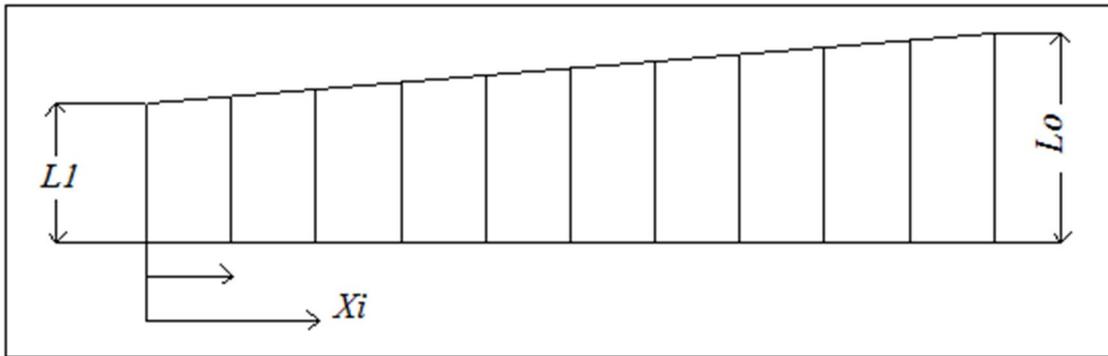


Figure III.6 Tranches de calcul de la largeur déversante.

Profondeur d'eau aux sites :

$$h_i = \left(\frac{b_i + \sqrt{b_i^2 + 4mS_i}}{2m} \right) \dots \dots \dots (III.9)$$

Avec m : pente du profile déversoir assimilé à un plan (m=1/3).

Pente du fond de chaque site :

$$I_i = \frac{V_i^2}{C_i^2 * R_i} \dots \dots \dots (III.10)$$

V_i : Vitesse moyenne aux sites x_i .

R_i : Rayon hydraulique à chaque site x_i .

C_i : Coefficient de charge à chaque site x_i .

$$C_i = \frac{1}{n} * R^{1/6} \dots \dots \dots (III.11)$$

n : Coefficient de Manning en (s/m^{1/2}). Pour le béton on prend n=0.013 s/m^{1/2}.

Pertes de charge de chaque site :

$$\Delta h_i = I_i * \Delta X_i \dots \dots \dots (III.12)$$

Avec : $\Delta X_i = X_i - X_{i-1}$.

Une fois que nous avons déterminé les hauteurs d'eau h_i et les pertes de charge de chaque tronçon, on détermine les côtes de la surface libre et les côtes du fond de la tranchée.

Tableau III.3 Récapitulatif du calcul du canal latéral.

Tronçon	X_i (m)	H_i (m)	Δh_i (m)	Côte P.E (m)	Côte du fond (m)
1	6	0.969	0.026	561.27	560.31
2	12	1.605	0.019	561.75	560.15
3	18	2.040	0.018	562.08	560.04
4	24	2.345	0.019	562.28	559.93
5	30	2.561	0.021	562.37	559.81



6	36	2.716	0.023	562.41	559.69
7	42	2.825	0.025	562.37	559.55
8	48	2.900	0.028	562.26	559.36
9	54	2.962	0.032	562.22	559.26
10	60	2.981	0.034	562.05	559.07

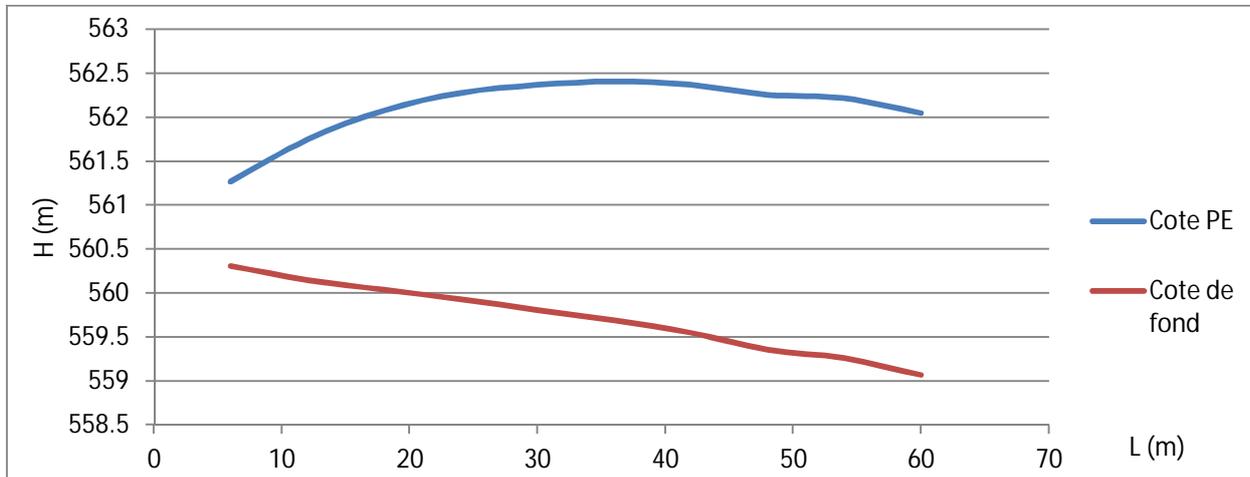


Figure III.7 Profil en longe du canal latéral. (P.E : Plan d'eau)

e. Hauteurs des murs bajoyers

Pour le canal latéral la hauteur des murs bajoyers doit être au même niveau que celle de la crête de la digue (568.85m).

III.3.3 Chenal d'écoulement

Les conditions topographiques du site nécessitent de projeter un chenal d'écoulement qui suit directement l'auge de déversoir, ce dernier il est de forme prismatique de longueur de 100m, largeur 15m, et une pente de 0.2%. Le régime d'écoulement doit être fluvial où la pente du fond est inférieure à la pente critique. (Courbe de remous type **M1**)

a. Profondeur critique

La profondeur critique pour une section rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q_{max,p\%}^2}{g * b^2}} \dots\dots\dots (III.13)$$

Alors : $h_c = 4.65m$.

b. Pente critique

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q_{max,p\%} * (b + 2h_c)^{3/2}}{K(b * h_c)^{5/3}} \right) \dots\dots\dots (III.14)$$

$$I_{cr} = \left(\frac{472 * (15 + 2 * 4.65)^{2/3}}{71 * (15 * 4.65)^{5/3}} \right) = 0.047$$

c. Profondeur normal

Pour un écoulement uniforme la hauteur normale est déduite par la formule de Chézy :

$$Q = S * C * \sqrt{R * I} \dots\dots\dots (III.15)$$



Par itération on trouve : $h_n=4.81m$.

d. Calcul de la ligne d'eau par le logiciel CANAL21

Les paramètres et les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.4 Paramètres et résultats de calcul de la ligne d'eau.

Q (m3/s)	Strickler	I (m/m)	Yn (m)	Yc (m)	L bief (m)
472	71	0,16	1.07	4.65	280

X (m)	Y (m)	Fr	Hs (m)	J (mm/m)
0	4.806	0.953	6.991	0.2
20	4.799	0.956	6.99	0.2
40	4.789	0.959	6.989	0.2
60	4.774	0.963	6.988	0.21
80	7.748	0.971	6.987	0.21
100	4.656	1	6.984	0.22

e. Hauteur des murs bajoyers

A l'amont du chenal d'écoulement la hauteur des murs bajoyers va atteindre le niveau de la crête de la digue ($N_{cr}=568.85m$) qui correspond à une hauteur de 9.5m.

A l'aval la hauteur est déterminée par :

$$H_{baj} = Y_{av} + R \dots\dots\dots (III.16)$$

Avec : $R = 0.06 + 0.05 * V_{av} * Y_{av}^{(1/3)}$

$Y_{av} = 4.65 m$ et $V_{av} = 6.767 m/s$

$R = 0.06 + 0.05 * V * Y^{(1/3)} = 0.625m$.

Donc $H_{baj} = 4.65 + 0.625 = 5.275m$. **$H_{baj} = 5.5m$**

III.3.4 Coursier

Le passage de chenal d'écoulement au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assuré de passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier.

La pente du coursier est de 25%, avec une longueur de 180m et largeur de 15m.

a. Profondeur critique

La profondeur critique pour une section rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q_{max, p\%}^2}{g * b^2}} \dots\dots\dots (III.17)$$

b. Pente critique

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q_{max, p\%} * (b + 2h_c)^{3/2}}{K * (b * h_c)^{5/3}} \right) \dots\dots\dots (III.18)$$

$$I_{cr} = \left(\frac{472 * (15 + 2 * 4.65)^{2/3}}{71 * (15 * 4.65)^{5/3}} \right) = 0.047$$



c. Profondeur normal

Pour un écoulement uniforme la hauteur normale est déduite par la formule de Chézy :

$$Q = S * C * \sqrt{R * I} \dots\dots\dots (III.19)$$

Par itération on trouve : $h_n=1.07m$.

On à : $h_n < h_c$ et $I_c < I_n$ alors le régime d'écoulement est torrentiel. (Type de courbe de remous **S2**).

d. Calcul de la ligne d'eau

- **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 $Dq/dx=0$, est :

$$dy / dx = (S_0 - S_f) / (1 - Fr^2) \dots\dots\dots (III.20)$$

Avec : S_0 : pente du fond.

S_f : pente de la ligne d'énergie.

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

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2) / (A^2 R^{4/3})}{1 - (Q^2 B) / (g A^3)} \dots\dots\dots (III.21)$$

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx 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 Δx cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieur à la longueur L, et on continue avec une valeur de $y_i < y_i$ jusqu'à trouvée la somme de Δx égal à la longueur L de coursier.

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

Les résultats de calcul sont représentées dans le tableau suivant :



Tableau III.5 Calcul de ligne d'eau par la méthode indirecte d'intégration numérique.

Y (m)	S _{moy} (m ²)	R _{moy} (m)	Fr ²	1-Fr ²	$\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	$1 - \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	Δx (m)	L (m)
Y _c =4.65								
4.5	68.63	2.84	1.05	-0.0540	0.0020	0.2480	-0.0327	0.0327
4.35	66.38	2.78	1.16	-0.1649	0.0022	0.2478	-0.0998	0.1325
4.2	64.13	2.72	1.29	-0.2919	0.0024	0.2476	-0.1768	0.3093
4.05	61.88	2.66	1.44	-0.4380	0.0027	0.2473	-0.2656	0.5750
3.9	59.63	2.60	1.61	-0.6070	0.0030	0.2470	-0.3686	0.9436
3.75	57.38	2.53	1.80	-0.8036	0.0033	0.2467	-0.4886	1.4322
3.6	55.13	2.47	2.03	-1.0336	0.0037	0.2463	-0.6295	2.0617
3.45	52.88	2.40	2.30	-1.3044	0.0042	0.2458	-0.7960	2.8577
3.3	50.63	2.33	2.63	-1.6255	0.0048	0.2452	-0.9942	3.8519
3.15	48.38	2.25	3.01	-2.0091	0.0054	0.2446	-1.2323	5.0842
3.00	46.13	2.18	3.47	-2.4713	0.0063	0.2437	-1.5209	6.6051
2.85	43.88	2.10	4.03	-3.0332	0.0073	0.2427	-1.8743	8.4795
2.70	41.63	2.03	4.72	-3.7233	0.0085	0.2415	-2.3124	10.7919
2.55	39.38	1.94	5.58	-4.5801	0.0100	0.2400	-2.8627	13.6545
2.40	37.12	1.86	6.66	-5.6574	0.0119	0.2381	-3.5647	17.2192
2.25	34.87	1.77	8.03	-7.0309	0.0144	0.2356	-4.4766	21.6958
2.10	32.62	1.69	9.81	-8.8097	0.0176	0.2324	-5.6869	27.3827
1.95	30.37	1.59	12.16	-11.1551	0.0219	0.2281	-7.3361	34.7187
1.80	28.12	1.50	15.31	-14.3119	0.0277	0.2223	-9.6584	44.3772
1.65	25.87	1.40	19.66	-18.6637	0.0358	0.2142	-13.0721	57.4492
1.50	23.62	1.30	25.83	-24.8339	0.0475	0.2025	-18.3941	75.8434
1.35	21.37	1.20	34.88	-33.8809	0.0648	0.1852	-27.4467	103.2901
1.20	19.13	1.09	48.70	-47.6970	0.0918	0.1582	-45.2373	148.5273
1.135	17.51	1.01	63.43	-62.4252	0.1211	0.1289	-31.4846	180.0120

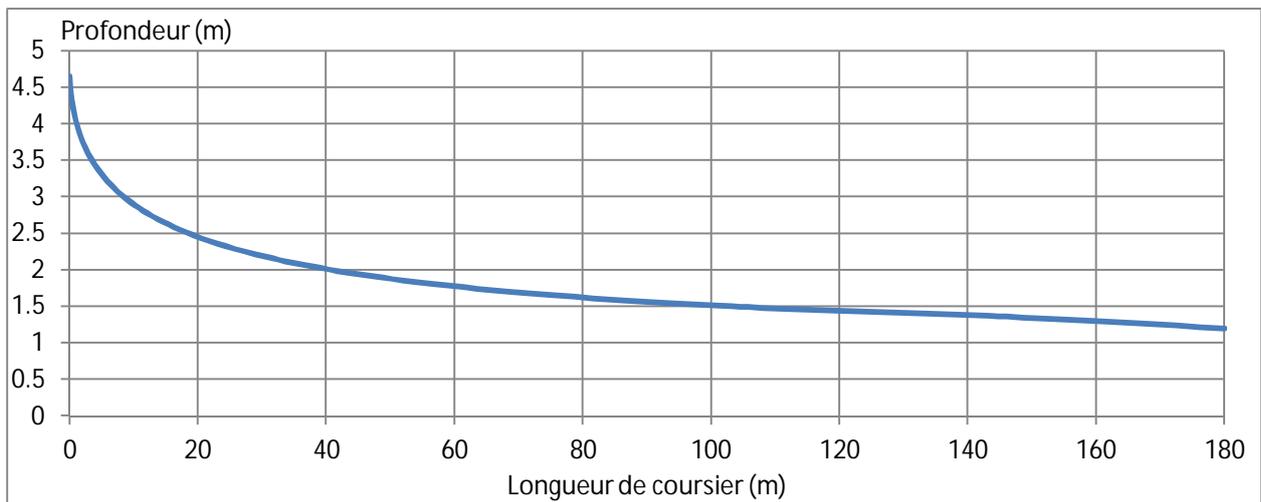


Figure III.8 Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.

e. Hauteur des murs bajoyers

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{baj} = H + R \quad \dots\dots\dots (III.22)$$

Avec : R : Revanche (m).



$$R = 0.06 + 0.05 * V * H^{(1/3)}$$

Et d'après la ligne d'eau les hauteurs des murs varient dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur d'eau et la vitesse de l'écoulement.

Le calcul des hauteurs des murs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.6 Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.

L (m)	H (m)	V	R (m)	H _{baj}
0	4.65	6.767	0.62	5.27
20	2.458	12.8	0.92	3.38
40	2.018	15.591	1.05	3.06
60	1.777	17.771	1.14	2.91
80	1.619	19.435	1.20	2.82
100	1.507	20.876	1.26	2.76
120	1.424	22.1	1.30	2.73
140	1.359	23.149	1.34	2.70
160	1.308	24.053	1.38	2.68
180	1.135	24.834	1.40	2.67

f. Aération de coursier

L'écoulement à grande vitesse dans le coursier présent un risque élevé de dégâts liés à l'érosion du fond suite à la cavitation, le phénomène d'aération commence à partir d'une section ou $V > V_{cr}$.

V_{cr} est donnée par la formule de VOINITCH SYANOGENSKY :

$$V_{cri} = 6.63 \cdot \sqrt{g \cdot R \cdot \cos \theta} \cdot \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2} \cdot \left(1 + \frac{8.71 \cdot n}{R^{1/6}}\right)} \dots\dots\dots (IV.23)$$

Avec : V_{cr} : La vitesse critique.

Θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier.

R : Rayon hydraulique.

N : Coefficient de rugosité. (n=0.014).

Le calcul de V_{cr} pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.7 Vérification de phénomène d'aération dans le coursier.

Section	Y	R	V _{cr}	V	V _{cr} > V
0	4.65	2.870	37.999	6.767	vérifié
1	2.458	1.851	30.735	12.800	vérifié
2	2.018	1.590	28.559	15.591	vérifié
3	1.777	1.437	27.193	17.771	vérifié
4	1.619	1.332	26.216	19.435	vérifié
5	1.507	1.255	25.477	20.876	vérifié
6	1.424	1.197	24.902	22.100	vérifié
7	1.359	1.151	24.434	23.149	vérifié
8	1.308	1.114	24.055	24.053	vérifié
9	1.135	1.084	23.742	24.834	Non vérifié



La condition d'écoulement non aéré à la fin coursier est non vérifiée donc on doit chercher à augmenter la rugosité de ce dernier pour avoir une vitesse d'écoulement inférieure à la vitesse admissible.

g. Rugosité artificielle de coursier

Elle permet de réduire les vitesses d'écoulement dans le coursier et la possibilité de passage de régime torrentiel au régime fluvial, plusieurs types de rugosité artificielle existent : rugosité en mono zigzag ou en double zigzag, rugosité en redans le long de coursier, rugosité de bord sous forme de poutres normales.....etc.

- Coefficient de rugosité

$$K = \frac{1}{C} \quad \text{et} \quad C = \frac{1}{n} * R^{1/6}.$$

$$K = \frac{n}{R^{1/6}} = \frac{\sqrt{Ri}}{V_{adm}} = 0.0196.$$

Alors le coefficient de rugosité K doit être supérieur à 0.0196 pour éviter l'écoulement aéré et non apparition de phénomène des vagues roulantes.

III.3.5 Bassin de dissipation

L'écoulement d'eau dans le coursier jusqu'au niveau de pied du barrage attient souvent une vitesse très élevée, ce débit à haute vitesse peut endommager, par son importante quantité d'énergie cinétique le lit naturel de la rivière, la seule manière de contrôler l'écoulement à haute vitesse est de dissiper une partie de l'énergie mécanique et d'obtenir avec le bassin de dissipation un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière.

D'après les tests réalisés par l'USBR « The Bureau of Reclamation » : le bassin de dissipation le plus favorable dépend du type de ressaut.

Tableau III.8 Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.

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

La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation est de $24.834 \text{ m}^3/\text{s} > 15 \text{ m}^3/\text{s}$, et le nombre de Froude est de $7.04 > 4.5$. Donc, d'après l'USBR ; le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin à ressaut de type III. Les abaques de calcul du tirant d'eau aval et la longueur du bassin sont représentés dans l'annexe III.3.

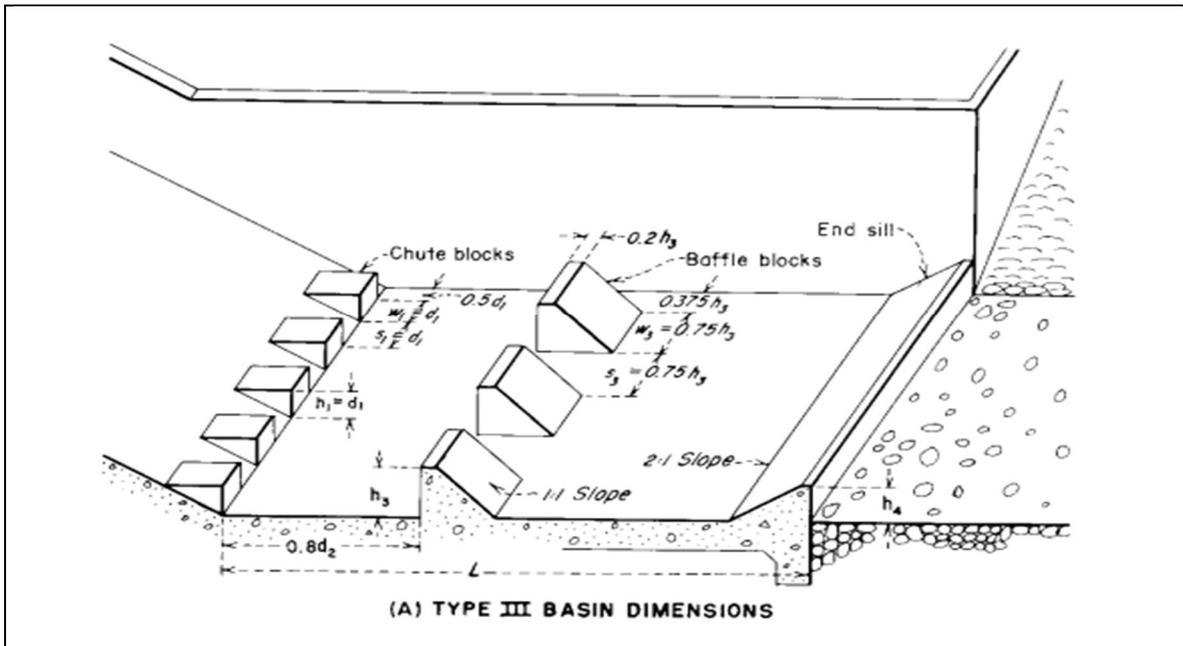


Figure III.9 Schéma de bassin de dissipation USBR type III.

D'après les abaques : $\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} * (\sqrt{1 + 8 * F_r^2} - 1) = 9.47$, Alors : $d_2 = 12m$.

$$\frac{L}{d_2} = 2,56 \Rightarrow L = 30,72.$$

Avec : d_1 : tirant d'eau avant le ressaut.

D_2 : tirant d'eau après le ressaut.

L : longueur de bassin de dissipation.

- **Blocs dissipateurs**

Pour raccourcir le bassin amortisseur, on peut augmenter la rugosité des parois du canal, les blocs dissipateurs sont prévus à cet effet et peuvent être considérés comme une augmentation locale de la rugosité.

• **Dimensionnement des blocs de chute**

On a : $d_1 = S_1 = W_1 = h_1 = 1.267m$;

Avec : W_1 : L'épaisseur du bloc de chute,

S_1 : L'espace entre deux blocs de chutes successives,

h_1 : La hauteur du bloc de chute.

Donc le nombre des blocs de chutes est : 5.91 blocs ; soit 6 blocs d'épaisseur $h_1 = 1.25m$.

• **Dimensionnement des blocs de chicane**

On a : $W_2 = 0.75h_3$ et $S_2 = 0.75h_3$. $\frac{h_3}{d_1} = 1,78 \Rightarrow h_3 = 2,25m$.

Avec : W_2 : L'épaisseur du bloc de chicane,



S₂ : L'espace entre deux blocs de chicane successives,
H₃ : La hauteur du bloc de chicane.

Alors : W₂= S₂=2,25m,

Le nombre des blocs de chicane est de : 3.33 blocs, soit 3 blocs de 2,5m d'épaisseur.

• **Hauteur de seuil terminal**

On a : $\frac{h_4}{d_1} = 1,45 \Rightarrow h_4 = 1,80m.$

III.3.6 Canal de fuite

Le canal de fuite fait suite directement au bassin de dissipation, il sert a conduire l'eau jusqu'au cours d'eau naturel sur une longueur de 62m.

Le canal de fuite projeté est de section trapézoïdal de largeur b=20m, fruits des talus m=1 et une pente de i=2%.

a. Profondeur critique

$$h_c = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 * \sigma_{cr}^2 \right) * K \dots\dots\dots (III.24)$$

Avec : $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} = \sqrt[3]{\frac{472^2}{9.81 * 20^2}} = 3.84$

Et : $\sigma_{cr} = \frac{K * m}{b} = \frac{3.84 * 1}{20} = 0.192$

Alors : h_c= 3.596m.

b. Pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 * C_{cr}^2 * R_{cr}} \dots\dots\dots (III.25)$$

Avec : S_{cr} : surface mouillée. S_{cr}=84.96m².

R_{cr} : Rayon hydraulique : $R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{84.96}{30.18} = 2.81m$

C_{cr} : Coefficient de Chézy : $C_{cr} = \frac{1}{n} * R^{1/6} = \frac{1}{0.014} * 2.81^{1/6} = 84.85 .$

D'où : I_{cr}= 0.15%.

c. Profondeur normal

La profondeur normal est de : h_n=1.672m.

Vitesse dans le canal $V = \frac{Q}{S} = 13.08 \text{ m/s}.$



III.4 Evacuateur latéral à déversoir en bec de canard

Est un évacuateur à entonnement mixte, un peu frontal et beaucoup latéral, il est constitué d'un seuil en plan présent trois partie rectilignes (rectangle ou trapèze allongé), ou une seul partie semi-circulaire et deux rectilignes de chaque côté. Il a d'avantage d'économie de l'évacuateur à entonnement frontal, les déversoirs en bec de canard sont généralement projetés sur les flancs des barrages en terre ou en enrochement, car la réduction considérable est réalisée de l'excavation du canal d'approche et du chenal d'écoulement.

Le débit déversant par un déversoir en bec de canard est inférieur à celui d'une crête rectiligne pour une longueur équivalente, ceci est rendu compte par un coefficient de débit réduit du déversoir en bec de canard dû à l'effet faisant le coin de déversoir par rapport à celui du déversoir droit standard ayant le même profil de crête.

Le procédé de calcul est expliqué ci-dessous :

1) Après avoir connaître les paramètres hydrauliques de déversoir (Q_{max} , h_d , et la largeur L_0), on opte pour une configuration de déversoir en bec de canard rectangulaire ou trapézoïdale telle que sa longueur L_1 est supérieur à L_0 .

2) Calcul de l'effet faisant le coin sur le débit $l_d = \frac{e}{1-f}$. Où **e** et **f** sont en fonction de l'angle φ de coin de déversoir en bec de canard, suivant l'annexe III.4.

3) Calcul de coefficient de réduction : $C_r = 1 - \frac{2l_d}{L_1}$.

4) Le débit déversé est calculé par : $Q_1 = C_r \cdot C_d \cdot L_1 \cdot h_d \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_d}$

Avec : C_d : coefficient de débit ($C_d=0.49$).

5) La longueur total de déversoir : $L_d = 2L_{d1} + L_{d2}$. avec $L_{d2} > 2 \cdot l_d$.

6) Si $Q_1 \neq Q_{max}$, répètent le calcul avec d'autre longueur L_i jusqu'à ce que le débit calculé égale au débit de projet.

III.4.1 Paramètres géométriques de déversoir

Plusieurs dispositions sont possibles dans le choix des paramètres géométriques de déversoir en bec de canard, cependant on va adopter un déversoir à seuil en plan trapézoïdal avec un angle de coin de 100° .

✓ Calcul de coefficient de réduction de débit

On a : $l_d = \frac{e}{1-f}$ ($e = 0.38$ et $f = 0.85$ dans l'abaque : annexe III.4).

Alors : $l_d = 2.53m$.

$$C_r = 1 - \frac{2l_d}{L_1} \quad \text{et} \quad Q_1 = C_r \cdot C_d \cdot L_1 \cdot h_d^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot g}$$

Par itérations on à calculer C_r correspondant à Q_1 qu'est égal à Q_{max} :

$$C_r = 0.923. \quad \text{et} \quad L_{d1} = 65.42m.$$

✓ **Détermination des côtes de déversoir**

Plusieurs combinaisons de L_{d1} et de L_{d2} sont possibles, et celle que des ajustements meilleurs les conditions d'emplacement peuvent être adopté.

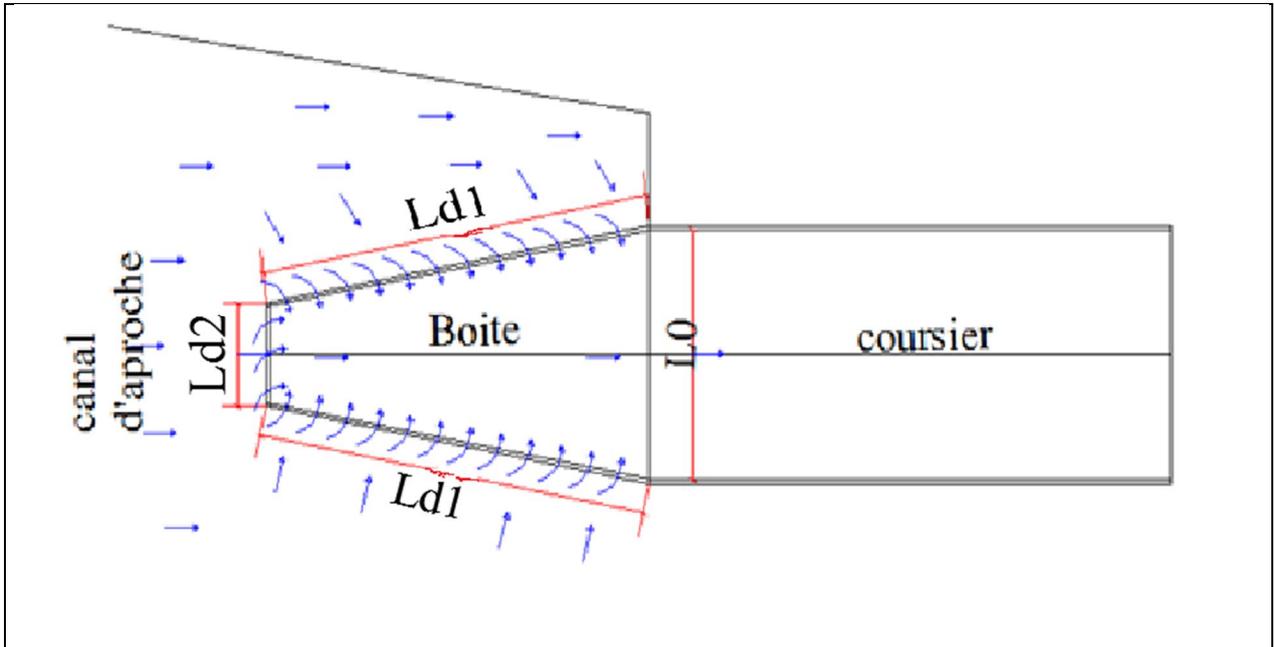


Figure III.10 Descriptions de déversoir en bec de canard.

On a $L_{d2} > 2 \cdot l_d$ alors : $L_{d2} > 5.06m$ \longrightarrow $L_{d2} = 6m$.

Et $L_d = 2L_{d1} + L_{d2} = 65.42m$. \longrightarrow $L_{d1} = 30m$.

III.4.2 Calcul hydraulique de déversoir et la boîte d'écoulement

On adopte un déversoir de profile Creager qui a l'avantage d'éviter le phénomène de cavitation.

Etapas de calcul

- On divise la boîte d'écoulement en 10 tronçons, chaque tronçon de 3m de longueur vers le sens d'écoulement.

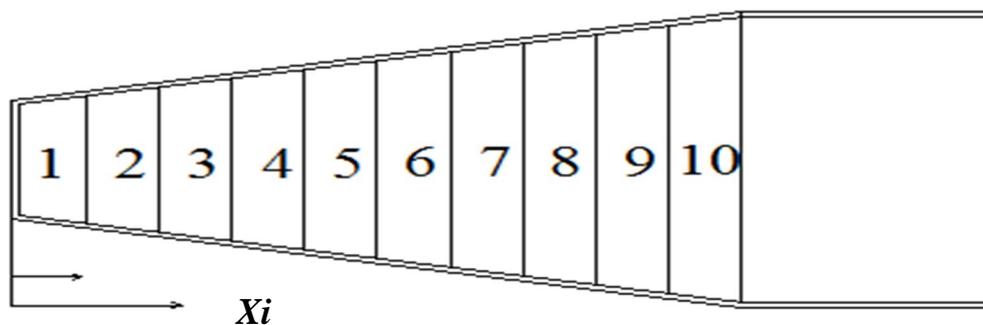


Figure III.11 Calcul de la boîte d'écoulement.

- Calcule de débit spécifique et le débit de chaque site x_i :



$$q = \frac{Q}{L_d} \rightarrow q = \frac{472}{65.42} = 7.21 m^3 / s$$

$$Q_i = q_0 + q \cdot X_i \text{ Avec : } q_0 = q_i \cdot L_{d2} = 36.70 m^3 / s.$$

- On fixe la vitesse moyenne de tronçon initial, $V_{in} = 5 \text{ m/s}$ ($x_i = 3m$). et la vitesse à la fin de la boîte $V_{fin} = 10 \text{ m/s}$, et on détermine la vitesse moyenne de chaque site x_i .

$$V_i = V_{in} + a (x_i - 1)$$

Avec : a : Coefficient de proportionnalité.

$$a = \frac{(V_f - V_{in})}{L - 1} = \frac{(10 - 5)}{30} = 0.166$$

- Calcule la section mouillée, et la largeur de la boîte d'écoulement de chaque site x_i .

$$S_i = \frac{Q_i}{V_i} \text{ Et } b_i = L_{d2} + \frac{x_i \cdot (L_0 - L_{d2})}{L_{d1}}$$

- Calcul de la profondeur d'eau et la pente de chaque site x_i :

La pente du profil déversoir est assimilé à un plan de fruit de talus $m = 1/3$.

$$H_i = \frac{-b_i + \sqrt{b_i^2 + 8m \cdot S_i}}{4m} \dots\dots\dots (III.26)$$

La pente du fond est calculée par la formule suivante :

$$I_i = \frac{V_i^2}{C_i^2 \cdot R_i} \dots\dots\dots (III.27)$$

La perte de charge est calculer par :

$$\Delta h_i = I_i \cdot \Delta x_i$$

$$\Delta X_i = X_i - X_{i-1}$$

Les résultats de calcul hydraulique de la boîte sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.9 Récapitulatif du calcul de la boite d'écoulement.

Tronçon	x_i (m)	H_i (m)	Δh_i (m)	côte P.E (m)	Côte du fond (m)
1	3	2.523	0.009	561.89	559.37
2	6	3.056	0.009	562.40	559.34
3	9	3.332	0.009	562.65	559.32
4	12	3.461	0.009	562.75	559.29
5	15	3.503	0.010	562.76	559.26
6	18	3.492	0.011	562.72	559.23
7	21	3.449	0.012	562.65	559.20
8	24	3.388	0.014	562.55	559.16
9	27	3.314	0.015	562.43	559.12
10	30	3.235	0.017	562.30	559.07

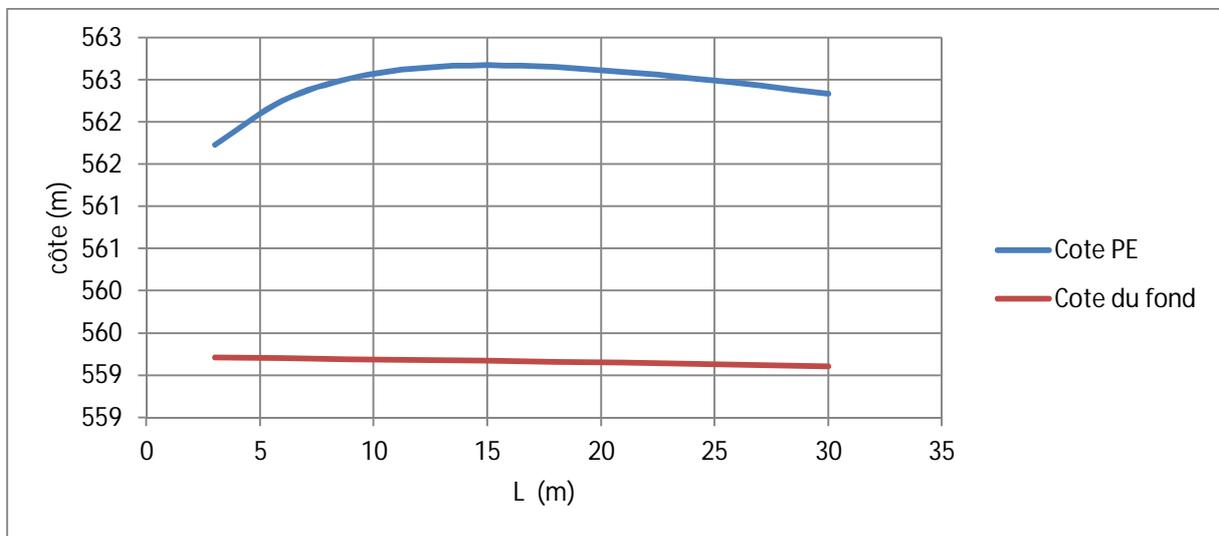


Figure III.12 Profil en long de la boite d'écoulement.

III.4.3 Canal d'approche

Le canal d'approche sera conçu de façon à limiter les vitesses moyennes d'approche à fin de réduire au minimum les pertes de charge et le risque d'érosion, et de guider calmement les crues vers le seuil de déversement.

Calcul de la vitesse d'approche

- **Côté frontal**

On a $0.4 < \frac{P}{H} \leq 1.6$ on va prendre $P=3m$, Alors $0.4 < \frac{P}{H} = \frac{3}{2.35} = 1.27 \leq 1.6$.

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{q \cdot L_{d2}}{(P + H) \cdot L_{d2}} \quad V = 1.377 \text{ m/s.}$$

$V < V_{adm} 3.10 \text{ m/s.}$ (l'annexe III.1), Alors pas de risque d'érosion.

- **Côté latéral droite**

Pour P=3m : $V = 1.377 \text{ m/s} < V_{adm}$ (pas de risque d'érosion).

• **Côté latéral gauche**

Le principe se base sur le calcul de la largeur à l'entrée du coin du canal L_1 pour laquelle la vitesse d'approche soit vérifiée la condition de non érosion, après avoir fixé la hauteur de pelle ; on doit vérifier la condition pour chaque tronçon.

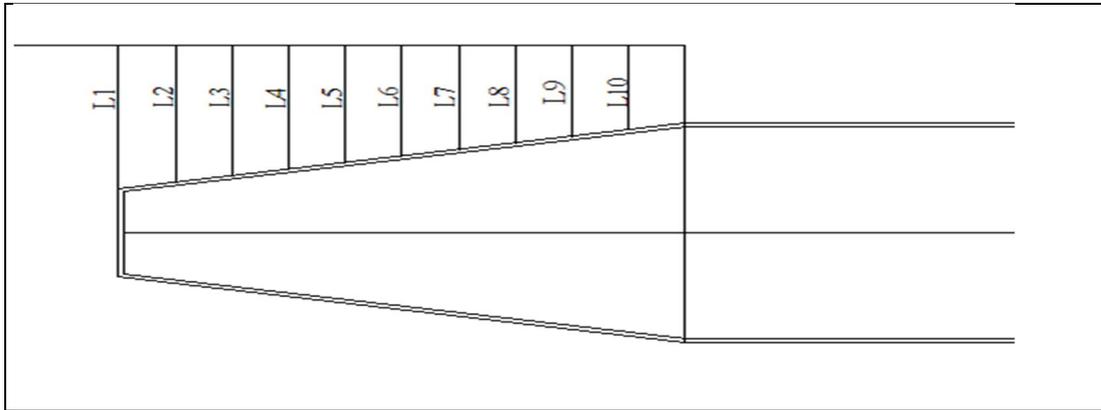


Figure III.13 Calcul des largeurs du canal d'approche de côté latéral gauche.

On a $0.4 < \frac{P}{H} \leq 1.6$ on va prendre P=3m, Alors $0.4 < \frac{P}{H} = \frac{3}{2.35} = 1.27 \leq 1.6$.

$$V_i = \frac{Q_i}{S_i} = \frac{q \cdot (L_{d1} - x_i)}{(P + H) * L_i}$$

$$V_1 = \frac{7.34 * 30}{L_1 * (3 + 2.35)} = 3.10 \text{ m/s} \longrightarrow L_1 = 13,277 \text{ m. Soit } L_1 = 15 \text{ m.}$$

Si la condition de non érosion n'est pas vérifiée dans tous les tronçons on va augmenter la largeur L_1 jusqu'à ce que toutes les vitesses soient inférieures à la vitesse admissible.

Tableau III.10 Calcul des vitesses pour chaque tronçon dans le canal d'approche.

N°	Li	Qi	V
1	15	220.2	2.74
2	14.5	198.18	2.55
3	14	176.16	2.35
4	13.5	154.14	2.13
5	13	132.12	1.90
6	12.5	110.1	1.64
7	12	88.08	1.37
8	11.5	66.06	1.07
9	11	44.04	0.74
10	10.5	22.02	0.39

Le chenal d'écoulement, le coursier et le bassin de dissipation ont le même tracé dans les deux variantes.

III.5 Etude comparatif des deux variantes



La variante de l'évacuateur de crues qu'on va adoptée est celle qui correspondrait aux volumes des travaux minimum, alors on doit calculée le volume d'excavation et celui de bétonnage et on déterminera les coûts de chaque une de ces variantes.

Le tableau suivant récapitule les coûts et les volumes des travaux des deux variantes :

Tableau III.12 Récapitulatif de calcul des coûts des variantes de l'évacuateur de crues.

Variante I : Evacuateur latéral à entonnement latéral.					
Excavations			Béton		
	Volume (m³)	Coûts (M DA)		Volume (m³)	Coûts (M DA)
Canal d'approche	16571.95	6.63	Déversoir	772.23	19.30
Déversoir et l'auge	3487.5	1.39	Auge	1006.75	25.17
Coût total (M DA)	52.49				
Variante II : Evacuateur latéral à déversoir en bec de canard.					
Excavations			Béton		
	Volume (m³)	Coûts (M DA)		Volume (m³)	Coûts (M DA)
Canal d'approche	71177.05	28.47	Déversoir	826.58	20.66
Déversoir et l'auge	1375.5	0.55	Boite	295.34	7.38
Coût total (M DA)	57.31				

Conclusion :

Après cette étude nous arrivons à conclure que les deux variantes sont réalisables du point de vue technique et hydraulique, mais il y a une légère différence de côté économique ; la variante de l'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral présente un coût d'exécutions minimum, et pour cela que on la potée dans notre choix.



Chapitre IV :

Etude génie civil

Introduction

Dans le présent chapitre, nous allons calculer la stabilité et le ferrailage des éléments de l'évacuateur de crues afin qu'il résiste aux différentes charges exercées : la poussée des terres, la poussée hydrodynamique de l'eau, le poids propre de la structure,...etc. L'évacuateur de crues sera construit en béton armé.

Le béton se compose de : l'eau, les granulats (sable et gravier), ciment et adjuvants qui sont des produits chimiques qui peuvent jouer différents rôles : ça pourra être des fluidifiant, retardataire de prise et accélérateurs de prise (accélération de durcissement du béton).

IV.1 Etude de stabilité

Le calcul de la stabilité c'est une étape nécessaire pour connaître les dimensions des éléments de l'évacuateur de crue afin qu'il soit résistant au différents charges, et qu'il vérifie les conditions au reversement, au glissement et au poinçonnement.

IV.1.1 Stabilité de déversoir

Le calcul de stabilité de déversoir se fait dans le cas le plus défavorable (Hauteurs déversante maximale $H_d=2.35m$).

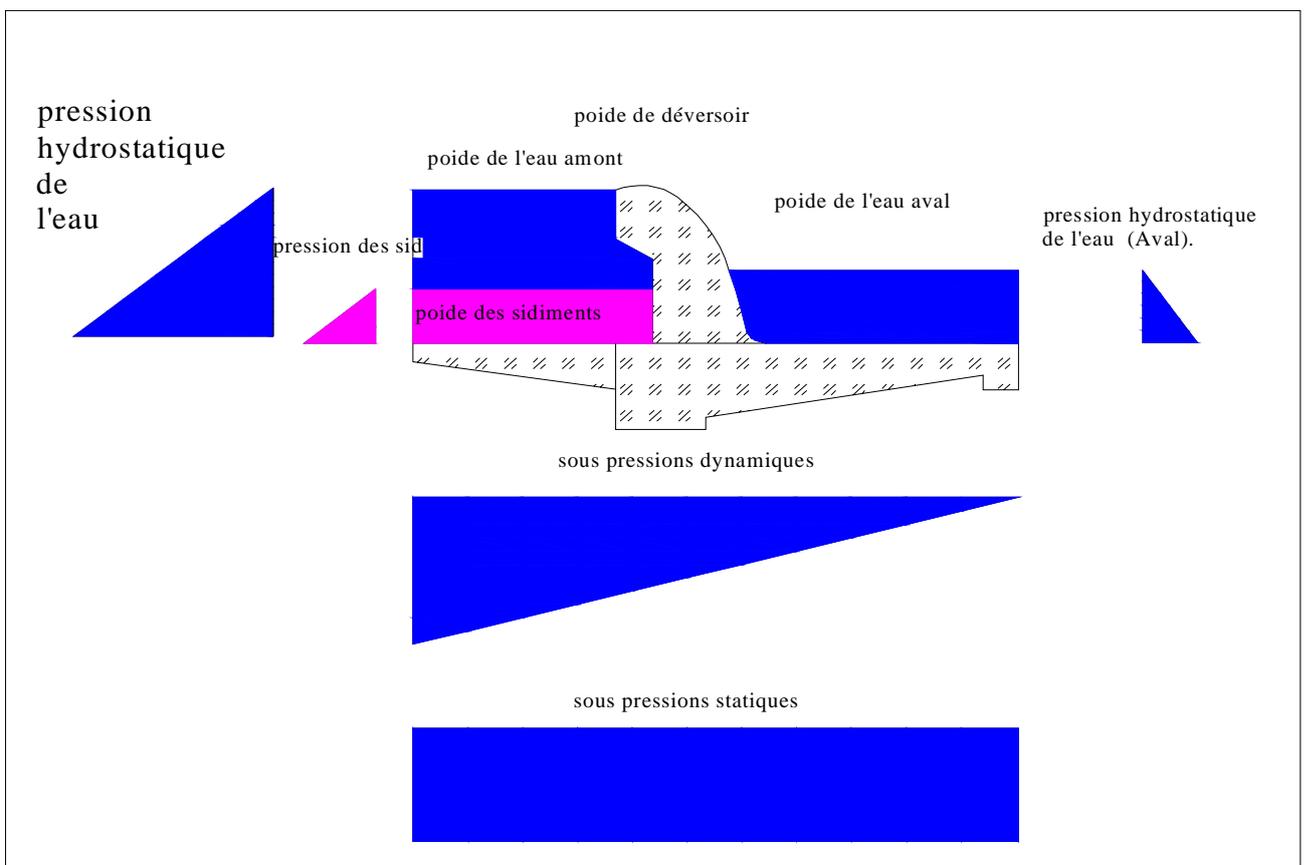


Figure IV.1 Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir.

IV.1.1.1 Calcul des forces

Avent de calcul des forces on doit dimensionner le radier de déversoir et vérifier l'étude des infiltrations par la méthode de Bligh.

✓ Prédimensionnement de l'ouvrage

-Avent radié :

- Longueur : $l_{ar} = (0 \div 2) * h_1$.
- Epaisseurs: on a
 - $h_1 \leq 5m \rightarrow T_{ar1} = (0.4 \div 0.5)m$
 - $5 < h_1 \leq 10m \rightarrow T_{ar1} = (0.4 \div 0.6)m$
 - $h_1 \geq 10m \rightarrow T_{ar1} = 0.75m$

Et : $T_{ar2} = 0.75 + 0.05H_1$.

- Radié :

- Longueur : $L_r = (1.25 \div 2.5) * H_1$.
- Epaisseurs :
 - $T_{r1} = (0.25 \div 0.30) * H_1$,
 - $T_{r2} = (0.13 \div 0.15) * H_1$,
 - $T_{r4} = T_{r1} - 0.5$,
 - $S = T_{r1}$,
 - $S_1 = S_2 = T_{r2} + 0.5$.

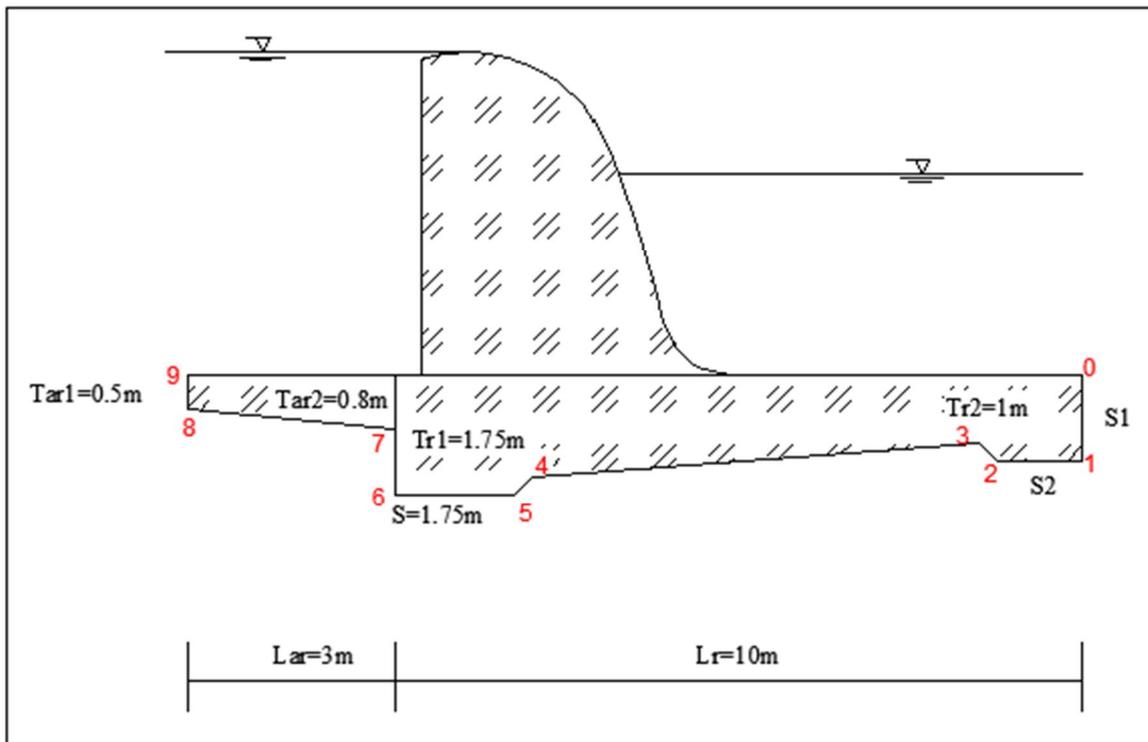


Figure IV .2: Prédimensionnement du déversoir.



✓ Méthode de conteur linéaire (Méthode de Bligh)

Dans cette méthode la répartition des sous pression est considéré linéaire. Et la condition à vérifie est que la longueur de conteur déployer (LCD) est supérieur à la longueur de conteur théorique de Bligh (LC_{Théorique}).

Avec : $LC_{Théorique} = \Delta H * C = 4.02 * 3 = 12.05m$ (C = 3, Coefficient de proportionnalité en fonction de type de sol).

$$\Delta H = H_1 - H_2 = 7 - 2.98 = 4.02m.$$

$$LCD = 1.25 + 1.25 + .35 + 6.52 + 0.35 + 1.75 + 0.95 + 3.02 + 0.5 = 15.94m .$$

$LCD > LC_{Théorique}$. Alors la condition de Bligh est vérifiée.

Après avoir calculé les épaisseurs préalables dans chaque point de radier on doit les corrigée avec les épaisseurs de Bligh que on calcul comme suivante :

$$h_x = \frac{\Delta H}{L_{RCD}} * L_x \dots\dots\dots (IV.1).$$

$$t_x = n * \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w} \right) * h_x \dots\dots\dots (IV.2).$$

Avec : - t_x : épaisseur de radier.

- γ_w : Poids spécifique de l'eau. ($\gamma_w = 1000 \text{Kgf/m}^3$).

- γ_b : Poids spécifique de béton. ($\gamma_b = 2400 \text{Kgf/m}^3$).

- n : coefficient de sécurité varie en fonction de classe de l'ouvrage ;(n=0.85/1.25)

Tableau IV.1 Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh.

Point	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$l_x(m)$	0	1.25	2.5	2.58	9.37	9.72	11.47	12.42	15.34	15.94
$h_x(m)$	0	0.36	0.72	0.74	2.72	2.82	3.33	3.60	4.45	4.62
$T_{BILIGH}(m)$	0	0,26	0.51	0.53	1.94	2.01	2.38	2.57	3.18	3.30
$T_{pré}(m)$	0	1.25	1.25	1	1.5	1.75	1.75	0.8	0.5	0
$T_d(m)$	0	1	1	0.8	1.5	1.75	1.75	0.8	0.5	0

a) Forces verticales

- Sous pressions dynamiques :

$$F_{sp}^h = \gamma_w * S_{sp}^h * l$$



Avec : S_{sp}^h : Epure des sous pressions.($S_{sp}^h = 26.13m^2$) ;

Et l : largeur de déversoir.

Alors : $F_{sp}^h = 26.13t$.

- Sous pressions statiques:

$$F_{sp}^S = \gamma_w * S_{sp}^S * l$$

Avec : S_{sp}^S : Epure des sous pressions statique.($S_{sp}^S = 38.74m^2$).

Alors : $F_{sp}^S = 38.74 t$.

- Poids de rideau :

$$P_r = \gamma_d * S_d * l$$

$$P_r = 12.90 t.$$

- Poids de la semelle :

$$P_s = \gamma_d * S_s * l$$

Avec : S_s : Surface de la semelle ; ($S_s = 13.69m^2$).

Alors : $P_s = 32.86t$.

- Poids de l'eau amont :

$$P_w = \gamma_w * S_w * l$$

Avec : S_w : Surface de l'eau en amont. ($S_w = 26.67m^2$) ;

Alors : $P_w = 26.67t$.

- Poids de l'eau aval :

$$P_w' = \gamma_w * S_w' * l$$

$P_w' = 18.57 t$.

- Poids des terres :

$$P_t = \gamma_t * S_t * l$$

Avec : S_t : Surface des terres.($S_t = 6.6m^2$)

γ_t : Poids spécifiques des terres. ($\gamma_t = 1800Kgf/m^3$).

$$P_t = 11.88 t.$$

b) Forces horizontales

- Poussée de l'eau amont :

$$F_w = \gamma_w * S_w * l$$

$$F_w = 24.5t.$$

- Poussée de l'eau aval :

$$F_w' = \gamma_w * S_w' * l$$

$$F_w' = 4.44 t.$$

- Poussée des terres:

$$F_t = A_p * \gamma_t * S_t * l$$

Avec: $A_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$. Et φ : Angle de frottement. ($\varphi = 30^\circ$).

S_t : Epure des pressions des terres.

$$F_t = 2.38 t.$$

IV.1.1.2 Stabilité au renversement

Le principe de la stabilité au renversement est de vérifier que sous l'effet des différents charges horizontales et verticales sur l'ouvrage ne pivote pas autour l'axe A, pour que la

stabilité soit vérifier : $\frac{M_s}{M_r} > 1 \div 3$.

Avec : M_s : Somme des moments des forces stabilisatrices.

M_r : Somme des moments des forces déstabilisatrices.

$$M_s = (P_r + P_s).6.53 + P_w.10.83 + P_w'.3.32 + F_w'.0.99 + P_t.10.8 = 775.42t.m$$

$$M_r = F_{sp}^s.6.5 + F_{sp}^h.8.67 + F_w.2.33 + F_t.6.5 = 547.68t.m$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 1.42 \text{ Donc : la stabilité au renversement est vérifiée.}$$

IV.1.1.3 Stabilité au glissement

Pour que l'ouvrage soit stable au glissement :

$$\frac{\sum \text{Forces horizontales}}{\sum \text{forces verticales}} \leq \theta .$$

Avec : θ - coefficient de frottement. ($\theta > 0.7$).

$$\sum F_h = 26.88t. \text{ Et } \sum F_v = 38.01t.$$

Alors : $\frac{\sum F_h}{\sum F_v} = 0.707 < 0.8$. La stabilité au glissement est vérifiée.

IV.1.1.4 Stabilité au poinçonnement

On dit que le déversoir est stable au poinçonnement si la contrainte transmise par le radié de l'ouvrage est inférieure à la contrainte de sol. ($\sigma_{sol} = 150bar$).

Contraintes maximales et minimales de radié :

$$\sigma 1 = \frac{N}{100 \beta} + \frac{6.M_G}{100 \beta^2}$$

$$\sigma 2 = \frac{N}{100 \beta} - \frac{6.M_G}{100 \beta^2}$$

Avec : $N = \sum F_v$: Somme des forces verticales.

M_G : Somme des moments par rapport au centre de gravité du radié.

β : Largeur de radié de déversoir.

$N = 38.01t$.

Et $M_G = 92.06 \text{ t.m}$.

Alors : $\sigma 1 = 0.62$ $\sigma 2 = -0.04$

$\sigma 1 < \sigma_{sol}$: La stabilité au poinçonnement est vérifiée.

IV.1.2. Stabilité des murs bajoyers :

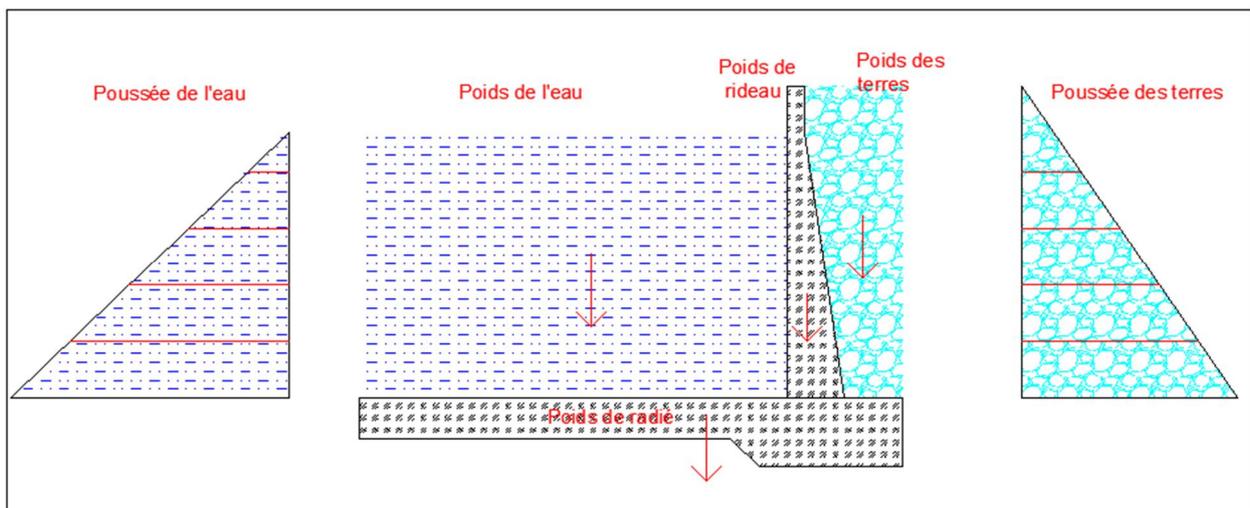


Figure IV.3 : Différentes charges agissantes sur le déversoir.



IV.1.2.1 Calcul des forces

- Forces verticales

- Poids de radié : $P_s = \gamma_b * S_s * l = 2.4 * 7.67 * 1 = 18.41t$
- Poids de rideau : $P_r = \gamma_b * S_r * l = 2.4 * 3.30 * 1 = 7.92t$
- Poids de l'eau : $P_w = \gamma_w * S_w * l = 1 * 32.42 * 1 = 32.42t$
- Poids des terres: $P_t = \gamma_t * S_t * l = 1.8 * 7.70 * 1 = 13.86t$

- Forces horizontales

- Poussée de l'eau : $F_w = \gamma_w * S_w * l = 10.81t$
- Poussée des terres : $F_t = A_p * \gamma_t * S_t * l = 4.99t$

IV.1.2.2 Stabilité au renversement

$$M_s = P_r * 7.85 + P_t * 8.74 + P_s * 5.12 = 282.298t.m$$

$$M_r = F_t * 1.83 = 9.13m$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 30.92$$

Donc la stabilité au renversement est vérifiée.

IV.1.2.3 Stabilité au glissement

$$\sum F_h = 4.99t. \quad \sum F_v = 40.19t.$$

$$\frac{\sum F_h}{\sum F_v} = 0.122 < 0.8$$

Alors : de point de vue glissement le mure est stable.

IV.1.2.4 Stabilité au poinçonnement

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6 \cdot M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6 \cdot M_G}{100\beta^2}$$

N = 40.19 t. et M_G = 50.59tm.

$$\sigma_1 = 0.493 \text{ bar} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 0.375 \text{ bar}$$

Alors la stabilité du mur bajoyer au poinçonnement est vérifiée.

IV.2. Calcul de ferrailage

IV.2.1 Ferrailage de rideau de coursier

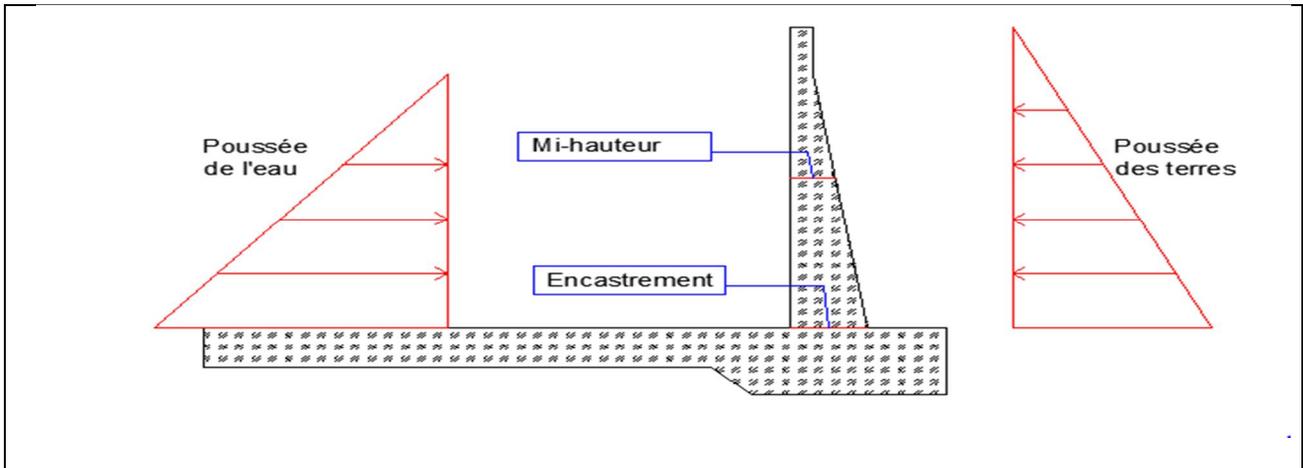


Figure IV.4 : Calcul ferrailage de coursier.

A. Calcul des moments

Le calcul des aciers de rideau se fait à l'encastrement et à demi hauteur pour les deux cas d'écoulement maximal et minimal.

- A l'encastrement :

$$\text{Poussée de l'eau : } M_w = 1.35 * F_w * \frac{h_w}{3} = 22.62 \text{ t.m}$$

$$\text{Poussée des terres : } M_t = 1.35 * Ap * F_t * \frac{h_t}{3} = 12.44 \text{ t.m.}$$

$$M_e = 1.35 * F_w * \frac{h_w}{3} - 1.35 * Ap * F_t * \frac{h_t}{3} = 22.62 - 12.44 = 10.18 \text{ t.m}$$

(1.35 : Coefficient de pondération pour les charges permanentes).

- A mi-hauteur :

$$\text{Poussée de l'eau : } M'_w = 1.35 * F'_w * \frac{h'_w}{3} = 1.54 \text{ t.m.}$$

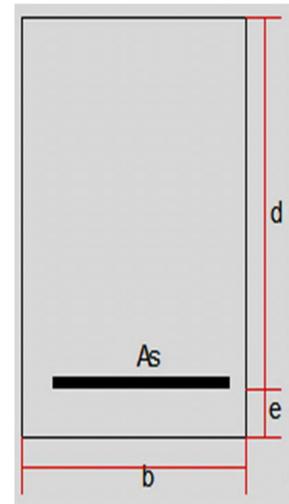
$$\text{Poussée des terres : } M'_t = 1.35 * Ap * F'_t * \frac{h'_t}{3} = 2.48 \text{ t.m.}$$

B. Calcul des aciers

$$\text{On a : } \mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2} \dots\dots\dots (IV.7).$$

Avec : - σ_{bc} : Contrainte admissible du béton. ($\sigma_{bc} = 142 \text{ bar}$).

- b ; largeur de la section ; b=100cm
- d : hauteur de la section ; d=65 cm.(d = 40m à mi-hauteur)
- e : l'enrobage ; e= 5cm.
- As : section des aciers en cm².



- Calcul à l'encastrement :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{12.44 * 10^5}{142 * 100 * 65^2} = 0.021.$$

Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\mu_l = 0.8\alpha_l - 0.32\alpha_l^2$$

$$\text{Avec : } \alpha_l = \frac{3.5}{1000.\varepsilon_l + 3.5} = 0.68$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = 0.0017$$

$E_s = 2.1 * 10^6$ (élasticité du béton), $f_e = 4000$,

γ_s : Coefficient de sécurité pour les aciers.

Alors : $\mu_l = 0.395$

On a $\mu < \mu_l \longrightarrow$ Pas d'acier comprimé.

Section d'aciers :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s}$$

Avec :

$$- \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 3478.26 \text{ bar. (contrainte maximale de l'allongement de l'acier)}$$

$$- \beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.99$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.\mu}}{0.8} = 0.026$$

$$A_{s1} = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{12.44 * 10^5}{0.98 * 65 * 3478.26} = 5.56 \text{ cm}^2.$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{10.18 * 10^5}{142 * 100 * 65^2} = 0.017.$$

$$A_{s2} = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{10.18 * 10^5}{0.99 * 65 * 3478.26} = 4.54 \text{ cm}^2$$

- Calcul à mi-hauteur :

$$\mu = \frac{M_{h/2}}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{2.48 * 10^5}{142 * 100 * 45^2} = 0.0086.$$

$$A_{h/2} = \frac{M_{h/2}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{2.48 * 10^5}{0.99 * 45 * 3478.26} = 1.60 \text{ cm}^2$$

IV.2.2 Ferrailage de la semelle de coursier

La semelle est soumise aux charges dues au poids des terres, poids de radié, sa propre poids, et les réactions de sol.

Nous considérons les deux parties QP et NM des consoles encastrent respectivement aux points P et N,

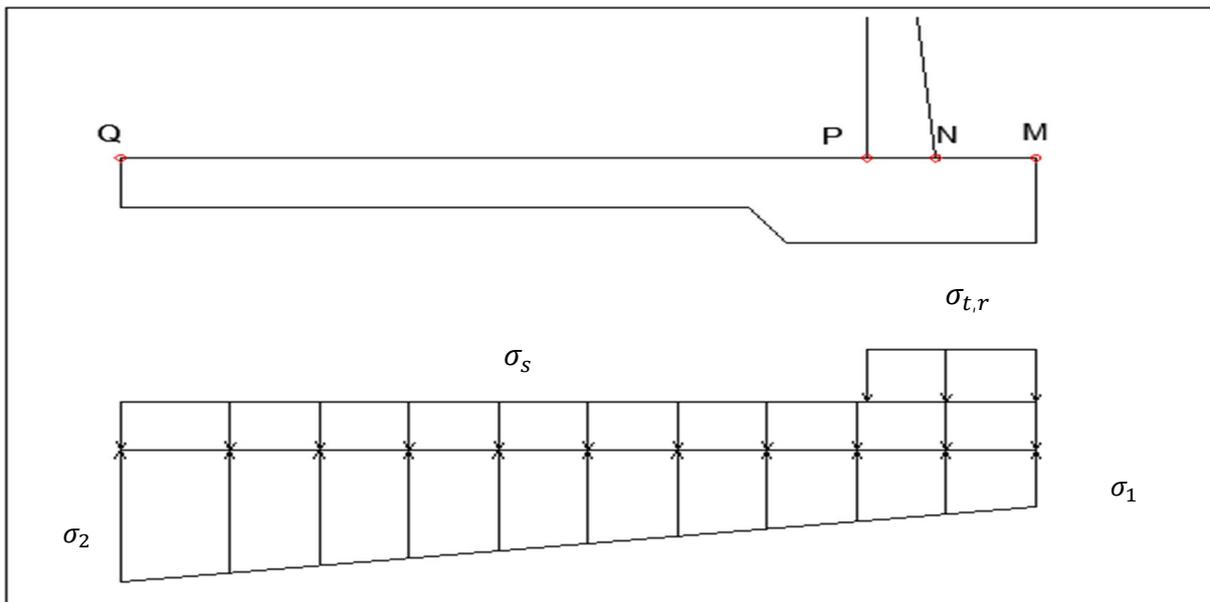


Figure IV.5 : Différentes contraintes de la semelle.

- Contrainte de radié :

$$\sigma_s = \frac{1.35 * P_s}{100 * QM} = \frac{1.35 * 18410}{100 * 920} = 0.27 \text{ bar}$$

- Contrainte de rideau et des terres :

$$\sigma_{t,r} = \frac{1.35 * (P_t + P_r)}{100 * NM} = \frac{1.35 * (7.92 + 13.86) * 10^3}{100 * 170} = 1.73 \text{ bar.}$$

- Contraintes de sol :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6 \cdot M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6 \cdot M_G}{100\beta^2}$$

$N = 40.19t, \quad M_G = 60.41.$

Alors : $\sigma_1 = 0.867 ; \quad \sigma_2 = 0.009.$

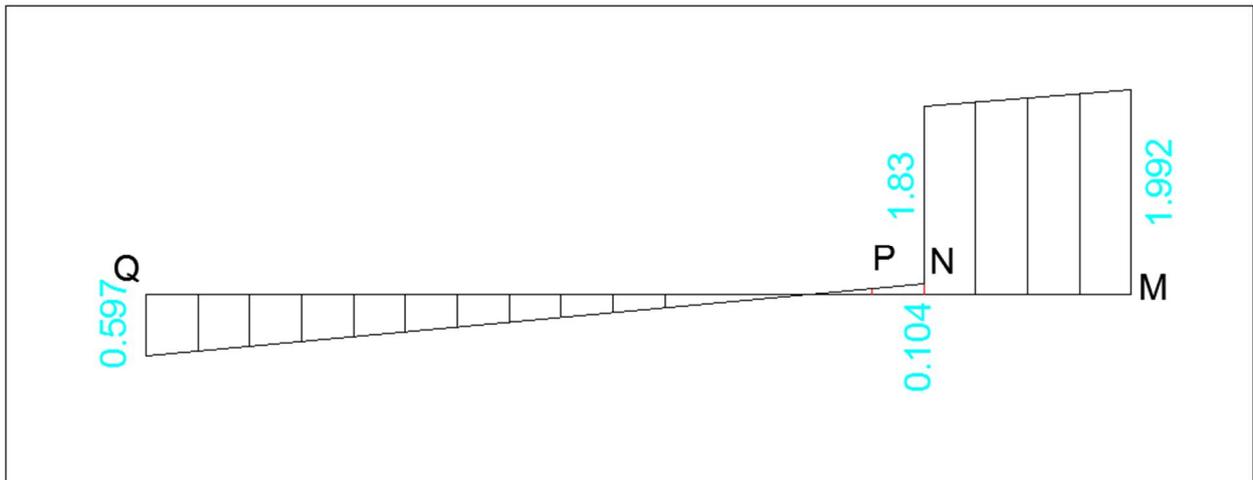


Figure IV.6 Diagramme résultantes des contraintes du radié des murs bajoyers.

- **Partie NM**

Le consol NM ferrailé avec le moment M_N en flexion simple.

Moment à l'encastrement :

$$M_N = S_{MN} * 0.97 = 37.1t.m$$

S_{MN} : Section de diagramme des contraintes du consol MN.

Section à l'encastrement : - $b = 100cm.$

- $e = 5cm,$
- $d = 115 cm.$

$$\mu = \frac{M_N}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{37.1 * 10^5}{142 * 100 * 115^2} = 0.0197.$$

On a : $\mu < \mu_l$ Alors il n'y a pas d'acier comprimé.

- $\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.99$



$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.0249$$

$$A_{NM} = \frac{M_N}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{37.1 * 10^5}{0.99 * 115 * 3478.26} = 9.37 \text{ cm}^2$$

• **Partie PQ**

Moment résultant à l'encastrement :

$$M_P = S_{PQ} * 5.225 = 10.255 \text{ t.m}$$

Avec : S_{PQ} : Aire résultant de diagramme des contraintes dans la partie PQ.

Section de calcul : - b = 100 cm.

- e = 5cm.
- d = 65 cm.

$$\mu = \frac{M_P}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{10.255 * 10^5}{142 * 100 * 65^2} = 0.017.$$

$\mu < \mu_l$ Alors il n'y a pas d'acier comprimé.

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.99;$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.0215,$$

$$A_{PQ} = \frac{M_P}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{10.255 * 10^5}{0.99 * 65 * 3478.26} = 4.58 \text{ cm}^2$$

IV.2.3 Choix des aciers : Le choix des aciers pour chaque section calculée dans les murs bajoyers est représenté dans le tableau ci-après :

Tableau IV.2 Choix des aciers des murs bajoyers, (H=5.5m).

Aciers	Aire (cm ²)	Radier						Semelle			
		Encastrement 1		Encastrement 2		Mi-hauteur		Partie NM		Partie PQ	
		n	e (cm)	n	e (cm)	n	e (cm)	n	e (cm)	n	e (cm)
T ₂₀	3.14	2	50	2	50	-	-	3	33.33	2	50
T ₁₆	2.01	3	33.33	3	33.33	-	-	5	20	3	33.33
T ₁₄	1.54	4	25	3	33.33	2	50	7	14.28	3	33.33
T ₁₂	1.13	5	20	5	20	2	50	9	11.11	5	20
T ₁₀	0.78	8	12.5	6	16.67	3	33.33	13	7.69	6	16.67
T ₈	0.50	12	8.33	10	10	4	25	19	5.26	10	10

N.B : La réalisation de coursier et le chenal d'écoulement se fait par bloc de 20 m, les radiers des murs bajoyers sont liés entre eux par des joints (Water stop).

Tandis qu'on doit prévoir un dispositif de drainage afin d'évacuer les eaux d'infiltrations des fondations pour éliminer l'effet des sous pressions.

IV.2.4 Représentation du ferrailage :

Le détail du ferrailage du mur bajoyer est donné dans la figure suivante :

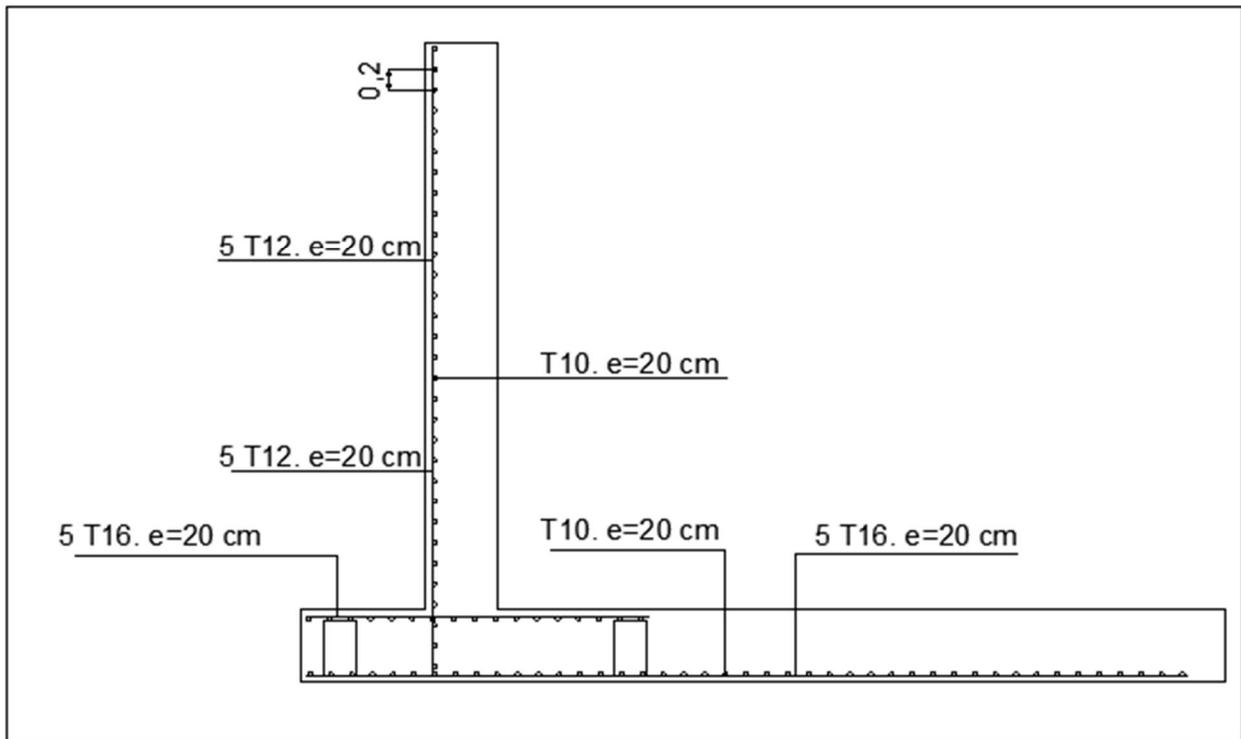


Figure IV.7 détail du ferrailage des murs bajoyers du coursier (rideau et radié).

Conclusion

Le calcul de stabilité et de ferrailage de déversoir et le coursier a été considérée pour les cas les plus défavorables, et après ces calculs on a arrivé à la conclusion que ces derniers sont stables aux différentes charges.



Chapitre V :
Etude de dérivation
provisoire, prise d'eau et
vidange de fond

V.1 Dérivation provisoire

L'ouvrage de dérivation a pour but de dériver les eaux des crues pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser à sec les travaux et protéger le chantier contre les venues d'eau pouvant provoquer des dégâts matériels ou même humaines, et causant par la suite la perturbation dans les travaux et le mauvais déroulement de la construction.

V.1.1 Choix de type de dérivation

Les ouvrages de dérivations doivent tenir compte des caractéristiques hydrologiques, topographiques, et géologiques du site, le coût et la durée de construction de la galerie, canal ou conduite de déviation et les ouvrages de fermeture (batardeaux) sont d'autant plus importants que le débit de cours d'eau est élevé, les sections des galeries et les niveaux dépendent non seulement du débit maximal à dériver, mais également des conditions du transfert de la rivière.

Un site étroit et encaissé nécessitera des ouvrages de dérivations différents de ceux envisageables pour un site large et plat. Les conditions géologiques doivent être prises en compte lors de l'étude du projet de dérivation. Les études géologiques sont essentielles, spécialement pour les longues galeries de dérivation, afin de bien connaître la nature des terrains traversés et éviter des retards dans la construction.

La disponibilité sur le site des matériaux convenables (enrochements, argiles, grés ...etc.) peut orienter le choix du type de l'ouvrage de dérivation.

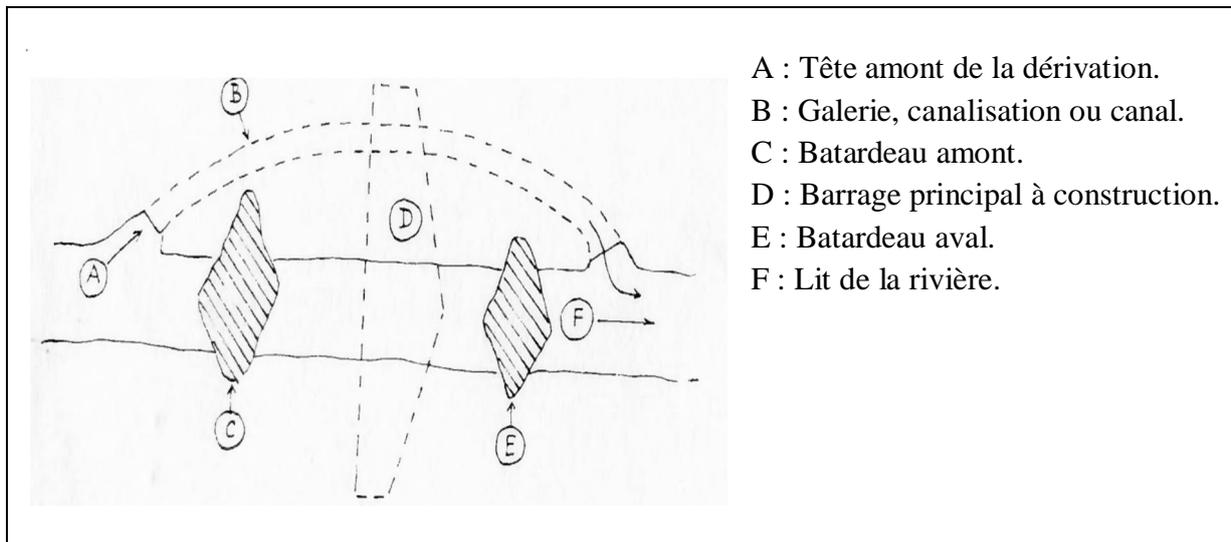


Figure V.1 Schéma général des ouvrages de dérivation.

Type de dérivation

a. Galerie de dérivation : Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

b. Conduite de dérivation : La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations. L'avantage commun de ces deux



ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond et prise d'eau).

c. Canal de dérivation : c'est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

Vu les conditions topographiques, géologiques et économiques on a opté pour une galerie de dérivation provisoire circulaire dans la rive droite de l'oued avec batardeau amont et aval.

V.1.2 Séquence des travaux

Les travaux sont exécutés dans l'ordre suivant :

- Mise en place d'un batardeau partiel pour la construction de la galerie de dérivation.
- Construction de la galerie de dérivation.
- Coupure et dérivation de la rivière.
- Construction des batardeaux.
- Construction des ouvrages définitifs.
- Coupure finale et mise en eau.

V.1.3 Dimensionnement des éléments de dérivation

Le calcul de dimensionnement de la dérivation s'effectue pour l'évacuation du débit maximal de chantier Q_{max} , le diamètre de la galerie doit faire l'objet d'un contrôle particulier en vue de l'évaluation du débit minimal de chantier Q_{min} .

L'approche méthodologique du calcul est la suivante :

- Sur un fond topographique, on dessine la digue à projeter, les batardeaux amont et aval, l'axe de la galerie de dérivation ainsi que la position de ses portails (d'entrée et de sortie).
- On détermine sur le dessin la longueur L de la galerie.
- La courbe de tarage du cours d'eau, à l'aide de quoi on détermine les côtes de niveaux du plan d'eau aval correspondant aux débits maximal et minimal.
- Pour le calcul de dimensionnement on considère l'écoulement dans la galerie à surface libre uniforme. D'où les pertes de charges sont déduites de la formule de Chezy.
- En donnant différentes valeurs de diamètre D, on calcule par la formule de Chezy les différentes pentes correspondantes, le diamètre est inversement proportionnel à la vitesse d'écoulement et par conséquent à la pente du radier de la galerie, ainsi qu'à la perte de charge à l'entrée.

V.2.3.1 Courbe de tarage

On dessine la courbe de tarage théorique par le calcul hydraulique, on considère l'écoulement est uniforme (absence de station hydrométrique).

Formule de Chezy : $Q_{max,p\%} = C * S * \sqrt{RI}$ (V.1)

Avec : - $Q_{max,p\%}$: débit maximal de chantier (m³/s).

- C : coefficient de Chezy, $C = \frac{1}{n} * R^{1/6}$.
- S : surface mouillée (m).
- R: rayon hydraulique (m).
- I: pente de l'oued, I =0,02.

$S = B \cdot H$, dont: -B: largeur de l'oued. ($B = 25\text{m}$, section rectangulaire).
 -H : hauteur d'eau dans l'oued (m).
 -n : coefficient de Manning ($n = 0.040/0.045$, $n=0.045$).

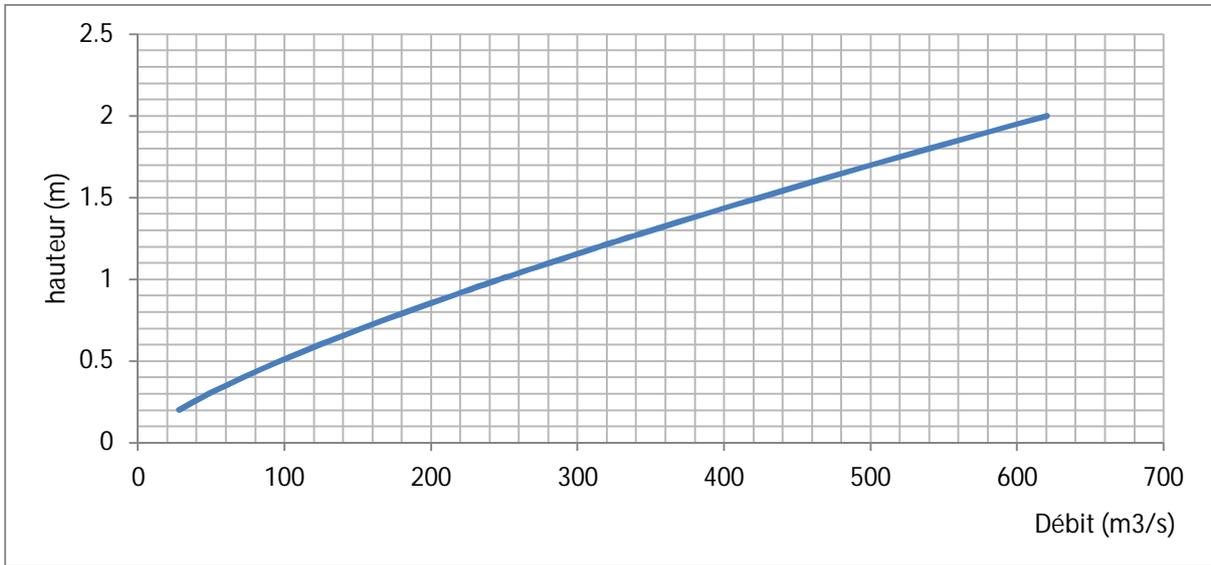


Figure V.2 Courbe de tarage.

V.1.3.2 Etude technico-économique

Le diamètre optimal qui doit être adopté dans le projet est celui qui correspondrait au minimum de la somme des coûts de la galerie et des batardeaux.

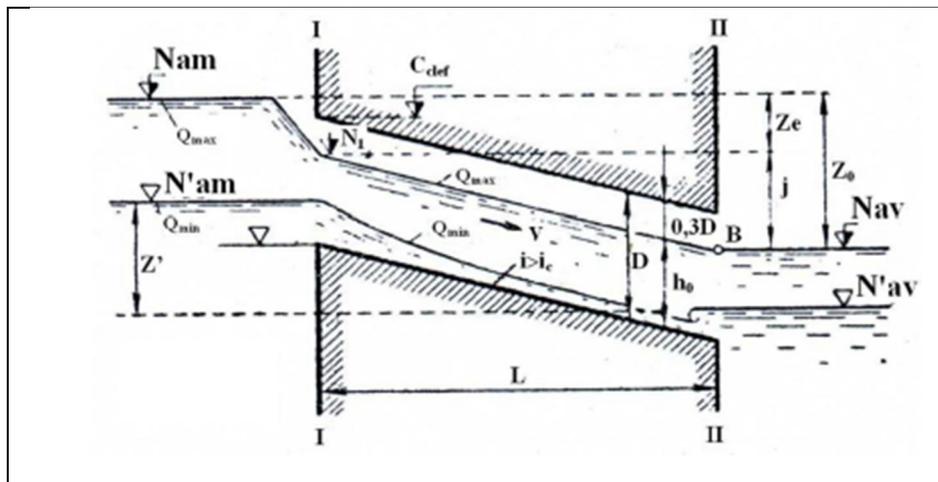


Figure V.3 Coupe longitudinale de la galerie de dérivation.

Le calcul des paramètres géométriques correspondants à la galerie de dérivation s'effectue sous forme de tableau ci- dessous :

Données de calcul :

- Longueur de la galerie : $L=226\text{m}$.
- Débit de chantier : $Q_{10\%}=292.74 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Côte de niveau maximal aval : 511.62m ,



- Coûte d'excavations : 400 DA/1m³,
- Coûte béton : 25000 DA/1m³.
- section transversale du batardeau : $F_{bat} = (L_{CR} + 2 * H_{bat}) * H_{bat}$

Avec : $L_{cr} = 1.65 * \sqrt{H_{Bat}}$ (formule de KNAPEN).

Tableau V.1 Calcul de diamètre optimal de la galerie de dérivation.

N°	Désignation	Calcul hydraulique						
		4	4.5	5	5.5	6	6.5	7
1	Diamètre (m)							
2	Section de la galerie (m ²)	12.56	15.90	19.63	23.75	28.26	33.17	38.47
3	profondeur de remplissage (h0=0.7D)	2.8	3.15	3.5	3.85	4.2	4.55	4.9
4	Section mouillée (A1=0.74A) en m ²	9.29	11.76	14.52	17.57	20.91	24.54	28.46
5	Rayon hydraulique (R=0.3D)	1.2	1.35	1.5	1.65	1.8	1.95	2.1
6	Coefficient de Chezy (n=0.013, béton)	79.30	80.87	82.30	83.62	84.84	85.98	87.05
7	Vitesse (m ² /s)	31.50	24.89	20.16	16.66	14.00	11.93	10.28
8	Pente (i=V ² /C ² .R).	0.13	0.07	0.04	0.02	0.02	0.01	0.01
9	pertes de charge linéaires (j=iL), en m	34.84	18.59	10.60	6.37	4.01	2.62	1.76
10	Pertes de charge à l'entrée (Z _e =V ² /2.g. φ ²) φ=0.9	62.42	38.97	25.57	17.46	12.33	8.95	6.66
11	Différence de niveaux amont et aval	97.26	57.56	36.17	23.84	16.34	11.57	8.42
12	Niveau du plan d'eau amont	603.41	563.71	532.32	519.99	516.49	515.72	514.57
13	Niveau d'eau dans la section I-I	540.99	524.74	516.75	512.52	510.16	508.77	507.91
14	cote du seuil de la galerie	538.19	521.59	513.25	508.67	505.96	504.22	503.01
		Calcul des volumes des travaux						
15	Cote du batardeau amont (m).	592.41	552.71	521.32	518.99	516.49	515.72	513.57
16	section transversale du batardeau	19641.9	6389.98	2255.60	829.26	303.55	103.78	29.26
17	volume du batardeau	491049	159749.5	56390.0	20731.4	7588.8	2594.6	731.62
18	Coût de batardeau	196.42	63.90	22.56	8.29	3.04	1.04	0.29
19	volume de la galerie	3328.40	4212.51	5200.63	6292.76	7488.9	8789.0	10193.2
20	Coût de la galerie	83.21	105.31	130.02	157.32	187.22	219.73	254.83
21	coût total (M DA).	279.63	169.21	152.57	165.61	190.26	220.76	255.12

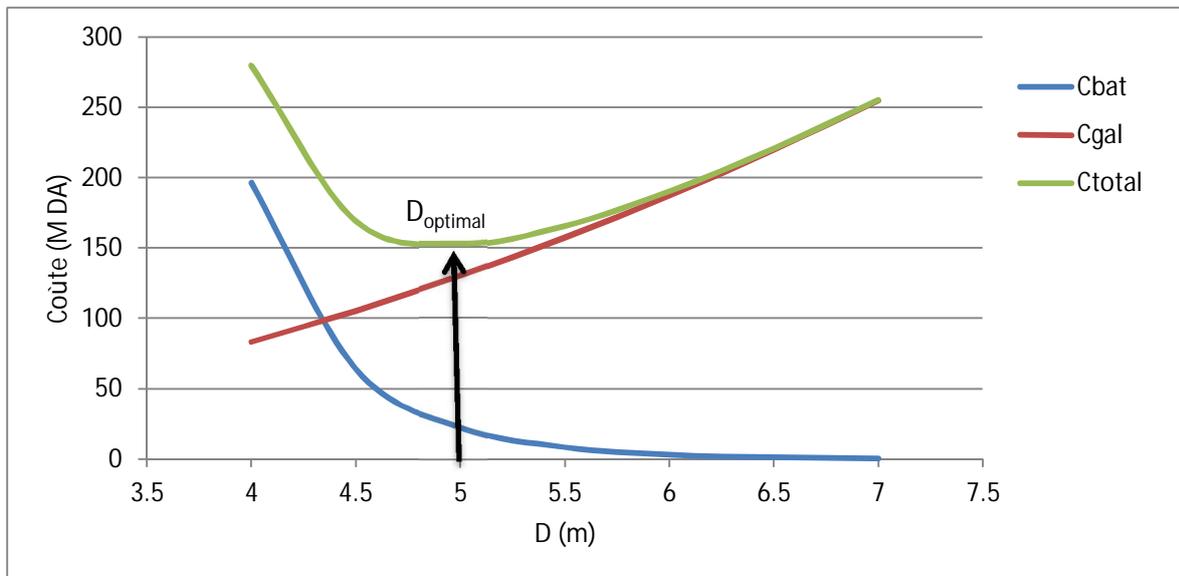


Figure V.4 Courbe d'optimisation de diamètre de la galerie de dérivation.

D'après le calcul d'optimisation, le diamètre optimum calculé est de 5m, qui correspondant à une élévation de 9.17 m et une pente de 0.04. La cote de batardeau amont est de 521.32m. La section d'entrée de la galerie est rectangulaire pour avoir un écoulement fluvial.

V.1.5 Construction du batardeau

Il s'agit d'un ouvrage en remblai constitué avec les matériaux graveleux tout venant des zones d'empreintes des matériaux de construction. La crête du batardeau a une largeur de 5 m et les pentes des parements amont et aval sont de 2/1, l'étanchéité de la digue est assurée par un noyau en argile, Le parement amont comporte une protection en rip-rap un draine et un filtre.

La dérivation provisoire fonctionnera pendant les travaux, par la suite, le même ouvrage arbitera l'achèvement de la prise d'eau et de la vidange de fond.

V.2 Ouvrage de Prise d'eau

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normal de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

V.2.1 Type de prise

a. Prise d'eau en conduite enterré

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs sont le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.



b. 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.

c. Tour de prise

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

Vu, les problèmes que peuvent causer les deux premiers types de prises, on optera pour une conduite en acier posé à l'intérieur de la galerie de dérivation alimentée par une tour de prise situé à la rive droite.

V.2.2 Dimensionnement de la conduite de prise d'eau

Le but du dimensionnement d'une prise d'eau est de trouver une géométrie idéal pour que :

- Les pressions soient positives en tout point,
- Les pertes de charge soient petites,
- L'écoulement reste potentiel (pas de turbulences),
- Aucune zone de cavitation ou de sous-pression n'apparaisse le long du pertuis d'entrée,
- L'écoulement ne provoque pas de vibrations des grilles ou des vannes.

Tableau V.2 Répartition mensuelle des besoins.

Besoins	Mois												Année
	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	
AEP	0.42	0.47	0.47	0.66	0.96	1.2	1.38	0.99	0.69	0.52	0.43	0.43	7.66
Irrigation	1.38	0.71	0	0	0	0	0	1.02	2.16	2.73	3.89	2.73	14.62
Total	2.01	1.28	0.51	0.78	1.15	1.44	1.62	2.22	3.07	3.62	4.77	3.53	23.28

La conduite de prise d'eau dimensionnée avec le débit maximal demandé à l'aval.

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} = \frac{4.77 * 10^6}{31 * 24 * 3600} = 1.78 m^3 / s$$

Et $Q = \mu * S * \sqrt{2gH}$ Alors : $S = \frac{Q}{\mu * \sqrt{2gH}} = 0.1817 m^2$

Avec : μ – Coefficient de débit ; $\mu = 0.3$;

S : Section de la conduite en m^2 .

$$D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} = 0.48 m . \text{ Soit } D = 500 mm.$$

- Correction de coefficient de débit

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi}} \dots \dots \dots (V.2)$$

$\sum \xi$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières.



Pertes de charges linières :

$$\text{Avec : } \xi_L = \frac{\lambda * L}{D} \text{ et } \lambda = \frac{125 * n^2}{D^{1/3}}$$

λ : Coefficient de pertes de charges linéaires ;

n : Coefficient de rugosité ; $n = 0.010$;

D : Diamètre de la conduite ; $D=500$ mm ;

L : Longueur de la conduite de prise d'eau en m ; $L = 800$ m.

$$\xi_L = 2.52m$$

Généralement les pertes de charges singulières estimées à 15% des pertes de charges linières.

Alors : $\sum \xi = 2.90m$.

$$\mu = 0.506 \text{ Alors : } S=0.108m^2 \text{ et } D = 0.371m \longrightarrow D = 400mm.$$

La vitesse dans la conduite est de : $V = 4.45m/s$.

V.2.3 Description de vortex

Les écoulements tourbillonnants provoqués par les ouvrages de prise tendent à générer des vortex, ces derniers peuvent être définis comme la structure cohérente d'un fluide rotationnel caractérisé par une surface creuse. Au point de vue de la formation des vortex, les exigences hydrauliques requises pour une prise d'eau sont :

- Ecoulement sans formation de vortex important,
- Entrainement d'air négligeable dans le cas où un vortex ne peut être évité,
- Formation limitée de mouvement rotationnel.

V.3 Ouvrage de vidange

V.3.1 Généralités

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval).
- De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).
- De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

a. Conduite de vidange en charge

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est en fonction du débit à évacuer.

b. Conduites à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.



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

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

c. Ouvrages de vidange à batardeau

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

V.3.2 Choix de variante

Dans le cas des digues en terre ou en enrochement, la galerie ou la conduite de vidange du fond ne doit jamais traverser les remblais et surtout le noyau d'étanchéité pour les raisons suivantes :

- Tassement différentiels parce que la galerie en béton est beaucoup plus rigide que le remblai.
- Chemin de percolation préférentiel le long de la galerie en béton avec un risque d'érosion interne.
- Compactage délicate proche de la galerie en béton.

Une solution souvent adoptée est la combinaison de la vidange du fond avec la galerie de dérivation, à la fin de la construction, la galerie de dérivation est transformée en vidange du fond. Cette transformation nécessite la modification de l'entrée, la construction de la chambre des vannes, la modification de l'entrée à l'aval des vannes et l'implantation des ouvrages de restitution.

Une vidange du fond aménagé dans une galerie contient les éléments suivants:

- L'ouvrage d'entrée contenant la prise d'eau équipée d'une grille grossière.
- La galerie de vidange amont avec un écoulement en charge.
- La chambre des vannes constituées en général d'une vanne de service et d'une vanne de garde par passe.
- Le système d'aération à l'aval des vannes.
- La galerie de vidange aval avec un écoulement à surface libre.
- Ouvrage de restitution.

I.3.3 Vannes de fond

On peut distinguer trois types principaux de vannes de fond :

- Vanne à glissières** : s'impose surtout pour les chambres des charges importantes, cette vanne repose sur des glissières verticales aval qui servent également de dispositif d'étanchéité.
- Vanne Wagon** : convient comme vanne de fond pour charge moyenne, elle s'appuie sur des roues posées sur des rails verticaux dans les niches.
- Vanne segment** : le domaine d'applications est proche de celui de la vanne Wagon, l'élément s'opposant à la pression de l'eau est un segment à surface cylindrique, dont l'arrêt



inférieur est à paroi mince. Un avantage de ce type de vanne est l'absence de niches, le risque de cavitation est exclu.

V.3.4 Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange

- Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.
- Prévoir une bonne assise pour la conduite.
- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minimums de vidange qu'on doit tenir en compte, sont donnés dans le Tableau ci-après :

Tableau V.3 Type de vidange de fond en fonction de $H^2 \cdot \sqrt{V}$

$H^2 \cdot \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	P V C ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne réglable en avale.

H : Hauteur du barrage en [m].

V : Volume d'eau stocké en [M m³].

V.3.5 Dimensionnement de la conduite de vidange

Lors de l'évacuation par vidange de fond, le volume d'eau évacué est composé du volume utile du barrage et du débit moyen entrant au barrage durant cette période.

Le débit évacué par la vidange sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r$$

V_u : volume utile en m³ ;

T : Temps de vidange en jours, T = 20 jours

Q_r : Débit entrant dans la retenue pendant le vidange (pris égal au débit moyen annuel)

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r = \frac{46.048 * 10^6}{20 * 24 * 3600} + 1.30 = 27.95 m^3 / s$$

$$Q_{vf} = C_d \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \text{ Alors : } S = \frac{Q_{vf}}{C_d \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}}$$

Cd : Coefficient de débit (Cd=0.8).



$S = 1.26m^2$.

Alors : $D = 1,27m$.

On opte pour une conduite en béton armé de diamètre $D=1500mm$.

- **Correction de coefficient de débit**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi}}$$

$\sum \xi$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières.

- Pertes de charges linières :

Avec : $\xi_L = \frac{\lambda * L}{D}$ et $\lambda = \frac{125 * n^2}{D^{1/3}}$

- λ : Coefficient de pertes de charges linéaires ;
- n : Coefficient de rugosité ; $n = 0.014$;
- D : Diamètre de la conduite ; $D=1500$ mm ;
- L : Longueur de la conduite de vidange en m ; $L = 120$ m.

$$\xi_L = 1.71m$$

- Pertes de charges singulières :

$$\xi_S = \xi_{entrée} + \xi_{sortée} + \xi_{vannes} + \xi_{grille}$$

$\xi_{entrée} = 0.5m$, $\xi_{sortée} = 1m$, $\xi_{vannes} = 0.2m$, et $\xi_{grille} = 0.25m$.

$$\xi_S = 2.15m$$

Alors : $\mu = 0.45$.

$S = 2.25m^2$ et $D = 1.69$ m. \longrightarrow $D = 2000mm$.

V.3.6 Temps de vidange

Le calcul de temps de vidange de fond se fait avec un pas de 3m de hauteur de barrage.

Les résultats de calcul sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.4 Calcul de temps réel de vidange total de la retenue.

Côte (m)	Côte moyenne(m)	Zi (m)	Q (m ³ /s)	V (Mm ³)	T (s)
563.72				47.72	228438.433
560	561.86	52.1	45.1762861	37.4	393827.92
557	558.5	48.38	43.5336013	30.2	576455.69
554	555.5	45.38	42.1622626	22.5	686899.244
551	552.5	42.38	40.7447952	18	788742.077
548	549.5	39.38	39.2762051	14	902647.774
545	546.5	36.38	37.7505263	9.7	1007734.72
542	543.5	33.38	36.1605335	5.9	1109191.83
539	540.5	30.38	34.4973352	2.4	1182474.77
536	537.5	27.38	32.7497799	0	1182474.77

Le temps de vidange est de 13 jours, 16 heures et 27 minutes, avec une vitesse d'abaissement de 2.025m/jours.



Chapitre VI :

Organisation de chantier

Introduction

Une reconnaissance meilleur du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

Une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne pas soit onéreux. Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du barrage Renem tout en assurant :

- Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.)
- La rapidité des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

VI.1 Organisation technique et données préparatoires

Les opérations essentielles dans l'organisation technique pour la construction commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

- 1- Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
- 2- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

VII.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain de larges espaces, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

VI.2.1 Installations destinées au personnel

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier...etc.

VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un

croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et la faciliter de dosage du béton, et les aciers dans des baraquements, hangars... etc.

VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VI.2.4 Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites...etc.

VI.3 Travaux de réalisation

VI.3.1 Travaux de terrassements

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

VI.3.2 Travaux d'excavations

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue, l'évacuateur de crues et les zones d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

VI.3.3 Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- ✓ L'aménagement de la zone d'emprunt.
- ✓ Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- ✓ Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

VI.4 Les moyens de chantier

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre et les ouvrages annexes nécessitent l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux. On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques



principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du barrage.

a. Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences. Le personnel nécessaire pour le projet du barrage est :

- Conducteur des travaux : pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers,
- Contre maître.
- Chauffeurs pour les engins et les camions.
- Ouvriers.
- Ferrailleurs.
- Soudeurs.
- Coffreurs.
- Topographes

b. Les engins de terrassement

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et le transport des matériaux de construction, les bétonnages et la réalisation des finitions (remblai— enrochement ...) se fait appel aux engins suivants :

- Bulldozer : pour les terrassements de masse et les voies d'accès.
- Chargeur (à pneus et à chenilles) : pour le chargement des déblais.
- Camion benne : pour le transport des déblais et les matériaux de construction.
- Pelle hydraulique : pour le creusement des fouilles.
- Décapeuse.
- Pompe immergée : pour l'évacuation des eaux de chantiers en période hivernale.
- Camion-citerne : pour le transport de carburant aux engins et transport de l'eau pour la confection de béton.
- Compacteur : pour le compactage des matériaux de construction de la digue.
- Grue à portique : pour la mise en place de béton et pour placer le coffrage ainsi les aciers.
- Camion malaxeur : pour le transport de béton.

b. Le matériel des bétonnages

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur, tour de prise, canal de dérivation...).

VI.5 Planification

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Economique (avec des bénéfices).

VI.5.1 Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- a. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- b. Dimensions du projet

On applique la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n} \quad \text{Avec: } \begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

Il existe deux types de plan de travail :

a. Plan de travail au plus tôt

Dans ce cas, toutes les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

b. Plan de travail au plus tard :

Toutes les opérations commencent à une date au plus tard; les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsque ses moyens sont limités (plus économique).

VI.5.2 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;



- Exécution du travail le plus économiquement possible.

VI.5.3 Symboles des différentes opérations

Les symboles des opérations sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.01 Symboles des opérations.

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Installation de chantier et accès	A	5
Installation concassage et centrale à béton	B	4
Travaux de terrassement rives et lit de l'oued.	C	2
Excavation clef Rive gauche (pour l'évacuateur de crue)	D	6
Excavation fondation Rive droit (pour la galerie de dérivation)	E	6
Réalisation de la galerie de dérivation	F	8
Réalisation des batardeaux	G	2
Construction de la digue	H	15
Revêtement des talus de la digue	I	6
Construction de déversoir et coursier	J	7
Construction du bassin de dissipation et excavation canal de fuite	K	5
Réalisation de la tour de prise	L	8
Prise d'eau et Vidange de fond	M	6
Équipements hydromécaniques	N	1
Travaux de finition et mise en eau.	O	4

VI.5.4 Techniques de la planification

Il existe trois principales méthodes de planification à savoir :

- 1) Méthode basée sur le réseau ou méthode C.P.M .
- 2) Méthode basée sur le tableau
- 3) Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.



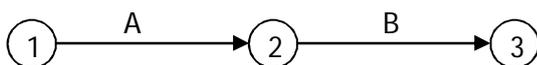
VII.5.4.1 Méthodes basées sur le réseau

✓ Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

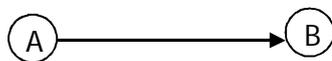
a. Réseau à flèches

L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



b. Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

Cette méthode consiste à faire le calcul allé et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

Tableau VI.2 Les paramètres du réseau à nœuds :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

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.

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT



$$\text{Et : } \begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCP = DFPP - TR \\ MT = DFPP - DFP \\ DCP_i + TR = DFP_i \\ DFP_i = DCP_{i+1} \end{cases}$$

Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double

condition suivante : $C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$



$$DTR = \sum TR = 5 + 2 + 5 + 15 + 6 + 8 + 6 + 1 + 4 = 52 \text{ mois}$$

D'après le réseau à nœuds le temps de réalisation est de **52 mois**.

VI.5.4.2 Planification avec la méthode de tableau

Elle s'applique à base du réseau à flèche.

Les résultats de calcul par cette méthode sont donné dans le tableau ci-après :

Tableau VI.3 Détermination du chemin critique par la méthode du tableau :

Opération	TR(mois)	D.P		D.F.P		MT
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1-2	5	0	5	0	5	0
2-3	4	5	9	32	36	27
2-4	2	5	7	5	7	0
3-5	7	9	14	36	43	27
3-6	0	9	9	37	37	28
4-6	6	7	13	31	37	24
4-7	5	7	12	7	12	0
5-12	5	14	19	43	47	28
6-8	8	13	21	37	45	24
7-9	15	12	27	12	27	0
8-12	2	21	23	45	47	24
9-10	6	27	33	27	33	0
10-11	8	33	41	33	41	0
11-12	6	41	47	41	47	0
12-13	1	47	48	47	48	0
13-14	4	48	52	48	52	0

D'après le tableau ci-avant le temps de réalisation est de **52 mois**.



VI.5.4.3 Planification avec la méthode de GANTT (méthodes des barres)

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux afin de planifier avec le diagramme à barres.

Schéma du réseau à nœud de l'organigramme des opérations est le diagramme de Gant sont représentées dans la planche N° 05.

Conclusion

Organiser le barrage de Renem en coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour la construction de ce barrage.

Tel est l'objet de ce chapitre, malgré les problèmes auxquels nous nous sommes heurtés (tels que manque de documents détaillés), nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent à l'organisation de chantier.

Une importance a été donnée à l'organisation de la construction, une organisation compatible avec tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaire et sur tous les points de chantier.

La construction du barrage Renem devrait durer environ 4 années et 4 mois.



CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude nous avons essayé de traiter les ouvrages annexes du barrage Renem et interpréter les résultats de calcul. Les conclusions tirées sur les différentes étapes de l'étude ont permis d'arriver aux points suivants :

- La construction du barrage de Renem est réalisable avec condition de traitement de fondation de la digue.
- Grâce a la capacité de sa retenue, le barrage peut assurer la demande en eau potable domestique, industrielle et de l'irrigation des terres agricoles de la région.
- La cote NNR est fixée à 563.72 m NGA et la cote NPHE correspond à la crue de projet millénaire (589.66 m³/s) est de 566.07 m NGA.
- La cote en crête est fixée à 568.85m, sa largeur est 10m.
- L'évacuateur de crues projeté est latéral à entonnement latéral de largeur déversante de 60m, comprendra un déversoir de profil Creager, un chenal d'écoulement, un coursier et un bassin de dissipation USBR type III.
- La dérivation provisoire est une galerie souterraine circulaire, fonctionnera pendant les travaux, par la suite, le même ouvrage abritera l'achèvement de la prise d'eau et de la vidange de fond.



Références Bibliographiques :

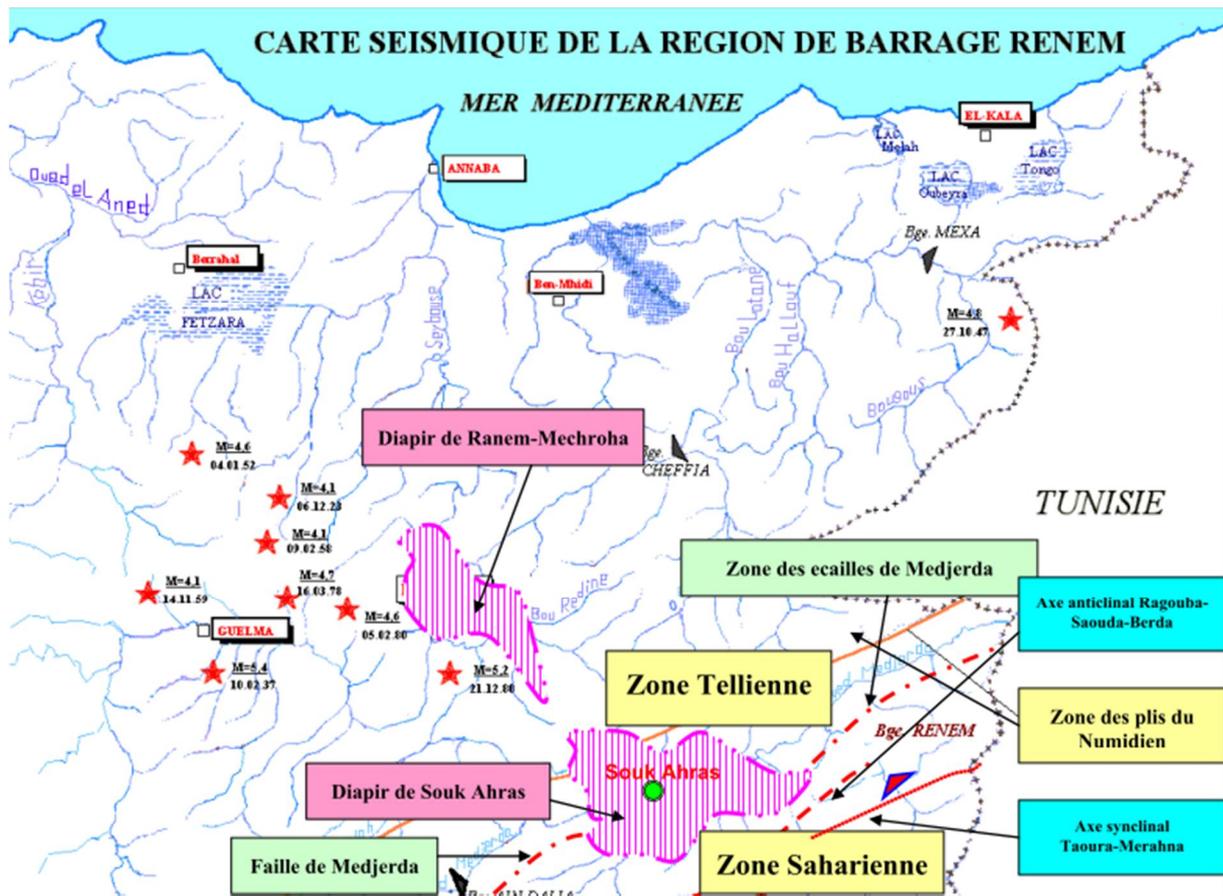
- [1] **ANBT (2002)** Rapports de l'étude de faisabilité du Barrage Renem W. Souk-Ahras.
- [2] **TOUAIBIA. B (2004)** Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.
- [3] **TOUAIBIA .B et BENLAOUKLI. B (2004)** Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.
- [4] **ROCHE.M (1963)** Hydrologie de surface. ORSTOMP. Gauthier-Villars Editeur.
- [5] **ROLLEY. R (1997)** Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles.
- [6] **DESIGN OF SMALL DAMS (1987)** United States of the Department of the interior, Bureau of Reclamation. Third Edition.
- [7] **KHATSURIA. R. M (2005)** Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators. Georgia Institute of Technology Atlanta, Georgia
- [8] **MINOR. H.E, HAGER W. H (2000)** Hydraulics of Stepped Spillway, Zurich.
- [9] **WILLIH ANTON. J. S (2010)** Constructions hydrauliques. Volume 15.
- [10] **ANTON. J. S, HENRI. P (2010)** Les barrages. Volume 17.
- [11] **M. HASSANE (1998)** Extrait de cours d'ouvrages hydrotechniques, ENSH(Blida).
- [12] **MIHOUBI. M. K (2000)** polycopie d'ouvrage hydrotechnique. ENSH(BLIDA).



ANNEXES



Annexe I.1 Sismicité de la région d'étude.



★ Epicentre du séisme

M=4.1 Magnitude du séisme

27.10.47 Date;



Annexe I.2 Résultats des essais en laboratoire. (Zone d'emprant des grès)

FIRME:	LABORATOIRE DE CHANTIER CMO-3 "VODSTROY"	PROPRIETES PHYSIQUES ET MECANIKES DES TERRAINS ROCHEUX
SITE:		RENEM
Zone d'emprunt des grès		

EN ETAT NATUREL

Nombre de déterminations	Indices normatifs	Indices de calcul pour les groupes des états limites							
		I	II						
	$r_n, g/cm^3$	$r_l, g/cm^3$	$r_{ll}, g/cm^3$						
32	2.30	2.30	2.30						
VALEURS DES INDICES STATISTIQUES UTILISES PENDANT LES CALCULS									
t_a	1.70	S	0.065	V	0.028	r_a	0.008	g_g	1.00

APRES LA SATURATION

Nombre de déterminations	Indices normatifs	Indices de calcul pour les groupes des états limites							
		I	II						
	$R'_{cs n}, kg/cm^2$	$R'_{cs l}, kg/cm^2$	$R'_{cs ll}, kg/cm^2$						
17	132	106	132						
VALEURS DES INDICES STATISTIQUES UTILISES PENDANT LES CALCULS									
t_a	1.75	S	63.66	V	0.475	r_a	0.202	g_g	1.25



Annexe I.3 Volume des travaux de forages réalisés au site du barrage.

N ^o N ^o	Numéro du sondage	Profondeur, m	Quantité de monolithes prélevés	Nombre d'essais d'eau
SITE DU BARRAGE				
1	SR-1	80	7	14
2	SR-2	55	6	8
3	SR-3	56	5	8
4	SR-4	80	16	16
5	SR-5	40	4	6
6	SR-6	40	2	6
7	SR-7	30	2	-
8	SR-8	30	1	6
9	SR-9	25	-	-
10	SR-10	65	1	9
11	SR-11	80	10	12
12	SR-101	100	11	18
13	SR-102	100	10	19
14	SR-103	50	5	8
15	SR-104	40	6	7
16	SR-105	50	8	9
17	SR-106	50	12	8
18	SR-107	50	8	7
19	SR-108	30	4	4
Somme :		1051	118	165
CARRIERE DE PIERRE				
20	SR-1C	20	6	
21	SR-2C	20	6	
22	SR-3C	20	6	
23	SR-4C	20	5	
24	SR-5C	20	3	
25	SR-6C	40	6	
Somme :		140	32	
Total :		1191	150	165



Annexe I.4 Composition granulométrique des pierres cassées non traités.

Dimension des mailles des tamis, mm	Tamis, g	Tamis partiels, %
20,0	2660	17,7
15,0	4740	31,6
12,5	1980	13,2
10,0	2250	15,0
7,5	2060	13,7
5,0	920	6,1
3,0	180	1,2
0,5	38	0,3
1,25	31	0,2
<1,25	141	1,0



Annexe II.1 Précipitations maximales journalière selon la poste météorologique à Souk Ahras
Code 121010.

année	P_{J max} (mm)	année	P_{J max} (mm)
1969	49,9	1990	51,5
1970	55,9	1991	72
1971	41,4	1992	39,9
1972	35,4	1993	20,5
1973	25,7	1994	16,2
1974	32,7	1995	44
1975	66,5	1996	38,1
1976	64,5	1997	42,5
1977	32,4	1998	45,5
1978	45,1	1999	65,3
1979	52,4	2000	57,2
1980	52,4	2001	48,7
1981	37,7	2002	53,6
1982	32,4	2003	90,5
1983	48,2	2004	56
1984	74,4	2005	60,8
1985	18,6	2006	42
1986	43	2007	29,4
1987	17,9	2008	55,9
1988	39,6	2009	34,2
1989	29,4		

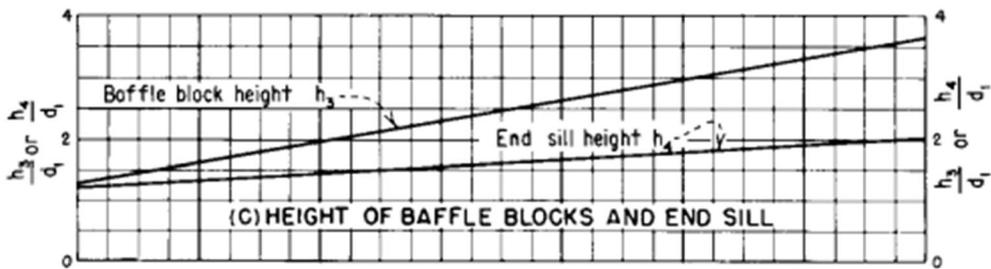
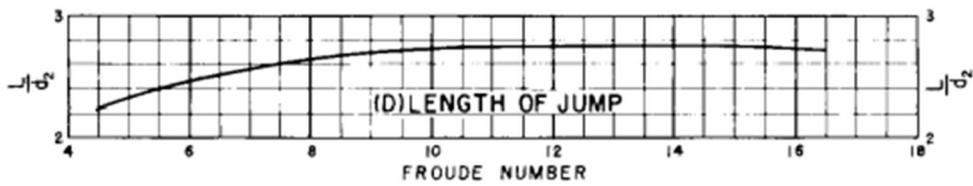
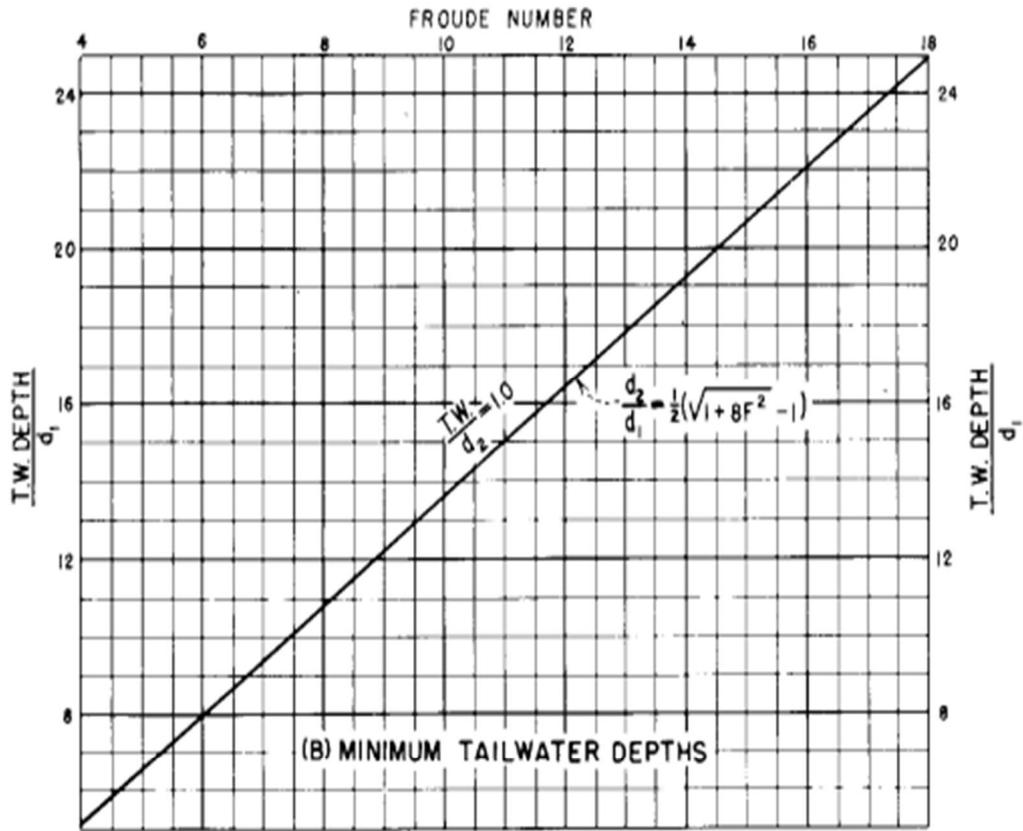


Annexe II.3 Calcul de la régularisation interannuelle pour un coefficient de régularisation $\alpha=0.9$.

N	Racine n	Cv(n)	Cs(n)	F(n) p%	Kp%	Zp%
1	1.0	0.67	0.724	-1.177	0.209	0.691
2	1.4	0.48	0.512	-1.208	0.426	0.948
3	1.7	0.39	0.418	-1.228	0.524	1.129
4	2.0	0.34	0.362	-1.234	0.585	1.258
5	2.2	0.30	0.324	-1.236	0.629	1.357
6	2.4	0.27	0.296	-1.242	0.659	1.444
7	2.6	0.25	0.274	-1.246	0.684	1.515
8	2.8	0.24	0.256	-1.25	0.703	1.576
9	3.0	0.22	0.241	-1.252	0.720	1.624
10	3.2	0.21	0.229	-1.254	0.734	1.665
11	3.3	0.20	0.218	-1.256	0.746	1.699
12	3.5	0.19	0.209	-1.258	0.756	1.728
13	3.6	0.19	0.201	-1.26	0.765	1.753
14	3.7	0.18	0.193	-1.261	0.774	1.771
15	3.9	0.17	0.187	-1.261	0.781	1.782
16	4.0	0.17	0.181	-1.262	0.788	1.792
17	4.1	0.16	0.176	-1.262	0.794	1.797
18	4.2	0.16	0.171	-1.263	0.800	1.801
19	4.4	0.15	0.166	-1.263	0.805	1.800
20	4.5	0.15	0.162	-1.264	0.810	1.799
21	4.6	0.15	0.158	-1.264	0.815	1.792
22	4.7	0.14	0.154	-1.265	0.819	1.787
23	4.8	0.14	0.151	-1.265	0.823	1.777
24	4.9	0.14	0.148	-1.265	0.826	1.765
25	5.0	0.13	0.145	-1.266	0.830	1.754
26	5.1	0.13	0.142	-1.266	0.833	1.738
27	5.2	0.13	0.139	-1.266	0.836	1.721
28	5.3	0.13	0.137	-1.266	0.839	1.702
29	5.4	0.12	0.134	-1.267	0.842	1.685
30	5.5	0.12	0.132	-1.267	0.845	1.663

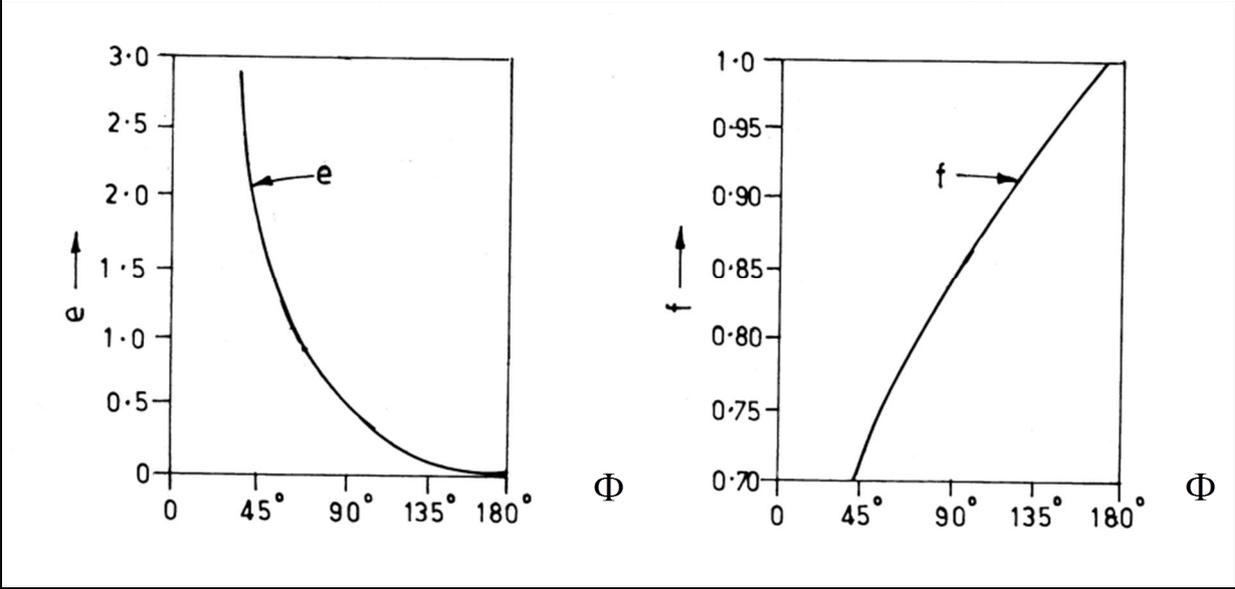


Annexe III.3 Abaques de calcul de bassin de dissipation USBR type III.





Annexe III.4 Facteurs de calcul l'effet du coin de déversoir dans l'évacuateur en bec de canard en fonction de l'angle Φ .





Annexe II.2 Calcul de la pluie de courte durée de différentes fréquences et leurs intensités.

Tr (ans)	5		10		20		50		100		1000		10000	
Fréquence (%)	20		10		5		2		1		0.1		0.01	
Pmax p% (mm)	59.1		70.1		80.7		94.4		105		139		173	
Th (h)	Pmax j, p%(mm)	Io (mm/h)												
1.00	20.06	20.06	23.79	23.79	27.39	27.39	32.21	32.21	35.64	35.64	47.18	47.18	58.72	58.72
2.00	25.39	12.70	30.12	15.06	34.67	17.33	40.77	20.39	45.11	22.55	59.72	29.86	74.32	37.16
3.00	29.14	9.71	34.57	11.52	39.79	13.26	46.80	15.60	51.78	17.26	68.54	22.85	85.31	28.44
4.00	32.14	8.03	38.12	9.53	43.88	10.97	51.61	12.90	57.10	14.27	75.59	18.90	94.08	23.52
5.00	34.67	6.93	41.12	8.22	47.34	9.47	55.67	11.13	61.60	12.32	81.54	16.31	101.49	20.30
6.00	36.89	6.15	43.75	7.29	50.37	8.40	59.23	9.87	65.54	10.92	86.76	14.46	107.98	18.00
7.00	38.87	5.55	46.11	6.59	53.08	7.58	62.42	8.92	69.06	9.87	91.43	13.06	113.79	16.26
8.00	40.68	5.08	48.25	6.03	55.55	6.94	65.32	8.16	72.27	9.03	95.67	11.96	119.08	14.88
9.00	42.34	4.70	50.22	5.58	57.82	6.42	67.99	7.55	75.22	8.36	99.58	11.06	123.94	13.77
10.00	43.88	4.39	52.05	5.21	59.92	5.99	70.47	7.05	77.97	7.80	103.22	10.32	128.46	12.85
11.00	45.33	4.12	53.77	4.89	61.90	5.63	72.79	6.62	80.54	7.32	106.61	9.69	132.69	12.06
12.00	46.69	3.89	55.38	4.62	63.76	5.31	74.97	6.25	82.95	6.91	109.82	9.15	136.68	11.39
13.00	47.98	3.69	56.91	4.38	65.52	5.04	77.04	5.93	85.24	6.56	112.85	8.68	140.45	10.80
14.00	49.20	3.51	58.36	4.17	67.19	4.80	79.01	5.64	87.42	6.24	115.72	8.27	144.03	10.29
15.00	50.37	3.36	59.75	3.98	68.78	4.59	80.88	5.39	89.49	5.97	118.47	7.90	147.45	9.83
16.00	51.49	3.22	61.07	3.82	70.31	4.39	82.68	5.17	91.48	5.72	121.10	7.57	150.72	9.42
17.00	52.56	3.09	62.34	3.67	71.77	4.22	84.40	4.96	93.38	5.49	123.62	7.27	153.86	9.05
18.00	53.59	2.98	63.57	3.53	73.18	4.07	86.06	4.78	95.22	5.29	126.05	7.00	156.88	8.72
19.00	54.59	2.87	64.75	3.41	74.54	3.92	87.65	4.61	96.98	5.10	128.39	6.76	159.79	8.41
20.00	55.55	2.78	65.89	3.29	75.85	3.79	89.20	4.46	98.69	4.93	130.65	6.53	162.60	8.13
21.00	56.48	2.69	66.99	3.19	77.12	3.67	90.69	4.32	100.34	4.78	132.83	6.33	165.32	7.87
22.00	57.38	2.61	68.06	3.09	78.35	3.56	92.13	4.19	101.94	4.63	134.95	6.13	167.96	7.63
23.00	58.25	2.53	69.09	3.00	79.54	3.46	93.54	4.07	103.49	4.50	137.00	5.96	170.51	7.41
24.00	59.10	2.46	70.10	2.92	80.70	3.36	94.90	3.95	105.00	4.38	139.00	5.79	173.00	7.21



Annexe II.4 Résultats de calcul de laminage par la méthode de Kotcherine.

Hd	PHE	Vf	VPHE	qmax,p%=	B=40m	B=45m	B=50m	B=55m	B=60m	B=65m	B=70m	B=75m	B=80m	B=85m	B=90m	B=95m	B=100m
0.4	564.12	0.95	53.02	567.62	21.96	24.71	27.45	30.20	32.94	35.69	38.44	41.18	43.77	46.67	49.42	52.16	54.91
0.5	564.22	1.19	53.26	562.11	30.70	34.53	38.37	42.20	46.04	49.88	53.72	57.55	61.16	65.22	69.06	72.90	76.74
0.6	564.32	1.43	53.50	556.60	40.35	45.39	50.44	55.48	60.52	65.57	70.61	75.65	80.40	85.73	90.79	95.83	100.87
0.7	564.42	1.67	53.74	551.09	50.85	57.20	63.56	69.91	76.26	82.63	88.98	95.33	101.32	108.04	114.40	120.76	127.11
0.8	564.52	1.90	53.98	545.58	62.12	69.89	77.65	85.41	93.18	100.95	108.71	116.48	123.79	132.00	139.77	147.54	155.30
0.9	564.62	2.14	54.21	540.07	74.13	83.39	92.66	101.92	111.18	120.46	129.72	138.98	147.71	157.50	166.78	176.05	185.31
1	564.72	2.38	54.45	534.56	86.82	97.67	108.52	119.37	130.22	141.08	151.93	162.78	173.00	184.47	195.34	206.19	217.04
1.1	564.82	2.62	54.69	529.05	100.16	112.68	125.20	137.72	150.23	162.76	175.28	187.80	199.59	212.82	225.36	237.88	250.40
1.2	564.92	2.86	54.93	523.54	114.13	128.39	142.65	156.92	171.18	185.45	199.72	213.98	227.41	242.49	256.78	271.04	285.31
1.3	565.02	3.09	55.16	518.22	128.69	144.77	160.85	176.93	193.02	209.11	225.19	241.28	256.43	273.43	289.54	305.62	321.70
1.4	565.12	3.28	55.36	513.64	143.82	161.79	179.76	197.74	215.71	233.70	251.67	269.65	286.57	305.57	323.58	341.55	359.53
1.5	565.22	3.48	55.55	509.06	159.50	179.43	199.36	219.30	239.23	259.18	279.11	299.05	317.82	338.89	358.86	378.80	398.73
1.6	565.32	3.68	55.75	504.47	175.71	197.67	219.63	241.59	263.55	285.53	307.48	329.44	350.13	373.34	395.34	417.30	439.26
1.7	565.42	3.88	55.95	499.89	192.44	216.49	240.54	264.59	288.64	312.71	336.76	360.81	383.46	408.88	432.98	457.03	481.08
1.8	565.52	4.08	56.15	495.31	209.67	235.87	262.07	288.27	314.48	340.70	366.90	393.11	417.79	445.49	471.74	497.94	524.14
1.9	565.62	4.27	56.35	490.72	227.38	255.79	284.21	312.63	341.04	369.48	397.90	426.32	453.08	483.12	511.59	540.01	568.42
2	565.72	4.47	56.54	486.14	245.56	276.25	306.94	337.63	368.32	399.03	429.72	460.41	489.32	521.76	552.50	583.19	613.88
2.1	565.82	4.67	56.74	481.55	264.21	297.23	330.25	363.27	396.28	429.33	462.35	495.37	526.47	561.38	594.46	627.48	660.49
2.2	565.92	4.87	56.94	476.97	283.30	318.71	354.11	389.52	424.92	460.36	495.77	531.17	564.52	601.95	637.42	672.82	708.23
2.3	566.02	5.07	57.14	472.39	302.84	340.68	378.53	416.38	454.22	492.10	529.95	567.80	603.45	643.45	681.37	719.22	757.06
2.4	566.12	5.26	57.34	467.80	322.80	363.14	403.48	443.83	484.17	524.54	564.89	605.23	643.23	685.87	726.29	766.63	806.97
2.5	566.22	5.46	57.53	463.22	343.19	386.07	428.96	471.85	514.74	557.67	600.56	643.44	683.84	729.18	772.15	815.04	857.93
2.6	566.32	5.66	57.73	458.63	363.98	409.47	454.96	500.44	545.93	591.46	636.95	682.43	725.28	773.37	818.94	864.43	909.91
2.7	566.42	5.86	57.93	454.05	385.18	433.32	481.45	529.59	577.73	625.91	674.05	722.18	767.52	818.41	866.64	914.77	962.91
2.8	566.52	6.06	58.13	449.47	406.78	457.61	508.45	559.28	610.12	661.00	711.84	762.67	810.56	864.30	915.23	966.06	1016.90
2.9	566.62	6.25	58.33	444.88	428.76	482.35	535.93	589.51	643.09	696.73	750.31	803.89	854.36	911.01	964.69	1018.27	1071.86
3	566.72	6.45	58.52	440.30	451.13	507.51	563.89	620.26	676.64	733.07	789.45	845.83	898.93	958.53	1015.02	1071.39	1127.77