

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**



*Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté De Génie de la Construction
Département De Génie Civil*



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2 Académique en Hydraulique

Option : Ouvrages Hydrauliques

Thème

***Dimensionnement De La Digue Du Barrage De
SOUK TLATA Et De Son Evacuateur De Crues***

Réalisée par :

*M^{elle} BELKACEM Kahina
M^{elle} OUNOUH Cylia*

Dirigé par :

professeur KHATTAOUI Mohammed

Promotion : 2019/2020

Remerciement :

Nous adressons nos plus vifs remerciements à notre promoteur, Mr KHATTAOUI Mohammed pour avoir accepté de nous guider dans ce travail et pour le temps précieux qu'il nous a consacré à chaque fois que cela était nécessaire.

Nous tenons également à remercier les membres du jury qui nous feront l'honneur d'examiner ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin afin de réaliser ce travail.

On voudrait exprimer notre profonde gratitude à tous nos amis qui ont contribué à la conception de ce travail.

Kahina & Cylia

Dédicace

A mes parents, Mohammed et Malika, aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Je dédie aussi ce travail :

A mes sœurs : Hayet et Lamia,

A mon frère : Ali,

A ma nièce : Roza,

A mon binôme : OUNOUH Cylia,

A mes amis et amies, Surtout Cylia

A toute la promotion Ouvrages Hydraulique 2020,

A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.

Merci à tous.

KAHINA

Dédicace

A l'âme de mon père Mohammed que dieu l'accueille dans son vaste paradis et à ma mère Ourida ; aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Je dédie aussi ce travail :

A mon frère : Arezki

A mes sœurs : Sara, Melissa et Nadia

A mon cousin que je considère comme un frère : TISSAGOUINE Saïd

A mes cousins et cousines (tante Zahia et sa famille)

A ma deuxième famille (A.R)

A mon binôme : BELKACEM Kahina

A mes amis et amies,

A toute la promotion Ouvrages Hydraulique 2020,

A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.

Merci à tous.

CYLIA

LISTE DES ABREVIATIONS

ANRH : agence nationale des ressources hydraulique

ANBT : agence nationale des barrages et transferts

BV : bassin versant

A : Superficie du bassin. (km^2)

A_0 : Apport moyen interannuel. (hm^3)

A_i : Superficie entre deux courbes de niveau. (km^2)

b: Largeur du déversoir. (m).

C : coefficient de CHEEZY

C_v : Coefficient de variation.

F:Fetch (Km)

Fr : nombre de Froude

g : Accélération de pesanteur [m^2/s]

Hb : hauteur de la digue

Hcr : hauteur critique (m)

hmax: Altitude max. (m)

hmin : Altitude min. (m)

Hmoy : Elévation moyenne du bassin. (m)

Hn : Hauteur totale du noyau (m)

Hn : hauteur normale (m)

HNNR : hauteur de la digue au niveau normal de la retenu(m),

Ic : pente critique

L : Longueur de rectangle équivalent. (m)

L : Longueur moyenne en crête (m)

Lcp : Longueur du cours d'eau principal. (km^2)

Le: Lamé d'écoulement.

m: Coefficient de débit.

M_0 : Module de l'écoulement relatif. ($\text{l/s}/\text{km}^2$)

Me : Module de l'écoulement. (l/s)

LISTE DES ABREVIATIONS

P : Périmètre du bassin versant. (km)

P : Précipitations (mm)

Pm : périmètre mouille (m)

Q : Débit de crue du projet. (m^3/s)

Q(t) : Débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé). (m^3/s)

q: Débit laminé ($m^3 s$).

Qd : Débit de la décrue. (m^3/s)

Qm : Débit de la montée. (m^3/s)

Qmax : Débit maximum de la crue de fréquence considérée. (m^3 /s)

Rv : Revanche (m)

Sc : section critique (m^2)

Si : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i .(m^2)

Si+1 : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} .(m^2)

Sm : section mouille (m^2)

S moy : Surface moyenne. (km^2)

T : Période de retour (Ans)

T : Temps d'une année. (s)

Tb : Temps globale de la crue. (s)

Tc : Temps de concentration exprimé. (h)

td : Temps de la décrue. (h)

tm: Temps de la montée. (h)

Ts : Transport solide. ($t/km^2 /an$)

V ch : Volume de charge sur le déversoir. (hm^3)

Vm : Volume mort. (m^3)

V moy : Volume moyen. (m^3)

VNNR : Volume au niveau normal du barrage. (hm^3)

Vu : Volume utile (Mm^3)

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Géométrie simplifiée d'un site de barrage (Selon ARRÈRE A ,1996)	6
Figure I.2: Schéma donnant les différents types de barrage en béton (Selon Schleiss ,2011).....	9
Figure I.3: Photo d'un barrage poids la Grande Dixence (Suisse)(Photo Jérémy Toma).....	10
Figure I.4: Différents types de barrages à contreforts (Selon Heragmi ,2009)	11
Figure I.5: Barrage à contrefort (Grandval) (Selon LABIDI Y et LAKRID H ,2017).....	11
Figure I.6: Barrage à voute Hoover (Etats-Unis).....	12
Figure I.7: Les différents types de barrage en remblai (Selon LABIDI et LAKRID ,2017).....	13
Figure I.8: Vue générale d'un Barrage en terre (Selon Millogo F ,2009).....	14
Figure I.9: Coupe transversale d'un barrage en enrochement (Selon Heragmi, 2009).	15
Figure I.10: Schéma d'un barrage en terre homogène (Selon Heragmi, 2009).....	17
Figure I.11: Schéma d'un barrage zoné avec un noyau étanche.	18
Figure I.12: Barrage à masque étanche.....	19
Figure I.13: Schéma d'un barrage à masque amont (Selon Heragmi, 2009).....	20
Figure II.1: Point de situation du barrage de Souk N'Tlata (Google Earth).	23
Figure II.2 : Situation générale du barrage et du réservoir (ANBT).	23
Figure II.3: Vue générale sur le site du barrage (Google Earth).	24
Figure II.4: Localisation du site du barrage (Google Earth).	24
Figure II.5: Localisation du site du barrage de Souk Tleta (ANBT).....	25
Figure II.6: plan de situation de l'ouvrage.	26
Figure II.7: Esquisse géologique du massif cristallophyllien Kabyle (Benabbas 1988).	27
Figure II.8: coupe lithostratigraphique des grés (ANBT).....	30
Figure II.9: coupe géologique, rive gauche (ANBT).....	30
Figure III.1 : Courbe capacité hauteur $H=f(V)$	45
Figure III.2 : Courbe « Hauteur- Surface » $H=f(S)$	46
Figure III.3: l'ajustement à la loi Normale.	51
Figure III.4: Ajustement à la loi de Gumbel.	52
Figure III.5: Ajustement à la loi de Log-Normale.....	53
Figure III.6: Hydrogramme de crue pour différents périodes de retour.....	57
Figure III.7: Laminage des crues.	59
Figure IV.1: profile d'une digue.....	67
Figure IV.2: Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal.	75
Figure IV.3: le profil du déversoir type creager	78
Figure IV.4 : Courbe de tarage du chenal d'écoulement.	81
Figure IV.5: Tracé des deux tronçons du coursier.....	83
Figure IV.6: Courbe de tarage du coursier (Tronçon 1)	84
Figure IV.7: Courbe de tarage du coursier (Tronçon 2)	85
Figure IV.8: Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 1.....	88
Figure IV.9: Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 2.....	89
Figure IV.10 : Schéma des différentes types de bassin de dissipation USBR type III (Stilling basin Peterka, 1978).	91
Figure IV.11: Schéma de bassin de dissipation USBR type III (Stilling basin Peterka, 1978).....	92
Figure IV.12: Efficacité du ressaut dans un canal rectangulaire.....	94
Figure IV.14: coupe transversal de la digue	99

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1: la classification de sol selon Lugeon	33
Tableau II.2: caractéristiques géotechniques des matériaux utilisés pour la construction de barrage..	36
Tableau II.3: Valeurs des caractéristiques générales (hydromorphométriques) du bassin versant	37
Tableau II.4: Températures mensuelles.	39
Tableau II.5: moyenne mensuelle de la vitesse des vents.	40
Tableau III.2: Récapitulatif des résultats des caractéristiques de l'écoulement.	44
Tableau III.3: Valeur de α en fonction de la perméabilité	44
Tableau III.4: Les coordonnées des courbes Hauteur- Surface- Capacité.	45
Tableau III.5: Résultats de calculs le volume mort.....	47
Tableau III.6: Test d'homogénéité.....	49
Tableau III.7: Statistiques de base des séries de Débits Maximaux de Tizi-Ouzou.	50
Tableau III.8: Résultats d'ajustement par la loi « Normale ».....	51
Tableau III.9: Résultats d'ajustement par la loi « Gumbel ».....	52
Tableau III.10: Résultats d'ajustement par la loi « Log-Normale ».....	53
Tableau III.11: Temps de concentration	56
Tableau III.12: L'hydrogramme de crue pour les différentes fréquences.	57
Tableau III.13: Recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.	58
Tableau III.14 : les données initiales.	61
Tableau III.16: Détermination de la hauteur h et les débits Q en fonction de la largeur b	64
Tableau III.17: Débits déversés pour différentes largeurs du déversoir.	65
Tableau IV. 1: les résultats du calcul de la revanche.....	69
Tableau IV.2: Récapitulatif des résultats du calcul de la largeur en crête	70
Tableau VI.3: pente des talus en fonction de la nature des matériaux (THERZAGUE).	71
Tableau IV.4: Coordonnées de la nappe déversant	77
Tableau IV.5: Calcul du débit du chenal d'évacuation.....	81
Tableau IV.6: Calcul du débit dans le coursier (Tonçon1)	83
Tableau IV.7 : Calcul du débit dans le coursier (Tronçon 2).	84
Tableau IV.8: Calcul de ligne d'eau dans le 1ere tronçon du coursier.	87
Tableau IV.9: Calcul de ligne d'eau dans le 2eme tronçon du coursier	88
Tableau IV.10: Choix du type de ressaut	89
Tableau IV.11: Dimensions des dents défectrices.....	94
Tableau IV.12: Dimensions des blocs de chicane	94
Tableau IV.13: Résultats de calcul le temps de vidange	99
Tableau IV.14 : résultats de calcul pour la conduite de vidange.	101

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : GENERALITE SUR LES BARRAGES	
I.1 Introduction.....	2
I.2 Historique des barrages.....	2
I.3 Définition d'un barrage.....	3
I.4 Fonction d'un barrage.....	3
I.5 Le choix du type de barrage.....	4
I.6 Rôles d'un barrage Par la construction de barrages.....	5
I.7 Les critères pour choisir l'emplacement d'un barrage :.....	5
I.7.1 Conditions naturelles d'un site :.....	5
I.7.1.1 Données hydrologiques :.....	5
I.7.1.2 Données topographiques :.....	6
I.7.1.3 Données géologiques et géotechniques :.....	6
I.7.1.4 Données sismologiques :.....	7
I.7.2 Conditions d'environnement :.....	7
I.7.3 Harmonisation avec le contexte social et naturel :.....	7
I.8 Différents types de barrage.....	7
I.8.1 Barrage en béton.....	8
I.8.1.1 Barrage-poids.....	8
I.8.1.2 Barrages à contreforts.....	9
I.8.1.3 Barrage-voûte.....	11
I.8.2 Les barrages en remblai.....	11
I.8.2.1 Classification des barrages en terre.....	11
I.9 Avantages et inconvénients de divers types de barrage.....	19
I.9.1 Barrage poids.....	19
I.9.2 Barrage à contrefort.....	19
I.9.3 Barrage à voûte.....	20
I.9.4 Digue en terre /Enrochement à noyau.....	20
I.10 Conclusion.....	21

CHAITRE II : ETUDE DE LA ZONE DE BARRAGE

II.1. Présentation du barrage Souk-Tleta :	22
II.2. Étude topographique	25
II.2.1. Situation géographique du bassin versant du barrage	25
II.2.2. Situation géographique du site	25
II.3. L'étude Géologique	26
II.3.1. Objectif de l'étude géologique	26
II.3.2. Les recherches réalisées sur le site	26
II.3.3. Géologie régionale	27
II.3.4. Géologie de la cuvette (réservoir)	28
II.3.5. Etanchéité de la cuvette (réservoir)	29
II.3.6. Stabilité des versants	29
II.3.7. Géologie du site	29
II.3.8. Perméabilité	32
II.3.9. Tectonique	33
II.3.10. Sismicité	33
II.4. Etude géotechnique	34
II.4.1. Les caractéristiques géotechniques	34
II.4.2. Paramètres géotechniques des matériaux utilisés pour la construction du barrage : ..	35
II.5. Etude hydrologique	36
II.5.1. Le bassin versant	36
II.5.2. Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant	37
II.5.3. Hydrologie du bassin versant (caractéristiques géométriques) :	37
II.5.4. Caractéristiques géométriques morphologiques :	38
II.5.4.1. L'ordre	38
II.5.4.2. La forme	38
II.5.5. Climatologie	39
II.5.5.1. Température	39
II.5.5.2. Le vent	40
II.6. Conclusion	41

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction	42
III.1 Étude des apports	42
III.1.1 Les apports liquides	43
III.1.1.2 Caractéristiques de l'écoulement	43

III.1.2 Les Apports solide	44
III.1.3 Les courbes hauteur-capacité et hauteur-surface	45
III.1.4 Estimation de volume mort.....	46
III.1.4.1 Calcule du volume mort.....	46
III.1.4.2 Le volume utile de la retenue	47
III.1.5 Conclusion	47
III.2 Etude des Crues	48
III.2.1 Evaluation Des Débits Maximum Des Crues	48
III.2.1.1 Homogénéité de la série pluviométrique :	48
III.2.1.2 Test d'ajustement de la série hydrométrique	50
III.2.2 Hydrogramme de crue	55
III.2.2.1 Temps de concentration	56
III.2.3 Laminage des crues.....	59
III.2.3.1 Laminage de la crue de projet par la méthode de KOTCHERINE.....	60
III.2.4 Conclusion	66

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DU BARRAGE ET SES OUVRAGES ANNEXES

IV.1.Dimensionnement du barrage (digue).....	66
IV.1.1 Choix de type du barrage.....	66
IV.1.2Définition du profil général du barrage	67
IV.1.2.1 Hauteur du barrage (Hb)	67
IV.1.2.2 Largeur en crête (bc) :.....	70
IV.1.2.3 La longueur en crête du barrage (Lc).....	71
IV.1.2.4 Pente des talus.....	71
IV.1.2.5 Largeur à la base du barrage	72
IV.1.2.6 Les Bermes	72
IV.1.2.7 Dimensionnement du noyau	72
IV.2 Description des ouvrages annexes	73
IV.2.1 Dimensionnement de l'évacuateur des crues	73
IV.2.1.1 Définition d'un évacuateur des crues :.....	73
IV.2.1.2 Différents types d'évacuateurs de crue	73
IV.2.1.3 Constituants de l'évacuateur de crue	74
IV.2.1.4 Débit des évacuateurs de crues :.....	75
IV.2.1.5Les critères de choix pour l'emplacement d'un évacuateur de crue:	76
IV.2.1.6 Comparaison entre les rives :.....	76

IV.2.1.7 Calcul hydraulique de l'évacuateur de crue :	76
IV.2.2 Vidange de fond	97
IV.2.2.1 Fonction d'une conduite de vidange	97
IV.2.2.2 Objectifs des vidanges de fond	98
IV.2.2.3 Dimensionnement et choix de la conduite	98
CONCLUSION GENERALE	102

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La maîtrise des ressources en eau est un facteur capital pour le développement des activités sociales, économiques, agricoles et industrielles. Une exploitation rationnelle à la connaissance nécessite à la connaissance de toutes les ressources en eau soit de surface ou souterraines.

Le bassin versant de Souk Tlata montre une grande hétérogénéité dans la répartition et le potentiel de ses ressources. La construction du barrage a pour conséquence L'emmagasinement des eaux de surface du bassin versant de oued Bougdoura en confluent de l'Acif Tlata et de l'Asif Imedrane à 8 km au Sud de Draa Ben Khedda, la retenue du barrage de SOUK TLETA permettra la régularisation d'eau destinée à renforcer l'alimentation en eau potable et industrielle des régions de Tizi-Ouzou, Boumerdes et Alger ainsi l'irrigation de millier d'hectare de terre agricole.

Le but de ce travail est de dimensionner le barrage et ces ouvrages annexes, et faire le calcul hydraulique de tous les paramètres pour chaque élément de ces ouvrages afin de bien voir les différentes caractéristiques hydrauliques étudiées pendant les années d'étude.

Nous avons scindé notre étude en quatre principaux chapitres :

- ✓ Après une introduction générale, le premier chapitre, donne des notions générales sur les différents types de barrages
- ✓ Le second chapitre définit la zone de notre étude ou représente le barrage de Souk Tlata et l'étude géologique, géotechnique et hydrologique.
- ✓ Le troisième chapitre, une étude hydrologique s'impose pour déterminer les apports et les crues
- ✓ En fin, le quatrième chapitre consiste à la conception de la digue et le dimensionnement du barrage et ces ouvrages annexes.

CHAPITRE I

GÉNÉRALITÉ

SUR

LES BARRAGES

I.1 Introduction

Avant d'entamer l'étude proprement dite dans notre thème, il paraît évident qu'il faut d'abord examiner quelques généralités sur ces ouvrages ô combien utiles voir indispensables à l'humanité. Dans ce premier chapitre nous verrons successivement :

- ✓ Historique des barrages
- ✓ Définition d'un barrage
- ✓ Fonction d'un barrage
- ✓ Le choix du type de barrage
- ✓ Rôles d'un barrage Par la construction de barrages
- ✓ Les critères pour choisir l'emplacement d'un barrage
- ✓ Différents types de barrage

I.2 Historique des barrages

Un barrage : « Est un ouvrage artificiel coupant le lit d'un cours d'eau et servant soit à assurer la régulation, soit à pouvoir à l'alimentation des villes en eau ou à l'irrigation des cultures, ou bien à produire de l'énergie », Cette définition ne précise aucune hauteur minimale.

Le premier barrage connu a été construit en Égypte, vers 4000 av. J.C., pour faire dévier le Nil afin de créer un site pour la ville de Memphis. De nombreux barrages en terre ont été bâtis durant l'Antiquité (notamment par les Babyloniens), pour former des systèmes d'irrigation élaborés, qui ont permis de rendre fertiles des régions jusque-là improductives et d'alimenter en eau d'importantes populations.

Par la suite, l'homme a eu l'idée d'utiliser l'énergie des cours d'eau pour faire tourner des moulins et des machines à eau. En raison des ravages provoqués par les inondations périodiques, peu de barrages vieux de plus d'un siècle sont encore en fonction. La construction de barrages durables, d'une hauteur et d'une réserve plus conséquentes, est devenue possible grâce à l'usage du ciment, du béton et de la mise au point d'engins de terrassement et de transport de matériaux. Dernièrement, de nouveaux types de barrages sont apparus, comme celui de l'usine marémotrice de la Rance en France, qui retient l'eau de mer amenée par la marée.

Aujourd'hui, il existe dans le monde plus de 35 000 barrages d'une hauteur supérieure à 15 m, et plus de 1 500 grands barrages sont en construction.

- Le plus ancien barrage connu, d'une longueur de 115 m, fut construite dans la vallée de Garawi en Égypte vers 3000 av. J.C.
- Dès 560 AP. J.C., l'historien byzantin Procope de Césarée faisait mention d'un barrage-voûte en amont en maçonnerie (barrage de D'aras).
- Le premier barrage-voûte moderne fut construit par François Zola, père d'Émile Zola, entre 1843 et 1859 près d'Aix-en-Provence.
- Au XVIe siècle, les Espagnols réalisèrent de grands barrages en maçonnerie. Le plus remarquable fut celui de Tibi, à 18km au nord d'Alicante construit en 1594. Haut de 45 m, il est encore utilisé. [1]

I.3 Définition d'un barrage

Un barrage est un ouvrage d'art artificiel (ou naturel), généralement établi en travers d'une vallée, transformant en réservoir d'eau un site naturel approprié.

Les techniques de la fin du XIX^e et du début du XX^e siècle ne permettaient pas l'édification de retenues de grande capacité. Les premiers barrages ont surtout une fonction de dérivation d'une partie de l'eau (écrémage) vers une conduite forcée ou un canal d'irrigation. L'amélioration des techniques et des bétons dans le premier quart du XX^e siècle permet d'envisager la réalisation de retenues plus conséquentes, capables de réguler la production hydro-électrique

Si sa hauteur est supérieure ou égale à 20 m et la retenue d'eau supérieure à 15 millions de m³, il est appelé « grand barrage » sinon c'est un « petit barrage ».[1]

Dans une cuvette qui doit être géologiquement étanche, le barrage est constitué de trois parties essentielles :

- **D'une fondation** : étanche en amont, perméable en aval,
- **D'un corps** : de forme variable,
- **D'ouvrages annexes** : évacuateurs de crue, vidanges de fond, prises d'eau ...etc.

On rencontre deux familles primordiales de barrages, citons-les :

1. **Les barrages rigides** (Barrage poids, Barrage voûte), et **les barrages souples** (Barrage en remblai).
2. Et en plus des **barrages mobiles** (servent à réguler la hauteur d'eau pour la navigation, au moyen de vannes).

Le nombre de barrages en Algérie atteint 59 et devrait passer à 72 à l'horizon 2010 selon le ministère des ressources en eaux, et l'Algérie est de loin d'être classé parmi les pays les plus développer en ce domaine devant les pays qui compte des centaines même des milliers de barrage.

I.4 Fonction d'un barrage

Il existe dans le monde plus de 36 000 barrages dont la hauteur dépasse 15m, la plupart ont été construits depuis 1950. Ce rapide accroissement du parc (200 par an à l'heure actuel) correspond à l'évolution de la population mondiale dans les pays en développement ; et à la nécessité toujours plus pressante de gérer de manière rationnelle les ressources en eau.

Un barrage relève localement, de manière permanente ou temporaire, le niveau d'un cours d'eau et constitue, en association avec les rives naturelles, une réserve. C'est l'un ou l'autre de ces aspects qui prédomine, selon l'objectif recherché.

Les objectifs d'un aménagement comportant un barrage sont très variés :

- **Irrigation** : 270 millions d'hectares sont irrigués dans le monde, cela représente le cinquième des terres cultivées, et ce cinquième fournit le tiers de toute la nourriture disponible, ce qui représente les trois quarts de la consommation mondiale d'eau, L'agriculture est donc de loin le premier consommateur de l'eau des réservoirs.
- **Génération d'électricité** : l'énergie hydroélectrique, avec une production annuelle de 2100 TWh, représente actuellement 20% de la production électrique totale, et 7% environ de toute l'énergie consommée dans le monde, ces valeurs varient considérablement d'un pays à un autre, les plus grosses proportions existent en Norvège (99,6%) Brésil (90%), Autriche (79%) et Canada (66%). Dans le tiers monde, c'est souvent la seule ressource d'énergie disponible localement. En Europe, l'hydroélectricité a joué un rôle prépondérant dans le développement industriel du XIXe siècle, mais devient de moins en moins importante, les ressources naturelles ne pouvant suivre l'accroissement de la demande.
- **Contrôle des crues** : cela a été de tout temps une forte motivation pour l'édification de barrages, et souvent même l'objectif principal. Une protection permanente efficace de vastes contrées contre les crues a ainsi pu être obtenue, comme dans la vallée du Colorado aux Etats-Unis grâce au barrage Hoover, ou par les ouvrages récents qui protègent les vallées des grandes rivières chinoises, plus près de nous bassin parisien, bénéficié d'une protection assurée par les réservoirs Seine, Marne et Aube. Le plus souvent, la protection contre les crues est un effet bénéfique secondaire des ouvrages construits dans un autre but.

Globalement, les autres objectifs des barrages sont mineurs en regard des trois buts principaux, ils sont néanmoins d'importance dans l'aménagement des pays développés ou non, il faut citer :

- **L'alimentation en eau potable ou industrielle ;**
- **La régularisation en vue de la navigation ;**
- **Les développements touristiques et de loisirs ;**
- **La recharge et l'assainissement des nappes phréatiques. [1]**

I.5 Le choix du type de barrage

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

- **La topographie du site**

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant.

- **La morphologie de la vallée**

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et de type de barrage à implanter. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée.

- **Les conditions géologiques et géotechniques**

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

- **Les matériaux de construction**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important dans le choix du site ainsi que du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt. [2]

I.6 Rôles d'un barrage Par la construction de barrages

L'homme influence de manière prépondérante l'écoulement naturel des eaux de ruissellement. Quatre raisons principales peuvent justifier cette action ce sont :

La création d'une retenue, la régulation de l'apport, la surélévation du plan d'eau d'une rivière, la création d'un plan d'eau.

- **Création d'une retenue** : selon le volume utile de la retenue, le débit des apports et le mode d'utilisation de l'eau stockée, on distinguera les accumulations journalières, hebdomadaires, saisonnières ou inters saisonnières.
- **Régulation des apports**: dans la plupart des régions du monde, les précipitations sont concentrées sur des périodes courtes. Ces apports sont souvent très irréguliers d'une année à l'autre alors que les besoins en eau sont répartis de manière plus homogène sur l'année. Il s'ensuit donc une succession de périodes de pénurie et d'excès que seule la réalisation d'une retenue permet de compenser. Par ailleurs, la régulation permet de prévenir des inondations en cas de crue.
- **Surélévation du plan d'eau d'une rivière** : la mise en place d'un barrage en travers d'un cours d'eau a pour effet de surélever le plan d'eau à l'amont. Cet effet est bien entendu utilisé pour la production hydroélectrique, mais également pour gérer la dérivation des eaux d'une rivière vers une prise d'eau, puis un canal d'amenée pour l'irrigation ou l'alimentation en eau potable.
- **Création d'un plan d'eau** : la réalisation d'un lac artificiel permet de disposer d'une surface qui peut, entre autres, être destinée aux loisirs, au tourisme, à la pisciculture, à la navigation, à la protection incendie. [3]

I.7 Les critères pour choisir l'emplacement d'un barrage :

I.7.1 Conditions naturelles d'un site :

I.7.1.1 Données hydrologiques :

L'étude hydrologique du bassin versant permet de définir les apports moyens du cours d'eau, exprimés en hm^3/an ou en m^3/s , et leurs variations probables à une échelle de temps saisonnière ou interannuelle. Quel que soit le but de l'aménagement, il s'agit d'informations primordiales pour établir la faisabilité et déterminer le volume souhaitable du réservoir. Ces données sont entachées d'une incertitude d'autant plus grande que la région du futur ouvrage est peu développée.

Par ailleurs, l'étude hydrologique fournit également le volume et le débit maximal des crues très rares, qu'il faut considérer pour tous les ouvrages, même ceux n'ayant en principe

aucun rôle de protection contre les crues : on impose généralement que le barrage une fois construit soit en mesure de supporter une crue ayant une période de récurrence de 10 000 ans (cela surtout pour les barrages en remblai qui ne peuvent supporter une submersion sans risque de ruine). Par extension, l'étude hydrologique comprend également les informations sur le régime des transports solides de la rivière, dus à l'érosion des sols du bassin versant ; on évalue ainsi la rapidité de comblement de la « tranche morte » du réservoir.

I.7.1.2 Données topographiques :

Un site de barrage, au sens topographique, se place sur un verrou, resserrement de la vallée situé juste en aval d'une cuvette naturelle susceptible, une fois fermée, de constituer un réservoir de volume suffisant. Une fois fixée approximativement la position envisagée pour le barrage, la cuvette est définie par un graphique sur lequel sont portés la surface et le volume en fonction de la cote du plan d'eau, il servira à définir la hauteur souhaitable du barrage (c.à.d. celle qui sera adoptée, sous réserve que toutes les autres conditions, notamment géotechniques, soient satisfaites).

La forme du site proprement dit influe sur le choix du type de barrage ; on peut réduire cette forme à deux caractéristiques : la largeur relative (L/H), qui varie en pratique de 1 à 4, parfois plus ; et la forme en U (vallées glaciaires dans nos régions) ou en V (figure 1.1).

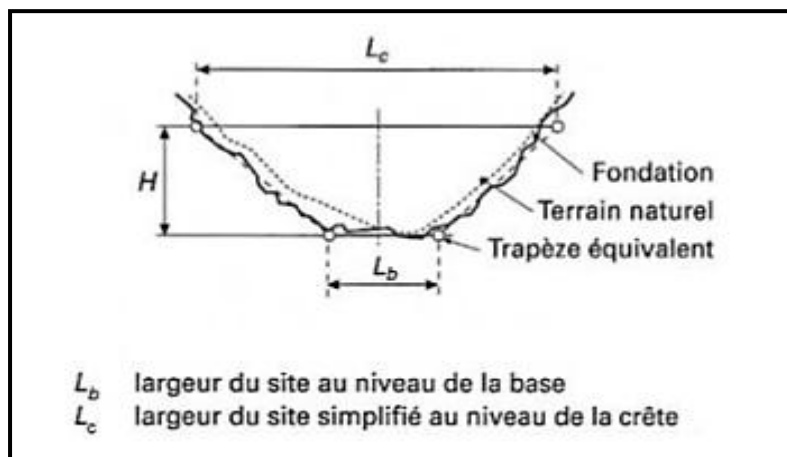


Figure I.1: Géométrie simplifiée d'un site de barrage (Selon ARRÈRE A ,1996)

I.7.1.3 Données géologiques et géotechniques :

La constitution même d'une retenue d'eau requiert du massif dans lequel elle est située des propriétés minimales en matière d'étanchéité naturelle ; il serait en effet très coûteux de généraliser l'étanchement artificiel à tout le fond du bassin, et de telles réalisations sont exceptionnelles.

Par ailleurs, chaque type de barrage requiert des propriétés mécaniques minimales spécifiques en matière de déformabilité et de résistance des appuis, lorsque ceux-ci sont soumis :

- Aux forces appliquées directement par le barrage.
- Aux forces internes induites par la percolation de l'eau au sein de la fondation.

Tout projet de barrage commence donc par une étude géologique, géophysique et géotechnique. Le géologue intervient en premier lieu pour expliquer la nature et la structure du site, mettre en évidence les principales incertitudes ; les reconnaissances géotechniques par sondages, galeries de reconnaissances, prélèvements, essais de laboratoire et essais in situ sont réalisées pour lever les inconnues. Ces études aboutissent à la détermination de la nature des différentes formations (sols ou roches) présentes sur le site, leur extension géométrique, leurs propriétés en matière de perméabilité, déformabilité, résistance mécanique, altérabilité à l'eau ; les discontinuités (failles, fractures, diaclases, zones de dissolution ou karsts) sont recherchées avec le plus grand soin.

I.7.1.4 Données sismologiques :

L'étude, sur une base historique ou déterministe (sismotectonique), de la sismicité du site est entreprise et aboutit à la définition de deux séismes de référence :

- Le séisme de projet, que l'ouvrage doit être en mesure de supporter sans aucun dommage ;
- Le séisme maximal probable, auquel le barrage doit pouvoir résister sans ruine ni mise hors service de ses organes de sécurité.

Chaque'un d'eux est défini par un niveau d'accélération et un spectre de fréquence, qui serviront dans les calculs de la structure.

I.7.2 Conditions d'environnement :

D'autres natures de données, moins importantes dans la mesure où elles n'influent que rarement sur la faisabilité d'un barrage, **les conditions climatiques** (températures extrêmes, gel), **les propriétés chimiques** de l'eau (parfois agressive) vis-à-vis de certains matériaux notamment le béton, la **disponibilité de matériaux** de construction de qualité à proximité, **les accès**..... etc.

I.7.3 Harmonisation avec le contexte social et naturel :

Lorsque les conditions physiques majeures mentionnées ci-avant sont cernées, alors l'impact global du barrage peut être évalué. L'objet de l'Etude Préalable d'Environnement (EPE) que de recenser les causes et effets possibles et qu'il faudra étudier plus en détail lors de l'élaboration du projet.

On peut citer a priori les effets suivants :

- Perte de terres agricoles ou de forêts par submersion, expropriations ;
- Déplacement de populations ;
- Interruption des voies de communication (terrestres et fluviales) ;
- Modification de la qualité de l'eau (température, oxygène, sels minéraux) ;
- Risques de pollution par les vases relâchées brutalement lors des vidanges ;
- Creusement du lit à l'aval, par déficit de sédiments transportés ;
- Alluvionnement en queue de la retenue et effet induit sur les crues en amont ;
- Effets sur la flore et la faune près du réservoir et à l'aval ;
- Sismicité induite par les réservoirs ;
- Risques pour les populations à l'aval et aussi à l'amont. [1]

I.8 Différents types de barrage

Il existe différents types de barrages. On citera :

- Les barrages en béton,
- Les barrages en remblais.

I.8.1 Barrage en béton

Les barrages en béton se regroupent principalement en trois types qui sont détaillés dans la **figure 1.2** et qui sont les :

- Barrages poids,
- Barrages à contreforts,
- Barrage-voûte.

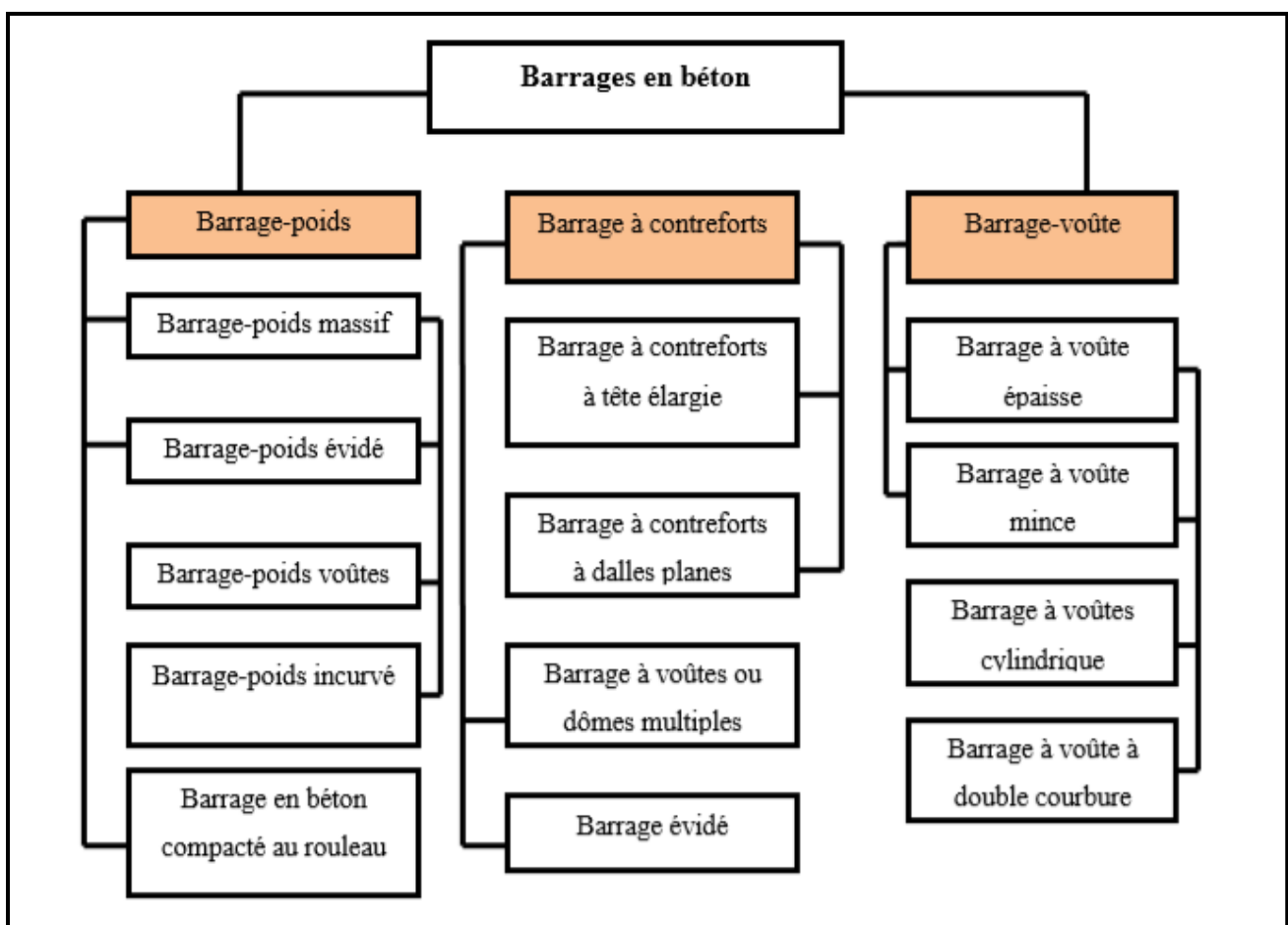


Figure I.2:Schéma donnant les différents types de barrage en béton (Selon Schleiss ,2011).

I.8.1.1 Barrage-poids

Par leur poids et par leur section trapézoïdale, ils résistent à la poussée de l'eau. Tout comme les barrages en maçonnerie, les barrages en béton sont des ouvrages rigides et en conséquence leur conception sera aussi conditionnée par la qualité des fondations. [4]

Les barrages poids en béton sont très proches mécaniquement des barrages en maçonnerie. Seul le poids en effet résiste, à la poussée hydrostatique, à la poussée des sédiments et aux sous-pressions. Celles-ci ont une action déstabilisatrice très importante et il conviendra de les diminuer à l'aide de dispositifs tels que rideaux d'injection et galeries de drainage. [5]

Quoi qu'il en soit, le calcul de l'ouvrage, par ailleurs peu complexe, devra les prendre soigneusement en compte. [6]



Figure I.3:Photo d'un barrage poids la Grande Dixence (Suisse)(Photo Jérémy Toma).

I.8.1.2 Barrages à contreforts

Ils sont composés d'un voile en béton armé et d'une série de contreforts destinés à reprendre la poussée de l'eau et à la transmettre à la fondation.[4]

Il est constitué (figure 1.5)

- D'une série de murs parallèles, généralement de forme triangulaire, plus ou moins épais et plus ou moins espacés (les contreforts) ;
- D'une bouchure entre les contreforts transmettant à ceux-ci la poussée de l'eau. Il est bien adapté aux vallées larges avec une fondation rocheuse de bonne qualité. [5]

Dans des vallées plus larges où le barrage-poids supposerait des volumes de béton trop importants et où le barrage voûte ne serait pas réalisable, nous pensons à construire des barrages à contreforts, par ailleurs beaucoup moins sensibles aux sous-pressions que le barrage-poids, mais plus fragiles (figure 1.4).

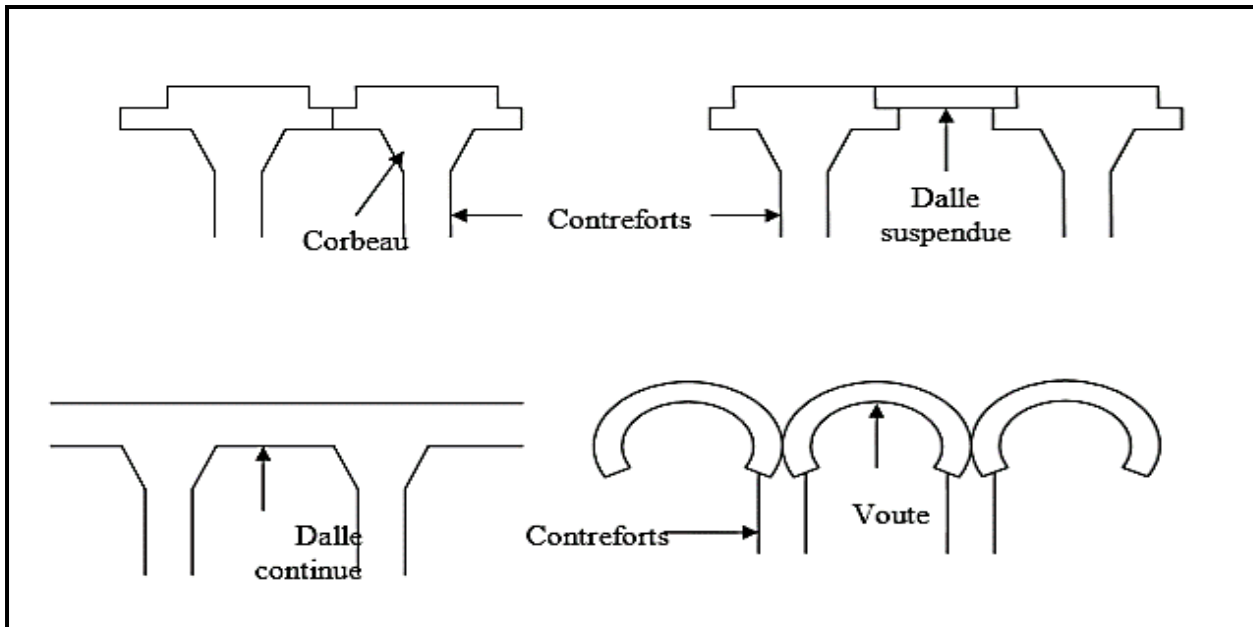


Figure I.4: Différents types de barrages à contreforts (Selon Heragmi ,2009)

Dans ce type d'ouvrages, l'étanchéité est assurée par le voile en béton armé situé en amont et la stabilité vis à vis de la poussée de l'eau par les contreforts. Il faut noter que la stabilité est améliorée en donnant un fruit de 0,5 à 1/1 au voile, car la poussée de l'eau comporte alors une composante verticale dirigée vers le bas. Le voile peut être conçu de plusieurs façons (figure 1.5) :

- Solidaire des contreforts avec parement amont plan. Les diverses sections de voile sont liées aux contreforts et fonctionnent en consoles courtes ;
- Constitué d'une dalle posée aux extrémités sur les têtes des contreforts. Le voile travaille en flexion comme une poutre posée sur deux appuis simples aux extrémités ;
- Solidaire des contreforts avec parement amont cylindrique. Cette disposition massive facilite la transmission de la poussée au contrefort ;
- Constitue d'une voûte de faible portée et donc de faible épaisseur s'appuyant sur les contreforts.
- Dalle contreforts continue voûte corbeau dalle contreforts suspendue.

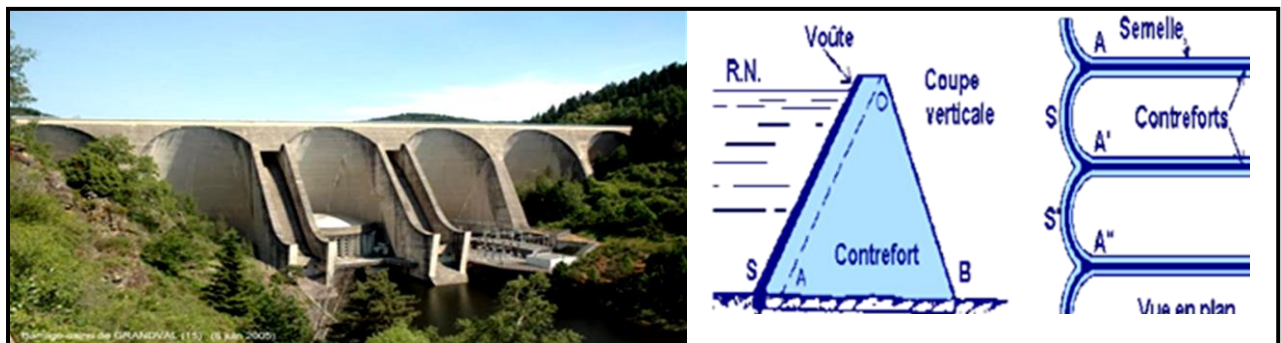


Figure I.5: Barrage à contrefort (Grandval) (Selon LABIDI Y et LAKRID H ,2017)

I.8.1.3 Barrage-voûte

Ils résistent à la poussée de l'eau par leur forme qui leur permet de répercuter la poussée hydrostatique sur la fondation par des arcs travaillant en compression. La voûte des ouvrages de faible hauteur, peut être très mince et présente une simple courbure.[7]

La **figure 1.6** nous en montre un. Ce type de barrage résiste à la poussée de l'eau, par leur forme qui leur permet de répercuter la poussée hydrostatique sur la fondation par des arcs travaillant en compression. La voûte des ouvrages de faible hauteur, peut être très mince et présente une simple courbure. La construction d'un barrage-voûte n'est envisagée que lorsque la vallée est étroite et rocheuse. [8]



Figure I.6:Barrage à voûte Hoover (Etats-Unis)

I.8.2 Les barrages en remblai

I.8.2.1 Classification des barrages en terre

Les barrages en remblai se divisent en deux groupes :

- Barrages en enrochements,
- Barrage en terre.

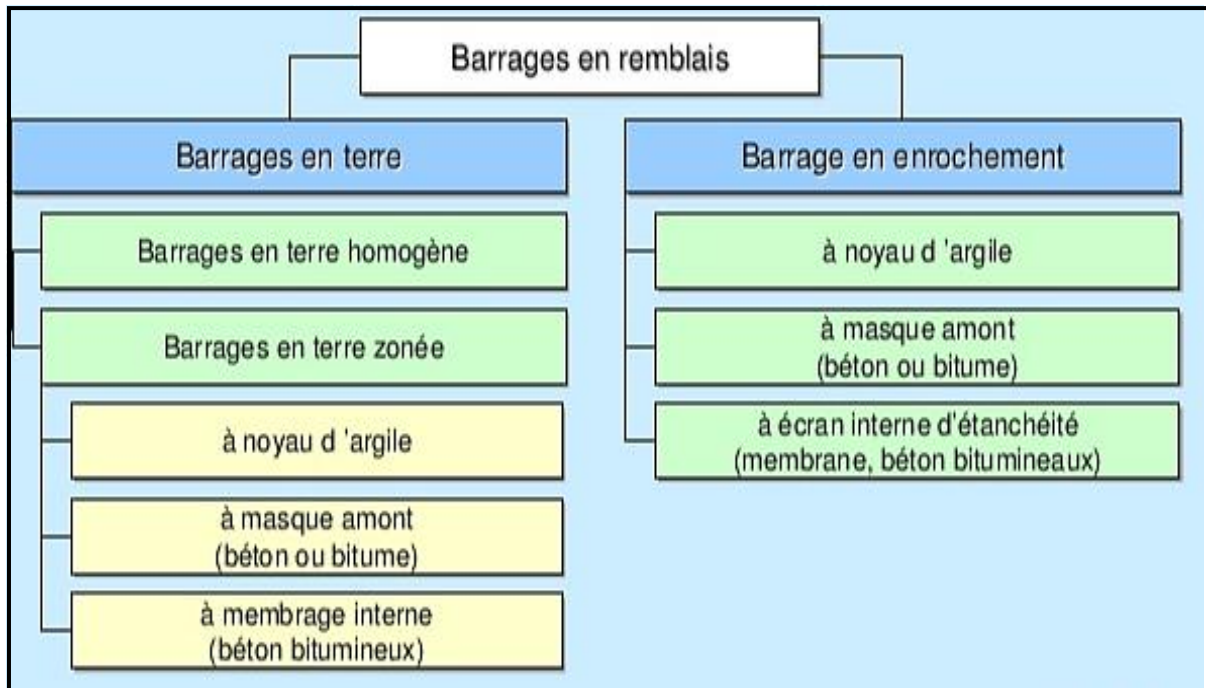


Figure I.7: Les différents types de barrage en remblai (Selon LABIDI et LAKRID ,2017)

❖ Terminologie

La figure suivante donne la coupe schématique d'un barrage en remblai (Figure 1.7). Sont aussi mentionnés les principaux termes utilisés pour caractériser les composantes de ce type de barrage. On notera surtout :

- **Crête** : Elle facilite la circulation sur le barrage une fois terminée. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.
- **Berme (Risberme)** : Elle permet la réalisation et la réparation des revêtements de talus, contribue à la stabilité des digues, réduit la vitesse des eaux de ruissèlement sur les surfaces des talus avals.
- **Ecran d'injection** : C'est généralement un coulis de ciment ou de résine injecté dans la base du barrage pour diminuer les fuites à travers le sol de fondation en colmatant les pores et les fissures.
- **Drains** : Ce sont des organes de barrage réalisés en matériaux pulvérulent et drainants. Ils servent à contrôler et à orienter les infiltrations dans le corps du barrage. Ils peuvent être horizontaux, verticaux ou de pied
- **Filtres** : Ce sont des dispositifs incorporés avec les drains. Ils sont réalisés en matériaux drainant et permettent d'éviter le colmatage des drains et l'érosion interne du massif.
- **Noyau** : C'est un organe réalisé souvent en matériau fin imperméable, il permet l'étanchéité des barrages zonés.
- **Recharge** : Elle est réalisée en matériau grossier et placée de part et d'autres du noyau. Elle est indispensable pour la fonction de stabilité du barrage.

- **Parement de protection** : C'est une couche mince placée sur les parements pour lutter contre l'action des vagues et de la pluie.
- **Revanche** : La revanche R est la différence de côte entre les Plus Hautes Eaux (PHE) correspondant à la crue de projet et la crête pour éviter la submersion du remblai par les vagues.
- **Tapis étanche** : Quand le fond du réservoir n'est pas très étanche, il est recommandé de le tapisser par un matériau imperméable permettant la diminution des fuites.

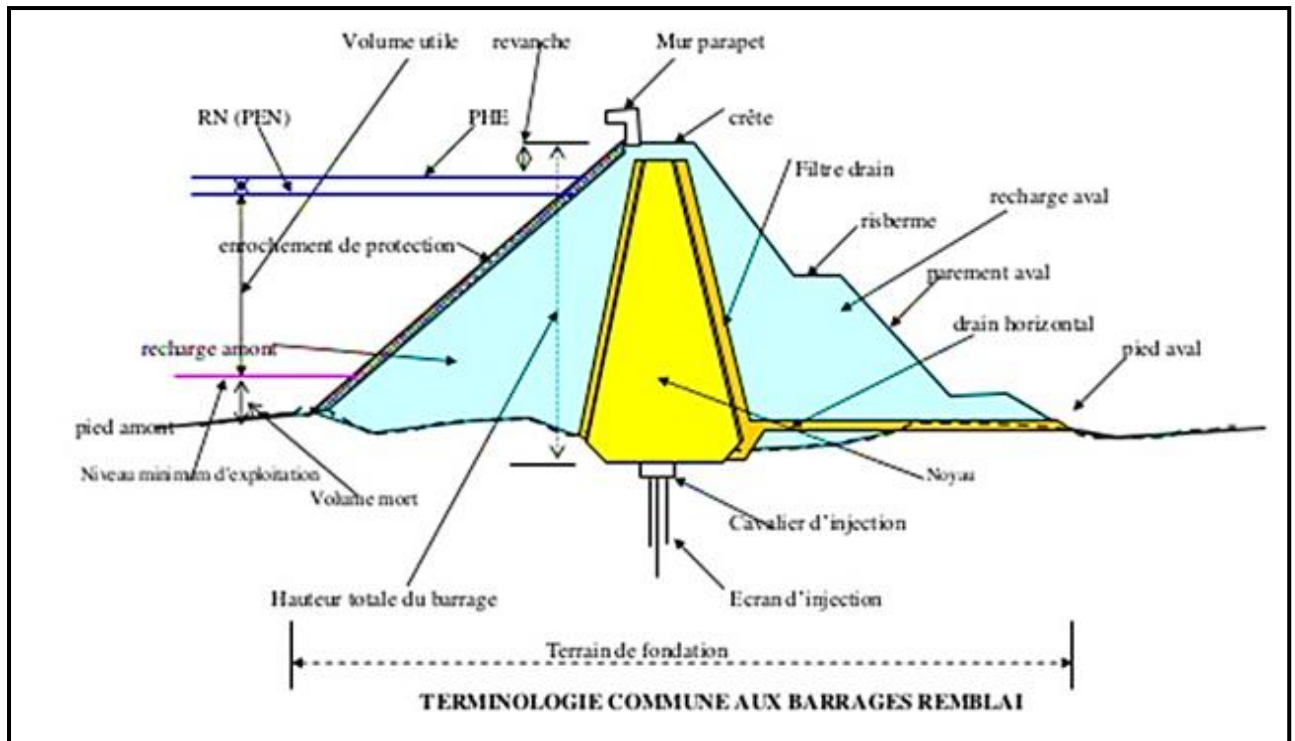


Figure I.8: Vue générale d'un Barrage en terre (Selon Millogo F ,2009).

I.8.2.1.1 Barrages en enrochements

Un barrage en enrochement est essentiellement un grand tas de gros cailloux, la fonction de résistance à la pousse de leur étant assurée par le poids du massif. Comme ce dernier n'est pas imperméable par lui-même, il faut lui adjoindre un organe d'étanchéité qui constitue la partie la plus délicate de l'ouvrage.

A. Construction

De même que sur quelques mètres, le parement aval est constitué par des enrochements rangés, mais pour des raisons différentes. C'est que l'intérieur du massif, si des blocs ne sont pas en équilibre stable et que, par suite d'une cause ou d'une autre, cet équilibre est détruit, il se produit un réarrangement des blocs qui se traduit simplement par un certain tassement.

Ceci dit, la mise en place du massif proprement dit d'enrochements peut être effectuée de plusieurs manières.[7]

Sur le parement aval, l'équilibre pourrait être rompu de manière à ce qu'un bloc soit éjecté du massif et roule sur le parement aval, ce qui formerait un trou amorce de déséquilibres ultérieurs pour la même raison le pied aval sera constitué d'enrochement rangés.[5]

Pour des raisons de statique et d'hydraulique, le corps d'un barrage en béton ou remblayé doit être relié à un parement vertical d'étanchéité qui s'enfonce profondément dans le sous-sol rocheux. La profondeur de cet élément étanche dépend de la hauteur du barrage, donc de la pression dynamique.

Le parement d'étanchéité peut être réalisé avant ou pendant les travaux de construction du barrage. Dans le dernier cas, le parement est effectué à partir d'une galerie de surveillance située dans le corps du barrage. Si, après stockage des eaux, une fuite apparaît dans le parement, l'eau d'infiltration sera évacuée dans la galerie de surveillance par un drain situé sur le pied du parement.

En outre, cette galerie servira d'entrée pour effectuer plus tard des travaux d'étanchéité et des missions de contrôle. [5]

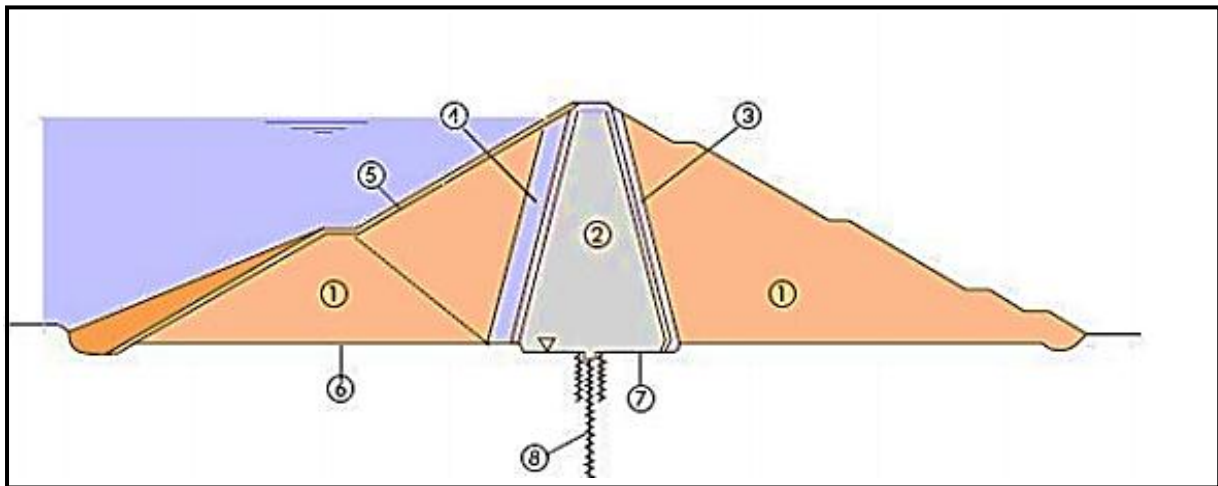


Figure I.9:Coupe transversale d'un barrage en enrochement (Selon Heragmi, 2009).

Légende :

- 1) Enrochement, taille maximale 1000 mm.
- 2) Noyau étanche en matériau limoneux et argileux.
- 3) Filtres-drains en matériau grossier et en matériau fin, de 2,0 m chacun.
- 4) Zone de transition, granulométrie maximale du matériau 150 mm.
- 5) Rip-rap.
- 6) Fondation en blocaille naturelle.
- 7) Fondation sur terrain en place.
- 8) Voile d'étanchéité.

➤ **Enrochements en vrac**

Ils sont simplement déversés depuis des wagons circulant sur une voie, ou depuis des camions. Pour accélérer le tassement, nous arrosons le remblai ainsi formé avec de l'eau sous pression (7 kg/cm²) ; l'eau enlève les poussières restées collées aux enrochements ou produites par les chocs au moment de la mise en place, la pression produit un certain compactage, et entraîne les plus petits enrochements dans les intervalles des plus gros.

La consommation d'eau est élevée, plusieurs fois le volume d'enrochements, mais cette technique est essentielle pour diminuer les tassements à des valeurs de l'ordre de 1%.

La grosseur des blocs doit être la plus grande possible compte tenu du matériel de transport dont nous disposons, ceci pour une question économique : qui va de quelques centaines de litres à plusieurs mètres cubes. [6]

Il est recommandé de prévoir la construction du massif par étages successifs, d'une dizaine de mètres de hauteur par exemple, pour éviter le déversement des enrochements sur une grande hauteur qui d'une part provoque une certaine ségrégation et d'autre part provoque dans le massif des tassements irréguliers.

Les chocs des blocs tombant et roulant sur les enrochements déjà en place produisent un certain compactage et sont donc favorables, et constituent comme un essai de qualité pour les blocs : ceux qui se cassent ainsi auraient fini par casser, mais après la mise en service de l'ouvrage, ce qui produit alors des tassements différés plus gênants.

Cependant, de plus en plus, on compacte les enrochements mis en place en couches de 0,5 à 2 ou 3 m au moyen de rouleaux vibrants, lourds (8t), exactement comme s'il s'agissait d'un massif de terre.

Les tassements résiduels, après mise en eau, se comptent alors en dixièmes d'unités pour cent, et la consommation d'eau est bien plus faible (500 litres/m³ d'enrochement, par exemple). [4]

➤ **Enrochements arrimés**

Nous réalisons ainsi, soit l'ensemble du massif pour réduire les fruits des parements, soit surtout les parements seulement sur quelques mètres d'épaisseur. Si les blocs sont trop lourds, ils sont mis en place à la grue, les intervalles étant bouchés par de petits enrochements mis en place à la main. [7]

I.8.2.1.2 Barrages en terre

◆ Définition d'un barrage en terre

Le terme "Terre" doit être, pour les ingénieurs, pris dans le sens le plus large du mot et sert à désigner toute sorte de matériaux terreux comprenant non seulement les différents sols définis par le pédologue, mais aussi l'ensemble des matériaux provenant de la désagrégation ou de la décomposition des roches.[9]

Les barrages en terre sont des murs de retenue d'eaux suffisamment étanches construits avec la terre et les matériaux du site suivant des mélanges et des proportions bien définies. [6]

◆ Types de barrage en terre

Il existe trois principaux types de barrage en terre :

- Le barrage en terre homogène,
- Le barrage à masque amont,
- Le barrage à noyau étanche.

➤ **Barrage homogène**

Le barrage en terre homogène est constitué d'un massif en terre compactée imperméable, muni d'un dispositif de drains dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet du batillage dans sa partie amont (figure I.9) [4]

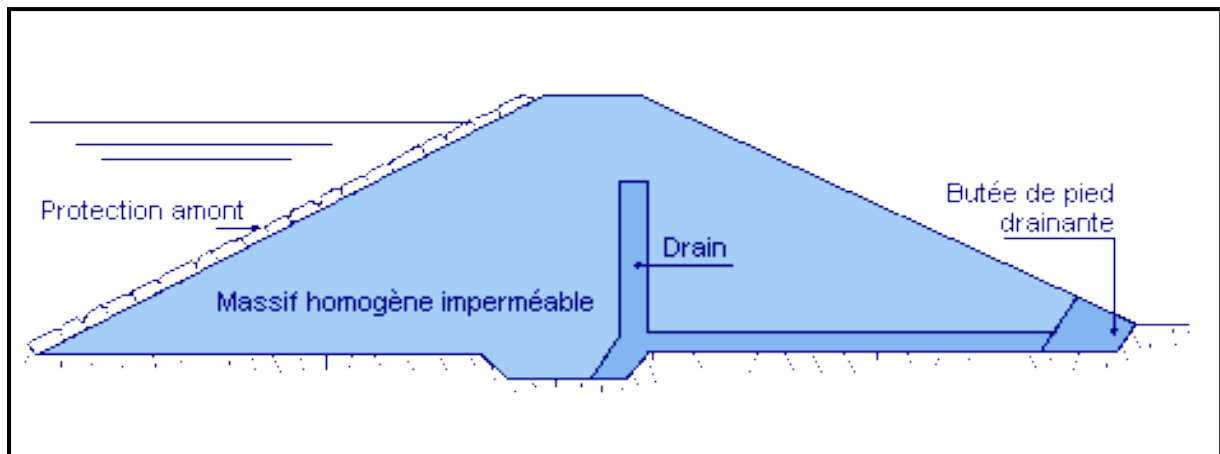


Figure I.10: Schéma d'un barrage en terre homogène (Selon Heragmi, 2009).

➤ **Barrage zoné avec un noyau étanche**

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène étanche (figure I.10).

Dans ce cas, une solution couramment adoptée consiste à concevoir un massif en plusieurs zones, dont chacune est constituée d'un matériau différent suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériau argileux qui pourra être placé en amont du barrage ou au centre de celui-ci.[4]

Les barrages zonés sont des barrages en remblai constitués de plusieurs types des matériaux disposés de façon à assurer séparément les fonctions de stabilité du barrage et l'étanchéité. [5]

Le découpage du corps du barrage en matériaux différents est appelé zonage. Il permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site. Le noyau imperméable est constitué de terres argileuses, d'argile, des terres caillouteuses ou tout autre matériau terreux comportant une forte proportion de matériaux fins lui peut avoir recours à des matériaux de substitution tels qu'une paroi moulée ou bien une superposition de couche de béton bitumineux ou d'asphalte.

Les zones encadrant le noyau imperméable sont en tout venant compacté, elles assurent la résistance et la stabilité du barrage, en particulier pour le talus amont en cas de vidange rapide. [10]

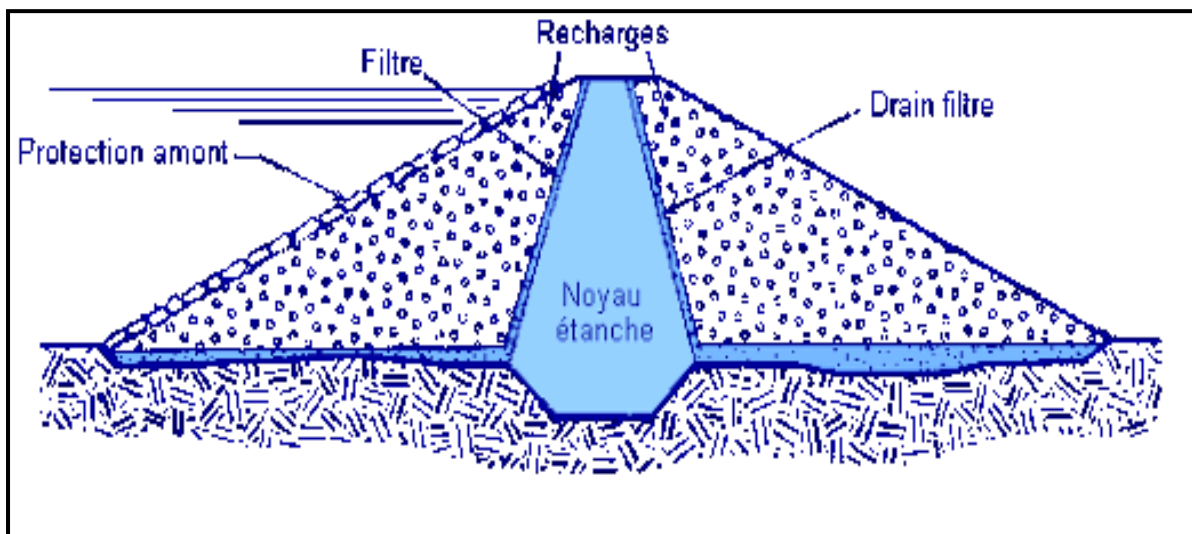


Figure I.11:Schéma d'un barrage zoné avec un noyau étanche.

➤ **Barrage à masque amont**

Les barrages à masque sont constitués d'un remblai plus ou moins perméable assurant la stabilité d'ensemble. Un écran imperméable, appelé masque, est mis en place sur le parement amont de façon à rendre le barrage étanche et lui permettre de retenir l'eau du réservoir (figure1.11).

Le masque qui constitue l'organe d'étanchéité amont est classiquement réalisé en béton, avec des produits bitumineux ou encore au moyen d'une géomembrane. Son épaisseur est limitée, ce qui lui permet de s'adapter aux déformations faibles mais inévitables du massif support (les géomembranes peuvent même accepter des déformations importantes). La présence du masque en parement amont présente le double avantage de permettre des réparations en cas de dégradation du masque, mais aussi d'autoriser des vidanges de retenue très rapides.

Le corps du barrage assurant la stabilité peut être en matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable.[10]

De nombreux barrages à masque sont réalisés en enrochements. La qualité du compactage lors de la mise en œuvre du matériau a une grande influence sur les déformations et tassements ultérieurs.

Pour améliorer la sécurité du barrage, il n'est pas rare de trouver dans les barrages à masque d'autres matériaux fonctionnels.

- ❖ Un matériau de réglage ou de transition servant de support à l'étanchéité mince et la mettant à l'abri de tout poinçonnement par des éléments grossiers du massif support
- ❖ Une cheminée drainant, un tapis drainant ou les deux pour évacuer les infiltrations éventuelles à travers le masque ;
- ❖ Des matériaux de protection soit du parement aval (terre végétale engazonnée, enrochements, maçonnerie de pierres sèches, soit du masque d'étanchéité comme des dalles de protection ou des pavés autobloquants mettant l'étanchéité mince à l'abri des agressions extérieures telles que la glace, les projectiles ou les chutes de blocs.[4]

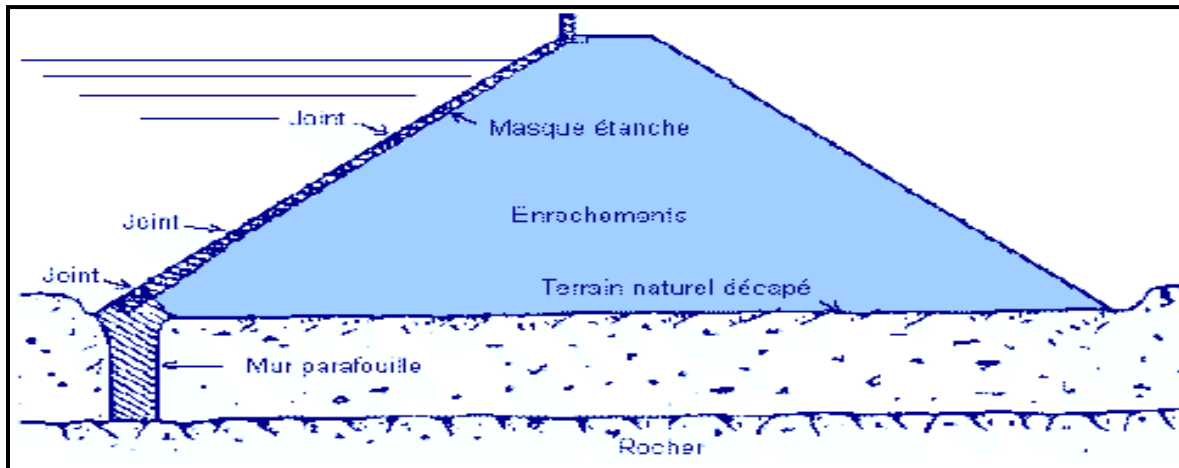


Figure I.12:Barrage à masque étanche.

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que le manque de matériaux convenables et la difficulté de mise en œuvre.

Nous devons comparer alors cette technique à celle d'une digue homogène à masque amont étanche.

Le masque amont (Figure 1.12) est une paroi tanche plaquée sur le talus amont du barrage.

Il existe de nombreuses natures de masque étanche telles que le béton de ciment ou le béton bitumineux, les chapes préfabriquées, les membranes souples. Le masque amont présente l'avantage de pouvoir être exécuté après l'édification du remblai et de pouvoir être réparé aisément.[4]

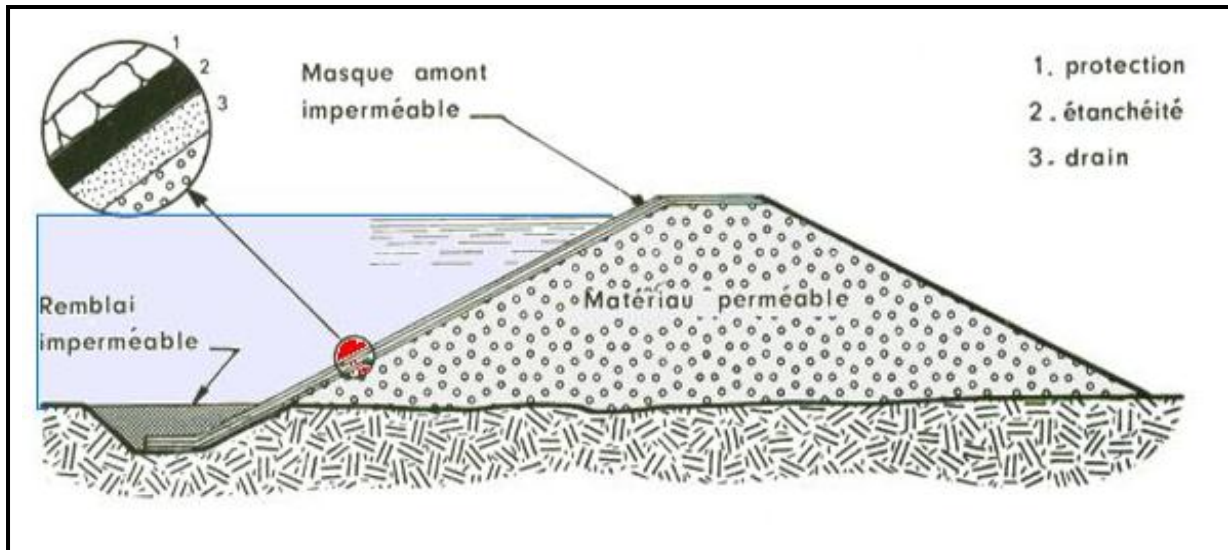


Figure I.13: Schéma d'un barrage à masque amont (Selon Heragmi, 2009).

I.9 Avantages et inconvénients de divers types de barrage

I.9.1 Barrage poids

Avantages [11]

- Faibles contraintes dans le béton.
- Faibles contraintes transmises par la fondation au rocher.
- Les variations de températures ne produisent que de faibles variations de contraintes.
- L'évacuateur de crue peut facilement combiner avec le barrage (diriger les crues directement par dessous)
- Le gradient des sous-pressions à travers la fondation est faible.

Inconvénients [6] ;[9]

- Les sous-pressions sont importantes dans la fondation.
- Moyen risque de tassement.
- Le volume du béton est important (pour le barrage-poids évidé, il est plus faible).
- Le volume d'excavation de la fouille est important.
- Fragilité au séisme (si les joints entre les blocs ne sont pas faits par injections).
- L'échauffement du béton par la prise du ciment est assez problématique.

I.9.2 Barrage à contrefort

Avantages [11] ; [6]

- Les contraintes transmises par la fondation au rocher sont moyennes.
- Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles.
- Le volume du béton est faible.
- L'échauffement du béton est faible.
- Les risques de tassements sont moyens.

Inconvénients [11] ; [9]

- Très susceptible au séisme. La résistance à l'accélération latérale est presque inexistante.
- La fouille est importante.
- Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est localement très élevé.
- Les contraintes dues au gradient de température peuvent devenir importantes à la tête du contrefort.

I.9.3 Barrage à voûte**Avantages [6] ; [9]**

- Le volume du béton est faible.
- La fouille est assez petite.
- La résistance au séisme est haute.
- Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles (la surface de la fondation est petite).

Inconvénients [11]

- Les contraintes sont importantes dans le béton et dans le rocher.
- Les forces sont transmises obliquement dans les appuis.
- Moyen risque de tassements.
- L'échauffement du béton par la prise du ciment est à considérer.
- L'intégration de l'évacuateur de crues (grands débits) dans le barrage est difficile.
- Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est très grand.
- Les sous-pressions dans les fissures du rocher peuvent provoquer des glissements d'appuis.

I.9.4 Digue en terre /Enrochement à noyau**Avantages**

- Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions du terrain.
- Peu susceptible aux tassements et aux séismes.
- Petite à moyenne fouille. La digue n'est pas forcément fondé sur un rocher sain.
- La compression du sol est faible.
- Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation ou du noyau est faible.

Inconvénients [6]

- Mise en place de grands volumes de matériaux.
- Le remblai du noyau en argile est influencé par les conditions atmosphériques (climat pluie).
- L'inconvénient majeur est les infiltrations à travers le massif

I.10 Conclusion

Les barrages en terre sont les seuls qui conviennent à une fondation non rocheuse, ils présentent l'avantage de pouvoir être adaptés à peu près à n'importe quelle fondation, et de pouvoir être réalisés avec une très grande variété de sols.

L'inconvénient majeur des barrages en terre est les infiltrations à travers leurs massifs.

Donc la partie la plus délicate des barrages en terre et en enrochement est l'organe d'étanchéité. Le choix des organes d'étanchéité est l'un des éléments les plus importants du processus de conception et de construction d'un barrage en remblai.

CHAPITRE II

ÉTUDE

DE LA ZONE

DU BARRAGE

Introduction

L'étude du milieu d'un barrage peut se diviser en trois parties essentielles à savoir ; la topographie qui a pour but : la détermination du site du barrage, la géologie qui désigne tous étages de différentes couches qui constituent l'ensemble du site entourant la zone d'étude, et l'étude géotechnique qui nous permettra de connaître les caractéristiques des matériaux prélevés sur le site pour la réalisation de notre ouvrage.

II.1. Présentation du barrage Souk-Tleta :

Le site du barrage projeté est situé sur l'Oued Bougdoura en confluent de l'Acif Tlata et de l'Asif Imedrane à 8 km au Sud de Draa Ben Khedda. Le barrage sera réalisé par une digue en matériaux meubles qui aura une hauteur de 95 m environ au-dessus de la fondation du noyau central étanche. Au niveau de la retenue normale (RN.) fixée à 123.00 NGA la cuvette retiendra 89.5 millions de m³.

Une digue de col, haute environ 20 m, sera réalisée pour barrer la dorsale en rive gauche. [15]

Le barrage de Souk Tleta est le deuxième plus grand barrage hydraulique de la Wilaya de Tizi-Ouzou c'est un ouvrage en matériaux meubles avec recharge à l'amont en alluvions graveleuses, recharge à l'aval en grés et noyau en colluvions argileuses (Barrage en remblai zoné à noyau argileux).

Destination : la retenue du barrage de SOUK TLETA permettra la régularisation de 98 Hm³ d'eau destinée à renforcer l'alimentation en eau potable et industrielle des régions de Tizi-Ouzou, Boumerdes et Alger. Ainsi les villages des communes suivantes : Timitine, Sidi-Naamane, Tadmait, Draa Ben Khedda, Maatkas, Ait Yahia Moussa, Mkira et Tizi-Ouzou (Oued Falli) soit 188 villages pour une population actuelle de 240.000 habitants. Ainsi que les zones industrielles (Draa El Mizan, Tizi-Ghenif, Tadmait Et Draa Ben Khedda). [15]

Ces derniers sont actuellement alimentés à partir des forages qui se trouvent dans l'Oued Sebaou, à partir du transfert Taksebt-Alger et à partir du transfert Koudiet Acerdoune. L'objet fondamental est de créer un assouplissement de la charge du barrage Taksebt et Koudiet Acerdoune.



Figure II.1: Point de situation du barrage de Souk N'Tlata (Google Earth).



Figure II.2: Vue générale sur le site du barrage (Google Earth).

Le fond de la rivière est situé approximativement au niveau 65 m NGA et présente en son endroit le plus étroit une largeur d'environ 50 m. Les flancs de la vallée montent jusqu'au niveau 150 m NGA. [15]

Le plan de situation de l'ouvrage est montré dans la figure (II.6).

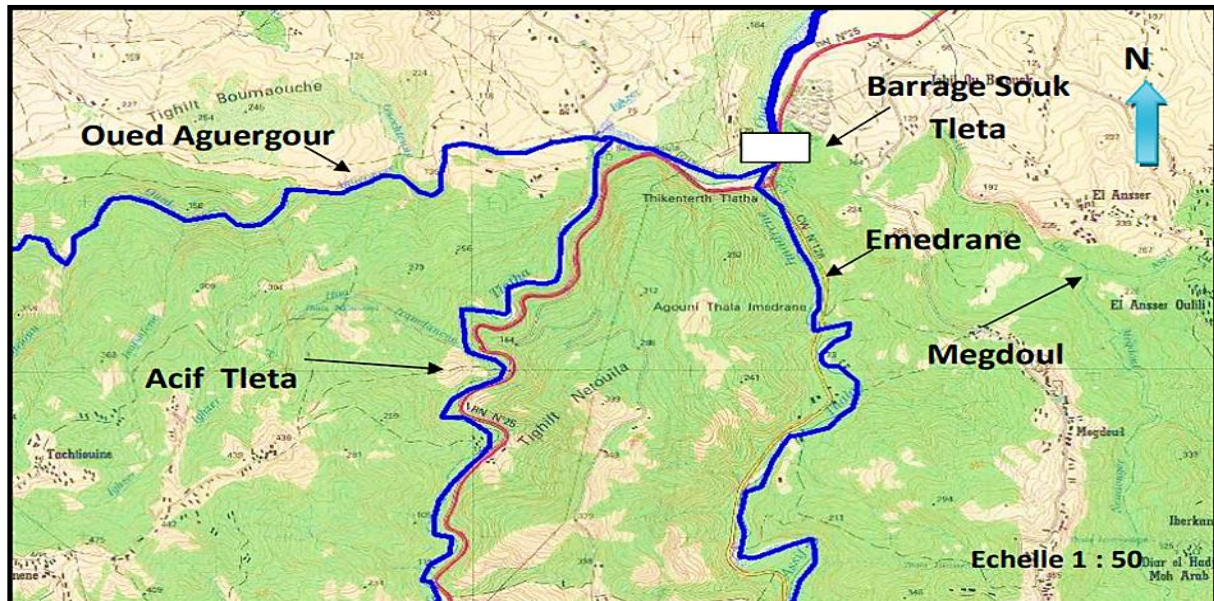


Figure II.4: Localisation du site du barrage de Souk Tleta (ANBT).



Figure II.5: plan de situation de l'ouvrage.

II.3. L'étude Géologique

II.3.1. Objectif de l'étude géologique

L'étude géologique a pour le but d'étudier la géologie du site du barrage et pour valider le choix d'un site, on doit vérifier un certain nombre de critères d'ordre géologique, préalablement à l'établissement du projet proprement dit. Le but principal de cette étude est d'étudier la géologie du site, de la cuvette et de savoir les principales caractéristiques mécaniques et hydrodynamiques des sols, dont :

- ✓ Perméabilité de la cuvette.
- ✓ Stabilité des versants.
- ✓ Recherche des matériaux de construction.
- ✓ L'étanchéité des fondations,
- ✓ L'existence des eaux souterraines très apparentées et des remontées de nappe au niveau de l'axe du barrage,

II.3.2. Les recherches réalisées sur le site

La campagne de reconnaissance de 1987 à 1988, effectuée par l'entreprise Yougoslave GEOSONDA a réalisé plusieurs forages afin de savoir la structure géologique de site et de la cuvette. [13]

Dans le site du barrage, l'entreprise a réalisée 25 forages carottés, dont 4 dans le lit de l'oued Bougdoura, 4 dans la zone d'appui en rive droite, 11 dans la zone d'appui en rive gauche et 6 dans la zone d'assise du barrage auxiliaire.

Pour évaluer la qualité et la quantité des matériaux de construction disponibles dans la retenue et à l'aval du barrage, GEOSONDA a réalisée 22 forages dans les zones d'argile pour le noyau et 16 forages pour les alluvions de recharge.

II.3.3. Géologie régionale

Le site de Souk Tlata se trouve sur le bord méridional du bassin sédimentaire du miocène inférieur terminal de Tizi-Ouzou. La zone d'étude fait partie du domaine kabyle qui couvre le Tell septentrional de l'Algérie. [16]

Elle est composée essentiellement de roches métamorphiques (socle cristallophyllien), et de roche sédimentaires, reposant en discordance sur ces dernières.

Le massif cristallophyllien est surtout composé de Gneiss et Schiste (Figure II.7). Les formations du miocène débutent par des conglomérats dont les galets proviennent du socle Kabyle. Elle se termine par une couche de marnes très épaisse. La tectonique du socle est liée aux mouvements alpins responsables de la réparation des massifs. Les affleurements actuels ont été répartis suite à l'érosion du plio-quadernaire. [14]

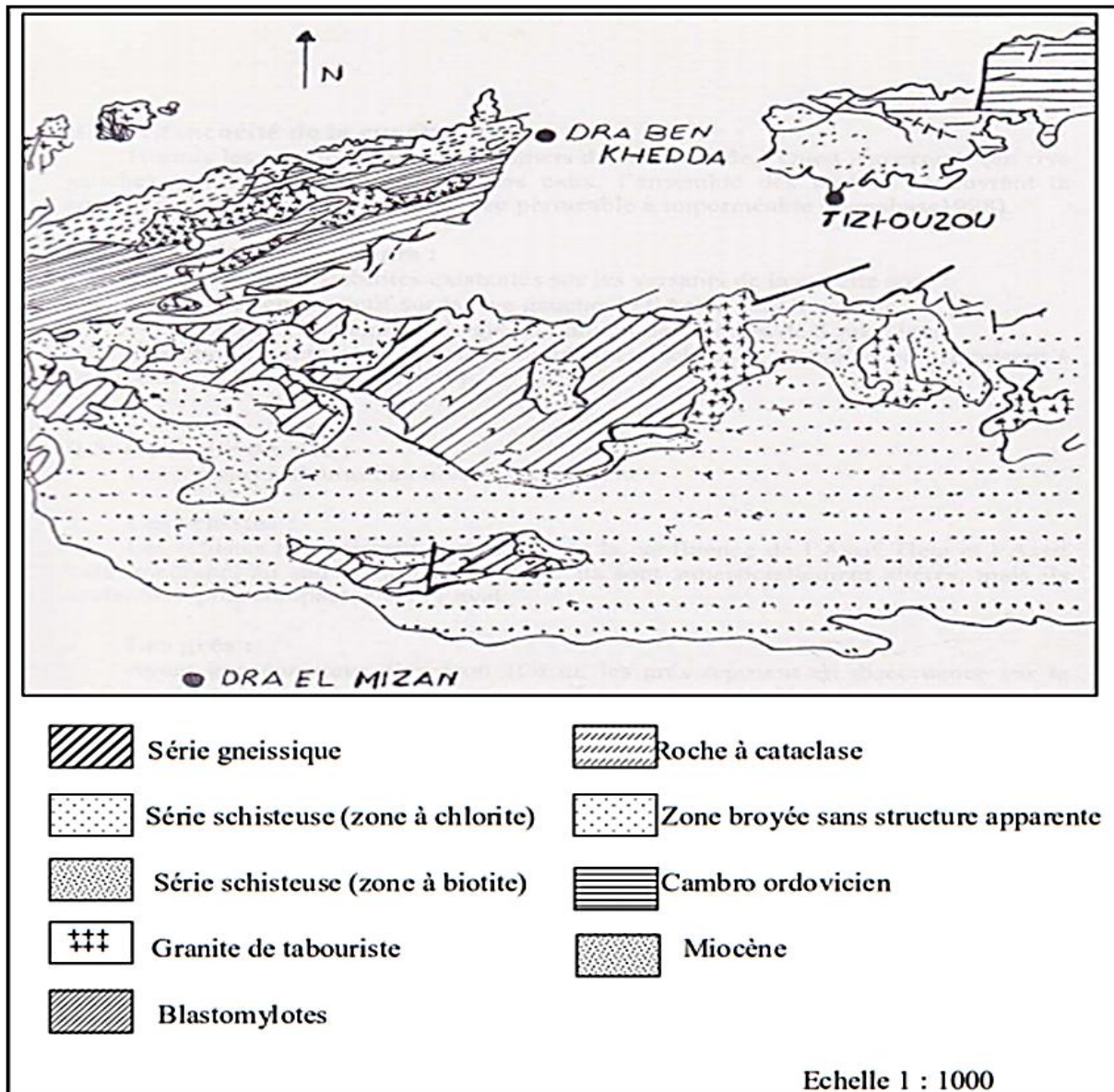


Figure II.6: Esquisse géologique du massif cristallophyllien Kabyle (Benabbas 1988).

II.3.4. Géologie de la cuvette (réservoir)

Les formations géologiques intéressées par le réservoir sont illustrées par la carte géologique (figure II.9).

Les roches qui affleurent sur les flancs des vallées de l'Acif Tlata Imerdrane et de l'Acif Tlata appartiennent à la série cristallophyllienne du massif primaire Kabyle.

Le socle gneissique et migmatitique de la Grande Kabylie est recouvert de roches cristallophylliennes, ce que signifie que les terrains inondés appartiennent à la série terminale du socle métamorphique paléozoïque. Il s'agit généralement de schistes lustrés ou phyllades et de micaschistes. On a affaire à trois lithofaciés :

- ✓ Phyllades : schiste séricitiques et chlor itographiteux avec veines et glands de quartz ;
- ✓ Phyllades gneissiques : traversées de nombreux filons de gneiss et Q-pegmatite ;

- ✓ Micaschistes : schiste plus ou moins micacés et plus ou moins granulitisés (gneiss ocellés) ;

Dans la vallée de l'oued Agueroun, on observe des affleurements de terrain sédimentaire tertiaires qui appartiennent à la formation molassique du burdigalien (miocène inférieur) et qui sont caractérisés par des pélites plus ou moins carbonatée bleuâtres et par des grès fins, tendres, à ciment sédimentaire.

Les formations du pliocène ou plioquaternaire sont les poudingues des terrasses du sommet des collines argileuses de la vallée de l'Oued Agueroun, déposées par un ancien cours d'eau.

Les terrains plus récents sont caractérisés par des dépôts alluvionnaires des lits des oueds, par des colluvions détritiques argileuses qui affleurent surtout au pied des pentes constituées de phyllades et subsidiairement par des éboulis, situés légèrement à l'amont de la gorge de Souk El Tleta.

La retenue créée par le barrage de Souk Tleta pourra inonder les deux vallées étroites de l'Acif Tala Imedrane et Acif Tleta, qui s'écoulent en gros dans le sens Sud-Nord jusqu'à leur confluence à Souk Tleta, zone prévue pour le barrage ; la retenue s'étendra également dans la vallée de l'oued Agueroun, affluent de l'Acif Tleta, qui s'écoule dans la direction Ouest-Est.

A partir de la confluence de ces deux cours d'eau, la rivière prend le nom d'Oued Bougdoura. Les roches qui affleurent sur les flancs des vallées de l'Acif Tleta et Tala Imedrane appartiennent à la série cristallophyllienne, ce qui signifie que les terrains inondés appartiennent à la série terminale du socle métamorphique paléozoïque. Il s'agit en général de schiste et de micaschiste donc on a à faire à trois lithofaciés :

-Les schistes

-Les grés

-Les conglomérats

Dans la vallée de l'oued Agueroun affleurent les terrains sédimentaires tertiaires qui comportent :

-Des marnes.

-Des grés fissurés.

Des conglomérats du pliocène recouvrent les sommets des collines de l'Oued Agueroun.

Les dépôts alluvionnaires des lits des Oueds et les colluvions aux pieds des pentes, représentent les terrains les plus récents. [14]

II.3.5. Etanchéité de la cuvette (réservoir)

Hormis les conglomérats des sommets des collines de l'Oued Agueroun (en rive gauche) qui occasionnent la fuite des eaux (mis à part les grappes de collines de vallée sur la

rive gauche qui font les pertes d'eau), l'ensemble des terrains recouvrant la cuvette de la retenue est considéré comme peu perméable. [14]

II.3.6. Stabilité des versants

Il existe des pentes particulièrement instables sur les versants de la cuvette sont :

- ✓ Un glissement actif sur la rive gauche de l'Acif Tala imedrane.
- ✓ De légers éboulements des grès à l'amont de la gorge de Souk Tleta.

Ces éboulements n'auront pas d'incidences fâcheuses, vu qu'ils se produisent à un niveau très bas. [14]

II.3.7. Géologie du site

Le site de souk Tlata se trouve sur le bord méridional du bassin sédimentaire du miocène inférieur terminal de Tizi-Ouzou. Ce bassin formé par une série épaisse de dépôts gréseux, et marneux, appartient à l'ancien golf miocène de la basse Kabylie, qui est la terminaison orientale du grand bassin sédimentaire de la Mitidja Les terrains affleurant au niveau du site sont :

- **Les grès :**

Les burgaliens sont gréseux d'une façon assez homogène mais avec, toutefois, des bancs intercalaires organogènes ; il s'agit des grès à éléments sableux moyens-fins, à ciment carbonatique-sidéritique, tendres à mi-durs.

Les grès burdigaliens sont stratifiés en bancs, les joints de stratification plongent vers le nord, et donc vers l'aval selon la direction d'écoulement de l'oued, avec un pendage de 15-20°.

Les grès non altérés sont de couleur grise, mais les roches altérés par hydrothermalisme ferrugineux présentent une couleur beige foncées à rouge brique. Ayant une épaisseur d'environ 100m, les grès reposent en discordance sur la surface schisteuse érodée. Ils affleurent sur les deux rives et constituent la fondation et les appuis du barrage (FigureII.8).

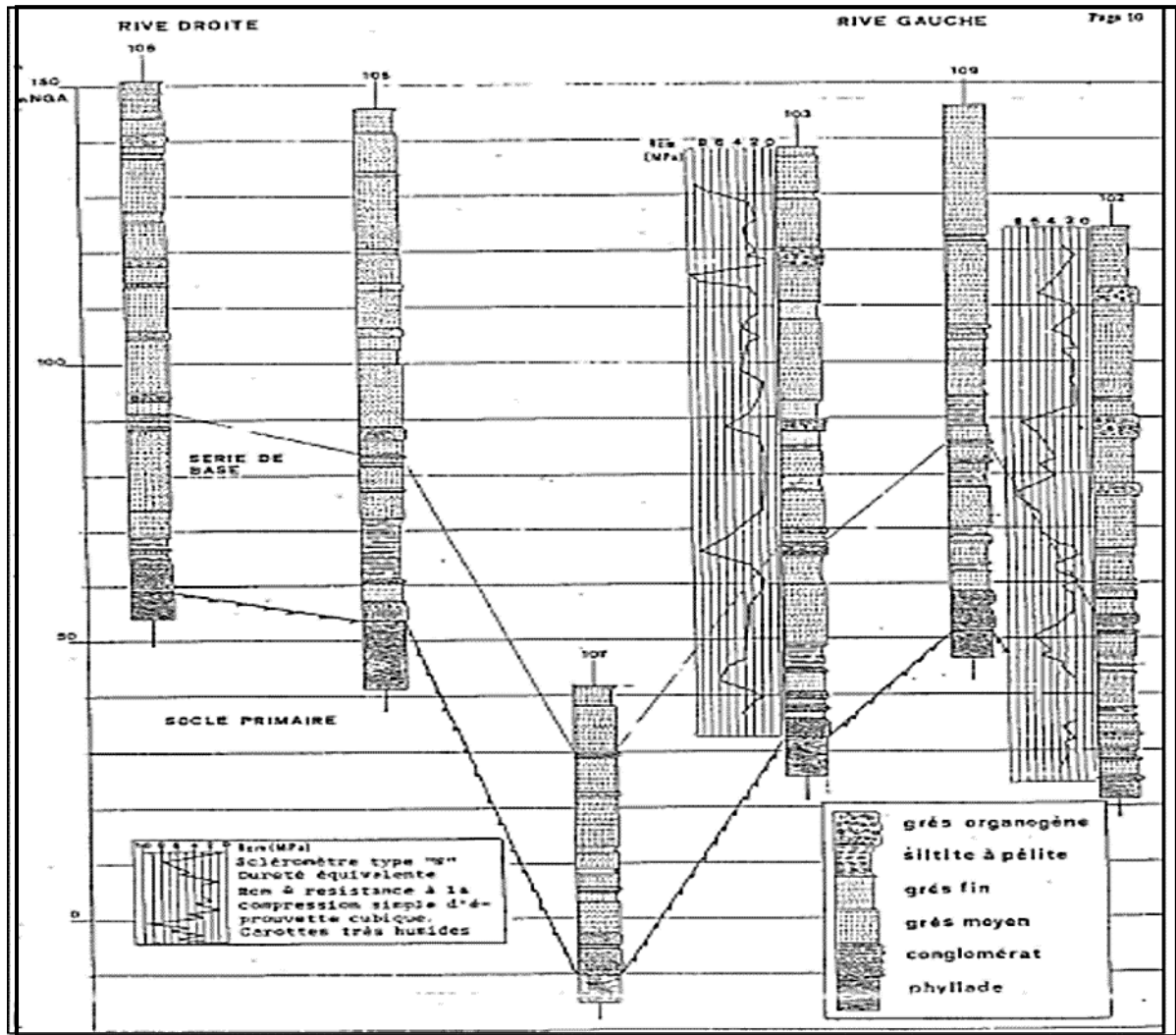


Figure II.7: coupe lithostratigraphique des grés (ANBT).

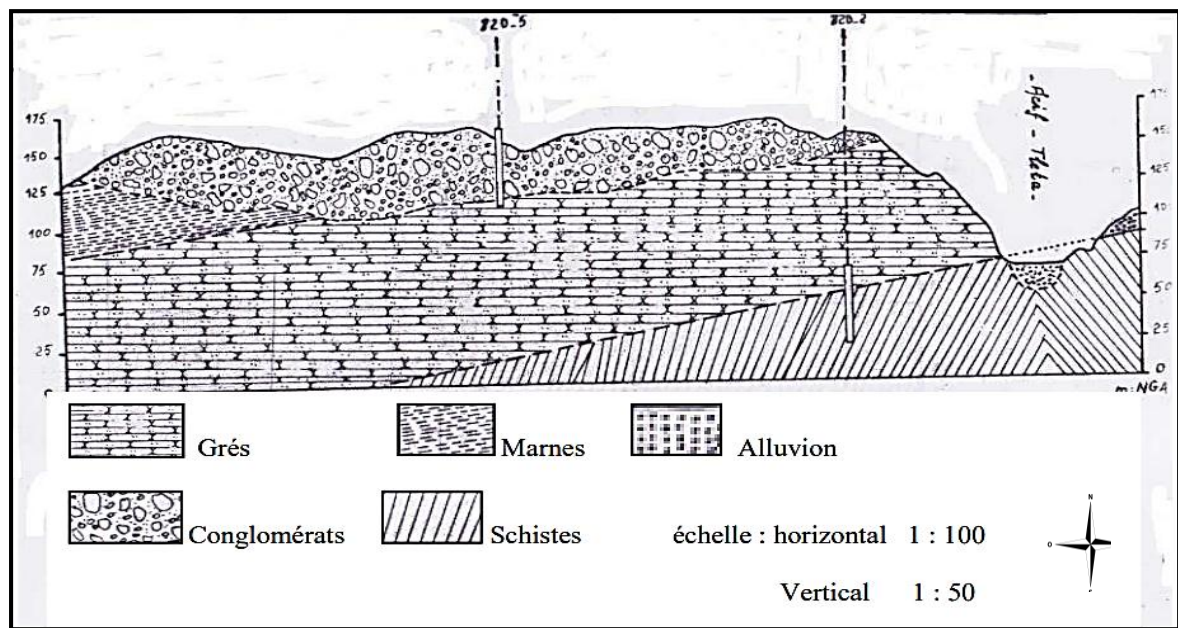


Figure II.8: coupe géologique, rive gauche (ANBT).

- **Les Alluvions**

Sont les sédiments du lit de l'oued. A la surface de l'oued Bougdoura, elles sont constituées par du tout-venant, presque complètement exploité à 2 m de profondeur, le matériau devient plus sableux.

Du point de vue pétrographique, les éléments sont dans une mesure prépondérante, des gneiss et des Q-pegmatite (43%), suivent les calcaires (29%), les micaschistes (22%) et les grès (6%). Il s'agit en général de gravier argileux et de sable limo-argileux.

La profondeur des alluvions de l'oued Bougdoura dans la zone de la gorge de Souk El Tlata varie de 20 à 21m.

La couche alluviale recouvre des phyllades, de schisteuses à très laminées, en amont de l'axe et de grès homogènes en aval de ce dernier.

- **Les Poudingues**

Elles occupent une surface importante (une vingtaine d'hectares) dans la colline d'appui du barrage en rive gauche et remplissent une vallée épigénétique profonde.

En surface, l'altération les a transformées en un sol graveleux-sableux avec une matrice importante de limon argileux, tandis qu'en profondeur, elles deviennent très compactes, avec des horizons très fortement cimentés.

Du point de vue granulométrique, les poudingues sont composés de gravier argileux avec cailloux, de forme ronde, avec des blocs isolés qui peuvent atteindre le volume de 0.25 à 1 m³.

Du point de vue pétrographique, les éléments sont dans une mesure prépondérante, des gneiss et des Q-pegmatites (58%), suivent les schistes micacés et les micaschistes (30%), puis les calcaires (3%) et les grès (1%) ; des argiles vertes représentent le (8%).

La zone du site du barrage offre des gisements importants de poudingues, qui pourraient être employés pour les recharges.

- **Les colluvions**

Un possible dépôt est situé en aval du site du barrage, à 0.5 km environ de distance et intéresse les alluvions du lit mineur et majeur de l'Oued Bougdoura. En surface, ces alluvions sont constituées d'un tout-venant grossier. Les graviers sous adjacents passent fréquemment à du sable comportant plus ou moins d'éléments fins. Le terrain semble être assez homogène.

Du point de vue pétrographique, les éléments, généralement arrondis ; sont constitués par :

- ✓ gneiss et Q-pegmatiques 43% ;
- ✓ Calcaire 26% ;
- ✓ Micaschistes 22% ;
- ✓ Grés 6%.

Ces matériaux peuvent être utilisés pour les recharges du barrage mais devront être exploités par dragline en dessous de la nappe phréatique ; ils ne sont pas recommandables comme agrégats à béton en raison de la présence de micaschiste et de phyllade ainsi que de quartz microfissure (pegmatites) ; par contre, ils sont utilisables pour les transitions et pour les filtres s'ils sont sélectionnés et encore mieux s'ils sont corrigés par l'adjonction d'éléments de quartz de carrière.

- **Pélites**

Ces matériaux occupent une surface très étendue, entre les vallées de l'Oued Agergoun et de l'Oued Bougdoura ; les matériaux y présentent des caractéristiques assez homogènes.

Affleurant sur les versantes de rive gauche de l'Oued Agergoun, ces argiles sont le produit éluvial plus ou moins remanié des pélites grises, feuilletées à schisteuses de la formation burdigaliens. L'épaisseur de la couche éluviale est de 6m environ, mais au-dessous, les pélites sont encore fortement altérées jusqu'à une profondeur de l'ordre de 10m. Ces sols ne sont pas facilement utilisables comme matériaux pour noyau du barrage, car ils présentent une teneur en carbonates élevée, ce qui comporte un risque sensible de microfissuration en cas de retrait.

- **Calcaire d'Assi Youcef**

A 35 km de distance du site du barrage, au sud de Boghni, se trouve une grande carrière avec une station de concassage en service.

Le gisement se trouve au pied septentrional de la chaîne calcaire du Djurdjura. Le Karst a altéré le rocher jusqu'à une profondeur de 5 à 10m. Sur la base de l'intensité de fissuration, on peut évaluer le volume moyen des polyèdres à 0,45m³, ce qui a pu être constaté aussi sur les blocs présents en carrière. Ces matériaux, blocs sélectionnés, peuvent être exploités pour le perré de protection de la recharge amont du barrage, tandis que le tout-venant peut constituer le lit de pose des susdits enrochements. [15]

II.3.8. Perméabilité

Pour déterminer le coefficient de perméabilité des roches de fondation, plusieurs essais d'eau en pression (Lugeon) et ponctuels à niveau constant (Lefranc) ont été effectués.

- **Essai Lugeon**

La perméabilité Lugeon demande la mesure du débit qui s'écoule sous une pression effective de 1114Pa et sur une longueur de 1m à travers les parois d'un forage (diamètre généralement compris entre 70 et 80mm). L'unité Lugeon (1 litre/mètre/minute) correspond grossièrement à k 10⁻⁷ m/s. l'essai s'effectue en général sur une tranche de forage de 3 à 5m de longueur.

Tableau II.1: la classification de sol selon Lugeon

Valeur en unité Lugeon	Classification
< 2 UL	Imperméable
2 à 5 UL	Peu perméable
5 à 20 UL	Perméable
>20 UL	Très perméable

- **Essai Lefranc**

L'essai de perméabilité Lefranc est appelé aussi «Essai ponctuel », habituellement exécuté en même temps que le sondage.

Il consiste à injecter ou à pomper de l'eau à débit constant Q (m^3/s) dans une cavité, limitée latéralement à la partie inférieure par la paroi de sondage et à la paroi supérieure par un bouchon étanche, on crée ainsi une variation de charge h (m), celle-ci sera représentée par une courbe en fonction du débit, et son examen, nous permettra de déterminer le coefficient de perméabilité k (m/s).

Les essais de perméabilité effectués ont donné les résultats suivants :Pour les alluvions de l'Oued Bougdoura, le coefficient de perméabilité k varie entre 5.10^{-1} et 5.10^{-6} cm/s, ce qui met en évidence l'hétérogénéité du sol, confirmée également par les courbes granulométriques.

Les coefficients k des poudingues, qui suivent assez bien une distribution normale, montrent de faibles perméabilités de 5.10^{-1} à 5.10^{-7} cm/s, dues surtout au degré élevé de consolidation et une certaine cimentation.

En ce qui concerne les grès, les nombreux essais exécutés indiquent que la différence de perméabilité entre les deux versants de l'Oued Bougdoura est faible.

II.3.9. Tectonique

Les sédiments burdigaliens forment une structure monoclinatique plongeant vers le nord avec un pendage de $(15 ; 20)^\circ$.

Il s'agit d'une structure tectonique en forme « Horst » et « Graben » due aux mouvements épirogéniques de la néotectonique dispensée tardo-pliocène et poste-astienne, qui intéresse même les poudingues pliocènes.

II.3.10. Sismicité

D'après les données historiques, la zone du barrage appartient à une région Sismotectonique de faible à moyenne activité. Cette région est aussi loin des bassins subsidant (chlef, Mitidja, Soumam et hodna) qui sont les centres de foyer sismique les plus dangereux d'Algérie. Par conséquent, il est possible que la zone du barrage Souk El Tlata puisse ressentir, bien qu'affaiblié par la distance, les secousses des séismes des régions sismotectoniques actives.

Aucun foyer sismique n'a été enregistré au site de barrage pendant plus de 200 années, dans un rayon d'au moins 40 km.

II.4. Etude géotechnique

Pour définir les caractéristiques et les comportements mécaniques et hydrodynamiques des sols, une étude géotechnique est nécessaire. L'étude géotechnique du barrage Souk El Tlata est basée essentiellement sur :

- Reconnaissance des sols ;
- Essais de laboratoires.

II.4.1. Les caractéristiques géotechniques

Les caractéristiques géotechniques essentielles sont données comme suit :

1. Les Grès

- Limite et l'indice de consistance :

$$WL=27.4 \%$$

$$IP =12.2 \%$$

2. Alluvions graveleuses de l'oued Bou Gdoura

- Densité relative naturelle : $DR=0.59 \pm 0.2$
- Densité sèche optimum : $\gamma_d=2.13 \pm 0.03 \text{ t/m}^3$
- Teneur en eau optimum : $W_n= 7.3 \pm 0.5$

3. Les Poudingues

- Limite et l'indice de consistance :

$$WL=34.1 \pm 2.5 \%$$

$$IP =10.5 \pm 1.9 \%$$

- Densité sèche naturelle : $\gamma_d= 1.97 \text{ t/m}^3$
- Densité sèche optimum : $\gamma_d= 2.27 \pm 0.03 \text{ t/m}^3$
- Poids spécifique des grains : $\gamma_s=2.66 \pm 0.005$
- Teneur en eau optimum : $W_n= 4.7 \pm 0.8 \%$

4. Les Colluvions

- Limite et l'indice de consistance :

$$WL= 11 \pm 4 \%$$

$$IP =16.6 \pm 5 \%$$

- Densité sèche optimum : $\gamma_d=1.83 \pm 0.05 \text{ t/m}^3$

5. Les Pélites

- Limite et l'indice de consistance :

$$WL=44 \pm 2.5 \%$$

$$IP =22.5 \pm 3 \%$$

- Poids spécifique des grains : $\gamma_s=2.72 \pm 0.04 \text{ t/m}^3$

- Teneur en eau naturelle : $W_n = 7.55 \pm 3.1 \%$
- Teneur en eau optimum : $W_n = 17.5 \pm 1 \%$
- Densité sèche : $\gamma_d = 2.08 \pm 0.2 \text{ t/m}^3$
- Densité sèche optimum : $\gamma_d = 1.73 \pm 0.04 \text{ t/m}^3$

II.4.2. Paramètres géotechniques des matériaux utilisés pour la construction du barrage :

- **Pour le noyau**

Il est possible d'utiliser des colluvions argileuses, Néanmoins l'exploitation des zones d'emprunt devra être faite avec beaucoup de soin les couches plus particulièrement détritiques ou organiques devront être éliminées et mises en dépôt.[18]

- **Pour les recharges amont du barrage**

Les matériaux graveleux du site du barrage seront utilisés tel que les alluvions sélectionnées et les tous venant ; la différence entre les deux est la suivante :

Les alluvions sélectionnées de la couche amont ne devront pas avoir un pourcentage passant au tamis 0.074 supérieur à 5% dans le but d'obtenir une zone drainante indispensable à la stabilité du barrage. Cela est valable aussi pour les recharges graveleuses du batardeau.

Les alluvions tout-venant devront avoir un diamètre maximum de 30 mm, une fraction à 60mm comprise entre 40 et 100%, les éléments inférieurs à 2 mm compris entre 10 et 50% tandis que la fraction inférieure à 0.075 mm ne devra pas dépasser 20%.

- **Pour le batardeau**

Les caractéristiques des matériaux du batardeau sont les mêmes avec les recharges amont du barrage se sont les alluvions sélectionnées

- **Pour les recharges aval du barrage**

Pour le parement aval du barrage les grès du type 1 et 2 qui sont extraits des fouilles de l'évacuateur de crue qui seront utilisés d'une manière, les grès du type 1 seront placés à l'intérieur du côté aval et les grès du type 2 seront placés à l'extérieur.

- **Pour les drains et les filtres**

Les alluvions de l'Oued Bougdoura peuvent être utilisées. Quel que soit le système de construction la densité relative après compactage ne devra en aucun cas être inférieure à 75%.

Les filtres auront une granulométrie comprise entre 0.1 et 2 mm et le drainage entre 2 et 15 mm.

- **Pour l'enrochement amont :**

Il s'agit d'une couche de blocs calcaire de la carrière d'Assi Youcef reposante sur un lit de tout-venant de la même carrière. Dans le but de bien serrer l'enrochement, les blocs les

plus petits seront mis en place entre les plus gros. Ce tableau résume toutes les caractéristiques géotechniques des matériaux utilisés pour la construction de la digue.

Tableau II.2: caractéristiques géotechniques des matériaux utilisés pour la construction de barrage

Type de matériaux	Poids volumique γ_h (kN/m ³)	Poids volumique saturé γ_{sat} (kN/m ³)	Angle de frottement interne ϕ (°)	Cohésion c (kPa)	Coefficient de poisson ν	Module de Young E (MPa)	Perméabilité k (m/day)
Filtre	19	21	34	0	0,25	100	8.64
Noyau	18	19	18	10	0,3	25	0.864x10 ⁻³
Grès type 1	19,5	20	30	0	0,23	90	0.0864
Grès type 2	21	21,5	34	0	0,23	90	0.0864
Recharge amont	16	19	10	0	0,3	90	0.0864
Rip Rap	21	22	30	0	0,3	55	0.0864
Alluvion	20	21.5	32	0	0,23	35	0.864
Substratum	21,3	21,8	28	20	0,3	150	8.6 x 10 ⁻³

II.5. Etude hydrologique

II.5.1. Le bassin versant

Un bassin versant est un espace géographique, dont les apports hydriques naturels, se dirige tous vers un seul point unique appelé exutoire. Le bassin versant a pour fonction de recueillir les précipitations et les transformés en écoulement à l'exutoire.

Les pertes de cette transformation, dépendent d'une part des conditions climatologiques de ce dernier.

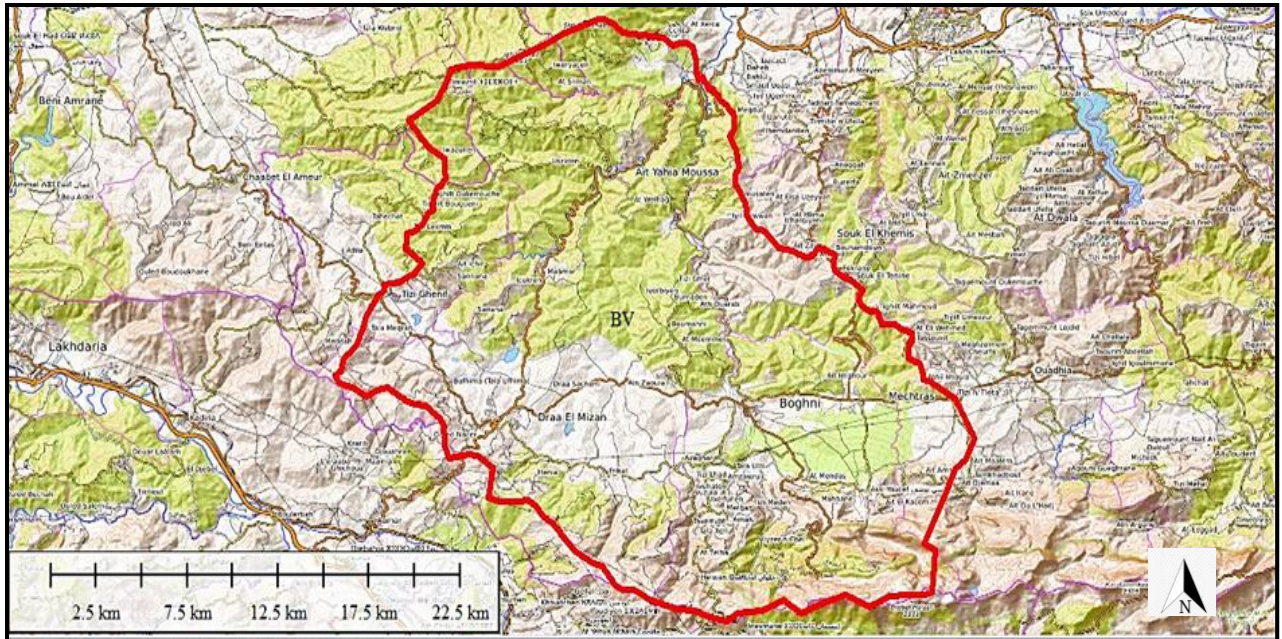


Figure II.9: Le bassin versant du barrage Souk Tlata

II.5.2. Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant

Les caractéristiques physico-géographiques du bassin versant ont été situées sur l’oued Bougdoura en grande kabylie à 80 Km à l’est d’Alger. Ses principaux affluents sont :

- Assif Imedrane complètement au sud,
- Assif Tlata à la partie Sud-Est,
- L’Oued Aguer gour à l’Est.

II.5.3. Hydrologie du bassin versant (caractéristiques géométriques) :

L’Oued Bougdoura est un affluent de l’Oued Sebaou et se trouve dans le bassin versant de ce cours d’eau. Des études on donner les résultats suivants sur le bassin versant :

Tableau II.3:Valeurs des caractéristiques générales (hydromorphométriques) du bassin versant

Paramètres	Valeurs
Surface versante	S = 463 km ²
Périmètre	P = 98.3 km
Indice de compacité (bassin circulaire C = 1)	Ic = 1.31
Longueur du rectangle équivalent	LT = 33 km
Altitude maximale	HM = 900 m
Altitude minimale	Hm = 64 m
Altitude moyenne	Am= 460 m
Module pluviométrique	700 mm/an
Module de l’apport annuel	150 hm ³

II.5.4. Caractéristiques géométriques morphologiques :

Les caractéristiques physiques d'un bassin versant jouent un rôle essentiel dans l'étude de certaines composantes du cycle hydrologique (écoulement, infiltration, etc.). Les plus importantes sont :

II.5.4.1. L'ordre

Le réseau hydrographique est composé d'un cours d'eau principal et d'une série de tributaires dont les ramifications s'étendent vers les parties les plus hautes du bassin versant. [19]

La figure (II.11) montre le réseau hydrographique de bassin versant du barrage Souk El Tlata.

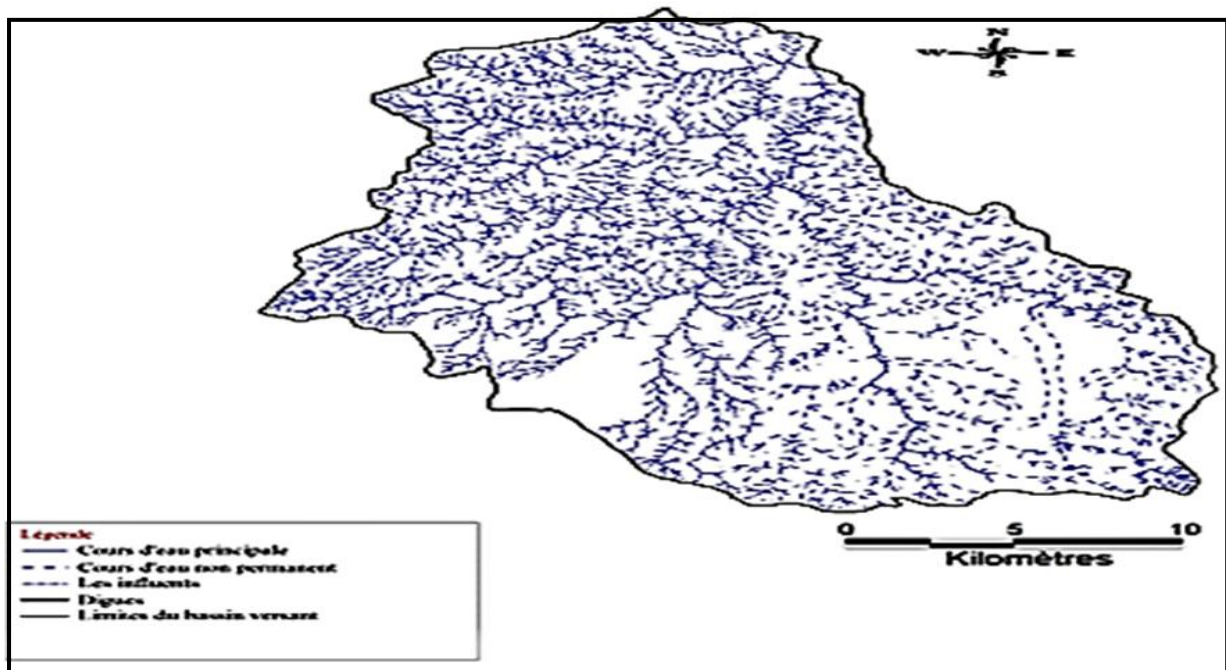


Figure II.10: réseau hydrographique de bassin versant du barrage

II.5.4.2. La forme

La forme d'un bassin est la configuration géométrique telle que projetée sur un plan horizontal. Elle affecte directement son temps de réponse, c'est-à-dire le temps de parcours des eaux à travers le réseau de drainage, et par conséquent le type des hydrogrammes. [19]

Pour déterminer la forme du bassin du Souk El Tlata, on a utilisé l'indice suivant :

- **Coefficient de compacité k_c**

Le coefficient, déterminé par GRAVELIUS, définit le rapport du périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que le bassin. La formule du calcul est la suivante :

$$Kc = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (II.1)$$

Avec :

P : le périmètre du bassin versant en km

A : superficie du bassin km²

Après l'application numérique on trouvera : $K_c = 1.44$

II.5.5. Climatologie

La région de Bougdoura, sous domaine de la grande Kabylie, bénéficie d'un climat du type méditerranéen à hiver frais et pluvieux et été sec et chaud. Elle est l'une des régions les plus arrosées d'Algérie. En effet, la moyenne des précipitations annuelle varie entre 700 et 1300 mm.

Le bassin versant présent de grandes variations altimétriques. Les sommets du grand Massif du Djurdjura dépassent les 2000 m.

Les données climatiques considérées essentiellement les précipitations, les températures et d'autres phénomènes climatiques (vent, insolation, humidité, etc.)

II.5.5.1. Température

Le climat est caractérisé par une saison froide relativement tempérée, durant laquelle des perturbations cycloniques apportent des pluies souvent substantielles surtout sur les reliefs, suivies d'une période chaude. La température moyenne annuelle au niveau de la station de Tizi-Ouzou est de 18°C. Les températures enregistrées à la station de Tizi-Ouzou sont données au tableau (II.4).

Tableau II.4: Températures mensuelles.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Jui	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moyenne Annuelle
Tmin°C	7,2	7,7	8,3	9,9	12,7	16,3	19,2	19,7	18	14,6	10,8	8,5	12,741667
Tmax°C	16,3	16,8	18,1	19,2	21,9	25,4	29	28,7	21,9	24,3	19,9	17,4	21,575
Tmoy°C	11,3	11,7	12,6	14,4	17,4	20,8	24	24,8	21,9	19	15	12	17,075

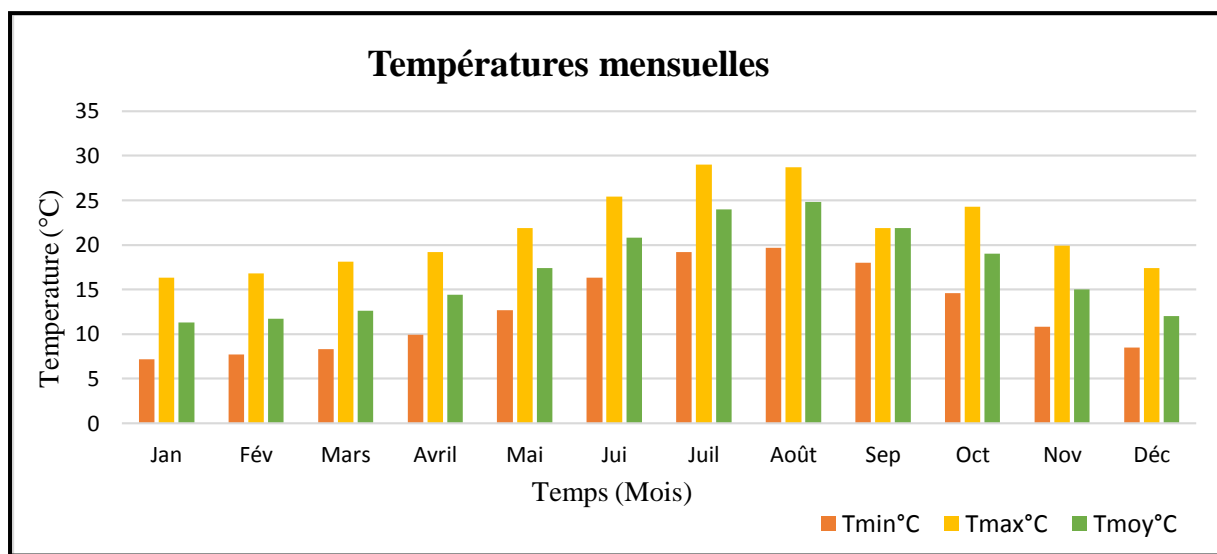


Figure II.11: Températures mensuelles données par la station de Tizi-Ouzou.

II.5.5.2.Le vent

La vitesse moyenne des vents est considérée comme « modérée » [2.5 m/s].A Tizi-Ouzou les vents les plus forts soufflent à la fin de l’automne et de printemps sur la direction Est-Ouest. La vitesse des vents enregistrés à la station sont données au tableau (II.13).

Tableau II.5: moyenne mensuelle de la vitesse des vents.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moyenne Annuelle
Vitesse [m/s]	2,7	2,7	2,9	2,8	2,5	2,3	2,3	2,3	2,2	2,5	2,9	3	2,592

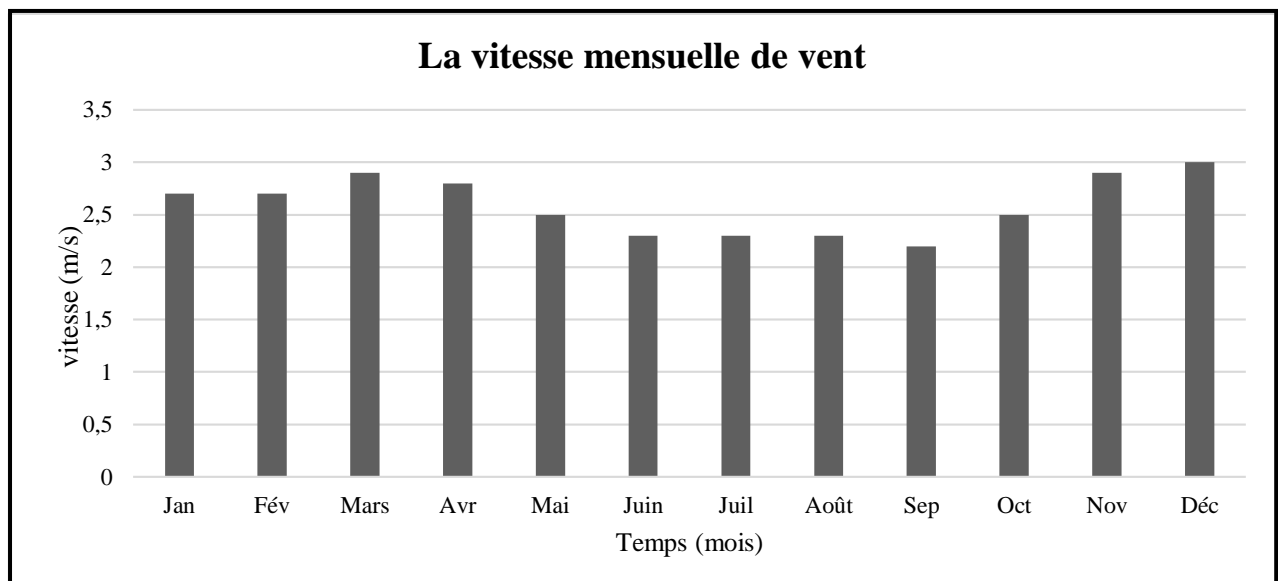


Figure II.12 : la vitesse de vent mensuelle donnée par la station de Tizi-Ouzou.

II.6. Conclusion

Dans cette partie du travail on a présenté le barrage SOUK TELATHA son site, ces différentes caractéristiques et aussi les matériaux utilisés pour sa construction.

Du point de vue topographique, le versant de rive gauche a une inclinaison moyenne de 35° et culmine sur une colline qui partage les Oueds Bougdoura et Aguer gour, tandis que celui de rive droite monte avec des pentes plus raides, ce qui nous amène à avoir une idée sur l'emplacement de l'évacuateur de crue du futur barrage qui verra naissance sur la rive gauche probablement.

L'analyse des données géologiques obtenues sur le terrain montre que :

- La zone d'emprunt présente de bonnes caractéristiques physiques.
- Les conditions géologiques et géotechniques du site ne permettent pas de réaliser un barrage en béton.
- La fondation est constituée d'alluvions assez perméables, donc des excavations sont nécessaires pour arriver au bon sol.
- Les fractures et les contacts stratigraphiques sont donc des chemins potentiels de fuite de l'eau du réservoir. C'est dans la colline de rive gauche que les risques sont les plus élevés.
- Les terrains du réservoir, mettent à notre disposition des matériaux nécessaires pour la construction un barrage avec des matériaux locaux.

D'après l'étude hydrologique on trouve que la zone a des bonnes conditions climatiques avec une température mensuelle moyenne de 17,075°C, et une vitesse de vent de 2,592[m/s].

CHAPITRE III

ETUDE

HYDROLOGIQUE

Introduction

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique relève d'une importance considérable. Le but est de mettre en évidence les paramètres hydrologiques de l'oued tels que les débits des crues, les apports du bassin versant, apports liquides et solides, qui constituent la base du dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement. Cette étude a pour but de déterminer les caractéristiques hydrologiques essentielles nécessaires à l'étude hydrotechnique prochaine de l'aménagement d'un barrage sur l'oued Bougdoura.

La durée de vie d'un barrage dépend des conditions d'exploitation et de son entretien qui sont liées à la correcte évaluation du régime du cours d'eau que l'on veut régulariser, ou dont on veut se protéger, et des vitesses d'envasement auxquelles est soumise sa cuvette. [20]

Les paramètres hydrologiques essentiels à l'étude :

- ✓ Les apports ;
- ✓ Les crues et leurs caractéristiques.

III.1 Étude des apports

L'étude des apports relève d'une importance capitale dans le dimensionnement et le suivi de notre ouvrage. En effet, elle se divise en deux phases principales, l'étude des apports liquide, qui a pour but la détermination du niveau normal de la retenue, et l'étude des apports solides qui a pour but de déterminer le volume mort de la retenue. [21]

III.1.1 Les apports liquides

L'écoulement moyen annuel est une notion fondamentale en hydrologie. C'est le volume d'eau écoulé à l'issue d'un bassin.

Pour l'apport moyen annuel du barrage de SOUK TLETA, on prend

$$A_0 = 150 \text{ Hm}^3 \text{ (d'après DRE)}$$

III.1.1.2 Caractéristiques de l'écoulement

◆ Module de l'écoulement (M_e)

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A}{T} \quad (\text{III.1})$$

M_e : Module de l'écoulement (l/s) ;

A : Ecoulement moyen interannuel (m^3) ;

T: Le temps d'une année en seconde. $T=31.536 \times 10^6 \text{ s}$;

Le module de l'écoulement est de l'ordre de $M_e = 4756,47 \text{ l/s}$

◆ Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_0)

Le module de l'écoulement relatif est estimé par la formule suivante :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \quad (\text{III.2})$$

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

M_e : Module de l'écoulement, (l/s) ;

S : Superficie du bassin versant (km²) ;

Le module de l'écoulement relatif est de l'ordre de $M_0 = 10,27$ l/s/km².

♦ Lamed'eau écoulée

La lame d'écoulement est donnée par la formule suivante :

$$L_e = \frac{A_0}{A} * 10^3 \quad (\text{III.3})$$

Avec :

L_e : lame d'écoulement en mm ;

A_0 : apport moyen interannuel en m³ ;

A : surface du bassin versant en m² ;

En appliquant la formule ci-dessus on trouvera : $L_e = 447,76$ mm

Les caractéristiques de l'écoulement sont récapitulées dans le tableau III.2 ci-dessous :

Tableau III.1: Récapitulatif des résultats des caractéristiques de l'écoulement.

Caractéristiques	Valeurs	Unités
Module de l'écoulement	4756,47	l/s
Module de l'écoulement relatif ou spécifique	10,27	l/s/km ²
Lame d'eau écoulée	447,76	mm

III.1.2 Les Apports solide

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion.

Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval. L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide.

La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide.

La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportée à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement. En tout point d'une rivière, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques, morphologiques, géotechniques et géologiques...etc.de son bassin versant.

les apports solides dépendent de l'entendue du relief du bassin versant, de la nature géologique des sols et de leur résistance à l'érosion, liée elle-même à la couverture végétale.[23]

L'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux formules empiriques. La plus utilisée est celle de TIXERONT :

➤ **Formule de TIXERONT**

$$Ts = \alpha L_e 0.15 \quad (\text{III.4})$$

Avec :

Ts : le transport solide en (t/km²/an) ;

Le : lame d'eau écoulée en (mm) ;

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant ; $\alpha = 350$ (faible à moyenne)

Tableau III.2: Valeur de α en fonction de la perméabilité.

Variation de perméabilité	α
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	32

Par application numérique on trouvera : $Ts = 874,42 \text{ t/km}^2/\text{ans}$

III.1.3 Les courbes hauteur-capacité et hauteur-surface

Ces courbes sont très importantes dans l'étude d'un barrage, car elles permettent, par des simples lectures de ces courbes, de connaître la valeur du volume d'eau ainsi que la surface inondée en fonction du niveau de la surface de l'eau dans la retenue.

A l'aide d'une carte topographique d'une échelle de 1/25000, on a constaté que la cuvette de notre barrage est comprise entre une côte minimale de 64 m.NGA et une côte maximale de 150m.

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

$$\Delta v = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \quad (\text{III.5})$$

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m²

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m²

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

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m³)

Le tableau (III.4) donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Courbe capacité hauteur $H=f(V)$

Courbe surface hauteur. $H=f(S)$

Tableau III.3: Les coordonnées des courbes Hauteur- Surface- Capacité.

Altitude	ΔH	surface (km ²)	surface moy	volume (hm ³)	Volume cumulé
64	0	0,00	0,00	0,00	0,00
70	7	0,03	0,02	0,84	0,84
80	10	0,07	0,07	6,14	6,98
90	10	0,16	0,16	9,72	16,70
100	10	0,55	0,44	15,79	32,49
110	10	1,58	1,34	22,28	54,77
120	10	3,23	3,20	41,98	96,75
130	10	5,47	5,96	50,59	147,34
140	10	7,92	9,43	54,25	201,59

Les courbes « Hauteur- capacité » et « Hauteur- surface » sont présentés respectivement par la figure (III.1) et la figure (III.2) ci-dessous.

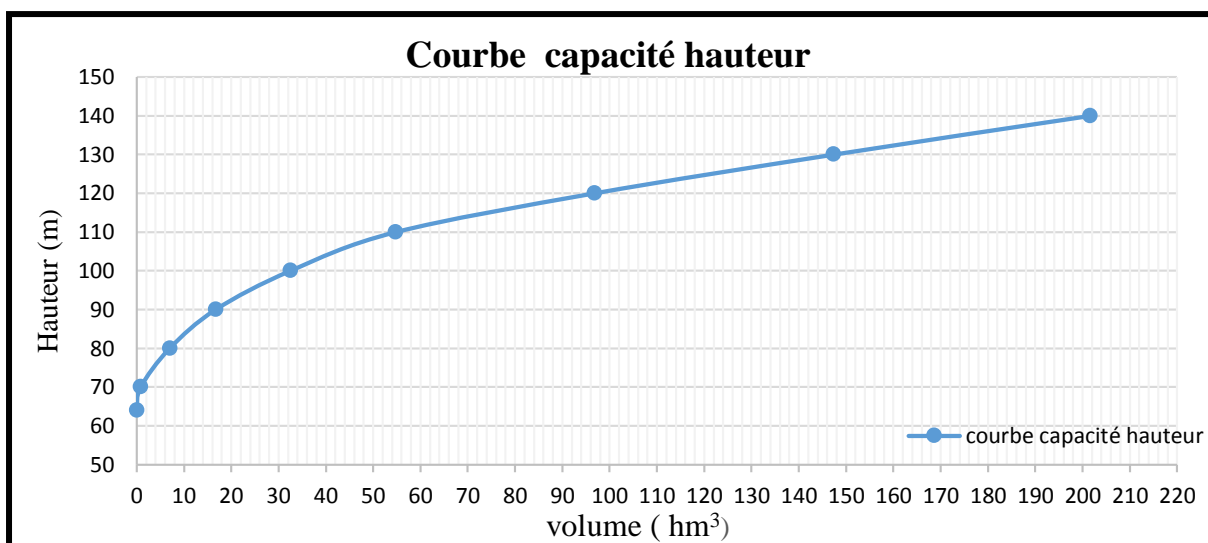


Figure III.1 : Courbe capacité hauteur $H=f(V)$

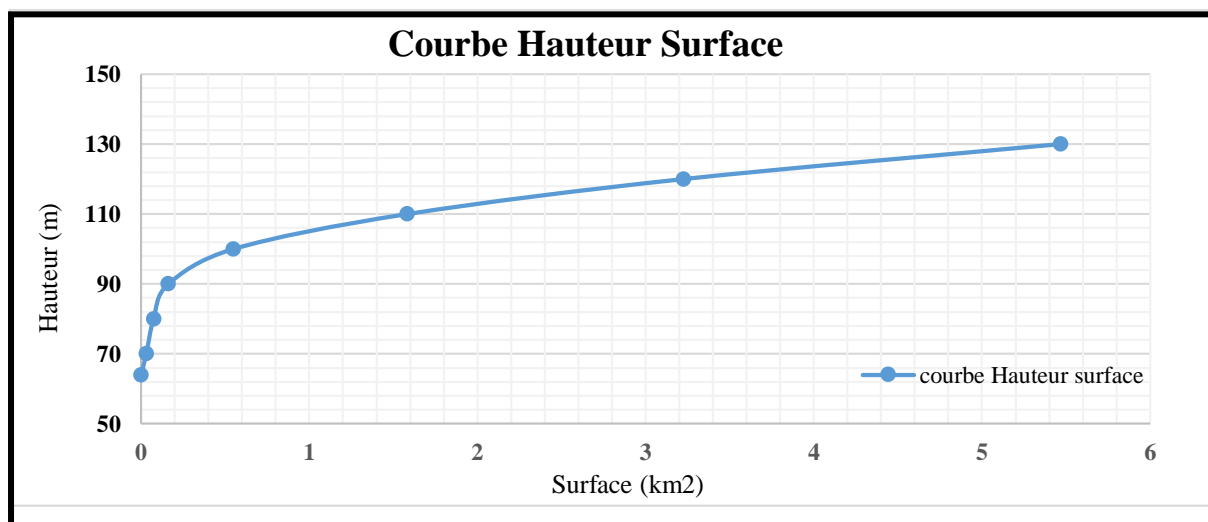


Figure III.2 : Courbe « Hauteur- Surface » $H=f(S)$

III.1.4 Estimation de volume mort

L'estimation de l'envasement (volume mort) est indispensable pour un dimensionnement harmonieux de l'ouvrage ; C'est le volume des sédiments transportés pour toute la durée de vie du barrage, estimée de 30 à 35ans.

III.1.4.1 Calcule du volume mort

Il existe plusieurs formules pour calculer le volume mort :

a. Méthode liée à l'érosion spécifique

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$Vm = \frac{T_s.T.A}{\delta_s} \quad (III.6)$$

Avec :

V_m : volume mort en (m^3) ;

T_s : le transport solide en ($t/km^2/an$) ;

T : la durée de vie du barrage (35 ans) ;

δ_s : poids spécifique des sédiments ; $\delta_s = 1.2 t/m^3$.

A : superficie du bassin versant ;

$$V_m = 11,81hm^3$$

b. Formule de TIXERONT

$$Vm = \left(\frac{1.05}{1.10} \right) * \frac{Q_s T}{\delta_s} \quad (III.7)$$

Avec

$$Q = T_s \times A \quad (III.8)$$

Q_s : débit solide en (t/an) ; $Q_s = 404861,05t/an$.

$$V_m = 11,27hm^3$$

Tableau III.4: Résultats de calculs le volume mort

Formules	Volume mort(hm^3)
L'érosion Spécifique	11,81
TIXERONT	11,27

Remarque : La réalisation de l'autoroute qui relie entre la route nationale N12 et l'autoroute est-ouest, peut augmenter le transport solide car la quantité de remblai est très importante. Alors en prend :

$$V_m = 12 hm^3$$

III.1.4.2 Le volume utile de la retenue

La retenue du barrage de SOUK EL TLETA permettra la mobilisation de 98 Mm^3 , donc le volume utile de la retenue est de 98 Mm^3 .

Le volume au niveau normal de la retenue est :

$$\text{VNNR} = V_m + V_{\text{util}} \quad (\text{III.9})$$

$$\text{VNNR} = 110 \text{ hm}^3$$

A partir de la courbe capacité – hauteur on tire le niveau normal du barrage :

$$\text{NNR} = 123 \text{ m. NGA.}$$

III.1.5 Conclusion

Finalement on recommande à choisir les paramètres suivants :

- La capacité totale du barrage : **VNNR = 110 hm³**
- La cote au niveau normale de la retenue : **NNR = 123 m. NGA**
- Le volume mort : **NVM = 12 hm³**
- Le volume utile : **Vu = 98hm³**

III.2 Etude des Crues

Du point de vue pratique, le dimensionnement de certains ouvrages hydrotechniques et plus particulièrement le dimensionnement de l'évacuateur de crue est essentiellement fondé sur l'estimation des caractéristiques importantes de la crue, à savoir :

- Le débit maximum.
- Le volume de la crue.
- L'hydrogramme de la crue.

III.2.1 Evaluation Des Débits Maximum Des Crues

Pour l'évaluation des débits maximaux (Q_{max}) de fréquences rares (ou périodes de retour élevées), nous avons eu recours aux séries pluviométriques obtenues à la station de Tizi-Ouzou (annexe ; Tableau III.1).

Pour cela, nous utilisons des hypothèses de test pour donner un ordre de grandeur des crues qui peuvent se produire dans le bassin. [23]

III.2.1.1 Homogénéité de la série pluviométrique :

Avant de procéder à l'ajustement des pluies à l'aide d'une distribution statistique, il est primordial de vérifier si les données sont indépendantes et identiquement distribuées.

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon :

C'est le plus puissant des tests non paramétriques. Soient deux variables aléatoires Y et X , représentant respectivement deux séries de précipitations annuelles de taille N_1 et N_2 .

Précisant que Y étant la série à étudier et X étant la série de base, avec $N_2 > N_1$.

$Y \cup X$ est un nouvel échantillon, on classe les éléments de cet échantillon par ordre décroissant et on associe à chacune des valeurs le rang qu'elle occupe dans cette nouvelle série. Si une valeur se répète plusieurs fois, il faut lui associer le rang moyen qu'elle détermine.

On calcule les quantités W_y et W_x :

W_y représente la somme des rangs de Y , qui nous intéresse et qui est égale à :

$$W_y = \sum ni = 1 \text{ rang } Y = 1 + 3 + \dots + 13 + 17 + \dots + n \quad (\text{III.10})$$

$$W_x = \sum ni = 1 \text{ rang } X = 4 + 5 + \dots + 19 + \dots + n - 1 \quad (\text{III.11})$$

L'hypothèse est vérifiée si :

$$W_{min} < W_x < W_{max} \quad (\text{III.12})$$

$$W_{min} = \left[\left(\frac{(N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - 1}{2} \right) - 1,96x \left(\frac{N_1 \times N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{0,5} \right] \quad (\text{III.13})$$

$$W_{\max} = [(N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - W_{\min}] \quad (\text{III.14})$$

Le tableau suivant détaille le procédé de Test d'homogénéité :

Tableau III.5: Test d'homogénéité.

Rang	Série d'origine(m ³ /s)	Série Y	Série X	Décroissant	Y Union X	Rang X
1	605,9	605,9	146	605,9	Y	
2	48,3	48,3	185	185	X	2
3	151,48	151,48	6,45	169	Y	
4	93	93	34,29	151,48	Y	
5	60,3	60,3	34,29	149,4	Y	
6	88	88	88,24	146	X	6
7	62,4	62,4	28,55	93	Y	
8	2,57	2,57	9,64	88,24	X	8
9	149,4	149,4	146	88	Y	
10	169	169	185	78,1	Y	
11	31,5	31,5		62,4	Y	
12	78,1	78,1		60,3	Y	
13	146			48,3	Y	
14	185			34,29	X	14
15	6,45			34,29	X	15
16	34,29			31,5	Y	16
17	34,29			28,55	X	17
18	88,24			9,64	X	18
19	28,55			6,45	X	19
20	9,64			2,57	Y	

D'après les calculs On a :

$$W_x = 2+6+8+14+15+17+18+19 = 99$$

$$W_{\min} = 58,09$$

$$W_{\max} = 109,90$$

Alors :

$$58,09 < 99 < 109,90$$

La condition de M^F Wilcoxon est vérifiée, donc la série des débits maximaux est homogène.

III.2.1.2 Test d'ajustement de la série hydrométrique

La série des débits maximaux est souvent ajustable à des lois statistiques très nombreuses, on utilise pour notre projet celle qui garantit le meilleur ajustement possible. Les lois d'ajustement les plus communément employées sont les suivantes :

- Loi Normale
- Loi de Gumbel
- Loi de log –Normale

La simulation des apports annuels avec le logiciel **HYFRAN** nous donne les résultats suivants :

III.2.1.2.1 Ajustement à la loi Normale :

Pour notre projet, il sera utile de connaître les variations maximums des débits pour une période de retour de 35 ans.

Les caractéristiques de base des séries de débits maximaux sont illustrées dans le Tableau 7 :

Tableau III.6: Statistiques de base des séries de Débits Maximaux de Tizi-Ouzou.

Nombre d'observations	20
Minimum	2.57
Maximum	606
Moyenne	104
Ecart-type	131
Médiane	71.3
Coefficient de variation (Cv)	1.25
Coefficient d'asymétrie (Cs)	3.19
Coefficient d'aplatissement (Ck)	10.8

Les résultats de l'ajustement de la série des débits maximaux sont regroupés dans le tableau et la figure suivante :

Tableau III.7: Résultats d'ajustement par la loi « Normale »

T(ans)	q	Qmax	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	591	84.3	426 - 757
2000.0	0.9995	535	75.8	387 - 684
1000.0	0.9990	509	71.9	368 - 650
200.0	0.9950	442	62.1	320 - 563
100.0	0.9900	409	57.4	297 - 522
50.0	0.9800	373	52.5	270 - 476
20.0	0.9500	320	45.6	231 - 409
10.0	0.9000	272	40.0	194 - 351
5.0	0.8000	215	34.3	147 - 282

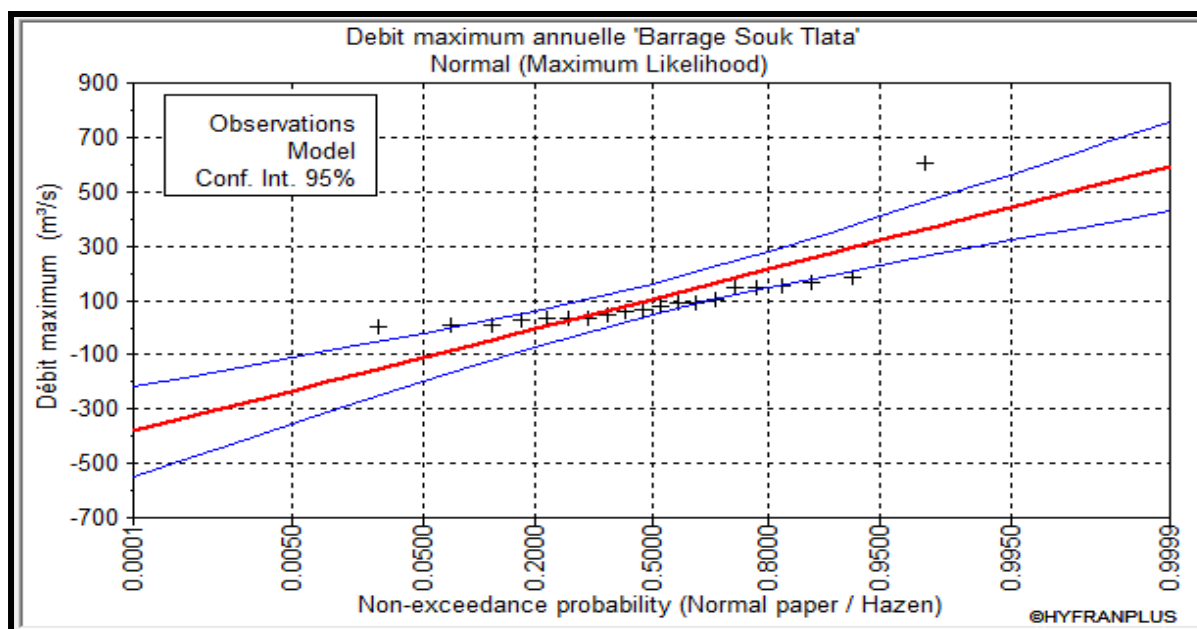


Figure III.3: l'ajustement à la loi Normale.

- **Test de validité d'un ajustement :**

- La loi choisie pour ajuster la distribution statistique de l'échantillon, ne représente qu'approximativement l'échantillon étudié, l'erreur commise en adoptant une loi donnée est une erreur d'adéquation. Il convient par conséquent de comparer l'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement. L'un des tests le plus employé, est le test du Khi carré " χ^2 ".
- Test de validité de l'ajustement à la loi Normale :**

Le test de validité de Khi carré pour l'ajustement à la loi Normale est fait par le logiciel Hyfran.

Test d'adéquation : Loi Normale

Hypothèses

H0 : l'échantillon provient d'une loi Normale.

H1 : l'échantillon ne provient pas d'une loi Normale.

Résultats :

Khi carré : 13.60

Probabilité p (χ^2) = 0.0035

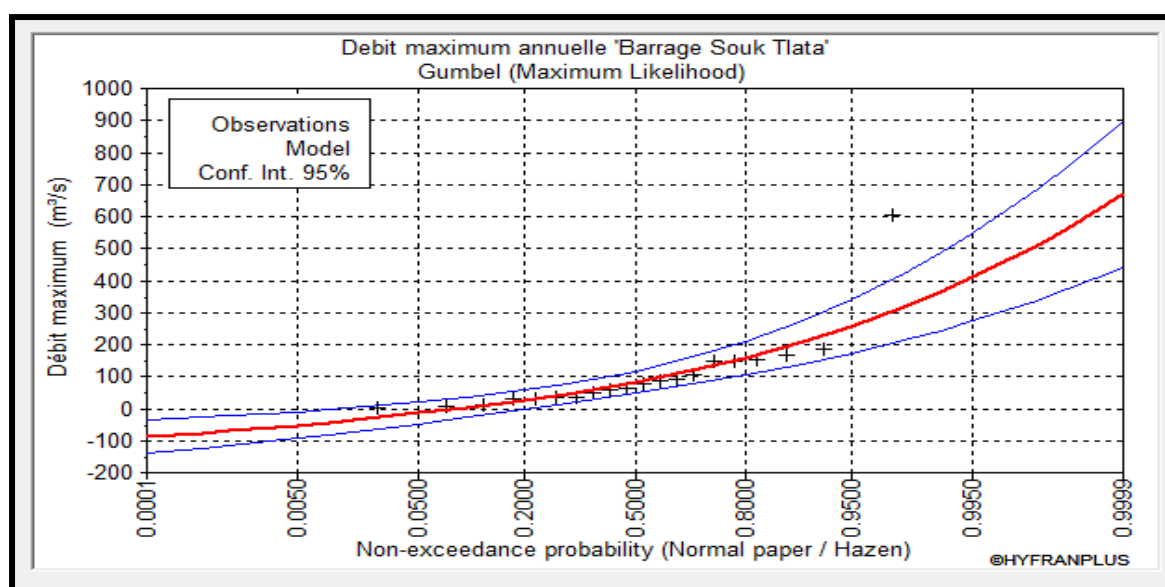
Degrés de liberté : 3

III.2.1.2.2 Ajustement à la loi Gumbel :

Les résultats de l'ajustement de la série des débits maximaux sont regroupés dans le tableau et la figure :

Tableau III.8: Résultats d'ajustement par la loi « Gumbel ».

T (ans)	q	Qmax	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	670	117	442 - 899
2000.0	0.9995	563	97.3	373 - 754
1000.0	0.9990	517	89.0	343 - 692
200.0	0.9950	410	69.9	273 - 548
100.0	0.9900	364	61.8	243 - 485
50.0	0.9800	318	53.6	213 - 423
20.0	0.9500	256	43.0	172 - 340
10.0	0.9000	208	34.9	140 - 277
5.0	0.8000	158	27.0	105 - 211

**Figure III.4:** Ajustement à la loi de Gumbel.

- **Test de validité de l'ajustement à la loi de Gumbel :**

Le test de validité de Khi carrée pour l'ajustement à la loi de Gumbel est fait par le logiciel Hyfran.

Test d'adéquation : Loi Gumbel

Hypothèse

H0 : l'échantillon provient d'une loi Gumbel.

H1 : l'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel.

Résultats

Khi carré = 1.60

Probabilité $p(\chi^2) = 0.6594$

Degrés de liberté : 3

III.2.1.2.3 Ajustement à la loi Log-Normale (GALTON) :

Les résultats de l'ajustement de la série des débits maximaux sont regroupés dans le tableau et la figure :

Tableau III.9: Résultats d'ajustement par la loi « Log-Normale ».

T (ans)	q	Qmax	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	6450	5270	N/D
2000.0	0.9995	3740	2750	N/D
1000.0	0.9990	2900	2020	N/D
200.0	0.9950	1510	909	N/D
100.0	0.9900	1100	612	N/D
50.0	0.9800	776	396	N/D
20.0	0.9500	462	204	N/D
10.0	0.9000	291	113	69.5 - 512
5.0	0.8000	166	55,3	57.7 - 275

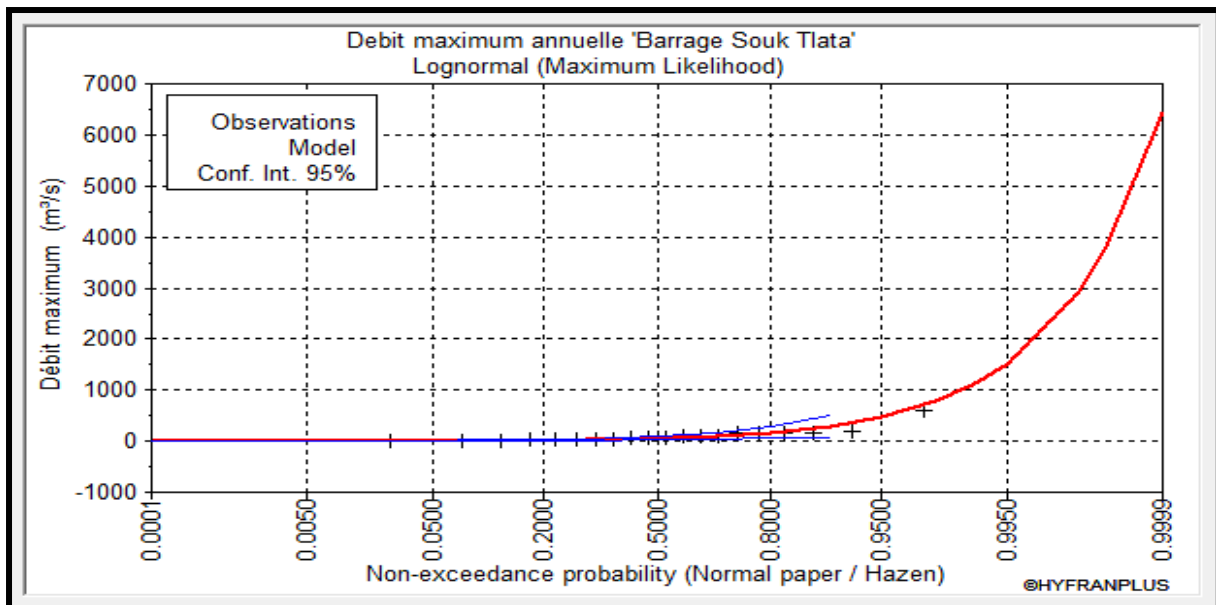


Figure III.5: Ajustement à la loi de Log-Normale.

- **Test de validité de l'ajustement à la loi Log Normale :**

Le test de validité de Khi carrée pour l'ajustement à la loi Normale est fait par le logiciel Hyfran.

Test d'adéquation : Loi Log Normale

Résultats

Khi carré = 5.20

Probabilité $p(\chi^2) = 0.5319$

Degrés de liberté : 3

- **Test d'adéquation pour les différentes lois**

Le test d'adéquation d'ajustement de Khi 2 a été vérifié d'après le logiciel HYFRANPLUS pour les trois lois utilisées.

Pour la vérification de ce test près l'ajustement des lois Normal, Gumbel et Log-normal, le test d'adéquation non paramétrique de χ^2 est appliqué pour sélectionner la loi, la mieux appropriée à notre série. Donc, l'application de ce test s'est relevé concluante pour toutes les séries de données et pour toutes les lois avec un niveau de signification de 5%. Par contre, les résultats d'application du test de χ^2 , ont montré que les trois lois peuvent être adoptées avec un niveau de signification de 1%.

Conclusion : La loi de Gumbel ajuste bien notre échantillon.

III.2.2 Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de la crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crue telle que :

- Le volume de la crue ;
- La durée de la crue ;
- Le débit maximum de la crue (débit de pointe) ;

Pour tracer l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue. [22]

La forme des crues (temps de montée et de décrue) est déterminée à l'aide de la méthode de Sokolovsky qui assimile l'hydrogramme de crue à deux équations parabolique :

a. Pour le temps de montée

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \quad (\text{III.15})$$

b. Pour la décrue

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_b - t}{t_d} \right)^m \quad (\text{III.16})$$

Avec :

$n = 2$ et $m = 3$;

Q_m : débit de la montée (m^3/s) ;

Q_d : débit de la décrue (m^3/s) ;

t_m : temps de la montée (heure), $t_m = t_c$;

t_d : temps de la décrue (heure),

$t_d = \delta t_c$. On prend $\delta = 2.5$, bassin versant dénudés, sol faiblement perméable ;

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

III.2.2.1 Temps de concentration

Le temps de concentration (T_c) est le temps mis par une goutte d'eau tombée au point le plus éloigné hydrauliquement du bassin versant pour se rendre à l'exutoire.

Pour calculer le temps de concentration, il existe plusieurs formules.

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (\text{III.17})$$

Avec :

A : surface du bassin versant (km^2) ; ($A = 463 \text{ km}^2$)

L_{cp} : longueur du cours d'eau principal (km) ; ($L_{cp}=32.032\text{km}$)

T_c : temps de concentration exprimé en heure ;

H_{moy} : altitude moyenne (m) ; $H_{moy}= 460\text{m}$

H_{min} : altitude minimale (m) ; $H_{min}=64\text{m}$

Par application numérique on trouvera : $T_c = 8,60$ heure

Formule de CALIFORNIA

$$T_c = \left(\frac{0,87 \times L^3}{H_{max} - H_{min}} \right) 0.386 \quad (\text{III.18})$$

$T_c=3,93$ heure

Tableau III.10:Temps de concentration

Formule	T_c (heure)
GIANDOTTI	8,60
CALIFORNIA	3,94

Pour des raisons de sécurité en opte pour la valeur minimale : $T_c=3.93$ h

- ✓ Temps de montée $T_m = T_c = 3,93$ h.
- ✓ Temps de décrue $T_d = 9,84$ h.
- ✓ Temps de base $T_b = 13,78$ h.

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.11: L'hydrogramme de crue pour les différentes fréquences.

Temps (heure)	Période de retour (ans)								
	5.0	10.0	20.0	50.0	100.0	200.0	1000.0	2000.0	10000.0
0	0	0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00
1	5,23	6,88	8,47	10,52	12,04	13,56	17,10	18,63	22,17
2	29,57	38,93	47,91	59,52	68,12	76,73	96,76	105,37	125,39
3	81,49	107,27	132,03	164,01	187,73	211,45	266,64	290,36	345,55
3,93	167,28	220,21	271,03	336,67	385,37	434,07	547,35	596,05	709,34
4	153,66	202,29	248,97	309,27	354,01	398,75	502,81	547,55	651,61
5	110,81	145,87	179,54	223,02	255,28	287,54	362,58	394,84	469,88
6	76,77	101,06	124,38	154,51	176,86	199,21	251,19	273,54	325,53
7	50,53	66,52	81,87	101,69	116,40	131,11	165,33	180,04	214,26
8	31,07	40,91	50,35	62,54	71,59	80,63	101,68	110,72	131,76
9	17,39	22,89	28,17	35,00	40,06	45,12	56,90	61,96	73,74
9,85	9,54	12,55	15,45	19,19	21,97	24,75	31,20	33,98	40,44
10	8,46	11,14	13,71	17,03	19,49	21,95	27,68	30,15	35,88
11	3,27	4,31	5,30	6,59	7,54	8,49	10,71	11,66	13,87
12	0,81	1,06	1,31	1,63	1,86	2,10	2,64	2,88	3,43
13	0,05	0,07	0,09	0,11	0,12	0,14	0,18	0,19	0,23
13,78	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

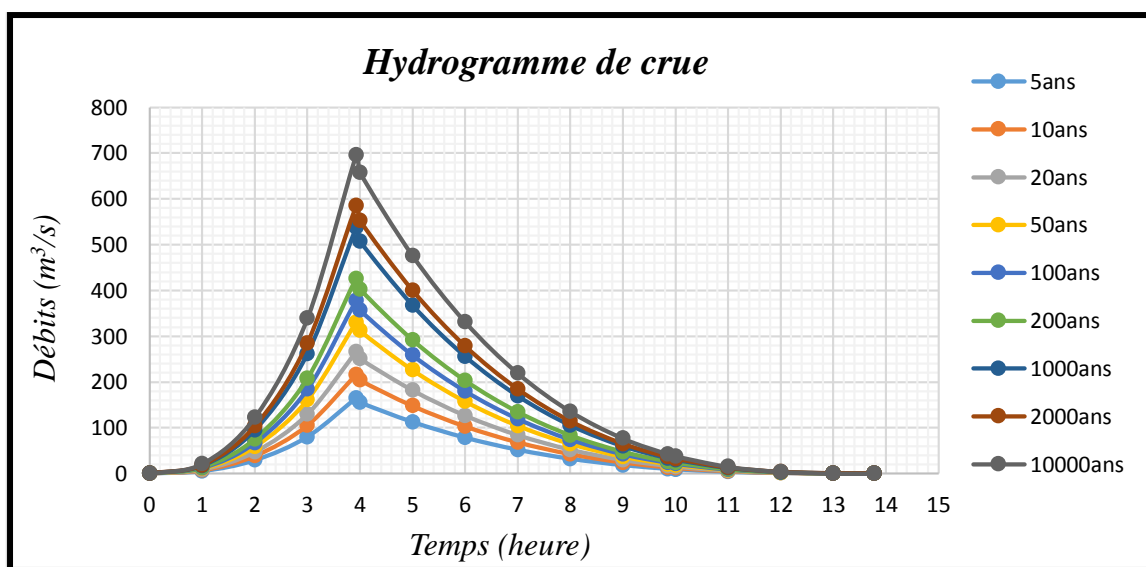


Figure III.6: Hydrogramme de crue pour différents périodes de retour.

- **Choix de la crue du projet**

Le choix de la crue du projet est très important. Elle influe directement sur le débit à évacuer donc sur la taille de l'évacuateur donc sur le dimensionnement des ouvrages (la hauteur du barrage).

Pour le choix de la crue du projet, nous nous rapportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages Pour le cas de notre étude, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval est faible.

Tableau III.12: Recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
<p>Elevés :</p> <p>-perte de vie. -dommage considérables.</p>	1/100000 à 1/10000
<p>Importants :</p> <p>- pas de pertes de vies. - dommages importants.</p>	1/10000 à 1/1000
<p>Faibles :</p> <p>-pas de perte de vies. - dommages légers.</p>	1/1000 à 1/100

Alors nous optons pour une crue de projet de fréquence de l'ordre de 0,001. Le débit de la crue du projet de l'aménagement de l'oued Bougdoura pour un temps de retour de $T = 1000$ ans. Donc le débit maximale probable est de l'ordre de :

$$Q_{\max} = 547,35 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.2.3 Laminage des crues

L'atténuation du débit de pointe de l'hydrogramme de crue par moyens naturels ou artificiels s'appelle laminage de crue. L'atténuation naturelle est due essentiellement aux pertes d'énergies par frottements sur le fond et les berges. Si l'onde de crue trouve sur son passage un réservoir muni d'un système de vidange quelconque, un certain volume de crue servira à remplir le réservoir jusqu'à la cote de déversement. Ensuite le débit sortant suivra la courbe caractéristique des vannes du fond et l'hydrogramme de sortie présentera une pointe plus faible et décalée dans le temps par rapport à l'hydrogramme d'entrée (Figure III.7).[24]

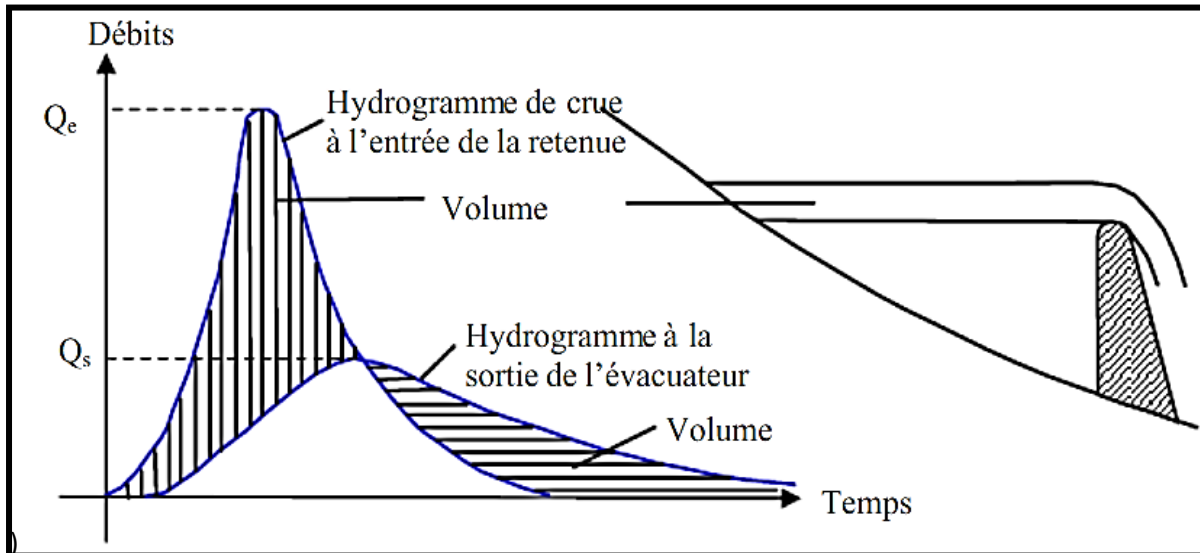


Figure III.7:Laminage des crues.

Le calcul de laminage a pour but de dimensionner la largeur du déversoir, ainsi que le niveau forcé des eaux « NPHE », qui dépend de la capacité de l'évacuateur de crue. Cet ouvrage est prévu pour évacuer les crues maximales sans risque de dommage pour la digue.

L'étude de laminage est basée sur l'équation différentielle suivante :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad (\text{III.19})$$

Q: le débit entrant de la crue.

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

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

$$\text{Le débit cumule à l'instant } t \text{ est : } Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \quad (\text{III.20})$$

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

Le choix de largeur de déversoir doit être fiable et économique tout en utilisant plusieurs méthodes :

1. Méthode de Kotcherine.
2. Méthode Step by step.
3. Méthode graphique.
4. Méthode de Eier-Cieh.
5. Méthode de Hidenblat

III.2.3.1 Laminage de la crue de projet par la méthode de KOTCHERINE

La méthode de Kotchirine base sur les principes suivants :

- L'hydrogramme de crue est considère comme un triangle ou un trapèze.
- Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au NNR.
- Les pertes par infiltration et évaporation sont négligées au moment de la crue.

- Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversant selon une fonction linéaire.

Ces hypothèses simplifient énormément nos calculs de laminage sans réduire la précision. Le procédé de calcul est le suivant :

1. Varier plusieurs largeurs de déversoir et hauteurs de déversement d'eau au-dessus de déversoir ;
2. Calculer le débit évacuer avec les deux équations ci-dessus ;

a) Estimation de la charge sur le déversoir

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule suivante :

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{3/2} \text{ (III.21)}$$

m : coefficient de débit dépend de la forme de déversoir $m=0,49$.

b : largeur du déversoir (en m).

H : charge d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

$$h = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \text{ (III.22)}$$

h : charge globale.

V_0 : vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule :

$$V_0 = \frac{Q}{S} \text{ Avec : } S = b * H \text{ (III.23)}$$

b) Estimation du débit de crue laminée

Le débit de crue laminée est estimé par la formule suivante

$$q = Q \left(1 - \frac{V_f}{V_c}\right) \text{ (III.24)}$$

Avec :

Q : débit de crue du projet (m^3/s) ; ($Q = 547,35 m^3/s$)

V_f : volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe « capacité – Hauteur » en (hm^3) ;

V_c : volume de la crue du projet (m^3) estimée par :

$$V_C = \frac{1}{2} Q . T_b \text{ (III.25)}$$

Avec :

T_b : temps globale de la crue en seconde.

Les données initiales pour la méthode de KOTCERINE sont données au tableau (III.9) suivant :

Tableau III.13 : les données initiales.

Données initiales	
L'accélération de la gravité g (m/s)	9,81
α	1
Crue de projet (m ³ /s)	547,35
Volume de la crue de projet (hm ³)	13,53
Coefficient de débit m	0,49

➤ **Procédé de calcul**

- On donne différentes valeurs des lames d'eau $h = 0.5; 0.7; \dots ; 3.6$ et les largeurs $b = 10 ; 15 \dots ; 90$.
- A l'aide des formules (III.22) et (III.23), on calcule les débits, surfaces, vitesses pour les hauteurs données
- Puis on définit la cote NPHE (élévation) = $NNR + h = 123 + h$.
- A l'aide de la courbe capacité-hauteur, on détermine le volume VPHE (capacité) relatif à chaque élévation.
- On définit aussi le volume en charge pour chaque lame tel que :
 $V_f = VPHE - V_{NNR} = VPHE - 98 \text{ Mm}^3$; (Tableau III.14).
- A partir de la formule (III.28) on déduit la charge globale de déversoir
- Et enfin on calcule les débits pour différentes largeurs de déversoir

Tableau III. 15 : Détermination de volume de charge

Largueur b (m) (déversoir)	Hauteur H (m) (déversoir)	Débit évacué (m ³ /s)	Surface mouillée S(m ²)	Vitesse V(m/s)	Elévation NPHE (m)	Capacité VPHE (Mm ³)	Volume ch sur le déversoir Vf(Mm ³)
10	0,5	7,67	5	1,53	123,5	112	14
15	0,7	19,07	10,5	1,82	123,7	112,5	14,5
20	0,9	37,06	18	2,06	123,9	113,8	15,8
25	1,1	62,60	27,5	2,28	124,1	114	16
30	1,3	96,51	39	2,47	124,3	115,2	17,2
35	1,5	139,56	52,5	2,66	124,5	116,5	18,5
40	1,7	192,43	68	2,83	124,7	117,8	19,8
45	1,9	255,79	85,5	2,99	124,9	119	21
50	2,1	330,25	105	3,15	125,1	120,2	22,2
55	2,3	416,39	126,5	3,29	125,3	121,5	23,5
60	2,5	514,76	150	3,43	125,5	122,8	24,8
65	2,7	625,90	175,5	3,57	125,7	124	26
70	2,9	750,31	203	3,70	125,9	125,2	27,2
75	3,1	888,48	232,5	3,82	126,1	126,5	28,5
80	3,3	1040,89	264	3,94	126,3	127,8	29,8
85	3,5	1208,00	297,5	4,06	126,5	129	31
90	3,7	1390,24	333	4,17	126,7	130,2	32,2

Tableau III.14:Détermination de la hauteur h et les débits Q en fonction de la largeur b.

Hauteur de déversoir h(m)	Largeur de déversoir b (m)																	débit Q (m ³ /s)
	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	
0,6	2,78	4,17	5,56	6,95	8,34	9,74	11,13	12,52	13,91	15,30	16,69	18,08	19,47	20,86	22,25	23,64	25,03	
0,9	5,45	8,18	10,90	13,63	16,36	19,08	21,81	24,53	27,26	29,98	32,71	35,44	38,16	40,89	43,61	46,34	49,07	
1,1	9,01	13,52	18,02	22,53	27,04	31,54	36,05	40,55	45,06	49,57	54,07	58,58	63,08	67,59	72,10	76,60	81,11	
1,4	13,46	20,19	26,92	33,66	40,39	47,12	53,85	60,58	67,31	74,04	80,77	87,51	94,24	100,97	107,70	114,43	121,16	
1,6	18,80	28,20	37,61	47,01	56,41	65,81	75,21	84,61	94,01	103,42	112,82	122,22	131,62	141,02	150,42	159,82	169,23	
1,9	25,03	37,55	50,07	62,58	75,10	87,62	100,13	112,65	125,17	137,68	150,20	162,72	175,23	187,75	200,27	212,78	225,30	
2,1	32,15	48,23	64,31	80,39	96,46	112,54	128,62	144,69	160,77	176,85	192,92	209,00	225,08	241,16	257,23	273,31	289,39	
2,4	40,16	60,25	80,33	100,41	120,49	140,58	160,66	180,74	200,82	220,91	240,99	261,07	281,15	301,24	321,32	341,40	361,48	
2,6	49,07	73,60	98,13	122,66	147,20	171,73	196,26	220,79	245,33	269,86	294,39	318,93	343,46	367,99	392,52	417,06	441,59	
2,9	58,86	88,28	117,71	147,14	176,57	206,00	235,43	264,85	294,28	323,71	353,14	382,57	411,99	441,42	470,85	500,28	529,71	
3,1	69,54	104,31	139,07	173,84	208,61	243,38	278,15	312,92	347,69	382,46	417,22	451,99	486,76	521,53	556,30	591,07	625,84	
3,3	81,11	121,66	162,22	202,77	243,32	283,88	324,43	364,99	405,54	446,10	486,65	527,20	567,76	608,31	648,87	689,42	729,97	
3,6	93,57	140,35	187,14	233,92	280,71	327,49	374,28	421,06	467,85	514,63	561,42	608,20	654,99	701,77	748,56	795,34	842,12	
3,8	106,92	160,38	213,84	267,30	320,76	374,22	427,68	481,14	534,60	588,06	641,52	694,98	748,44	801,90	855,36	908,82	962,28	
4,1	121,16	181,74	242,32	302,90	363,49	424,07	484,65	545,23	605,81	666,39	726,97	787,55	848,13	908,71	969,29	1029,88	1090,46	
4,3	136,29	204,44	272,59	340,73	408,88	477,03	545,17	613,32	681,47	749,61	817,76	885,91	954,05	1022,20	1090,34	1158,49	1226,64	
4,6	152,31	228,47	304,63	380,79	456,94	533,10	609,26	685,42	761,57	837,73	913,89	990,04	1066,20	1142,36	1218,52	1294,67	1370,83	

Les débits déversés pour différentes largeurs du déversoir sont calculés à l'aide de l'équation (III.30), sont donnés au tableau (III.15) .

Tableau III.15: Débits déversés pour différentes largeurs du déversoir.

Hauteur de déversoir h(m)	Volume de charge Vf (Mm ³)	Qlam (m ³ /s)	Largeur de déversoir b (m)																	Débit Q (m ³ /s)
			10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	
0,6	14	15,38	2,78	4,17	5,56	6,95	8,34	9,74	11,13	12,52	13,91	15,30	16,69	18,08	19,47	20,86	22,25	23,64	25,03	
0,9	14,5	36,35	5,45	8,18	10,90	13,63	16,36	19,08	21,81	24,53	27,26	29,98	32,71	35,44	38,16	40,89	43,61	46,34	49,07	
1,1	15,8	78,39	9,01	13,52	18,02	22,53	27,04	31,54	36,05	40,55	45,06	49,57	54,07	58,58	63,08	67,59	72,10	76,60	81,11	
1,4	16	84,26	13,46	20,19	26,92	33,66	40,39	47,12	53,85	60,58	67,31	74,04	80,77	87,51	94,24	100,97	107,70	114,43	121,16	
1,6	17,2	116,56	18,80	28,20	37,61	47,01	56,41	65,81	75,21	84,61	94,01	103,42	112,82	122,22	131,62	141,02	150,42	159,82	169,23	
1,9	18,5	146,84	25,03	37,55	50,07	62,58	75,10	87,62	100,13	112,65	125,17	137,68	150,20	162,72	175,23	187,75	200,27	212,78	225,30	
2,1	19,8	173,13	32,15	48,23	64,31	80,39	96,46	112,54	128,62	144,69	160,77	176,85	192,92	209,00	225,08	241,16	257,23	273,31	289,39	
2,4	21	194,52	40,16	60,25	80,33	100,41	120,49	140,58	160,66	180,74	200,82	220,91	240,99	261,07	281,15	301,24	321,32	341,40	361,48	
2,6	22,2	213,59	49,07	73,60	98,13	122,66	147,20	171,73	196,26	220,79	245,33	269,86	294,39	318,93	343,46	367,99	392,52	417,06	441,59	
2,9	23,5	232,05	58,86	88,28	117,71	147,14	176,57	206,00	235,43	264,85	294,28	323,71	353,14	382,57	411,99	441,42	470,85	500,28	529,71	
3,1	24,8	248,58	69,54	104,31	139,07	173,84	208,61	243,38	278,15	312,92	347,69	382,46	417,22	451,99	486,76	521,53	556,30	591,07	625,84	
3,3	26	262,37	81,11	121,66	162,22	202,77	243,32	283,88	324,43	364,99	405,54	446,10	486,65	527,20	567,76	608,31	648,87	689,42	729,97	
3,6	27,2	274,94	93,57	140,35	187,14	233,92	280,71	327,49	374,28	421,06	467,85	514,63	561,42	608,20	654,99	701,77	748,56	795,34	842,12	
3,8	28,5	287,37	106,92	160,38	213,84	267,30	320,76	374,22	427,68	481,14	534,60	588,06	641,52	694,98	748,44	801,90	855,36	908,82	962,28	
4,1	29,8	298,71	121,16	181,74	242,32	302,90	363,49	424,07	484,65	545,23	605,81	666,39	726,97	787,55	848,13	908,71	969,29	1029,88	1090,46	
4,3	31	308,33	136,29	204,44	272,59	340,73	408,88	477,03	545,17	613,32	681,47	749,61	817,76	885,91	954,05	1022,20	1090,34	1158,49	1226,64	
4,6	32,2	317,24	152,31	228,47	304,63	380,79	456,94	533,10	609,26	685,42	761,57	837,73	913,89	990,04	1066,20	1142,36	1218,52	1294,67	1370,83	

III.2.4 Conclusion

L'étude de laminage nous a permis d'obtenir les dimensions du déversoir, qui a une largeur (b) de 40m et une charge déversant qui égale à 2.9m. Cette hauteur correspond au niveau plus haut des eaux (NPHE) qui égale à 125.9 m.NGA.

CHAPITRE IV

DIMENSIONNEMENT

DE BARRAGE

ET

SES OUVRAGES

ANNEXES

Introduction

Le dimensionnement du barrage tient compte de plusieurs paramètres dont le choix et type du barrage, nous avons détaillé ci-dessous les calculs nécessaires à la stabilité de l'ouvrage et aux respects des contraintes de son implantation.

Outre les déversoirs, des ouvrages d'évacuation sont nécessaires pour extraire l'eau du réservoir en continu. Les barrages sont généralement érigés avec des ouvrages annexes tels que : les ouvrages de prises et les ouvrages de vidange.

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponible au site du barrage.

IV.1. Dimensionnement du barrage (digue)

IV.1.1 Choix de type du barrage

La digue est choisie selon les conditions géologiques, hydrologiques, topographiques, la morphologie de la vallée, puis la qualité et la disponibilité des matériaux de construction.

Dans notre cas, le choix est porté sur une digue en terre, car toutes les conditions citées ci-dessus sont satisfaites. Pour l'élaboration de ce type du barrage, on doit respecter les mesures suivantes :

- Le massif doit être protégé contre l'envasement ;
- Les contraintes doivent être minimisées sur les fondations et sur les terrains des rives ;
- Les pentes des talus amont et aval doivent assurer la stabilité ;
- La ligne de saturation doit se trouver ultérieurement à l'intérieur du massif ;
- Le terrain d'assise ne doit avoir aucun passage préférentiel, permettent aux eaux de cheminer de l'amont à l'aval ;
- La face amont doit être protégée contre l'action des vagues et des corps flottants ;
- Le massif doit être garanti contre le débordement dû aux vagues ;
- Le talus du massif doit être stable pendant la construction et pour toutes les conditions du fonctionnement du barrage.

Le choix entre les différents types de barrages, dépend des matériaux disponibles localement et de la hauteur de la digue. Les ouvrages de faible hauteur (< 20 m), sont en général constitués par des digues homogènes.

Dans notre cas, le barrage en terre homogène de type zoné est mieux adapté.

IV.1.2 Définition du profil général du barrage

IV.1.2.1 Hauteur du barrage (H_b)

La hauteur du barrage est égale à la hauteur normale de la retenue (NNR), majorée de la charge maximale au-dessus de seuil du déversoir de crue (h) et la revanche (R). Le niveau normal

de la retenue correspond à la capacité utile à stocker. Cette capacité est déterminée en tenant compte du volume des besoins, de la surface à irriguer et de la tranche morte correspondante aux dépôts solides d'égal an.

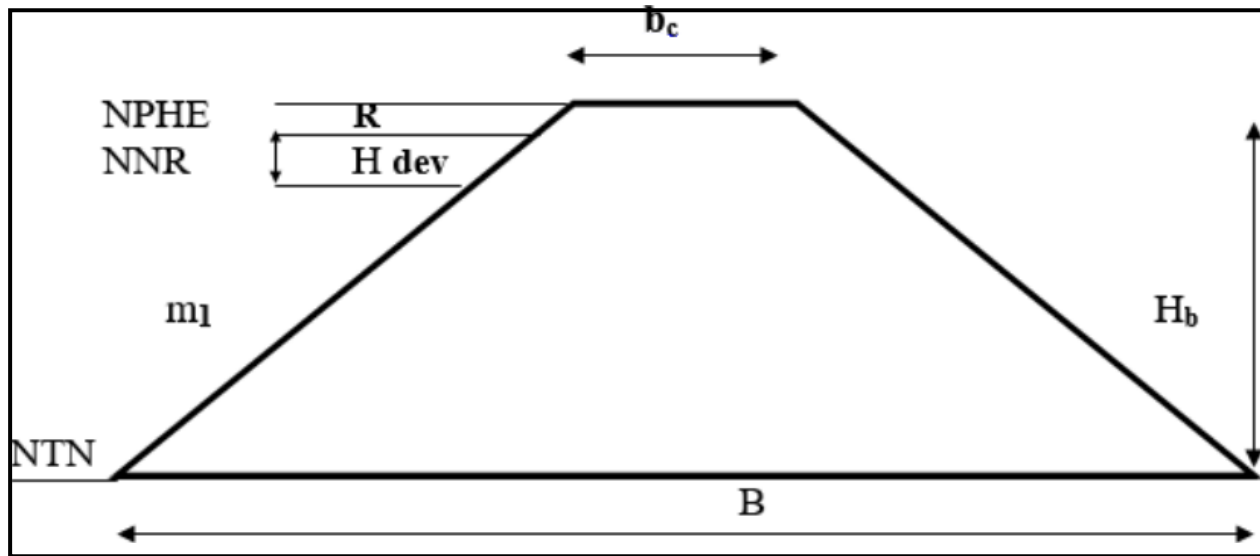


Figure IV.1: profile d'une digue.

Pour déterminer la hauteur du barrage on va suivre les étapes suivantes :

A. Le niveau des plus hautes eaux (PHE)

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de la retenue (NNR = 123m) majoré de la charge sur le déversoir de crue ($h_{dev} = 2.9m$)

$$NPHE = NNR + h_{dev} \quad (IV.1)$$

Ce qui donne : $NPHE = 123 + 2.9 = 125.9 \text{ m.NGA}$

$$NPHE = 125.9 \text{ m.NGA}$$

B. Calcul de la hauteur de barrage

$$H_b = NPHE - N_f + R + H_s \quad (IV.2)$$

Avec :

H_b : Hauteur de barrage ;

$NPHE$: niveau des plus haut eaux;

N_f : niveau de la fondation après l'excavation la couche des alluvions du lit d'oued,

$N_f = 36 \text{ m.NGA}$. D'après la DRE

R : Revanche ;

Hs : Hauteur de sécurité (la disposition pour le choix de la revanche sont conformes aux normes italiennes en vigueur pour les barrages ; dans ce cas particulier on exige 1m de hauteur pour le risque sismique d'une revanche de 4 m et plus), dans notre cas : on a $R=2m$ donc $H_s=0.5$

C. La revanche (R)

C'est la tranche comprise entre la côte des plus hautes eaux et la crête de la digue. Elle a pour fonction d'assurer une protection contre les effets des vagues. Elle est estimée par plusieurs auteurs.

Il existe plusieurs méthodes pour calculer de la revanche, on site :

C-1. Formule de STEVENSON GAILLARD

La formule de STEVENSON GAILLARD est donnée par :

$$R = 0.75 H + \frac{V^2}{2g} \quad (IV.3)$$

$$H = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \quad (IV.4)$$

$$V = 1.5 + 2H \quad (IV.5)$$

Où:

R = hauteur de montée de la vague (m),

F = longueur maximale de la surface d'eau du lac en suivant la direction vent (l'fetch),

Pour $F < 18$ km ; ($F = 10$).

H = hauteur de la vague (m),

V = vitesse de propagation de la vague (m / s),

g = accélération de la gravité égale à $9.81m/s^2$.

C-2 Formule de Mallet et Paquant :

La formule de calcul est donnée par :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \quad (IV.6)$$

$$H = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} \quad (IV.7)$$

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}H \quad (IV.8)$$

C-3 Formule de l'USBR

La formule de calcul est donnée par :

$$V = 1.5 + 2H \quad (IV.9)$$

C-4 Formule simplifiée

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \quad (IV.10)$$

Les résultats du calcul de la revanche par différentes formules sont donnés au tableau IV.1 :

Tableau IV. 1: les résultats du calcul de la revanche.

FORMULE	VALEUR			
	Fetch F(km)	H (m)	V (m/s)	R (m)
STEVENSON GAILLARD	10	1,48	2,30	1,38
MALLET PAQUANT	10	1,55	2,54	1,49
USBR	10	1,55	4,61	2,25
SIMPLIFIE	10	/	/	1,95
Moyenne	/	/	/	1,77

Les résultats du tableau sont que des valeurs théoriques, c'est pour cela on opte pour une revanche de deux mètres « R= 2.0 m » pour des mesures de sécurité.

Donc :

$$H_b = 125.9 - 36 + 2 + 0.5 = 92.4 \text{ m}$$

Le niveau de la crête (Ncr) :

$$N_{cr} = H_b + N_f \quad (IV.11)$$

$$N_{cr} = 92.4 + 36$$

$$N_{cr} = 128.4$$

D. Calcul du tassement de la digue en terre

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas 40 m on peut préalablement prendre le tassement égal à 1 % de la hauteur du barrage.

Pour les petits barrages on calcule le tassement d' après la formule :

$$T_a = 0,01 H_b \quad (IV.12)$$

La hauteur totale du barrage est : $H_b = 92.4 \text{ m}$

Donc le tassement est de l'ordre de :

$$T_a = 0.92 \text{ m}$$

IV.1.2.2 Largeur en crête (bc) :

Plusieurs formules sont utilisées pour calculer la largeur de la crête, on site :

a. Formule de KNAPPEN

$$bc = 1.65\sqrt{Hb} \quad (IV.13)$$

b. Formule d'E-F-PREECE

$$bc = 1.1\sqrt{Hb} + 1 \quad (IV.14)$$

c. Formule PRATIQUE

$$bc = \left(\frac{5}{3}\right)\sqrt{Hb} \quad (IV.15)$$

d. Formule ANONYME (simplifiée)

$$bc = 3.63 * \sqrt[3]{Hb} - 3 \quad (IV.16)$$

Ou:

Hb : la hauteur du barrage.

Les largeurs de la crête calculées sont regroupées dans le tableau (IV.2) ci-dessous.

Tableau IV.2: Récapitulatif des résultats du calcul de la largeur en crête

Formule	Valeur (m)
KNAPPEN	15,86
E-F-PREECE	11,57
PRATIQUE	16,02
ANONYME (simplifiée)	13,29

D'après les résultats de tableau (IV.2), on opte pour une largeur de 11 m (bc = 11 m) pour le barrage.

IV.1.2.3 La longueur en crête du barrage (Lc)

La longueur en crête du barrage est mesurée sur une carte topographique d'échelle (1/10000) du site. Elle est obtenue par la mesure directe sur le levé topographique suivant l'axe de la digue ; c'est la distance séparant les deux points d'interaction de l'axe de la digue avec la courbe de niveau ayant pour la côte (CCB), d'où **Lc = 150 m.**

IV.1.2.4 Pente des talus

La pente d'un talus est le produit de la hauteur sur sa projection horizontale au sol. Elle est fixée par les conditions de stabilité mécanique du massif et ses fondations.

Il n'existe pas des formules théoriques qui permettent de calculer directement ces pentes.

Pour déterminer la pente des parements, on donne en général des pentes, qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux de construction et la hauteur du barrage.

Les pentes des talus du barrage de Souk El Tlata sont données au tableau (IV.3).

Tableau VI.3: pente des talus en fonction de la nature des matériaux (THERZAGUE).

Hauteur de la digue en (m)	Type de la digue	Pente des talus	
		Amont (m1)	Aval (m2)
H < 5 m	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
5 à 10 m	- homogène, granularité étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
10 à 20 m	- homogène, granularité étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
H ≥ 20	- homogène, granularité étendue	3	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3,5	2,5
	- à zones	3	3

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur ($H \geq 20$) et de type de barrage (barrage zoné) .on choisit pour les calculs les pentes:

- Parement amont $m1 = 3$
- Parement aval $m2 = 3$

IV.1.2.5 Largeur à la base du barrage

La formule est présentée comme suit :

$$B = (m1 + m2) \times Hb + bc \quad (IV.17)$$

Avec:

$m1$: Pente du talus amont,

$m2$: Pente du talus aval,

Hb : Hauteur du barrage, ($Hb = 92,4m$)

bc : largeur en crête, ($bc = 11m$)

Pour de déterminer la largeur de base, il faut faire le choix des pentes de talus du barrage, qui sont fixées par des conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Le choix se fait à partir du (Tableau VI.3)

$$B = (3+3) * 92.4 + 11$$

$$B = 565.4 \text{ m}$$

IV.1.2.6 Les Bermes

Pour les barrages de grandes hauteurs, les bermes sont exécutées pour faciliter les travaux au cours de construction de la ligue, et pendant les éventuelles réparations lors de l'exploitation.

Les bermes servent aussi à protéger les talus contre les affouillements, et elles augmentent la stabilité des talus, en général on prévoit une berme tous les 5 à 20m, ceci pour faciliter l'accès à tous les endroits des biefs.

IV.1.2.7 Dimensionnement du noyau

Pour dimensionner le noyau argileux on doit suivre les étapes suivant

a) Hauteur à la crête

$$H = H_b - 1 \quad (\text{IV.18})$$

$$H = 91.4 \text{ m}$$

b) Largeur en crête du noyau

Elle est donnée en fonction de la hauteur de la retenue, elle ne doit pas être inférieure à 2 m. pour calculer la largeur du noyau on a la formule suivante :

$$L_n = \frac{1}{6} H_b \quad (\text{IV.19})$$

L_n : Largeur du noyau en crête ;

$$L_n = \frac{1}{6} * 92.4$$

$$L_n = 15.4 \text{ m}$$

c) La base du noyau

Pour calculer la base du noyau on a la formule suivante :

$$L_N = 6 + c * H_b \quad (\text{IV.20})$$

D'où :

L_N : La base du noyau ;

C : coefficient $0,30 \leq c \leq 0,75$ on prend $c = 0,7$

$$\text{Donc : } L_N = 70.68 \text{ m}$$

IV.2 Description des ouvrages annexes

Pour exploiter la retenue d'un barrage, il est nécessaire de mettre en place à titre provisoire ou définitif des ouvrages dits : Annexes, leur importance est beaucoup plus grande que ne pourrait le laisser croire leur qualificatif dans bien des cas.

Les nécessités de leur construction conditionnent les dimensions et même le type du barrage envisagé, on distingue trois catégories d'ouvrages annexes.

- Les dérivations provisoires.
- Les évacuateurs de crues.
- Les vidanges de fond et les prises d'eau.

IV.2.1 Dimensionnement de l'évacuateur des crues

IV.2.1.1 Définition d'un évacuateur des crues :

C'est un ouvrage d'une importance primordiale, essentiel à la sécurité du barrage. La conception de l'évacuateur dépend du débit à évacuer, de la hauteur de chute entre le niveau des plus hautes eaux et celui du fond de la vallée. Et en fonction de la topographie et de la nature des terrains qui avoisinent le barrage.

IV.2.1.2 Différents types d'évacuateurs de crue

On distingue deux types d'évacuateurs de crues en fonction de leur entonnoir par rapport au niveau normal de la retenue : les évacuateurs de demi-fond ou de fond et les évacuateurs de surface.

IV.2.1.2.1 Evacuateurs de fond

Les évacuateurs de crues de demi-fond ou de fond comportent une partie verticale en forme de puits qui se prolonge par une galerie ou une conduite qui passe sous l'ouvrage ou sous l'un de ses appuis et rejoint la vallée au pied du barrage. Ils fonctionnent en charge normalement sur tout ou partie de leur longueur. De manière générale, les puits de fond comprennent deux vannes : une vanne de garde et une vanne de contrôle du débit.

IV.2.1.2.2 Évacuateurs de surface

Les évacuateurs de crues de surface sont les plus fréquents. Il existe deux types d'évacuateur de crues :

1. Evacuateur de crues latéral à entonnoir latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

2. Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- ✓ Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- ✓ Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- ✓ Le coût élevé.
- ✓ La difficulté de modification.

IV.2.1.3 Constituants de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

➤ **Un canal d'approche** : Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

➤ **Un déversoir** : Le déversoir choisi sera de type GREAGER, qui a développé un profil optimal du déversoir de façon à n'avoir ni pression, ni dépression sur le béton.

➤ **Un chenal** : Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible pour que le régime soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier.

➤ **Un coursier** : Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

➤ **Un bassin de dissipation** : Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'oued, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) "The bureau Of Réclamation».

$1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.

$1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.

$4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

➤ **Un canal de restitution** : Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers l'oued après la dissipation de son énergie; selon les conditions topographiques.

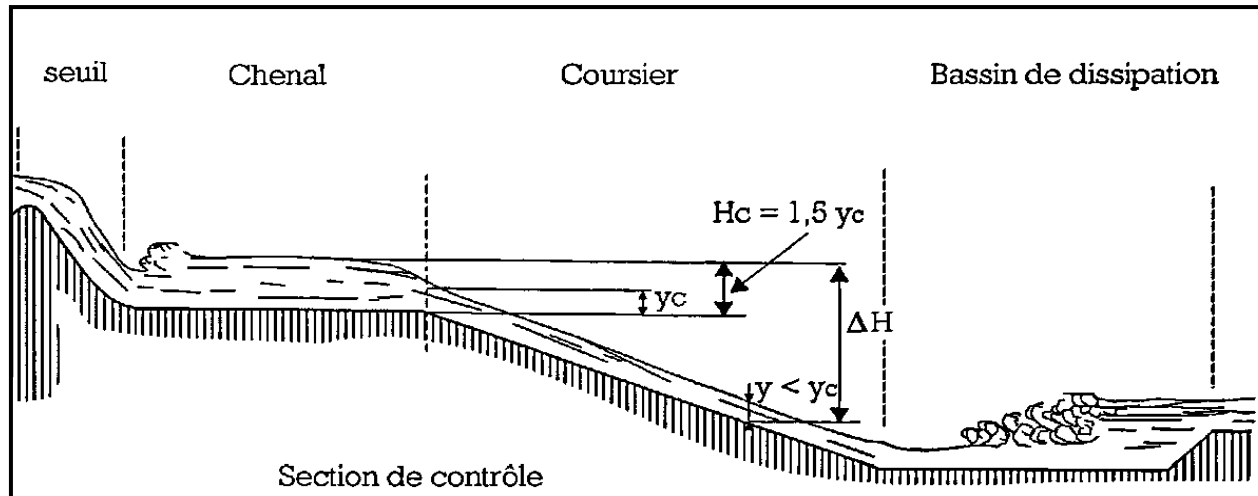


Figure IV.2: Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal.

IV.2.1.4 Débit des évacuateurs de crues :

Les évacuateurs de crue doivent assurer le passage des débits maximum de la crue des cours d'eau, de la crue des averses dans le cas où la retenue est remplie jusqu'au niveau de calcul, on calcule les petites retenues en cas de petit bassin versant d'après les débits d'averse, en cas d'un grand bassin versant on prend en considération les débits de crue des fleuves ou des rivières. On fixe comme débit de calcul pour l'évacuateur de crue un débit déterminé suivant la capacité d'accumulation de la retenue sur une base calculs hydrologiques.

Les ouvrages hydrauliques dont une destruction peut provoquer des inondations graves sont vérifiés indépendamment de sa classe suivant une probabilité annuelle du dépassement du débit maximum de 0.001% c'est-à-dire à l'effet d'une crue de récapitulation d'une fois par 1000 ans.

Pour notre cas le débit d'évacuation est estimé à 547.35 m³/s.

IV.2.1.5 Les critères de choix pour l'emplacement d'un évacuateur de crue:

En choisissant le type d'évacuateur de crue, il est nécessaire de prendre en considération :

- Destination de l'aménagement hydraulique du barrage.
- Condition topographique, géologique et hydrologique au site du barrage.
- Type du barrage et valeurs de la charge d'eau (hauteur d'eau dans la retenue).
- Questions économiques et la sécurité.

D'habitude pour choisir le plus meilleur type d'évacuateur de crue, comprend quelques variantes d'évacuateur de crue puis on analyse ces variantes selon leur fonctionnement, les calculs hydrauliques et statiques, et selon les prix de chaque type d'ouvrage examiné.

IV.2.1.6 Comparaison entre les rives :

L'emplacement de l'évacuateur de crue obéit à des conditions géologiques, topographiques et économiques.

- La topographique de notre site de retenue montre que la rive gauche présente une pente plus faible que la rive droite.
- Du point de vue géologique les deux rives sont de même nature géologique.
- Du point de vue économique, on doit prévoir l'ouvrage le moins cher possible.

Pour notre cas l'évacuateur choisi est un évacuateur latéral à entonnement frontal emplacer dans la rive droite.

IV.2.1.7 Calcul hydraulique de l'évacuateur de crue :

L'étude de laminage des crues a permis la détermination des paramètres de l'évacuateur de crues suivants :

- Le débit déversé: $Q_{dév} = 547.35 \text{ m}^3/\text{s}$. 709.34
- La largeur du déversoir : $L = 40 \text{ m}$.
- La hauteur de la lame d'eau déversée : $H_{dév} = 2.9 \text{ m}$.

IV.2.1.7.1 Déversoir

Le débit de l'évacuateur de crues est contrôlé par le déversoir situé dans sa partie amont.

Pour cela, les parties avals (chenal d'écoulement, le coursier et le bassin de dissipation d'énergie), doivent être conçues de manière à évacuer ce débit du déversoir sans perturber son écoulement ; c'est-à-dire de telle manière que cet écoulement soit dénoyé.

Le profil du seuil déversant est de type Creager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression est égale à la pression atmosphérique, tout profil situé au-dessus entraînera des surpressions donc des risques de décollement.

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

$$y = \frac{(x^{1.85})}{(2H^{0.85})} \quad (\text{IV.21})$$

$H_{dév}$: la charge sur le déversoir

Tableau IV.4: Coordonnées de la nappe déversant

x	y
0	0,00
0,2	0,01
0,4	0,05

0,6	0,10
0,8	0,18
1	0,27
1,2	0,37
1,4	0,50
1,6	0,63
1,8	0,79
2	0,96
2,2	1,14
2,4	1,34
2,6	1,56
2,8	1,79
3	2,03

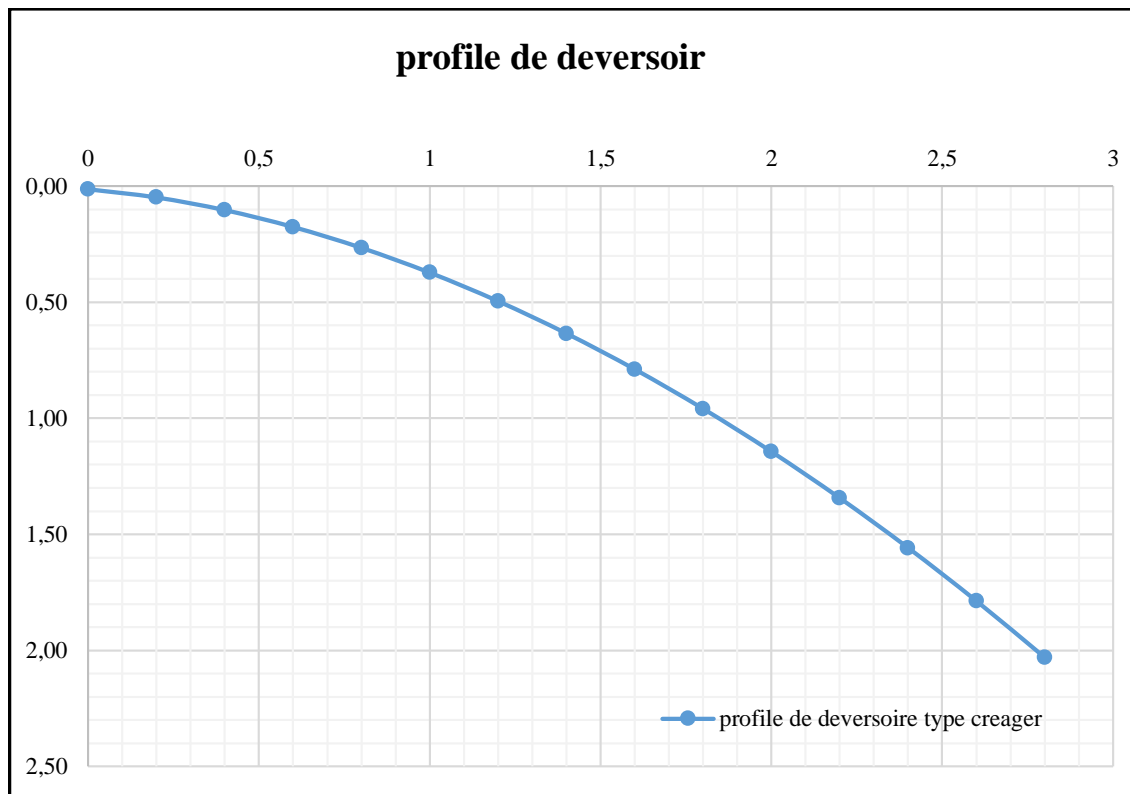


Figure IV.3: le profil du déversoir type creager

IV.2.1.7.2 Le Chenal d'écoulement

Il fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface. Sa pente est suffisamment faible de 0.1% (inférieur à la pente critique), pour que le régime y soit fluvial (subcritique). Il est en général de section rectangulaire qui est la disposition hydraulique la plus

intéressante après un déversoir et sa longueur est égale à 8 m elle est rarement importante, car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier dans la zone aval.

➤ **Calcul de la profondeur critique h_{cr} :**

Pour calculer la profondeur critique (h_{cr}) pour un canal rectangulaire on utilise la formule suivante :

Vérification des conditions d'écoulement :

$$\frac{Qc^2.L}{g.S^3} = 1 \quad (IV.22)$$

$$S = L * h_{cr} \quad (IV.23)$$

Avec

S : section mouillée en (m²) ;

L : largeur de canal en (m);

g : accélération de la pesanteur en (m/s²);

h_{cr} : Profondeur critique en (m).

En remplaçant l'équation de la section dans l'équation(IV.22)

On obtient :

$$\frac{Qc^2.L}{g(L.h_{cr})^3} = 1 \Rightarrow g(L * h_{cr})^3 = Qc^2 * L$$

$$\Rightarrow h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Qdev^2 * L}{g * L^3}} = \sqrt[3]{\frac{Qdev^2}{g * L^2}} = \sqrt[3]{\left(\frac{1}{g} \left(\frac{Qdev}{L}\right)\right)^2} \quad (IV.24)$$

AN :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \left(\frac{547.35}{40}\right)^2}$$

$$h_{cr} = 2.67 \text{ m}$$

➤ **Calcul de la vitesse critique :**

En utilisant l'équation de la continuité :

$$V = \frac{Q}{S_{cr}} \quad (IV.25)$$

$$\text{On aura : } V_{cr} = \frac{Q_{cr}}{S_{cr}} \quad (IV.26)$$

V_{cr} : Vitesse critique.

S_{cr} : Section critique : ($S_{cr} = b * h_{cr}$)

Donc, on aura:

$$S_{cr} = 40 * 2.67 \Rightarrow S_{cr} = 106.8 \text{ m}^2$$

$$V_{cr} = 547.35 / 106.8 \Rightarrow V_{cr} = 5.12 \text{ m/s}$$

➤ **Calcul de la pente critique :**

Depuis la formule de CHEZZY on trouve :

$$V_{cr} = \frac{1}{\eta} * R_{cr}^{2/3} * I_{cr}^{1/2} \Rightarrow I_{cr} = \frac{\eta^2 * V_{cr}^2}{R_{cr}^{4/3}} \quad (IV.27)$$

On :

η : Coefficient de rugosité du béton ($\eta = 0,014$)

R_{cr} : Rayon hydraulique critique en m ($R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}}$)

P_{cr} : Périmètre mouillé critique en m ($P_{cr} = b + 2h_{cr}$)

Donc :

$$P_{cr} = b + 2h_{cr} \Rightarrow P_{cr} = 45.34 \text{ m}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{106.89}{45.34}$$

$$R_{cr} = 2.35 \text{ m}$$

On aura :

$$I_{cr} = \frac{0.014^2 * 5.12^2}{2.35^{4/3}} = 0.0016 \Rightarrow I_{cr} = 0.16 \%$$

➤ **Calcul de la profondeur normale h_n :**

La profondeur normale h_n est celle qui apparait pour le débit déversé et la pente du chenal si d'écoulement est uniforme. Elle est calculée par méthode de CHEEZY :

$$V = C * \sqrt{R * I} \quad (IV.28)$$

On a :

$$Q = C * S_m * \sqrt{R * I} \Rightarrow Q = V * S_m \quad (\text{IV.29})$$

Ou :

S_m : Section mouillée en (m²).

P_m : Périmètre mouillée en (m).

R : Rayon hydraulique ; $R = \frac{S_m}{P_m}$

C : Coefficient de CHEEZY

$$\text{Ou : } C = \frac{1}{\eta} * R^{1/6} \quad (\text{IV.30})$$

i : Pente du chenal (i = 0.001)

η : Coefficient de rugosité du béton (n = 0,014)

L : Largeur du canal (b = 40 m)

On procède à la méthode d'approximation; par donner des valeurs à h et on détermine les débits Q.

Tableau IV.5: Calcul du débit du chenal d'évacuation.

h (m)	L (m)	η	i	S_m (m ²)	P_m (m)	R (m)	C (m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)
0	40	0,014	0,001	0	40	0	0	0	0
0,5	40	0,014	0,001	20	41	0,488	63,374	1,400	27,994
1	40	0,014	0,001	40	42	0,952	70,850	2,186	87,459
1,5	40	0,014	0,001	60	43	1,395	75,507	2,821	169,230
2	40	0,014	0,001	80	44	1,818	78,912	3,365	269,187
2,5	40	0,014	0,001	100	45	2,222	81,596	3,846	384,648
3	40	0,014	0,001	120	46	2,609	83,806	4,280	513,652
3,5	40	0,014	0,001	140	47	2,979	85,680	4,676	654,667
4	40	0,014	0,001	160	48	3,333	87,301	5,040	806,451
4,5	40	0,014	0,001	180	49	3,673	88,726	5,378	967,970
5	40	0,014	0,001	200	50	4,000	89,994	5,692	1138,349

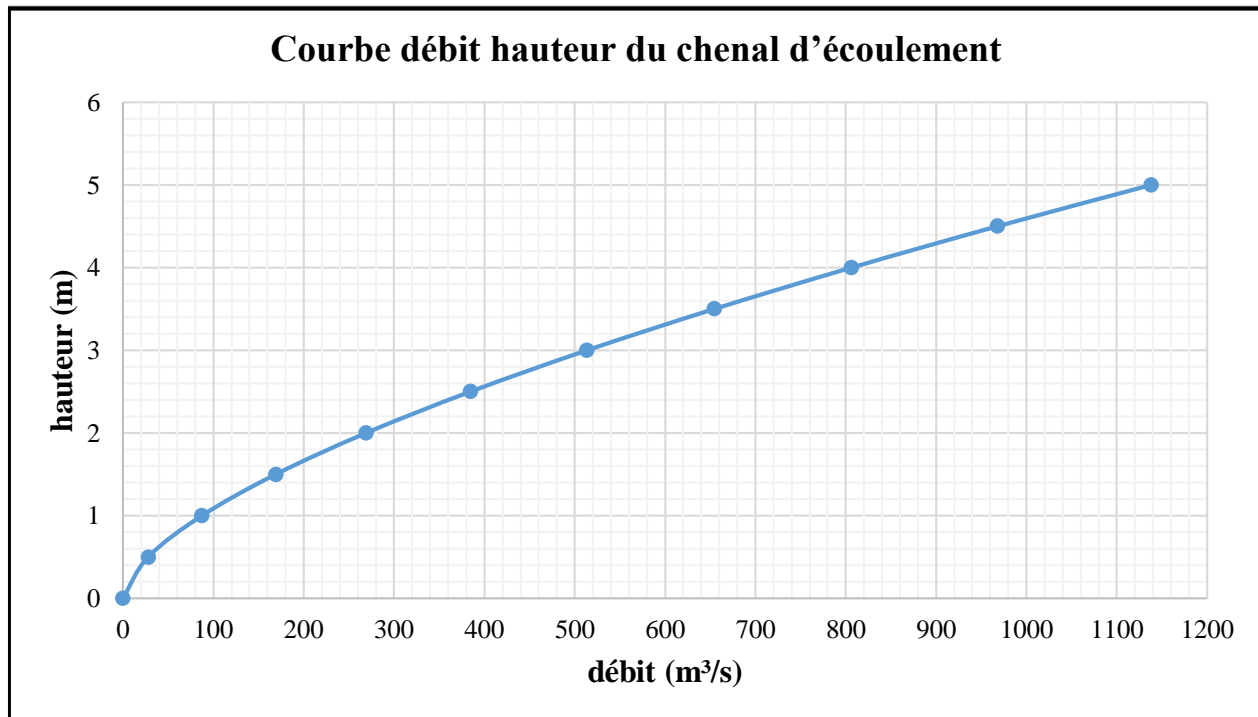


Figure IV.4 : Courbe de tarage du chenal d'écoulement.

Du graphe $h = f(Q)$ on peut déterminer h_n qui correspond au débit $Q = 547.35 \text{ m}^3/\text{s}$.

Donc, on aura : $Q = 547.35 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow h_n = 3.3 \text{ m}$

➤ **Vérification du régime d'écoulement :**

En comparant la hauteur de l'écoulement non uniforme (h) avec la hauteur critique on déduit les types d'écoulement suivant :

Si $I < I_c$ on a $h_n > h_{cr} \Rightarrow$ l'écoulement est fluvial.

Si $h_n = h_{cr} \Rightarrow$ l'écoulement est critique.

Si $I > I_c$ on a $h_n < h_{cr} \Rightarrow$ l'écoulement est torrentiel.

Pour notre cas : $h_n = 3.3 \text{ m} > h_{cr} = 2.67 \text{ m}$ donc l'écoulement dans le chenal est fluvial .

IV.2.1.7.3 Coursier :

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement ; sa fonction est de conduire l'eau au thalweg. Il est fortement conseillé de lui donner section rectangulaire, ce qui assure un écoulement régulier.

Les courants qui aboutissent au pied d'un coursier, ainsi que s'écoulent dans une conduite d'évacuation ont une vitesse élevée, mais ils doivent rejoindre le cours d'eau avec une très inférieure, l'énergie en excès ayant été dissipée, c'est sur ce critère que se basent les bassins d'amortissement à ressaut hydraulique tandis que les bassins à ange se basent à déplacer le

courant plus en aval et à une distance assurant la sécurité de la digue contre le phénomène d'érosion.

En générale, le coursier commence par un convergent amenant à la Section de contrôle (Section où est atteindré la hauteur critique), partir de Laquelle la pente augmente.

Le coursier est composé de 2 partie : la première est de longueur de 129 m et une pente de 0.025m/m, la deuxième a une longueur de 119 m aussi et une pente de 0.35m/m.

➤ **Calcul hydraulique du coursier :**

La hauteur de la lame d'eau ne doit pas dépasser la hauteur critique dans le coursier pour assurer la torrentialité de l'écoulement.

➤ **Régime d'écoulement dans le coursier :**

Le coursier se compose d'un seul tronçon.

La largeur de coursier et de 40 m.

Le débit spécifique : $q_s = \frac{Q_{dev}}{L}$ (IV.31)

$$\Rightarrow q_s = \frac{547.35}{40} \Rightarrow q_s = 13.58 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

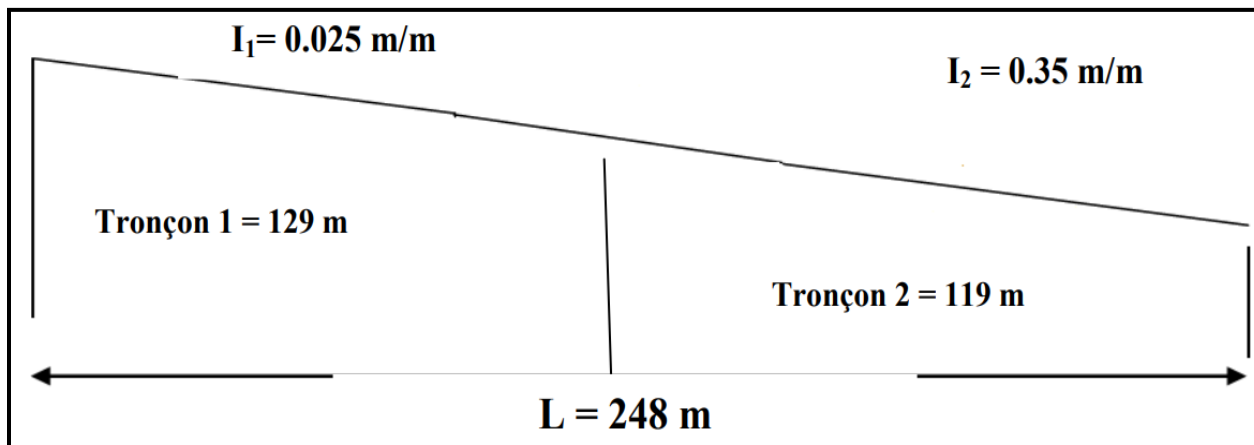


Figure IV.5: Tracé des deux tronçons du coursier.

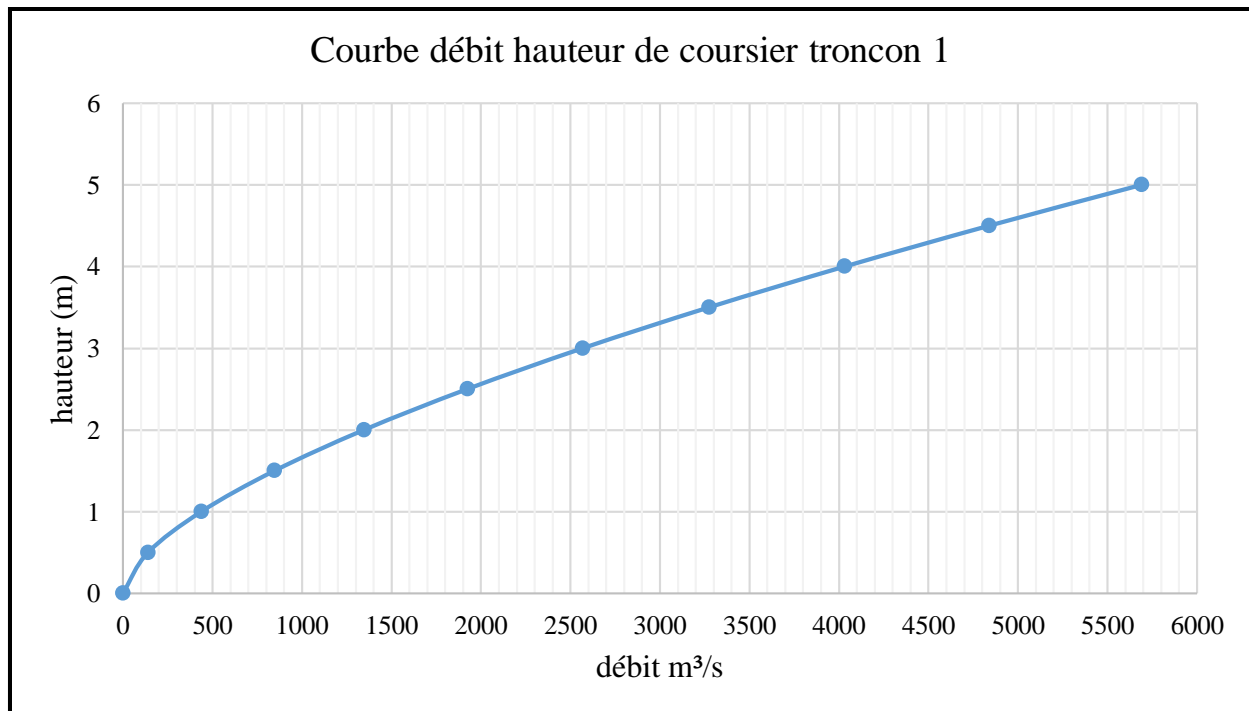
➤ **Calcul de la hauteur normale de la lame d'eau dans chaque tronçon :**

On construit les tableaux suivants pour trouver la hauteur normale de la lame d'eau dans chaque tronçon.

Tableau IV.6: Calcul du débit dans le coursier (Tonçon1)

h (m)	L (m)	η	i	Sm	Pm	R (m)	C (m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)
0	40	0,014	0,025	0	40	0	0	0	0
0,5	40	0,014	0,025	20	41	0,488	63,374	6,999	139,970
1	40	0,014	0,025	40	42	0,952	70,850	10,932	437,296
1,5	40	0,014	0,025	60	43	1,395	75,507	14,103	846,152
2	40	0,014	0,025	80	44	1,818	78,912	16,824	1345,933
2,5	40	0,014	0,025	100	45	2,222	81,596	19,232	1923,241
3	40	0,014	0,025	120	46	2,609	83,806	21,402	2568,259
3,5	40	0,014	0,025	140	47	2,979	85,680	23,381	3273,333
4	40	0,014	0,025	160	48	3,333	87,301	25,202	4032,253
4,5	40	0,014	0,025	180	49	3,673	88,726	26,888	4839,852
5	40	0,014	0,025	200	50	4,000	89,994	28,459	5691,743

Depuis le tableau précédent on construit le courbe $h=f(Q)$ représenté ci âpre :

**Figure IV.6:** Courbe de tarage du coursier (Tronçon 1)

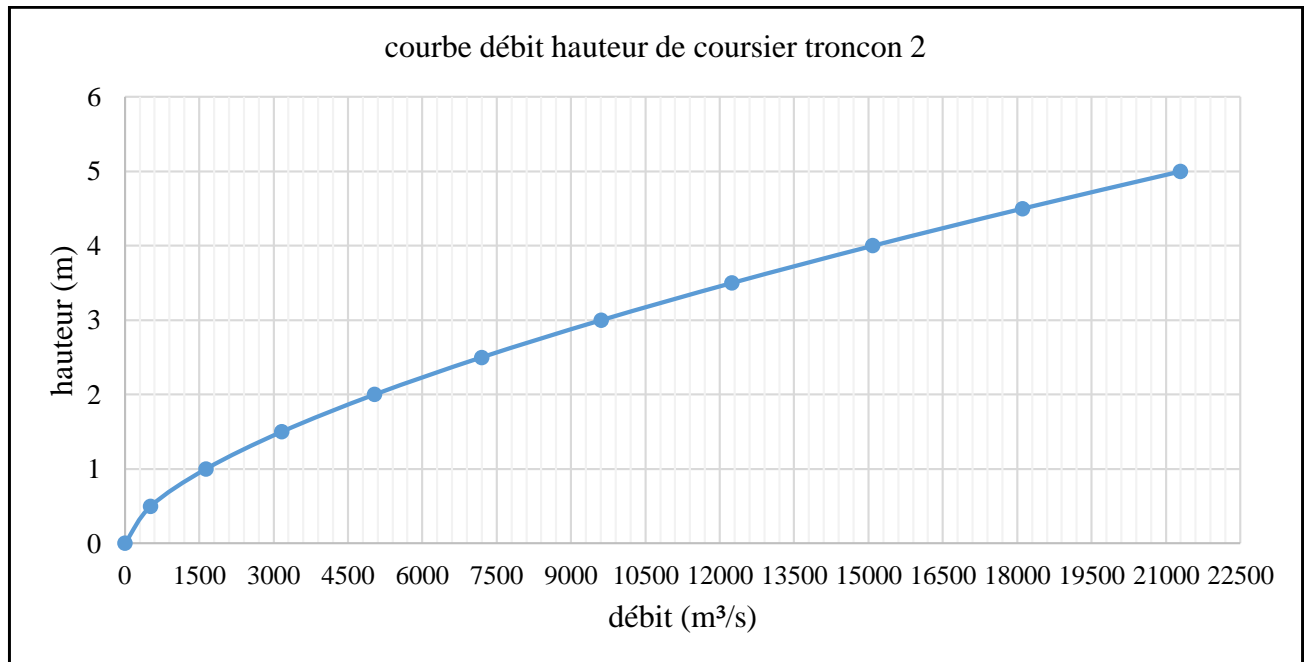
Par interpolation on détermine la hauteur et la vitesse normale :

$$h_{n1} = 1.4 \text{ m et } V_{n1} = 12 \text{ m/s}$$

Tableau IV.7 : Calcul du débit dans le coursier (Tronçon 2).

h (m)	L (m)	η	i	Sm	Pm	R (m)	C (m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)
0	40	0,014	0,35	0	40	0	0	0	0
0,5	40	0,014	0,35	20	41	0,488	63,374	26,186	523,721
1	40	0,014	0,35	40	42	0,952	70,850	40,905	1636,213
1,5	40	0,014	0,35	60	43	1,395	75,507	52,767	3166,011
2	40	0,014	0,35	80	44	1,818	78,912	62,950	5036,021
2,5	40	0,014	0,35	100	45	2,222	81,596	71,961	7196,108
3	40	0,014	0,35	120	46	2,609	83,806	80,080	9609,545
3,5	40	0,014	0,35	140	47	2,979	85,680	87,483	12247,689
4	40	0,014	0,35	160	48	3,333	87,301	94,296	15087,309
4,5	40	0,014	0,35	180	49	3,673	88,726	100,606	18109,068
5	40	0,014	0,35	200	50	4,000	89,994	106,483	21296,553

Depuis le tableau précédent on construit le courbe $h=f(Q)$ représenté ci-après :

**Figure IV.7:** Courbe de tarage du coursier (Tronçon 2)

Par interpolation on détermine la hauteur et la vitesse normale :

$$h_{n2} = 0.7 \text{ m} \quad \text{et} \quad V_{n2} = 30 \text{ m/s}$$

➤ **Vérification du régime d'écoulement dans le coursier :**

Calcul de nombre de Froude pour vérifier le régime d'écoulement dans le coursier

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} \quad (\text{IV.32})$$

$$Fr1 = 3.5Fr2 = 12.6$$

➤ **Calcul de la profondeur critique :**

On calcul la profondeur pour un canal rectangulaire On:

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q_{dev}}{L} \right)^2} \quad (IV.33)$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \left(\frac{547.35}{20} \right)^2}$$

$$h_{cr} = 4.24 \text{ m}$$

$$h_{cr} = 4.24 \text{ m} > h_{n1} = 1.4 \text{ m} \quad \text{et} \quad h_{cr} = 4.24 \text{ m} > h_{n2} = 0.7 \text{ m}$$

$$\text{et} \begin{cases} Fr1 > 1 \\ Fr2 > 1 \end{cases}$$

Alors le régime dans le coursier est torrentiel ce qui garantie le non exhaussement du courant d'eau dans le coursier.

➤ **Calcul de la hauteur d'écoulement de l'eau dans le coursier de section rectangulaire**

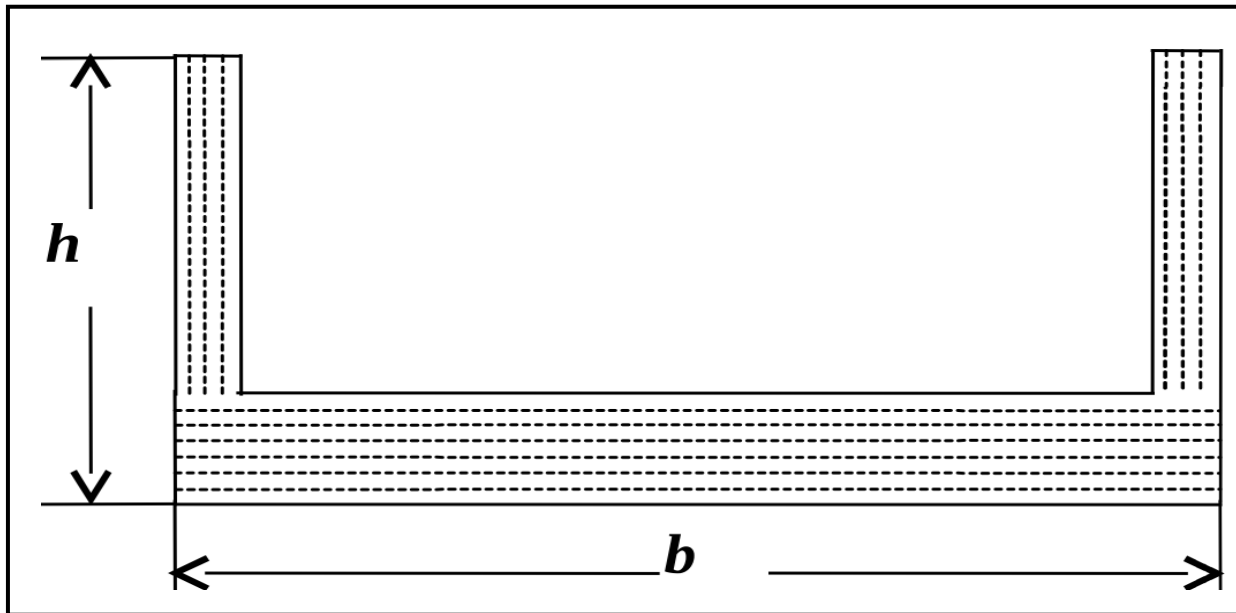


Figure IV.8 : schéma de la section rectangulaire d'un coursier.

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par l'équation différentielle du régime graduellement varie.

Les mouvements graduellement variés dans lesquels les paramètres hydrauliques varient très progressivement d'une section à l'autre (remous d'exhaussement ou d'abaissement).

En considérant $dQ/dx=0$, Equation de continuité est :

$$\frac{dy}{dx} = (S_o - Sf)/(1 - Fr^2) \quad (IV.34)$$

Avec : S_o : pente du fond.

Sf : pente de la ligne d'énergie.

Fr : nombre de Froude

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

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_o - (\eta^2 * Q^2)/(A^2 * R^{4/3})}{1 - (Q^2 * B)/(g * A^3)} \quad (IV.35)$$

η : coefficient de rugosité = 0,014

A : la section transversale

Q : le débit, R : rayon hydraulique, B la largeur,

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δy correspondante aux profondeurs y_i , et on calcul la profondeur moyenne :

$$y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2} \quad (IV.36)$$

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

Dans notre cas $h > h_n$ et $j < I$; d'après la formule de Manning Strickler :

$$Q = K * A * R^{2/3} * j^{1/2} \quad (IV.37)$$

On adoptant :

$$j = \frac{V^2}{K^2 * R_n^{4/3}} \quad (IV.38)$$

Largeur du canal $b=20m$.

Débit à évacuer: $Q=547.35m^3/s$.

La pente du coursier: $I=0,025$ m/m

Coefficient de Strickler (71).

$$J = 0.0012$$

➤ **Calcul de ligne d'eau dans le premier tronçon :**

Les résultats de calcul sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.8: Calcul de ligne d'eau dans le 1ere tronçon du coursier.

h (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	V (m)	Fr ²	1-Fr ²	J	I-J	Δx(m)	L (m)
4,24	84,8	28,48	2,9775	6,4546	3,4620	-2,4620	0,00191	0,02309	8,529	8,5
4,16	83,2	28,32	2,9379	6,5787	3,5286	-2,5286	0,00202	0,02298	8,801	17,3
4,08	81,6	28,16	2,8977	6,7077	3,5978	-2,5978	0,00213	0,02287	9,089	26,4
4	80	28	2,8571	6,8419	3,6697	-2,6697	0,00226	0,02274	9,393	35,8
3,92	78,4	27,84	2,8161	6,9815	3,7446	-2,7446	0,00240	0,02260	9,716	45,5
3,84	76,8	27,68	2,7746	7,1270	3,8226	-2,8226	0,00255	0,02245	10,060	55,6
3,76	75,2	27,52	2,7326	7,2786	3,9040	-2,9040	0,00272	0,02228	10,426	66,0
3,68	73,6	27,36	2,6901	7,4368	3,9888	-2,9888	0,00290	0,02210	10,818	76,8
3,6	72	27,2	2,6471	7,6021	4,0775	-3,0775	0,00309	0,02191	11,239	88,1
3,52	70,4	27,04	2,6036	7,7749	4,1701	-3,1701	0,00331	0,02169	11,691	99,8
3,44	68,8	26,88	2,5595	7,9557	4,2671	-3,2671	0,00354	0,02146	12,181	111,9
3,36	67,2	26,72	2,5150	8,1451	4,3687	-3,3687	0,00380	0,02120	12,713	124,7
3,3	66,6	26,66	2,4981	8,2185	4,4081	-3,4081	0,00391	0,02109	4,362	129,0

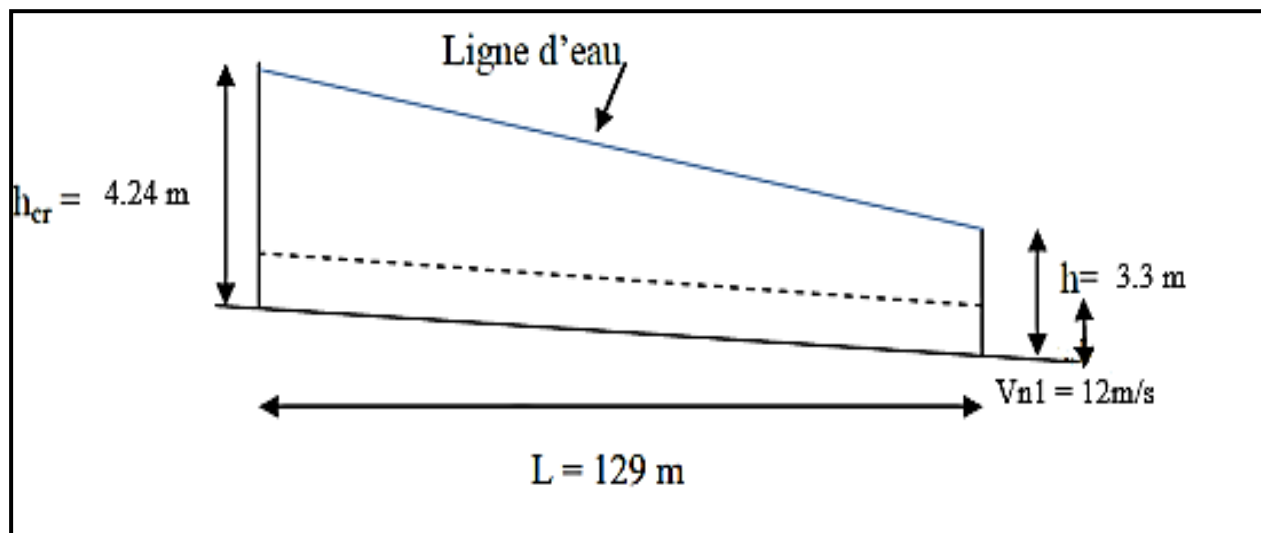
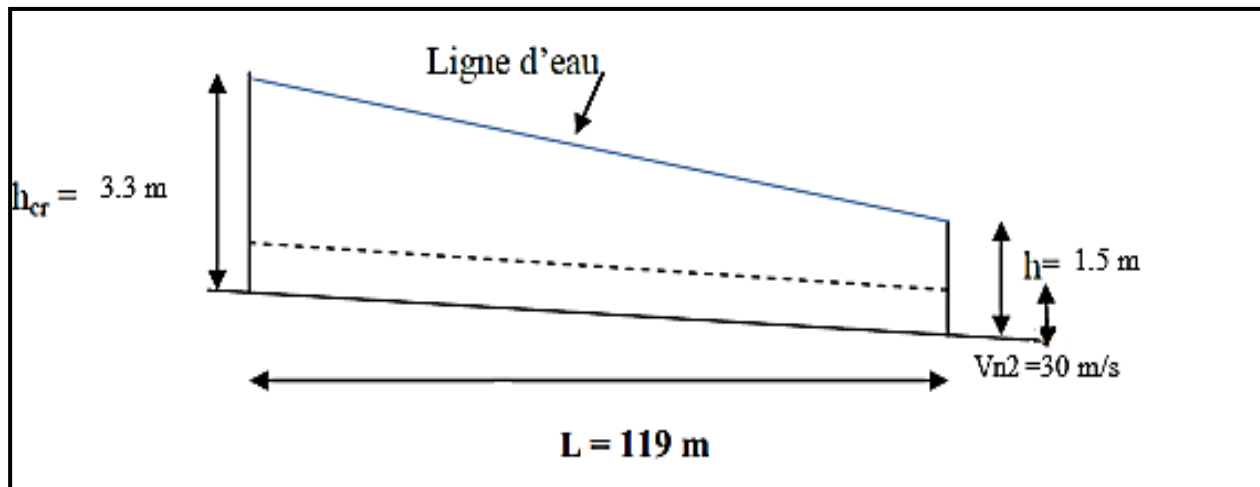


Figure IV.8: Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 1

Sur ce tronçon 1 : $h_{cr} = 4.24\text{m} > h = 3.3\text{ m} > h_n = 1.4\text{ m}$

Tableau IV.9: Calcul de ligne d'eau dans le 2eme tronçon du coursier

h (m)	S (m ²)	P (m)	R (m)	V (m)	Fr ²	1-Fr ²	J	I-J	Δx (m)	L (m)
3,3	66	26,6	2,4812	8,2932	27,8009	-26,8009	0,0011	0,3489	3,84	3,8
3,2	64	26,4	2,4242	8,5523	28,6697	-27,6697	0,0012	0,3488	3,97	7,8
3,1	62	26,2	2,3664	8,8282	29,5946	-28,5946	0,0015	0,3485	4,10	11,9
3	60	26	2,3077	9,1225	30,5810	-29,5810	0,0017	0,3483	4,25	16,2
2,9	58	25,8	2,2481	9,4371	31,6356	-30,6356	0,0021	0,3479	4,40	20,6
2,8	56	25,6	2,1875	9,7741	32,7654	-31,7654	0,0025	0,3475	4,57	25,1
2,7	54	25,4	2,1260	10,1361	33,9789	-32,9789	0,0030	0,3470	4,75	29,9
2,6	52	25,2	2,0635	10,5260	35,2858	-34,2858	0,0036	0,3464	4,95	34,8
2,5	50	25	2,0000	10,9470	36,6972	-35,6972	0,0044	0,3456	5,16	40,0
2,4	48	24,8	1,9355	11,4031	38,2263	-37,2263	0,0054	0,3446	5,40	45,4
2,3	46	24,6	1,8699	11,8989	39,8883	-38,8883	0,0068	0,3432	5,67	51,1
2,2	44	24,4	1,8033	12,4398	41,7014	-40,7014	0,0086	0,3414	5,96	57,0
2,1	42	24,2	1,7355	13,0321	43,6872	-42,6872	0,0110	0,3390	6,30	63,3
2	40	24	1,6667	13,6838	45,8716	-44,8716	0,0143	0,3357	6,68	70,0
1,9	38	23,8	1,5966	14,4039	48,2859	-47,2859	0,0188	0,3312	7,14	77,1
1,8	36	23,6	1,5254	15,2042	50,9684	-49,9684	0,0251	0,3249	7,69	84,8
1,7	34	23,4	1,4530	16,0985	53,9665	-52,9665	0,0342	0,3158	8,39	93,2
1,6	32	23,2	1,3793	17,1047	57,3394	-56,3394	0,0475	0,3025	9,31	102,5
1,5	30	23	1,3043	18,2450	61,1621	-60,1621	0,0676	0,2824	16,51	119,0

**Figure IV.9:** Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 2.

Sur ce tronçon 2 : $h_{cr} = 3.3\text{m} > h = 1.5\text{m} > h_n = 0.7\text{m}$.

la valeur qu'on doit adopter est :

$$h = 1.5 \text{ m}$$

➤ **La vitesse à la fin coursier est:**

$$V = \frac{Q}{b \cdot h} \quad (\text{IV.39})$$

$$V = 18.25 \text{ m/s}$$

Le nombre de FROUDE est calculé par la formule suivant :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad (\text{IV.40})$$

$$Fr = 4.76$$

Tableau IV.10: Choix du type de ressaut

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq Fr \leq 1,7$	Ressaut ondulé
$1,7 \leq Fr \leq 2,5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2,5 \leq Fr \leq 4,5$	Ressaut oscillant
$4,5 \leq Fr \leq 9$	Ressaut stable
$Fr \geq 9$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

$4,5 \leq Fr \leq 9$ Ressaut stable

IV.2.1.7.4 Bassin de dissipation :

Il est déterminé suivant le phénomène du ressaut hydraulique qui se produit au niveau du bassin d'amortissement.

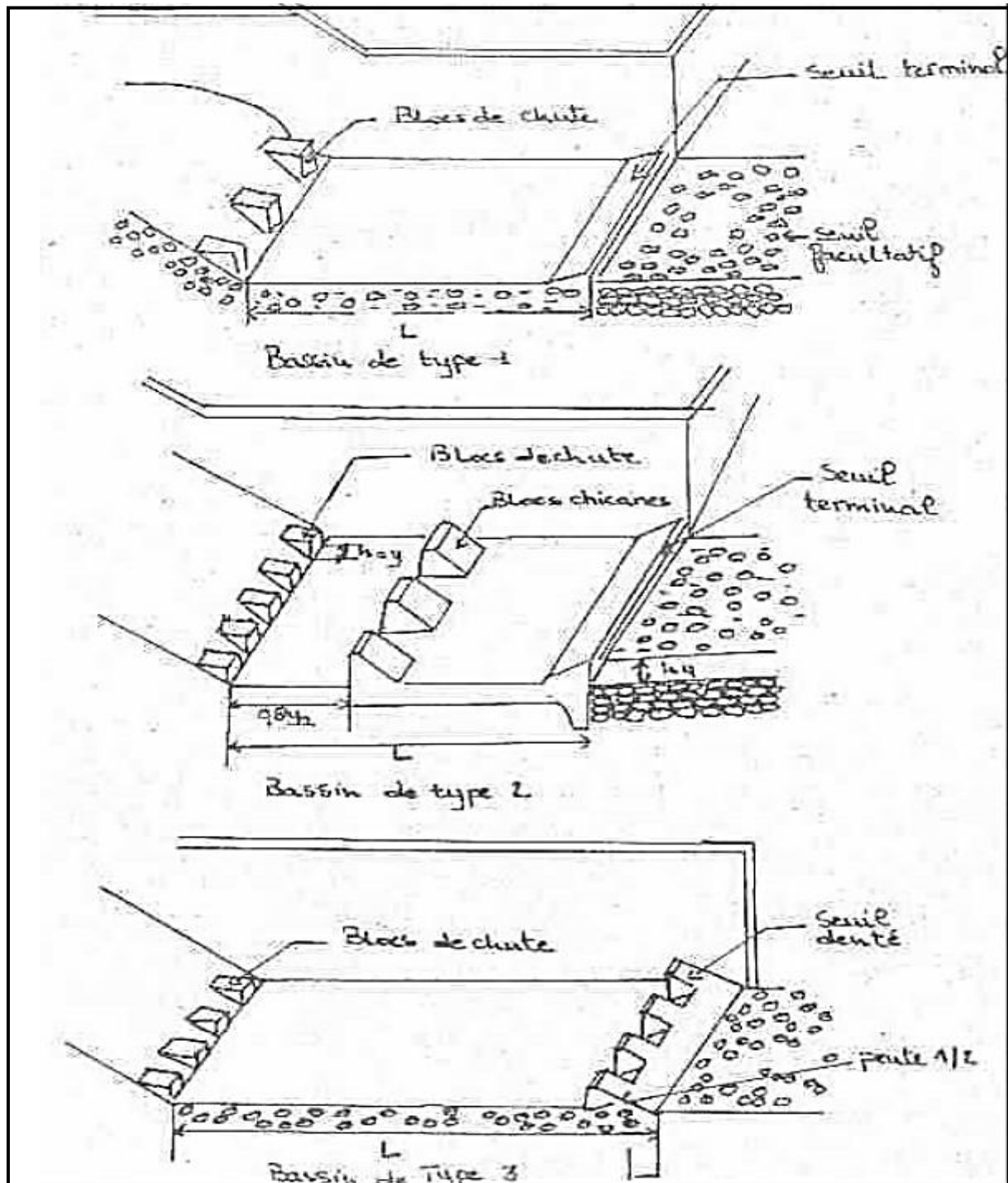


Figure IV.10 : Schéma des différents types de bassin de dissipation USBR type III (Stilling basin Peterka, 1978).

➤ Choix du type de dissipateur

Le type du bassin de dissipation est en fonction de nombre de Froude et de la vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin. Selon la classification USBR il y a trois types :

Si ($2,5 < Fr_1 < 4,5$) le ressaut est oscillant ; on conçoit un dissipateur de type I.

Si ($Fr_1 > 4.5$) le ressaut est stable, alors : Si ($V_1 < 15$ m/s), on conçoit un dissipateur de type II.

Si ($V_1 > 15$ m/s), on conçoit un dissipateur de type III.

Dans notre cas il faut concevoir un bassin de type III ($V_1 = 18.25$ m/s ; et ; $Fr_1 = 4.76$)

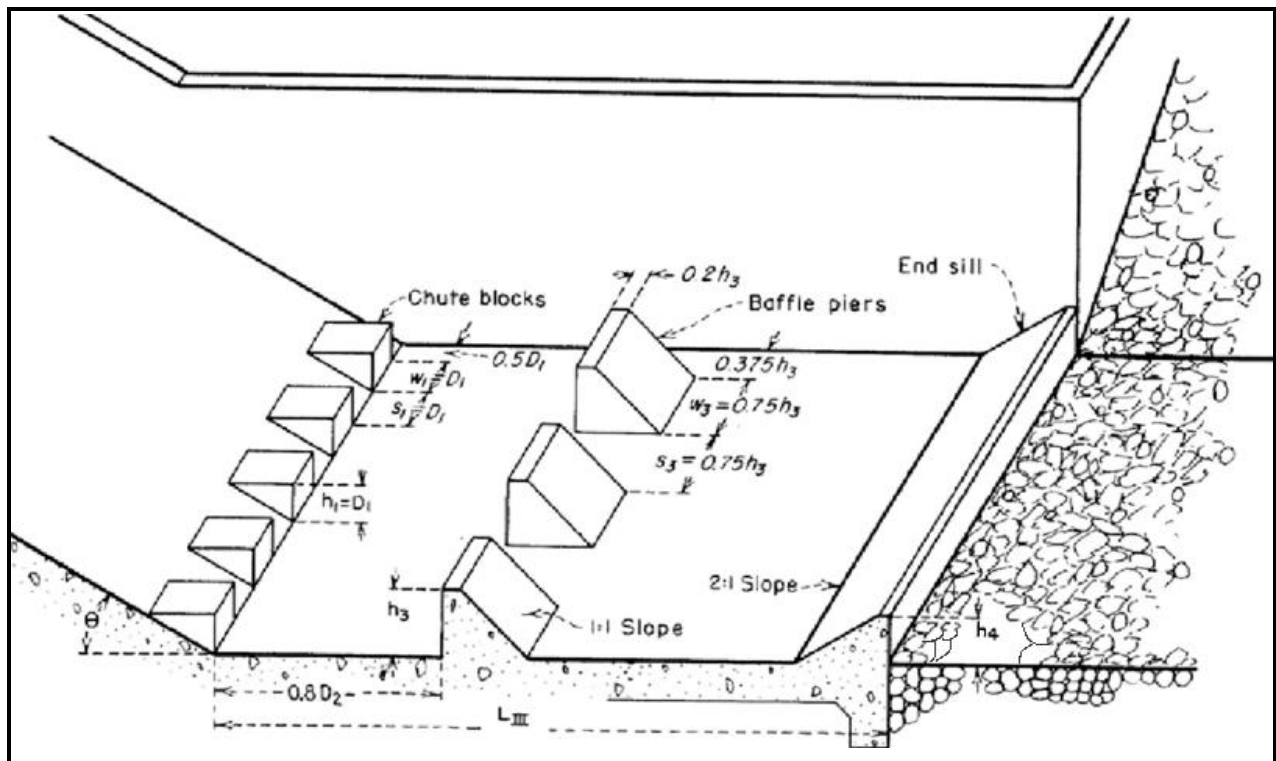


Figure IV.11: Schéma de bassin de dissipation USBR type III (Stilling basin Peterka, 1978)

➤ Détermination des caractéristiques du bassin

Dimensionnement du bassin :

Le bassin d'amortissement est destiné à recevoir les eaux issues de la cuvette pour rejoindre l'aval de cette dernière. Son rôle est de réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval. C'est pour cela aussi qu'il est également appelé dissipateur d'énergie.

Une fois les paramètres h_1 et h_2 correspondant respectivement aux hauteurs d'eau amont et aval du ressaut connus, nous procéderons à la détermination de sa longueur (L_s), cette dernière étant calculée par la relation suivante :

Longueur du ressaut

Formule de PAVLOVSKY :

$$L_{\text{ressaut}} = 2.5 (1.9 * h'' - h') \quad (\text{IV.41})$$

h' : Premier profondeur conjugué $h' = h_n = 1.5 \text{ m}$

h'' : Deuxième profondeur conjugué : déterminée selon la formule suivant :

d'après l'abaque USBR on a :

$$\frac{h''}{h'} = \frac{1}{2} * \sqrt{1 + 8 * Fr^2} - 1$$

$$h'' = \frac{h'}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{cr}}{h} \right)^3} - 1 \right) \quad (\text{IV.42})$$

$$h'' = 6.21 \text{ m}$$

$$L_{\text{ressaut}} = 22.37 \text{ m}$$

Conception d'un dissipateur de Type III ($Fr_1 > 4.5$; $V_1 > 15 \text{ m/s}$)

$$Fr = 4.76 \quad \text{et} \quad h_1 = 1.5 \text{ m}$$

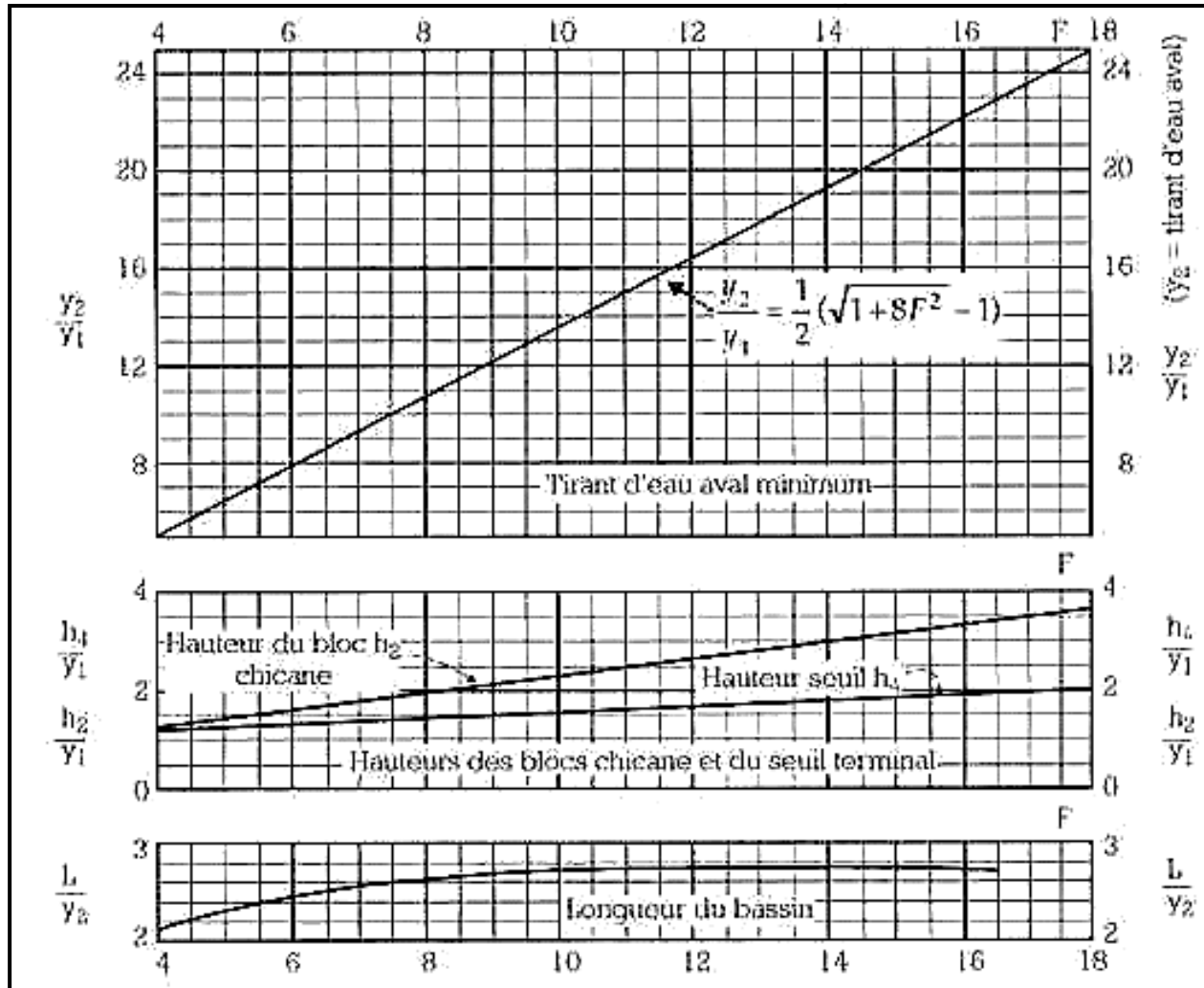


Figure IV.12: Efficacité du ressaut dans un canal rectangulaire.

De l'abaque USBR : $\frac{h_2}{h_1} = 6.5$

d'où $h_2 = 9.75$ m

h_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

h_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

➤ **Longueur du bassin, de l'abaque :**

$$\frac{L}{h_2} = 2.5$$

$$L = 24.38 \text{ m}$$

➤ **Les dimensions des dents déflectrices (ou bloc de chute)**

Tableau IV.11: Dimensions des dents déflectrices

Grandeur		Valeur (m)
Hauteur h	$H=Y1$	1,5
Epaisseur W	$W=Y1$	1,5
Espace entre les dents S	$S=Y1$	1,5

➤ **Le nombre de dents déflectrices (n) :**

$$n = \frac{b}{2h_1} \quad (\text{IV.43})$$

$$n = 7$$

Les dimensions des blocs de chicane :

$$h_3 = h_1 (0.545 + 0.175Fr_1) \quad (\text{IV.44})$$

$$h_3 = 1.5 (0.545 + 0.175 \cdot 4.76)$$

$$h_3 = 2.07 \text{ m}$$

Tableau IV.12: Dimensions des blocs de chicane

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur	h_3	2,07
Epaisseur	$0,75 h_3$	1,55
Epaisseur supérieure	$0,2 h_3$	0,414
Espace entre les blocs	$0,75 h_3$	1,55

Distance entre blocs de chute et blocs de chicanes :

$$d = 0,8 \cdot d_2 \quad (\text{IV.45})$$

Avec :

$$d_2 = \frac{L}{1.071 + 0.358 Fr - 0.025 Fr^2 + 0.00055 Fr^3} \quad (\text{IV.46})$$

$$d_2 = 20 \text{ m}$$

$$d = 16 \text{ m}$$

IV.2.1.7.4 Canal de restitution

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \quad (\text{IV.47})$$

$$hcr = 4.24 \text{ m}$$

➤ **Profondeur normale dans le canal**

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S * C * \sqrt{R * I} \quad (\text{IV.48})$$

Pour la hauteur normale on a :

$$Sc = m * h_n^2 + b * h_n \quad (\text{IV.49})$$

$$Pn = b + 2 * h_n \sqrt{1 + m^2} \quad (\text{IV.50})$$

$$R = \frac{S_n}{P_n} \quad (\text{IV.51})$$

$$Cn = \frac{R^{1/6}}{n}$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} * I^{1/2} * \frac{(m * h_n^2 + b * h_n)^5}{2} * (2 * h_n * \sqrt{1 + m^2} + b) - \frac{3}{2} \quad (\text{IV.52})$$

Le résultat du calcul par itération donne :

$$h_n = 3\text{m}$$

➤ **Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m * h_n^2 + b * h_n} \quad (\text{IV.53})$$

$$V = 4.24 \text{ m/s}$$

Calcule le nombre de Froude :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

$$Fr = 0.78$$

$$Fr = 0.78 < 1 \text{ régime fluvial.}$$

IV.2.1.7.5 Hauteurs des murs bajoyers

• Le coursier

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en trois tronçons dont les hauteurs des murs bajoyers différent.

- le 1er tronçon à l'amont.
- le 2eme tronçon à la fin du 1er tronçon
- le 3eme tronçon à l'aval

➤ Hauteur au début du 1er tronçon

$H_m = h_e + r$, Ou :

h_m : hauteur du mur bajoyer ;

h_e : hauteur d'eau $h_e = 4.24$ m

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0,61 + 0,14 * \frac{V_1}{3}$ (IV.54)

V : la vitesse du niveau de la section de contrôle C_e qui donne :

$V = 6.45$ m/s $r = 0.87$ m $H_m = 5.11$ m

➤ Hauteur à la fin du 1er tronçon

On procède de même manière que précédemment.

$h_e = 3.3$ m

on aura :

$V = 8.21$ m/s $r = 0.89$ m $H_m = 4.19$ m

➤ Hauteur à la fin coursier :

$h_e = 1.5$ m

On aura :

$V = 18.24$ m/s $r = 0.98$ m $H_m = 2.48$ m

Pour des raisons constructives et de sécurité on prend les hauteurs suivantes :

- premier tronçon : $H_m = 6$ m
- deuxième tronçon : $H_m = 5$ m
- troisième tronçon : $H_m = 3$ m

•Le bassin de dissipation

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du canal de restitution

• Le canal de restitution

$h_e = 3 \text{ m}$

On aura:

$V = 4.24 \text{ m/sr} = 0.84 \text{ m}$ $H_m = 3.83 \text{ m}$

IV.2.2 Vidange de fond

Les barrages sont généralement érigés avec des ouvrages annexes tels que :

-les ouvrages de vidange (vidange de fond).

IV.2.2.1 Fonction d'une conduite de vidange

On distingue deux types de conduites de vidange à savoir les conduites en charge et les conduites à écoulement libre.

Les conduites en charge fonctionnent sous pression. Il est important de s'assurer de leur étanchéité absolue, car toute fuite dans le barrage en terre pourrait introduire des pressions interstitielles et entraîner ainsi la formation du phénomène de renard.

En cas de fondations rigides, on utilise souvent les conduites en acier enrobées de béton. Par contre, pour les fondations meubles, on prévoit une couche de bitume au contact terre-béton.

Le diamètre des conduites est calculé en fonction de débit à évacuer, cependant les vitesses admissibles sont de 3 à 7 m/s. Pour les petits ouvrages, on adopte des diamètres de 300 à 600 mm. Pour les ouvrages les plus importants (plus de 6 m de hauteur d'eau), ou un diamètre \geq 800 mm.

Les conduites à écoulement libre sont adoptées pour des ouvrages de grande importance, où lorsqu'il y a risque de transport solide à travers la vidange.

Ces conduites peuvent être des tuyaux de gros diamètre en acier (0 à 1000 mm), ou des canalisations en béton de type galerie ou ovoïde de 1.3 à 2 m de hauteur.

IV.2.2.2 Objectifs des vidanges de fond

Vidange de fond est un élément très important d'un barrage qui doit assurer :

- La vidange complète du bassin (assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avaries graves remarquées afin d'assurer son entretien) ;
- La montée contrôlée du plan d'eau lors du premier remplissage (comportement du barrage et des rives inondées).
- Le contrôle du plan d'eau en cas d'événements particuliers (instabilité des rives).

- Un abaissement du plan d'eau en période de danger (dangers naturels ou conflits armés).
- L'alimentation du cours d'eau aval pour des cas exceptionnels.
- évacuer les crues ;
- remplacer la prise d'eau en cas de panne.

IV.2.2.3 Dimensionnement et choix de la conduite

Notre retenue fait partie des grands barrages, ce qui nous amène à utiliser deux conduites en béton d'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage.[32]

IV.2.2.3.1 Calcul du diamètre de la conduite :

➤ Procédé de calcul

A l'aide de la courbe capacité-hauteur, on détermine les différents hauteurs relatif à chaque diminution du volume

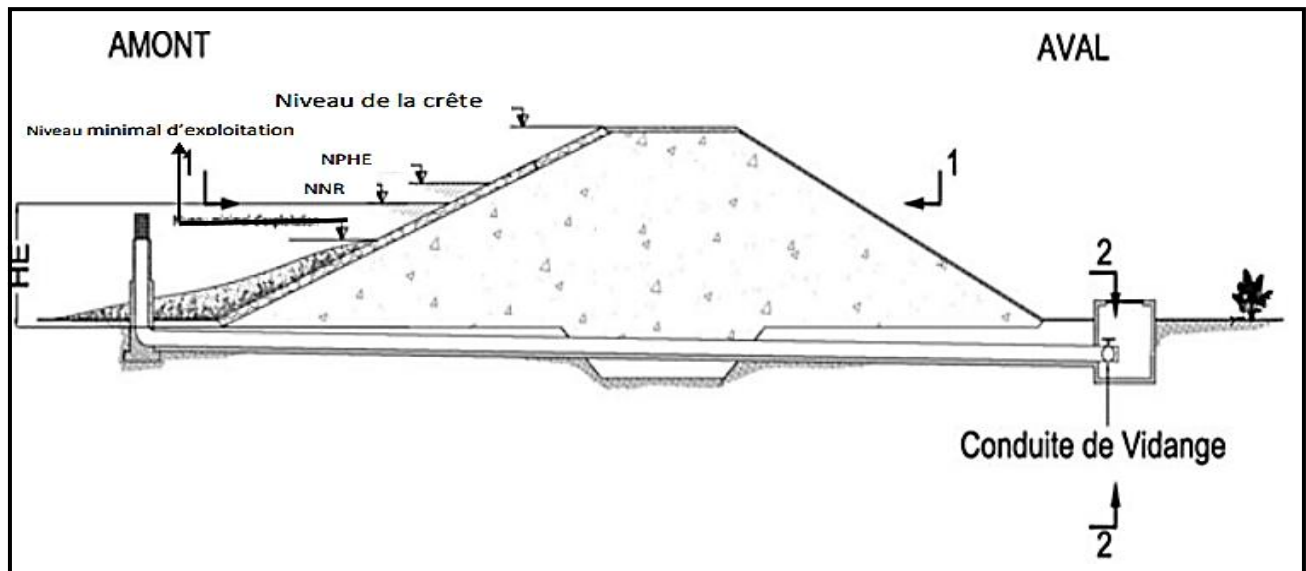


Figure IV.13: coupe transversal de la digue

Au fur et à mesure que la retenue se vide, la hauteur d'eau HE baisse, par la même valeur Δv , La vidange se fait alors au débit variable, d'où la nécessité de découper la hauteur d'eau en tranche de 0.5m, pour chacune d'elles nous considérons que la hauteur est constante.

Alors le débit de vidange d'une tranche (i) est donné par :

$$Q_i = C_d \cdot S \cdot \sqrt{2gh} \quad (IV.55)$$

Et le temps de vidange d'une tranche d'épaisseur $\Delta H = 0.5m$ est donnée par :

$$\Delta v = Q \cdot \Delta t \Rightarrow \Delta t_i = \frac{\Delta v_i}{Q_i} \quad (IV.56)$$

Où ΔV désigne le volume évacué pour chaque palier ΔH . ($\Delta H = 0.5m$)

Tableau IV.13:Résultats de calcul le temps de vidange

Csl	Cvf	H (m)	$\Delta H(m)$	$\Delta v (Mm^3)$	V (Mm ³)	D(m)	Q (m ³ /s)	T (s)
123	87	36	0,5	0	98,0	2,5	0	0
122,5	87	35,5	0,5	3,40	94,59	2,50	77,729	43741,542
122	87	35	0,5	3,20	91,39	2,50	77,180	41461,528
121,5	87	34,5	0,5	2,90	88,49	2,50	76,627	37845,810
121	87	34	0,5	2,70	85,79	2,50	76,069	35493,895
120,5	87	33,5	0,5	2,58	83,21	2,50	75,508	34168,558
120	87	33	0,5	2,49	80,72	2,50	74,942	33225,515
119,5	87	32,5	0,5	2,39	78,33	2,50	74,372	32135,538
119	87	32	0,5	2,20	76,13	2,50	73,798	29811,034
118,5	87	31,5	0,5	2,10	74,03	2,50	73,219	28680,939
118	87	31	0,5	2,00	72,03	2,50	72,636	27534,583
117,5	87	30,5	0,5	1,96	70,07	2,50	72,048	27204,171
117	87	30	0,5	1,90	68,17	2,50	71,455	26590,244
116,5	87	29,5	0,5	1,85	66,32	2,50	70,857	26108,990
116	87	29	0,5	1,80	64,52	2,50	70,254	25621,400
115,5	87	28,5	0,5	1,77	62,75	2,50	69,646	25446,813
115	87	28	0,5	1,76	60,99	2,50	69,032	25495,469
114,5	87	27,5	0,5	1,73	59,26	2,50	68,413	25287,687
114	87	27	0,5	1,71	57,55	2,50	67,788	25225,720
113,5	87	26,5	0,5	1,70	55,85	2,50	67,157	25313,683
113	87	26	0,5	1,67	54,18	2,50	66,521	25104,938
112,5	87	25,5	0,5	1,64	52,53	2,50	65,878	24958,348
112	87	25	0,5	1,62	50,91	2,50	65,229	24879,518
111,5	87	24,5	0,5	1,60	49,31	2,50	64,573	24801,609
111	87	24	0,5	1,58	47,73	2,50	63,911	24724,704
110,5	87	23,5	0,5	1,56	46,17	2,50	63,242	24667,209
110	87	23	0,5	1,54	44,63	2,50	62,565	24574,266
109,5	87	22,5	0,5	1,52	43,12	2,50	61,882	24500,938
109	87	22	0,5	1,50	41,62	2,50	61,190	24513,723
108,5	87	21,5	0,5	1,47	40,14	2,50	60,491	24358,642
108	87	21	0,5	1,45	38,69	2,50	59,783	24289,940
107,5	87	20,5	0,5	1,43	37,26	2,50	59,067	24223,067
107	87	20	0,5	1,41	35,85	2,50	58,343	24167,597
106,5	87	19,5	0,5	1,39	34,46	2,50	57,609	24128,307
106	87	19	0,5	1,37	33,09	2,50	56,865	24092,015
105,5	87	18,5	0,5	1,35	31,74	2,50	56,112	24058,982
105	87	18	0,5	1,32	30,41	2,50	55,349	23922,639
104,5	87	17,5	0,5	1,30	29,11	2,50	54,574	23870,932
104	87	17	0,5	1,28	27,83	2,50	53,789	23822,670

Csl	Cvf	H (m)	ΔH (m)	Δv (Mm ³)	V (Mm ³)	D (m)	Q (m ³ /s)	T (s)
103,5	87	16,5	0,5	1,2601	26,5703	2,5	52,9923	23778,198
103	87	16	0,5	1,24	25,330	2,5	52,183	23762,441
102,5	87	15,5	0,5	1,22	24,110	2,5	51,361	23753,266
102	87	15	0,5	1,2	22,910	2,5	50,526	23750,074
101,5	87,00	14,5	0,5	1,18	21,730	2,5	49,677	23753,486
101	87	14	0,5	1,15335	20,577	2,5	48,813	23628,047
100,5	87	13,5	0,5	1,13201	19,445	2,5	47,933	23616,393
100	87	13	0,5	1,1	18,345	2,5	47,037	23385,699
99,5	87	12,5	0,5	1,09	17,255	2,5	46,124	23632,020
99	87	12	0,5	1,07	16,185	2,5	45,192	23676,773
98,5	87	11,5	0,5	1,05	15,135	2,5	44,240	23733,934
98	87	11	0,5	1,03	14,105	2,5	43,268	23805,112
97,5	87	10,5	0,5	1,02	13,085	2,5	42,273	24128,753
97	87	10	0,5	0,98	12,105	2,5	41,254	23755,021
96,5	87	9,5	0,5	0,96	11,145	2,5	40,210	23874,747
96	87	9	0,5	0,94	10,205	2,5	39,137	24017,951
95,5	87	8,5	0,5	0,913	9,292	2,5	38,035	24004,389
95	87	8	0,5	0,891	8,401	2,5	36,899	24146,938
94,5	87	7,5	0,5	0,87	7,531	2,5	35,727	24351,066
94	87	7	0,5	0,85	6,681	2,5	34,516	24626,305
93,5	87	6,5	0,5	0,83	5,851	2,5	33,260	24954,609
93	87	6	0,5	0,81	5,041	2,5	31,956	25347,711
92,5	87	5,5	0,5	0,781	4,26	2,5	30,595	25526,957
92	87	5	0,5	0,76	3,5	2,5	29,171	26053,012
91,5	87	4,5	0,5	0,74	2,76	2,5	27,674	26739,594
91	87	4	0,5	0,72	2,04	2,5	26,092	27595,092
90,5	87	3,5	0,5	0,65	1,39	2,5	24,406	26632,301
90	87	3	0,5	0,6	0,79	2,5	22,596	26553,390
89,5	87	2,5	0,5	0,22	0,57	2,5	20,627	10665,520
89	87	2	0,5	0,2	0,37	2,5	18,450	10840,376
88,5	87	1,5	0,5	0,15	0,22	2,5	15,978	9388,041
88	87	1	0,5	0,1	0,12	2,5	13,046	7665,303
87,5	87	0,5	0,5	0,08	0,04	2,5	9,225	8672,301
87	87	0	0,5	0,04	0	2,5	0,000	0,000

Csl : cote de surface libre ;

Cvf : cote de vidange de fond .

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.14 : résultats de calcul pour la conduite de vidange.

Paramètres	Valeur	Unité
Diamètre de la conduite de vidange	2500	mm
Longueur (d'après l'DRE)	365	m
Temps de vidange	1773867,978	seconds
	492,7411051	heures
	21	jours

Remarque :

D'après DRE le temps de vidange de barrage est de 7jours ; mais d'après nos recherches on a choisi un temps de vidange de 21 jours parce que c'est un barrage en terre donc le risque d'avoir un glissement de talus est très élevé.

CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a déterminé la hauteur du barrage de SOUK EL TLATA qui sera réalisé par une digue, en matériaux meubles qui aura une hauteur de 92.4 m qui correspond au niveau 128.6 m.NGA.

L'évacuateur des crues sera réalisé à la rive droite du barrage, avec un déversoir latéral choisi d'une largeur de 40 m au niveau normale de la retenue 123 m NGA avec la vérification du régime d'écoulement, et un coursier de 20 m de largeur et 248 m de longueur.

Le barrage a deux conduites de vidange, elle est dimensionnée pour décharger le barrage dans 21 jours, pour un débit de 633.94 m³/s.

CONCLUSION

GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Notre travail de mémoire a consisté à la détermination des débits fréquents et au dimensionnement de la digue du barrage de Souk Tlata, sur l'oued Bougdoura, ainsi que de son évacuateur de crues.

On a procédé en premier lieu à l'élaboration d'une étude topographique, géologique et géotechnique comprenant l'étude de la fondation du site, de la cuvette et de la disponibilité des matériaux de construction.

- Du point de vue topographique : l'étude révèle le choix du site de la retenue a été effectué d'abord sur la carte d'état-major, afin de localiser les axes de la digue sur l'endroit qui est représenté par des courbes de niveau resserrées sur la carte ;

- Du point de vue géologie : l'étude révèle que le terrain est constitué de roches métamorphiques et des roches sédimentaires, elle débute par des conglomérats et elle se termine par une couche de marnes très épaisse.

- Du point de vue géotechnique: nous signalons que la formation marneuse présente une densité moyenne à élever avec une teneur en eau moyenne et l'état de sol détrempe.

- Du point de vue d'étude de bassin versant : notre bassin versant a une superficie de 463 km² et un périmètre de 98.3 km.

- Du point de vue climatique : l'analyse des données du bassin versant de notre retenue nous a permis de définir deux périodes différentes :

- Une saison sèche avec un climat sec ou les mois les plus chauds sont les mois d'été, (Juin, Juillet, Août et Septembre) durant lesquels les températures moyennes dépassent les 22.8°C.

- Une saison froide, avec un climat humide de température moyenne entre Novembre et Mars est 12.52 °C.

Oued de Bougdoura assure un apport liquide moyen de l'ordre de 150 hm³ (d'après DRE), et un apport solide de 12hm³. Nous disposons en outre d'une série des apports, à laquelle, à l'aide du logiciel Hyfran plus, on a fait des ajustements, afin de choisir la loi de distributions la plus adéquate. Nous avons conclu, enfin que la loi de GUMBEL est la mieux appropriée à notre série.

Nous avons également estimé le temps de concentration. En effet met par la crue du projet de atteindre un débit de 547.35 m³ /s, soit pour atteindre l'exutoire du bassin versant est de 3.9 h.

La capacité utile du barrage est estime à 98 hm³. Pour le stockage d'eau dans le barrage, une digue sera construite. Celle-ci présente les caractéristiques suivantes :

- Cote de la crête : 128.9 m.NGA
- Cote du terrain naturel : 64 m.NGA

- Cote des fondations : 36 m.NGA

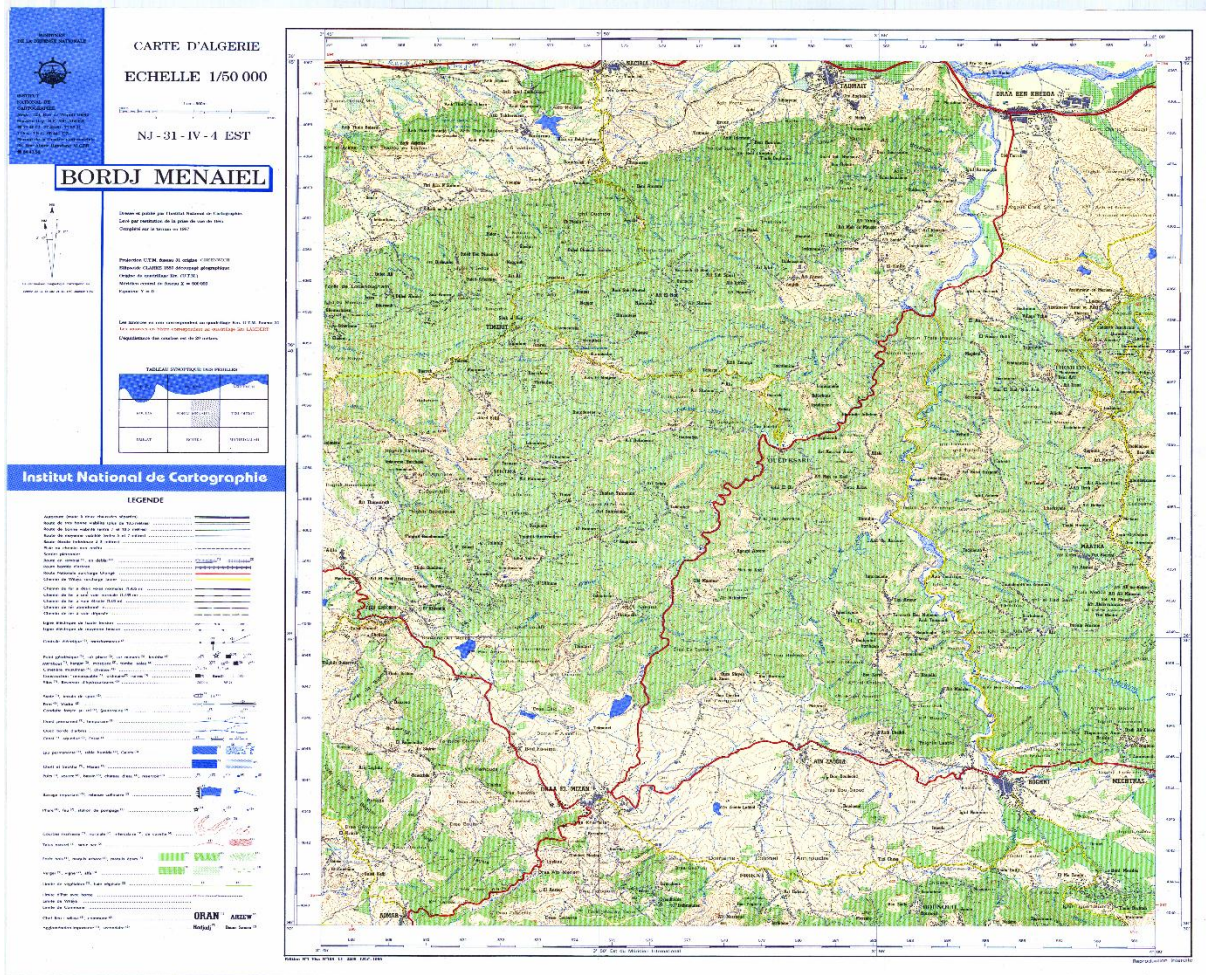
Pour évacuer les crues extrêmes, le barrage sera muni d'un évacuateur à déversement latéral de 40 m de longueur. Afin de dissiper l'énergie provenant de l'évacuateur de crue, nous avons prévu un bassin de dissipation de type USBR III .la longueur du ressaut qui s'y installé est de 20m. Après l'évacuateur, on retrouve un chenal permettant de canaliser et de diriger l'écoulement vers le coursier de section rectangulaire ou le régime est torrentiel (fortes vitesse).

Nos calculs ont montré que dans les coursiers, comportant deux tronçons de pentes différentes, l'écoulement n'aurait n'atteindrait pas son niveau normal. Cela est dû au fait que les longueurs des deux tronçons sont insuffisantes et que l'axe hydraulique se rapproche d'une manière asymptotique du niveau normal.

Concernant la vidange de fond, celle-ci aurait un diamètre de 2500mm. Le diamètre est déterminé pour permettre la vidange de volume utile en 21jours comme recommander par l'Agence Internationale des Grands Barrages (AIGB).la débit maximum rejeter par cette vidange de fond est de 77,72 m³/s.

Annexes

Annexe II.1 : Carte d'état-major d'une échelle 1/50 000



ANNEXES

Annexe III.1: Série des débits.

Mois	<i>SEP</i>	<i>OCT</i>	<i>NOV</i>	<i>DEC</i>	<i>JAN</i>	<i>FEV</i>	<i>MARS</i>	<i>AVR</i>	<i>MAI</i>	<i>JUIN</i>	<i>JUIL</i>	<i>AOUT</i>	<i>Année</i>
Année													
1974	20,52	0,72	0,55	21,15	18	59,68	605,9	57,4	8,7	2	0,92	0,5	605,9
1975	0,43	1,66	3	0,92	1,66	33,72	48,3	4,75	1,96	27,69	0,3	0,24	48,3
1976	116	0,25	116	151,48	13,12	118,2	89,4	53,2	17,5	2,45	1,34	0,32	151,48
1977	0,36	2,07	13,96	93	64,68	5	2,04	12,8	2,11	2,11	0,34	0,09	93
1978	0,09	0,27	1,25	1,4	2,28	2,64	29	60,3	7,52	1,38	0,27	0,11	60,3
1979	0,06	2,36	8,18	6,53	1,75	52,2	88	10,6	1,86	0,72	0,18	0,05	88
1980	0,32	1,48	5,37	10,6	43,8	6,16	62,4	29,85	52,6	1,19	0,41	0,14	62,4
1981	0,03	0,15	0,44	8,45	3,46	4,5	4,73	4,59	3,29	0,79	0,27	0,15	2,57
1982	0,11	0,43	0,51	2,31	149,4	122	9,66	7,97	6,35	1,53	0,24	0,08	149,4
1983	1,08	22,36	19,28	169	5,07	4,01	2,35	1,73	2,04	0,32	0,15	3,6	169
1984	0,08	0,08	13,4	0,6	4,22	31,5	20,42	10,68	4,85	3,22	0,6	0,08	31,5
1985	0,39	2,86	0,8	20,04	19,66	6,02	78,1	5,36	3,89	1,52	0,32	0,11	78,1
1986	0,28	0,55	1,59	1,12	1,59	16,17	146	0,95	0,38	0,1	0,03	0	146
1987	0,03	0,43	0,54	25,98	44,74	185	35,5	18,64	2,48	0,84	0,32	0,02	185
1988	0	0,28	0,6	1	3,97	1,8	6,45	3,28	2,62	0,72	0,1	0	6,45
1989	0,31	0,05	0,15	34,29	4,32	3,28	11,56	12,15	1,84	0,8	0,31	0	34,29
1990	0,15	0,22	0,8	0,57	1,01	0,72	0,65	2,62	34,29	1,64	0	0	34,29
1991	0,09	1,14	0,32	0,52	8,52	1,48	2,92	88,24	10,7	1,65	1,12	0,12	88,24
1992	0	0,18	6,76	28,55	13,35	1,72	11,19	5,2	8,71	0,81	0,16	0	28,55
1993	0,03	0,01	0,81	6,51	6,78	9,64	2,04	2,6	2,04	0,53	0	0	9,64

Références Bibliographiques

- [1] **HABIRECHE.A, GUIROUS.L (2010)** : Etude de la gestion d'une crue dans un barrage
Mémoire de Magister. Faculté du génie de la construction, Département de génie civil, Option
Géotechnique et Environnement et Aménagement, Université Mouloud Mammeri De Tizi-
Ouzou.
- [2] **CHERCHEM.N (2012)** : Etude du barrage de Souk Tlata sur l'Oued Bougdoura,
Mémoire de Magister. Faculté du génie de la construction, Département de génie civil, Option
Géotechnique et Environnement, Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou.
- [3] **SCHLEISS A-J, POUGATSCH H. (2011)** : Les barrages. Du projet à la mise en service.
Traité de Génie Civil de l'école polytechnique fédérale de Lausanne. Vol 17. Engineering
Documents 5.
- [4] **HERGMI A. (2009)** : Choix et conception de l'organe de l'étanchéité des barrages en
terre (Barrage El-Agrem Jjel). Mémoire de Magister. Faculté des Science de l'Ingénieur,
Département d'Hydraulique, Option Hydraulique urbaine et construction hydraulique,
Université Badji Mokhtar Annaba.
- [5] **CARRERE (2001)** : Conception des barrages voûtes. In : Colloque Technique 2001 du
CFGB, Aix-en-Provence, 2001.
- [6] **DJEMILI. L (2006)** : Critères de choix de projet des barrages en terre « étanchéité par le
masque en béton bitumineux. Thèse de Doctorat.
- [7] **CARRERE A, FRY J (2001)** : Modélisation des barrages en remblai. In : Colloque
Technique2001 du CFGB, Aix-en-Provence, 2001.
- [8] **GUEDRI.T (2017)** : Approche Fiabiliste de la Stabilité du Barrage de Souk-Tlata
Mémoire de Magister. Faculté du génie de la construction, Département de génie civil, Option
Géotechnique, Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou.
- [9] **ROLLEY R. DIR. (1989)** : Technique des barrages en aménagement rural, Direction de
L'Aménagement PARIS FRANCE.
- [10] **GHANEM.F (2011)** : Étude de la corrélation entre la perméabilité et la succion
mémoire magister université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou 2011.
- [11] **MINISTERE DE L'AGRICULTURE FRANÇAISE. (1977)**. Technique des barrages
en aménagement rural.
- [12] **A.N.R.H (Agence Nationale des Ressources Hydrauliques)**, données pluviométriques de
Tizi-Ouzou, 1968 à 2002.
- [13] **A.N.B.T Agence Nationale des Barrages et Transfert**. " Rapport géologique et
géotechnique du barrage de Souk El Tlata", 1988.

- [14] **BENABBAS, (1988)** : Contribution à l'étude géologique et géotechnique du barrage de Souk Tleta, ingénieur d'état en geol-IST (USTHB).
- [15] **A.N.B.T** Expertise avant-projet détaillé du barrage Souk Tleta. (Document ANBT)
- [16] **Lombardi G ;(1991)** : Avant-projet détaillé du barrage de souk tlata EPFZ/OTIA/SIA-INGconseil ASIC Suisse
- [17] **Founémé A.MILLOGO, (2009)** : cours ouvrages hydraulique, Ingénieur en Hydraulique, Août 2009
- [18] **Jacques L., (2005 • 2006)**: Cours géotechnique1, Chapitre 2 : Institut National des sciences appliquées de Toulouse. Département de Sciences et Technologies Pour l'Ingénieur.)
- [19] **Liamas,J.** "Hydrologie générale : Principe du calcul" , Edition Gaitanmorin.
- [20] **CHEKHAR et AIT YAKOUB (2013)** : Etude de faisabilité de la retenue collinaire chaabett hrid wilaya de Médéa Mémoire de Magister. Faculté du génie de la construction, Département de génie civil, Option : Constructions Hydrauliques et Aménagements, Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou.
- [21] **CHETTI, B (2013)** : Etude et conception d'une variante de Barrage sur l'oued Bougdoura après de souk Tleta, Mémoire de Magister. Faculté du génie de la construction, Département de génie civil, Option : Constructions Hydrauliques et Aménagements Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou.
- [22] **GOUDJIL, H (2014)** : Etude de faisabilité du barrage de souk el tlata (wilaya de Tizi Ouzou), Faculté de Technologie Département d'Hydraulique Option : Constructions Hydrauliques et Aménagements, Université Abderrahmane MIRA de Bejaia.
- [23] **CHETATHA , N (2016)** : Etude d'un barrage en terre (digue) barrage oued halib (w. Setif),Mémoire de Magister. Faculté du génie de la construction, Département de génie civil, Option : Conception et Calcul des Structures, Université Ziane Achour de Djelfa.
- [24] **MAALEL, HAFSIA ; 2012** : Polycopié du cours ouvrages hydrauliques Pour les élèves des 3ème années Département de Génie Civil de l'ENIT Université de TUNIS EL MANAR.
- [25] **Touaibia.B ;(1995)** : Régularisation des débits, polycopie de cours. ENSH Blida Algérie.
- [26] **George Post et Pierre Londe ;(1953)**: Les barrages en terre compactés pratiques Américaines, Edition Gauthier Villars.
- [27] **José VAZQUEZ** : Ecole nationale du génie de l'eau et de l'environnement de Strasbourg ; hydraulique a surface libre (Systèmes Hydrauliques Urbains – ENGEES).
- [28] **CHALAH.N ET MESTAR.N**: étude et conception d'un barrage en terre (université Mouloud Mammeri TIZI-OUZOU ; promotion 1999).

[29]GHORAB Idriss et MEZILI Djamel et GHENAM Nabil : Etude des Ouvrages Annexes D'un petit Barrage sur Oued AIAT C. de BOUHMAMA W. KHENCHELA.