

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur 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 en Génie Civil

Spécialité Constructions Hydrauliques et Aménagements

**Dimensionnement d'un évacuateur de
crue cas du barrage souk Tleta sur Oued
BOUGDOURA**

Réalisé par

Ilimi salima

Mazari Asma

Derigé par

M^rGabi.S

Promotion : 2017/2018

Remerciements

Merci à Dieu de nous avoir donné la force, la foi et le courage afin de mener ce travail jusqu'à terme.

Nous remercions notre promoteur Mr.GABI pour sa disponibilité, son soutien et ses orientations pour l'accomplissement de ce présent travail.

Nous remercions également tous les enseignants du département de Génie Civil surtout Mme.BENKACI, Mme.HAMMOUM et Mr.DAHMOUS, de l'université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou, pour les efforts qu'ils fournissent pour promouvoir le niveau de formation des étudiants.

Nous remercions toutes les personnes qui nous ont aidés et soutenus notamment dans les moments difficiles.

Nous remercions les membres du jury, qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Enfin, nous tenons à remercier fortement nos familles respectives, particulièrement nos parents, nos frères et sœurs pour leurs soutiens.

Liste des Figures

Chapitre I : Etude topographique

Figure I.1 : localisation du site du barrage de Souk Tleta (ANRH)	1
Figure I.2.: Esquisse géologique avec coupe structurale représentative de la région (Locarno, octobre 1991.....)	2
Figure I.3 : Esquisse géologique du site (ANBT).....	4
Figure I.4 : coupe litho stratigraphique des grés (ANBT).....	5
Figure I.5 : Stations des zones d'emprunts (ANBT).....	11

Chapitre II : Etude hydrologique

Figure II.1: Bassin versant oued Bougdoura.....	16
Figure II.2: caractéristique géométrique.....	16
Figure II.3: courbe hypsométrique.....	19
Figure (II.4) la répartition des pluies annuelles moyennes de 1968-2002 (Boghni).....	26
Figure (II.5): ajustement à la loi de gumbel des pluies journalières maximales observées à BOGHNI de (1968-2012).....	29
Figure II.6: Courbe des pluies de courte durée.....	30
Figure II.7: Courbe (intensité- durée- fréquence).....	31

Chapitre III : Etude des apports

Figure : III.1 courbe capacité hauteur.....	38
Figure 1: III.2 hauteur surface.....	39

Chapitre IV : Etude des crues

Figure IV.1 : Ajustement de la loi de GUMBEL	42
Figure (IV.2) hydrogramme de crue.....	45

Chapitre VI : Dimensionnement de l'évacuateur de crue

Figure VI.1: Evacuateur latéral a entonnement frontal	59
Figure VI.2 : Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal	60
Figure VI.3:Le profile du deversoire type creager	62
Figure VI.4 Profil du parement aval d'un barrage déversoir évacuateur (Profil Creager)....	63
Figure VI.5 : Tracé des deux tronçons du coursier	67
Figure VI.6 : Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 1	70
Figure VI.7 : Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 2	71
Figure VI.8: Schema de bassin de dissipation USBR type III (Design of small dams, 1987)...	73
Figure VI.9 : Efficacité du ressaut dans un canal rectangulaire	74
Figure VI.10: Longueur du ressaut en termes de y_2 (Peterka, 1964)	75

Liste des tableaux

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau (II.1) Répartition en % de la surface élémentaire.....	19
Tableau (II.2) classes de relief avec leurs description.....	21
Tableau (II.3) classification type de relief.....	22
Tableau (II.4) récapitulatif des résultats.....	23
Tableau (II.5) récapitulatif des caractéristiques du bassin versant.....	24
Tableau (II.6) Superficie des polygones de Thiessen.....	26
Tableau (II.7) Caractéristique de la station pluviométrique de BOGHNI.....	26
Tableau (II.8) Pluies journalières maximales observées à BOGHNI (1968-2012).....	27
Tableau (II.9) Pluies maximales journalières fréquentielles.....	28
Tableau (II.10) Les paramètres statiques de l'échantillon.....	29
Tableau (II.11) pluies de courte durée.....	30
Tableau (II.12) Intensité de courte durée.....	31

Chapitre III : Etude des apports

Tableau (III.1) Tableau récapitulatif des résultats.....	35
Tableau (III.2) valeur de α en fonction de la perméabilité.....	36
Tableau (III.3) Résultat de calcul.....	37
Tableau (III.4) Courbes topographiques et volumétriques.....	38
Tableau (III.5) Récapitulatif des résultats	40

Chapitre IV : Etude des crues

Tableau (IV.1) Débits fréquents calculés.....	41
Tableau (IV.2) Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	43
Tableau (IV.3) Hydrogramme de crue pour les différentes fréquences.....	44
Tableau (IV.4) Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	46
Tableau (IV.5) détermination de volume en charge.....	47
Tableau (IV-6) Détermination de H_0 et Q en fonction de b	47
Tableau (IV-7) Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.....	48

Chapitre V : Dimensionnement du barrage

Tableau (V.1) récapitulatif des résultats des largeurs en crête.....	53
Tableau (V. 2) Valeurs indicatives des pentes des talus (CEMAGREF).....	54

Chapitre VI : Dimensionnement de l'évacuateur de crue

Tableau VI.1: Coordonnées de la nappe déversant	62
Tableau VI.2 Calcul de ligne d'eau dans le 1 ^{ere} tronçon du coursier	70
Tableau VI.3 Calcul de ligne d'eau dans le 2 ^{eme} tronçon du coursier	71
Tableau VI.4 Choix du type de ressaut selon l'USBR	72
Tableau VI.5 : Dimensions des dents défléctrices	75
Tableau VI.6 Dimensions des blocs de chicane	76

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Etude topographique

Introduction	1
I.1 Étude topographique	1
I.1.1 Situation géographique du site	1
I.2 L'étude Géologique	2
I.2.1 Géologie régionale	2
I.2.2 Géologie du réservoir du barrage souk Tleta (cuvette)	3
I.2.3 Etanchéité du réservoir du barrage	3
I.2.4 Stabilité des versants	3
I.2.5 Géologie du site	4
I.2.6 Perméabilité	6
I.2.7 Tectonique	7
I.2.8 Sismicité	7
I.3 Etude géotechnique	7
I.3.1 Résultats des essais en laboratoire	7
I.3.2 situations des zones d'emprunts	9
Conclusion	14

Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction	15
II.1 Le bassin versant	15
II.1.1 Caractéristiques General du bassin versant	15
II.1.2 Caractéristiques physiques du bassin versant	15
II.1.2.1 Les caractéristiques géométriques	15
II.1.2.2 Caractéristiques morphologiques	17

II.1.3 Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius	17
II.2 Paramètre du relief	18
II.2.1 La courbe hypsométrique.....	19
II.3 Temps de concentration	22
II.4 calcul de la précipitation moyenne sur le bassin versant	24
II.4.1 pluies moyenne annuelles	26
II.5 pluies maximales journalières	26
II.5.1 ajustement des pluies maximales journalières	28
II.6 pluies de courtes durées et leurs intensités à différentes fréquences	29
II.6.1 Intensités de courte durée	31
Conclusion	32

Chapitre III : Etude des apports

Introduction	33
III.1 Les apports liquides	33
III.2 Les apports solides.....	35
III.3 Courbes caractéristiques de la retenue	37
III.4 Calcul du volume mort de la retenue	39
III.5 Le volume utile de la retenue	39
Conclusion	40

Chapitre IV : Etude des crues

Introduction	41
IV.1 Ajustement de la loi de GUMBEL	41
IV.2 Hydrogramme de crue	42
IV.3 Laminage des crues	45
IV.3.1 la méthode de KOCHERINE.....	46
Conclusion	49

Chapitre V : Dimensionnement du barrage

Introduction	50
V.1 Hauteur du barrage	50
V.1.1.Niveau normal de retenue	50
V.2 Niveau de la crête	50
V.2.1 Niveau des plus hautes eaux	50
V.2.2 Calcul de la revanche	51
V.3 Largeur en crête	53
V.4. Longueur en crête	54
V.6 Dimensionnement de Noyau	54
V.6.1 Largeur en crête du noyau	55
Conclusion	55

Chapitre VI : Dimensionnement de l'évacuateur de crue

Introduction	56
VI.1.L'évacuateur de crue	56
VI-2 Différents types d'évacuateurs de crue	56
VI.2.1.Evacuateurs de surface	56
VI-2-2 Evacuateur En Charge	57
VI-3 Choix de l'évacuateur de crue.....	57
VI-3-1 Choix de la rive favorable	59
VI.4 Evacuateur latéral à entonnement frontal	59
VI.4.1Canal d'approche	60
VI.4.2 Déversoir	62
VI.4.3Chenal d'écoulement	63
VI.4.4 Calcul du convergeant	65
VI.4.5 Coursier	66
VI.4.5.1 Calcul hydraulique du coursier	66
VI.4.5.2 Régime d'écoulement dans le coursier	66
VI.4.6 Calcul de la hauteur d'écoulement de l'eau dans le coursier de section rectangulaire. 68	
VI.4.7 Bassin de dissipation	72
VI.4.7.1 Choix du type de dissipateur	73

VI.4.7.2 Détermination des caractéristiques du bassin	74
VI.4.8 Canal de restitution	77
VI.4.8.1 Profondeur normale dans le canal	77
VI.4.8.2 Vitesse dans le canal	78
VI .4.9. Hauteurs des murs bajoyers	78
Conclusion	80

Conclusion générale

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement économique, elle est la source de la vie, sa demande est en croissance permanente. Donc sa préservation est importante c'est pour cela que l'homme s'est tourné vers la construction des ouvrages hydrauliques.

Les ouvrages hydrauliques se différencient d'un à un autre, et cela dépend de leurs natures, caractéristiques et aussi de la raison de leur construction, et parmi ces ouvrages on distingue les barrages qui peuvent être considérés comme des ouvrages particuliers. Ils présentent par ailleurs la caractéristique de pouvoir être affectés à différentes fonctions. Ils sont construits pour accumuler le maximum des apports afin de répondre aux besoins vitaux et économiques des populations (eau potable, irrigation, fourniture d'énergies) et celui, d'autre part de protection contre les effets destructeurs de l'eau (maîtrise des crues, rétention des sédiments,) ou de secours pour le cas de pénurie en eau.

Dans cette optique la wilaya de TIZI-OUZOU a bénéficié d'importants Projets de réalisation des aménagements hydrauliques, parmi lesquels celui du barrage SOUK TLATA, qui est destiné à l'approvisionnement en eau pour l'alimentation en eau potable de la ville d'ALGER et l'irrigation locaux.

Le projet du barrage comporte deux éléments, la digue et les ouvrages annexes. Ces derniers, sont nécessaires à la protection et l'exploitation du barrage, et se composent de la dérivation provisoire, l'évacuateur de crue, l'ouvrage de prise d'eau et l'ouvrage de vidange de fond.

Notre travail consiste à dimensionner l'élément le plus important du barrage (Souk Tleta) qui est l'évacuateur de crue.

Pour l'étude d'un aménagement hydraulique, il est primordial d'avoir une bonne connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques, et hydrologiques du site. La topographie a pour but d'étudier le relief du site du barrage, la géologie permet de caractériser les différentes couches de sol dans la zone d'implantation de l'ouvrage et l'étude géotechnique permet de connaître les caractéristiques des matériaux entrant dans la réalisation du barrage.

I.1 Etude topographique

L'objectif de l'étude topographique est de mesurer et représenter sur un plan ou une carte des formes et des détails d'un terrain, (relief, et hydrographie).

Elle permet aussi de déterminer la position, et l'altitude de n'importe quel point dans une zone donnée.

I.1.1 Situation géographique du site

Le barrage de Souk Tleta est implanté sur l'Oued Bougdoura, à une dizaine de kilomètres de Tizi-Ouzouet à 8 km au sud de la ville de Draâ Ben Khedda. Le réservoir sera constitué de deux branches formées par les vallées de L'Acif Tlata et du Tala Imedrene. (coordonnées X=610.4, Y=376.1, Z=64 NGA). (Figure I.1).

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

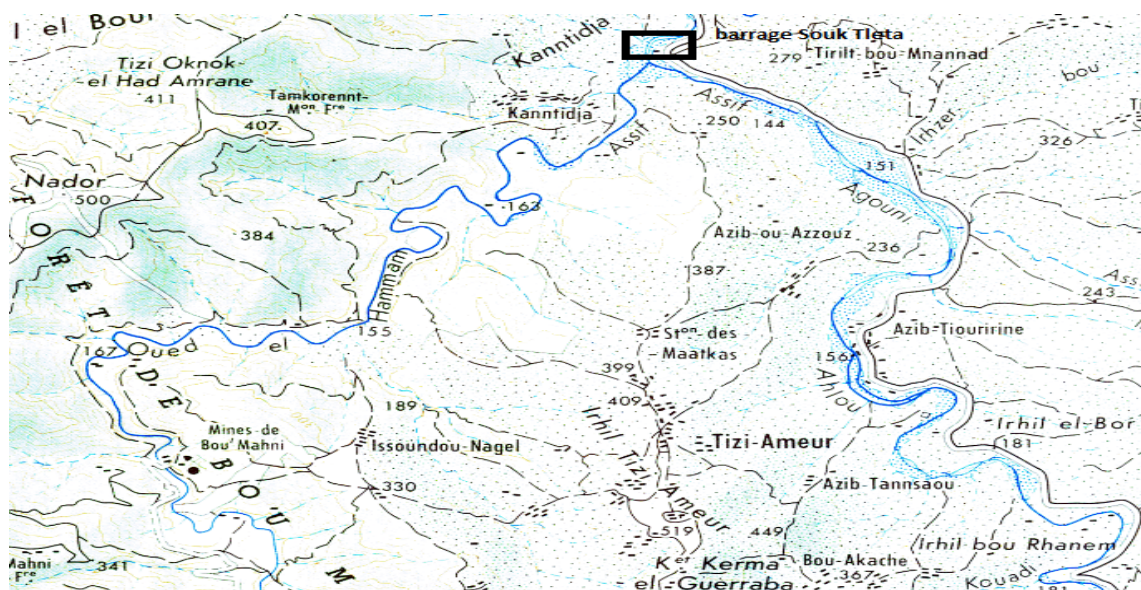


Figure I.1 : localisation du site du barrage de Souk Tleta (ANRH).

I.2 Etude Géologique

L'étude géologique d'un site de barrage a une grande importance dans le stade de la conception. Elle a pour but d'étudier la géologie du site et de définir la nature et les caractéristiques mécaniques et hydrodynamiques des sols, dont :

- l'étanchéité des fondations,
- la perméabilité de la cuvette,
- l'existence des eaux souterraines très apparentées et des remontées de nappe au niveau de l'axe du barrage,
- la recherche des matériaux de construction.

I.2.1 Géologie régionale

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, pélique et marneux, appartient à l'ancien golf miocène de la basse Kabylie, qui est la terminaison orientale du grand bassin Sédimentaire de la Mitidja. (Locarno, octobre 1991).

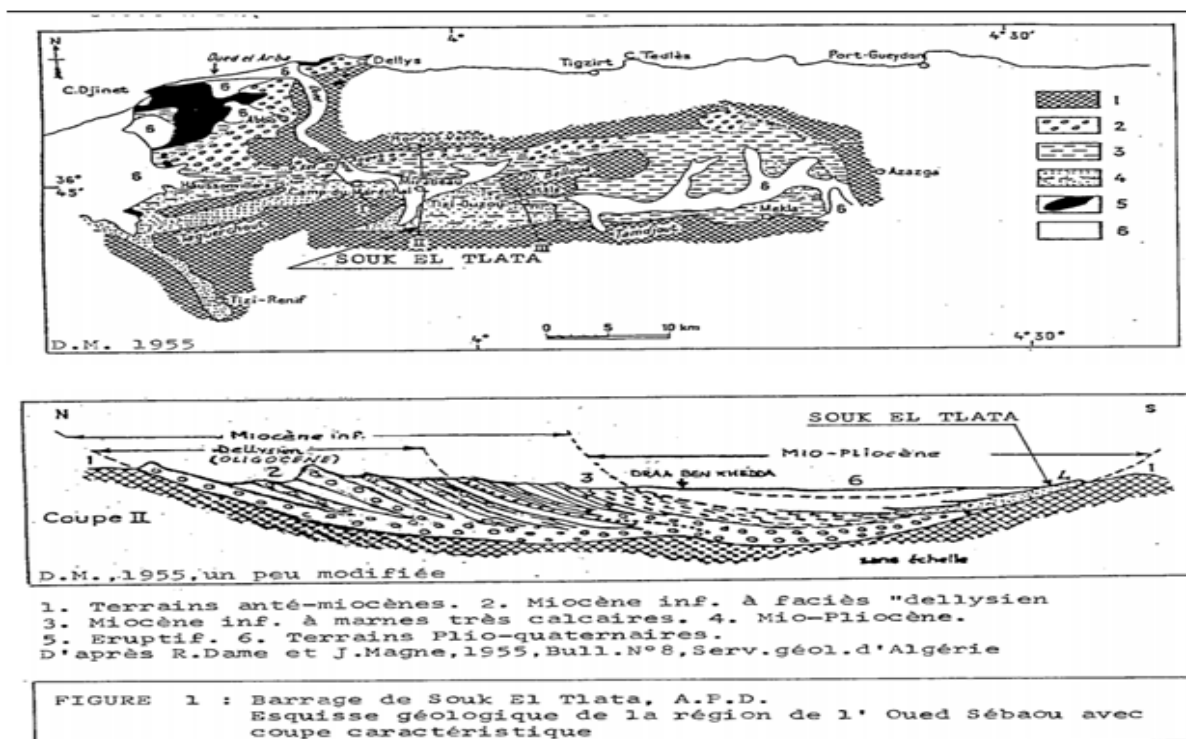


Figure I.2.: Esquisse géologique avec coupe structurale représentative de la région (Locarno, octobre 1991).

I.2.2 Géologie du réservoir du barrage de Souk Tleta(la cuvette)

La retenue créée par le barrage de Souk Tleta pourra inonder les deux vallées étroites de l'Acif Tala Imedrane et AcifTleta, 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'AcifTleta, 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 pliocènes recouvrent les sommets des collines de l'Oued Agueroun. (Locarno, octobre 1991).

I.2.3 Etanchéité du réservoir du barrage

Les formations qui affleurent dans le bassin de retenue doivent être considérées comme peu perméable. Des pertes d'eau sont possibles à travers les poudingues fissurées qui colmatent la vallée épigénétique de la colline de rive gauche de l'Oued BouGdoura. (Locarno, octobre 1991).

I.2.4 Stabilité des versants

Concernant la stabilité, il existe des pentes particulièrement instables avec manifestations de ruptures actives au niveau du versant de la rive gauche de l'Acif Tala Imedrane, et un éboulement qui a eu lieu légèrement à l'amont du resserrement de Souk Tleta, où des grés subverticaux se sont détachés des falaises. L'éboulement le plus important s'est toutefois produit sur la rive droite de la vallée Tala Imedrane.

I.2.5 Géologie du site

Les terrains affleurant au niveau du site sont (figure I.3).

➤ Les grès

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 (Figure I.4).

➤ Les colluvions

Les colluvions sont très abondantes en amont du site.

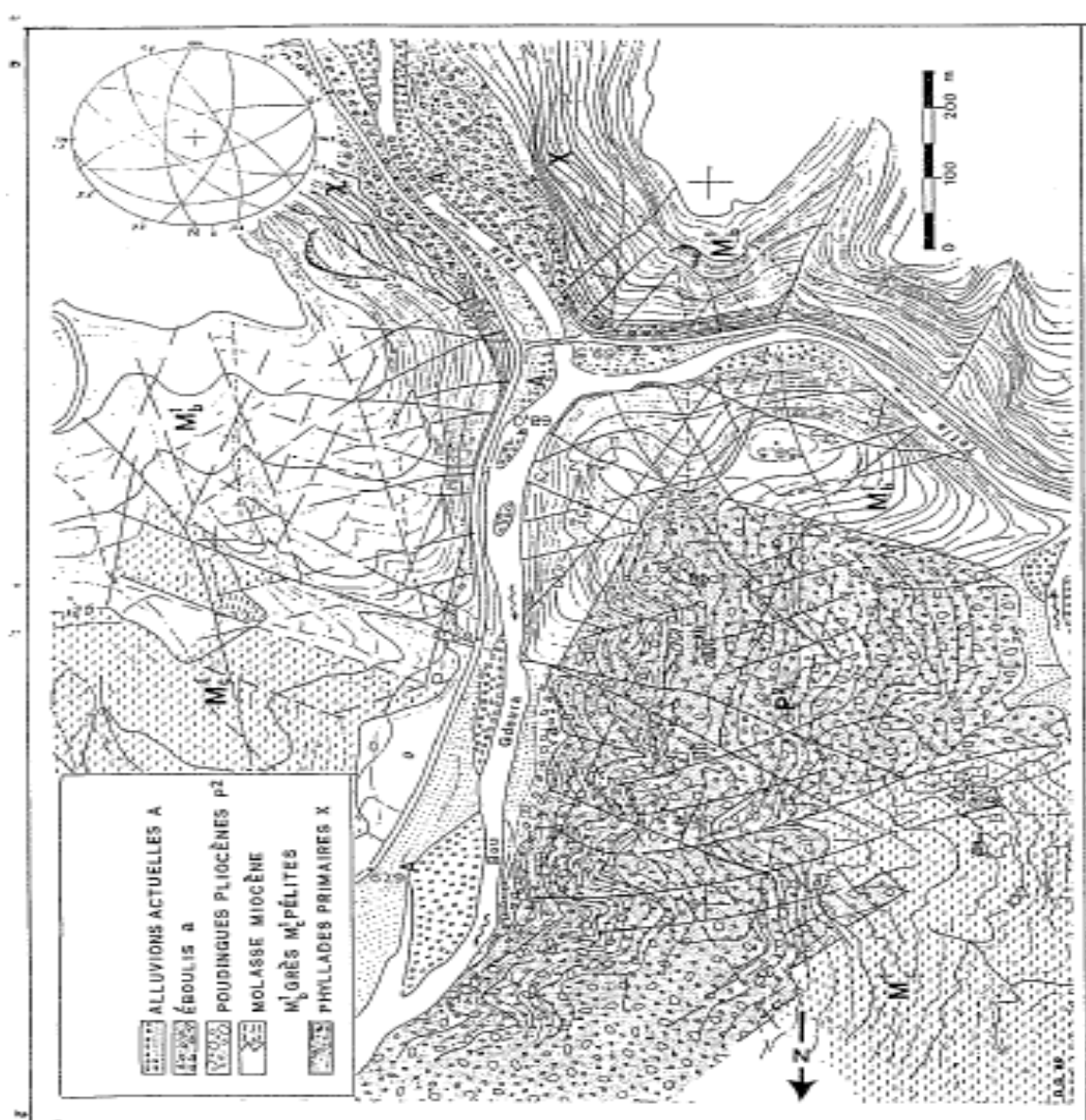


Figure I.3 : Esquisse géologique du site (ANBT).

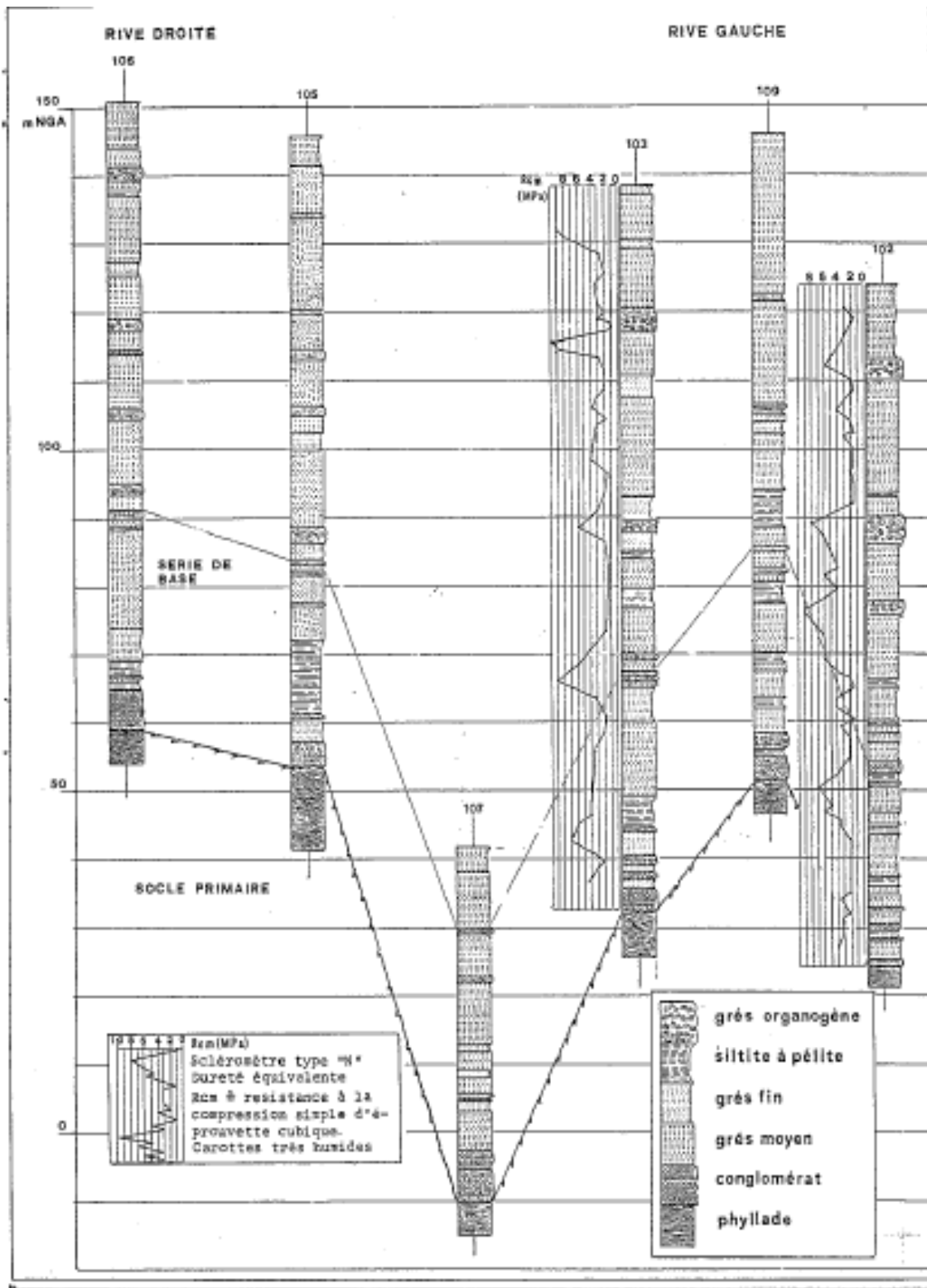


Figure I.4 : coupe lithostratigraphique des grés (ANBT).

➤ **Les alluvions récentes**

Les sables et les grains forment l'essentiel des terrasses alluvionnaires récentes, qui sont répandues le long du lit de l'Oued Bougdoura.

➤ **Les poudingues**

Ils occupent une surface importante dans la colline d'appui du barrage en rive gauche et remplissent une vallée épigénétique profonde.

➤ **Les pélites**

Elles affleurent sur les rives de l'Oued Bougdoura et sont représentées par des schistes.

I.2.6 Perméabilité

Pour déterminer le coefficient de perméabilité des roches de fondation, plusieurs essais d'eau en pression (Lugeon) ont été exécutés dans les alluvions de l'Oued Bougdoura et dans les poudingues pliocènes. Des essais d'eau ponctuels à niveau constant (Lefranc) ont été effectués aussi.

Pour les alluvions de l'Oued Bougdoura, le coefficient de perméabilité k varie entre $5 \cdot 10^{-1}$ et $5 \cdot 10^{-6}$ cm/s, ce qui met en évidence l'hétérogénéité du sol, confirmée également par les courbes granulométriques. Les coefficients k des poudingues pliocènes, qui suivent assez bien une distribution normale, montrent de faibles perméabilités de $5 \cdot 10^{-1}$ à $5 \cdot 10^{-7}$ cm/s, dues surtout au degré élevé de consolidation et à 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.

En général, la formation gréseuse est très perméable ; en effet 74% du métrage essayé présente un coefficient de perméabilité supérieur à $1 \cdot 10^{-5}$ cm/s et 30% donne des absorptions d'eau élevées (k supérieur à $1 \cdot 10^{-4}$ cm/s). La série des conglomérats de base ainsi que les phyllades doivent être considérées comme peu perméables par porosité. Toutefois ces formations ainsi fracturées, les essais d'eau en pression dans les phyllades ont donné des valeurs de k entre $1 \cdot 10^{-4}$ et $1 \cdot 10^{-5}$ cm/s et entre $1 \cdot 10^{-5}$ et $5 \cdot 10^{-6}$ cm/s.

Les fractures et les contacts stratigraphiques sont donc des chemins potentiels de fuite d'eau de réservoir. Toutefois, à cet égard, c'est dans les collines de rive gauche que les risques sont les plus élevés. En effet, le phénomène le plus important du site du barrage est la vallée épigénétique (colmatée par les poudingues pliocènes) qui traverse obliquement la colline susmentionnée.

I.2.7 Tectonique

Les sédiments burdigaliens forment une structure mono climatique plongeant vers le nord avec un pendage de (15 ; 20)%.

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

I.2.8 Sismicité

D'après les données historiques, la zone du barrage appartient à une régionsismo-tectonique de faible à moyenne activité. En effet, elle se trouve loin des grands bassins sédimentaires, subsident encore aujourd'hui du miocène inférieur (CHELEF, MITIDJA, SOUMMAM, HODNA) qui sont les centres des foyers sismiques les plus dangereux en Algérie.

Par conséquent, il est possible que la zone du barrage de Souk el Tlata puisse ressentir, bien qu'affaiblies par la distance, les secousses des séismes des régions sismotectoniques actives environnantes.

I.3 Etude Géotechnique

Pour définir les caractéristiques et les comportements mécaniques et hydrodynamiques des sols, une étude géotechnique est nécessaire. Cette étude est basée sur les résultats de reconnaissances et les essais en laboratoire.

I.3.1 Résultats des essais en laboratoire

a. Les grés

Les grés constituent la roche de fondation des plus grands partis de l'assise de barrage.

➤ Essai d'identification

-la teneur en eau $W_n(\%)$ est de 3.6 %.

-la densité humide $\gamma_h (\text{KN/m}^3)$ est de 22.

-la densité sèche $\gamma_d (\text{KN/m}^3)$ est de 19.7.

-la densité saturé $\gamma_{\text{sat}}(\text{KN/m}^3)$ est de 22.

➤ **Essai de compression simple**

La compression simple en conditions naturelles est de 10.2 Mpa et se réduit de 20% environ (8Mpa) après 10 jours d'immersion, le module de déformation ED varie entre 2000 et 6000 Mpa, et le module d'élasticité E a une valeur de 1000Mpa.

➤ **Essai triaxial**

-la cohésion : $C'=1.5\text{Kpa}$

-l'angle de frottement : $\varphi'=37^\circ$

b. Les phyllades

➤ **Essai d'identification**

-la teneur en eau $W_n(\%)$ est de 2.3 %

-la densité humide $\gamma_h (\text{KN/m}^3)$ est de 24.5

-la densité sèche $\gamma_d (\text{KN/m}^3)$ est de 21.7

-la densité saturé $\gamma_{\text{sat}}(\text{KN/m}^3)$ est de 24.5

➤ **Essai triaxial**

-la cohésion : $C'=5\text{Kpa}$

-l'angle de frottement : $\varphi'=28^\circ$

➤ **Essai de compression simple**

La compression simple sur des éprouvettes est de 40.6 Mpa et le module d'élasticité

$E = 1300\text{Mpa}$.

c. Alluvion actuelles de l'Oued Bougdoura

➤ Essai d'identification

Sur la base de 27 analyses de granulométrie, les alluvions peuvent être définis comme sable à gravier limoneux avec plus au moins d'éléments fins. ($C_u > 4$, et $1 < C_c < 4$).

➤ Essais de compressibilité à l'œdomètre

-l'indice de compression $C_c = 2.6\%$

-l'indice de gonflement $C_g = 0.75\%$

-le module de compressibilité $E_0 = 46.9 \text{ Mpa}$

➤ Essai triaxial

Un essai triaxial consolidé et drainé sur un échantillon a donné :

-la cohésion : $C' = 110 \text{ Kpa}$

-l'angle de frottement : $\phi' = 36^\circ$

➤ Essais Proctor

Les paramètres moyens de compactage Proctor sont :

-la densité sèche optimum : $\gamma_{\text{dopt}} (\text{t/m}^3) = 21.3 \text{ KN/m}^3$

-la teneur en eau optimum : $W_{\text{opt}} = 7.3\%$

-le degré de saturation : $S_r = 80\%$

I.3.2. Situation des zones d'emprunts

Les différentes zones d'emprunts sont représentées dans la figure I.5

Zone A : Argiles colluviales .

Zone B : Alluvion récentes.

Zone C : Grés burdigaliennes.

Zone D : pelites.

Zone E : poudingue pliocènes.

a. Poudingues pliocènes

➤ **Essais d'identification**

La classification des matériaux altérés a été faite sur la base de la courbe granulométrique et de 16 limites d'Atterberg, il s'agit de graviers argileux généralement bien gradués ($C_u > 4,1 < C_c < 3$).

➤ **Essais triaxial**

Des essais triaxiaux ont donné :

-la cohésion : $C' = 150 \text{ Kpa}$

-l'angle de frottement : $\phi' = 38^\circ$

➤ **Essais Proctor**

Les paramètres moyens de compactage Proctor sont :

-la densité sèche optimum : $\gamma_{dopt} (\text{t/m}^3) = 22.7 \text{ t/m}^3$

-la teneur en eau optimum : $W_{opt} = 4.7\%$

-le degré de saturation : $S_r = 71\%$

D'après la classification de Terzaghi, le sol est dans un état détrompé.

➤ **Essais de perméabilité**

Les résultats de perméabilité obtenus au perméamètre indiquent que les argiles colluviales ont une perméabilité faible à moyenne ($k = 5.10^{-5} \text{ cm/s}$).



Figure I.5 :Stations des zones d'emprunts (ANBT)

b. Pélites**➤ Essais d'identification**

D'après la classification de Casagrande et à l'aide de l'abaque basé sur le couple (IP-WL), ces pélites sont des argiles de haute plasticité.

➤ Essai de compressibilité à l'œdomètre

-l'indice de compression : $C_c = 6.9\%$

-l'indice de gonflement : $C_g = 2.7\%$

➤ Essai triaxial

Des essais triaxiaux consolidé et drainé sur des échantillons ont donné :

- la cohésion : $C' = 0.3 \text{ Kpa}$

-l'angle de frottement : $\varphi' = 24^\circ$

➤ Essai de perméabilité

Les échantillons soumis à des essais de perméabilité ont montré que les pélites saines sont de faible à moyennes perméabilité ($k = 4.10^{-6} \text{ cm/s}$).

c. Grés burdigaliens

Ces sédiments sont largement représentés dans la zone du barrage

➤ Essais d'identification

La classification des grés a été faite sur la base de la courbe granulométrique et de 2 limites d'Atterberg, il s'agit de limon argileux de plasticité moyenne

➤ Essais triaxial

Des essais triaxiaux ont donné :

- la cohésion : $C' = 150 \text{ Kpa}$.

- l'angle de frottement : $\varphi' = 37^\circ$.

➤ **Essais de perméabilité**

D'après les résultats obtenus au perméamètre, les grés ont une perméabilité faible à moyenne avec un coefficient de ($k=4,5.10^{-5}$ cm /s).

d.Argiles colluviales

➤ **Essais d'identification**

D'après la classification de Casagrande et à l'aide de l'abaque qui est basée sur le couple

(IP-WL), les argiles colluviales sont des limons argileux de moyenne plasticité

➤ **Essai de compressibilité a l'œdomètre**

-l'indice de compression : $C_c = 15\%$

-l'indice de gofflement : $C_g = 18\%$

-le module de compressibilité : $E_0 = 20$ Mpa

➤ **Essais triaxial**

Des essais triaxiaux consolidé et drainé sur des échantillons ont donné :

- la cohésion : $C' = 35$ Kpa

- l'angle de frottement : $\varphi' = 18^\circ$

➤ **Essais Proctor**

Les paramètres moyens du compactage Proctor sont :

- la densité sèche optimum : $\gamma_{dopt}(t/m^3) = 18$ t/m³

- la teneur en eau optimum : $W_{opt} = 14.7\%$

- le degré de saturation : $S_r = 83\%$

➤ **Essais de perméabilité**

Les résultats de perméabilité obtenu au perméamètre indiquent que les argiles colluviales ont une perméabilité faible a moyenne ($k=1.10^{-6}$ cm/s).

Conclusion :

Pour la réalisation d'un ouvrage de retenue des eaux superficielles, différentes études topographique, géologique, et géotechnique sont nécessaires afin de déterminer les différentes caractéristiques du site d'implantation de cet ouvrage.

L'étude topographique nous a permis de dire que le versant de rive gauche a une inclinaison de 35° , tandis que celui de la rive droite monte avec une pente plus raide d'environ 51° jusqu'à la cote 234m. En ce qui concerne la géologie et la géotechnique, la zone d'emprunt présente de bonnes caractéristiques physiques.

Dans ce cas, la fondation est constituée d'alluvions assez perméables, donc des excavations sont nécessaires pour arriver au bon sol.

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Cette étude à une grande importance, car le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrotechniques sont liées aux paramètres hydrologiques.

L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

L'objectif de cette étude est d'établir les éléments hydrologiques nécessaires à l'établissement du projet du barrage, c'est-à-dire l'étude des apports, l'étude des crues rares et l'étude de régularisation visant à définir le dimensionnement optimal du barrage.

II.1 Bassin versant

Un bassin versant, est un territoire qui draine l'ensemble de ses eaux vers un exutoire commun. Il représente, en principe l'unité géographique sur le quelle se base l'analyse du cycle hydrographique et de ses effets.

II.1.1 Caractéristiques générales 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 :

- AssifImedrane complètement au sud ;
- AssifTlata à la partie Sud-Est,
- L'Oued Aguer gour à l'Est.

II.1.2 Caractéristiques physiques du bassin versant

II.1.2.1 Les caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques du bassin versant ont été obtenues à l'aide de logiciel Map-info et sur carte d'état-major à l'échelle 1/25000.

➤ Superficie du bassin versant:

$$S = 539.5 \text{ Km}^2$$

➤ **Périmètre du bassin versant:**

$P = 108.6 \text{ Km}$

➤ **Longueur du talweg principal :**

$L_p = 39.1 \text{ Km}$

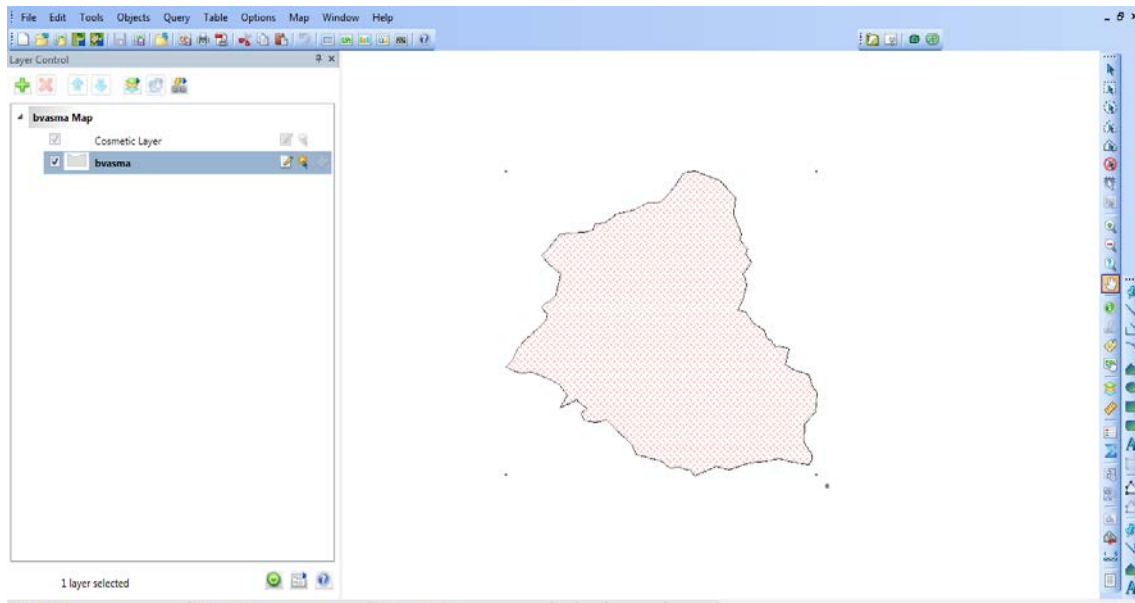


Figure II.1: Bassin versant oued Bougdoura.

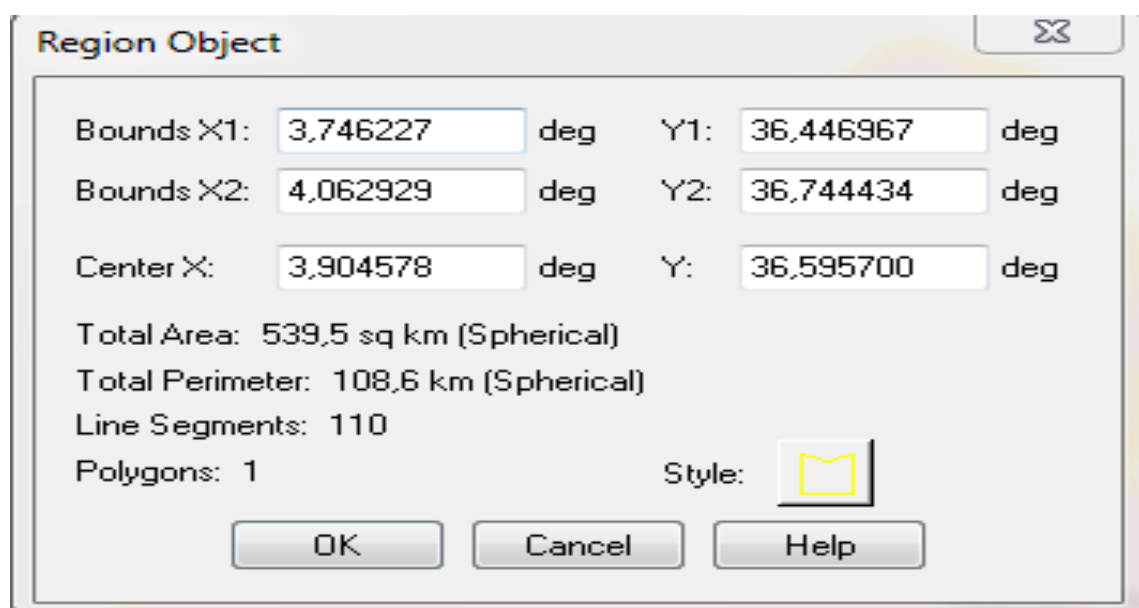


Figure II.2: caractéristique géométrique.

II.1.2.2 Caractéristiques morphologiques

➤ Indice de forme

La forme du bassin versant est liée à la notion de temps de concentration par exemple, une forme allongée favorise de faible débit de pointe à cause d'un temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus important. Par contre le bassin en forme d'éventail, présente un temps de concentration plus court, auront les plus forts débits.

Il existe de différents indices de forme parmi eux l'indice de compacité de Gravillius K_G :

➤ Indice de compacité Gravillius K_G

Cet indice exprime la forme du bassin versant, il est en fonction de la surface du bassin et de son périmètre.

$$K_G = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{II.1})$$

P: périmètre du bassin versant (Km)

S: superficie du bassin versant (Km²)

Si : $K_G = 1$; le bassin versant est ramassé.

$K_G > 1$; le bassin est allongé.

$K_G = 1.3$

➤ Coefficient d'allongement

Il est donné par la formule suivante :

$$Ca = \frac{L^2}{S} \quad (\text{II.2})$$

$Ca = 2.84$

II.1.3 Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravillius

La notion de rectangle équivalent a été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux.

Il s'agit d'une transformation purement géométrique où l'on assimile le bassin versant à un rectangle ayant le même périmètre et la même superficie.

De cette manière les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle, et l'exutoire est l'un de ces petits côtés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2*(L + l) \quad \text{Et} \quad S = L * l \quad (\text{II.3})$$

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

$$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{II.4})$$

De (1) et (2) on obtient une Equation de 2^{ème} degré admet deux solutions L_r ; l_r :

$$L_r = \frac{K_G \sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_G} \right)^2} \right) \quad (\text{II.5})$$

$$l_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_G} \right)^2} \right) \quad (\text{II.6})$$

Avec L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient :

L = 41Km

Et

l = 13.1 Km

II.2 Paramètre du relief

Le relief conditionne de façon importante l'hydrologie d'un bassin versant, une pente forte entraîne un écoulement plus rapide donc un temps de concentration des débits plus court. On caractérise souvent le relief par la courbe hypsométrique qui donne la répartition de la surface du bassin versant suivant l'altitude.

II.2.1 La courbe hypsométrique

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

Le tableau (II.1) nous donne la répartition des surfaces en fonction des côtes.

Tableau II.1 : Répartition en % de la surface élémentaire.

Altitude (m)	Altitude (moy)	surface partiel (km ²)	surface cumulé (km ²)	%de surface cumulée
64-221	64	64,1	539,4	99,99
221-361	221	158,9	475,3	88,10
361-499	361	148,1	316,4	58,64
499-679	499	80,7	168,3	31,19
673-928	673	42,6	87,6	16,24
928-1261	928	25,4	45,0	8,35
1261-1664	1261	11,3	19,7	3,65
1664-2128	1664	8,4	8,4	1,55
2128	2128	0,0	0,0	0,00

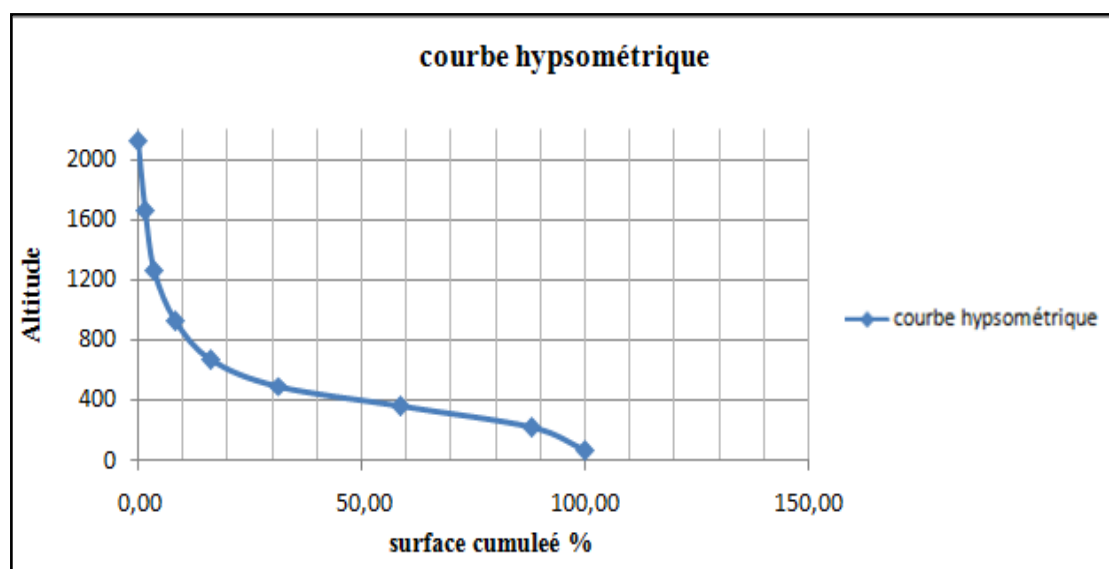


Figure II.3: courbe hypsométrique

On tire de la courbe hypsométrique :

L'altitude $H_{5\%} = 1160 \text{ m}$

L'altitude $H_{95\%} = 120 \text{ m}$

L'altitude médiane $H_{50\%} = 400 \text{ m}$

L'altitude moyenne $H_{\text{moy}} = 395 \text{ m}$

➤ **Altitude moyenne du bassin versant**

Celle-ci est donnée par deux procédés :

a - Graphiquement

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%.

$$\mathbf{H_{\text{moy}} = 400 \text{ m NGA}}$$

b - Analytiquement:

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{S_i \times H_i}{S_{B/V}} \quad (\text{II.7})$$

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

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

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

$$\mathbf{H_{\text{moy}} = 395 \text{ m NGA}}$$

- Altitude médiane

L'altitude médiane est H_{med} est lue sur la courbe hypsométrique :

$$\mathbf{H_{50\%} = 400 \text{ m NGA}}$$

➤ **Indice de pente global**

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$I_g = \frac{D}{L} \quad (\text{II.8})$$

Avec:

$$D = H_{5\%} - H_{95\%}$$

$$H_{5\%} = 1160 \text{ m}$$

$$H_{95\%} = 120 \text{ m}$$

L : la longueur du rectangle équivalent.

$$I_g = 25.33 \text{ m/Km}$$

D'après la classification de l'ORSTOM, nous pouvons classer notre relief :

Tableau II.2 classes de relief avec leurs description

Classe de relief	Description	Pente en m/km
Pf	Pente faible	$2 < I_g < 5$
Pm	Pente modérée	$5 < I_g < 10$
Paf	Pente assez forte	Pente longitudinale $20 < I_g < 50$ Pente transversale $80 < I_g < 200$
Ptf	Pente très forte	Pente longitudinale $I_g > 50$ Pente transversale $I_g > 200$

Conclusion : le bassin versant de oued Bougdoura a une pente assez forte $20 < I_g < 50$.

➤ **Indice de pente moyenne**

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent. C'est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin.

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \quad (\text{II.9})$$

$$= 0.050 = 5\%$$

➤ Dénivelée spécifique

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

Elle est donnée par la formule :

$$Ds = I_g \sqrt{S} \text{ (II.10)}$$

$$DS = 588.34 \text{ m.}$$

Tableau II.3 classification type de relief

R1	Relief très faible	DS < 10m
R2	Relief faible	10m < DS < 25m
R3	Relief assez faible	25m < DS < 50m
R4	Relief modéré	50m < DS < 100m
R5	Relief assez fort	100m < DS < 250m
R6	Relief fort	250m < DS < 500m
R7	Relief très fort	DS > 500m

D'après la classification la dénivelé spécifique du bassin se trouve dans la classe R7 : donc relief très fort.

II.3 Temps de concentration

C'est le temps que mettra la première goutte d'eau tombée au point hydrologiquement le plus éloigné du bassin versant pour arriver à l'exutoire.

Nous avons plusieurs formules pour son calcul :

➤ Formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \quad \text{(II.11)}$$

A : Surface du bassin versant en [Km²] ;

L : longueur du talweg principale en [Km];

H_{moy}, H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du B.V en [m].

$$T_c = 10.4 \text{ h}$$

➤ **Formule de CALIFORNIA :**

$$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L^3}{H_{\max} - H_{\min}} \right)^{0.386} \quad (\text{II.12})$$

$$T_c = 3.47 \text{ h}$$

➤ **Formule de KIRPICH:**

$$T_C = 0,6615 \cdot L_p^{0.77} \cdot I_g^{-0.385} \quad (\text{II.13})$$

Avec :

L_p : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

I_g : Pente moyenne du bassin versant.

$$T_c = 3.21 \text{ h}$$

Les résultats de différentes méthodes sont présents dans le Tableau suivant :

Tableau II.4 : Temps de concentration

Formule	Tc (heure)
GIANDOTTI	10.4
CALIFORNIA	3.47
KIRPICH	3.21

Pour des raisons de sécurité on opte pour la valeur minimale

$$T_c = 3,21 \text{ heures}$$

Vitesse moyenne de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L_P}{T_C} \quad (\text{II.14})$$

L_p : longueur du talweg principal.

T_C : temps de concentration

$$V_R = 12.2 \text{ Km/h}$$

Tableau II.5 : caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.

Désignation	symbole	unités	valeurs
Superficie	S	Km ²	539.5
Périmètre	P	KM	108.6
Longueur du talweg le plus long	L_p	Km	39.1
Coefficient de compacité	K_G		1,31
Coefficient d'allongement	C_a		2.84
Logeur du rectangle équivalent	L	Km	41
Largeur du rectangle	l	Km	13,1
Altitude max	A_{max}	m	2128
Altitude min	A_{min}	m	64
Altitude moy	A_{moy}	m	395
Dénivelée spécifique	D_s	m	588,34
Indice de pente globale	I_g	m/Km	25,33
Indice de pente moyenne	I_m	%	5
Temps de concentration	T_c	h	3,21
Vitesse de ruissellement	V_R	Km/h	12.2

II.4 : Calcul de la précipitation moyenne sur le bassin versant

Le but de la mesure des précipitations en un point est d'obtenir un échantillon qui est censé représenter au mieux les précipitations sur toute une région. La région concernée par une mesure ponctuelle aura une superficie variable selon la densité du réseau de postes d'observations. Le calcul de la pluie moyenne sur une surface plus ou moins étendue repose sur l'hypothèse que la pluie ponctuelle est représentative des régions alentours.

L'exactitude de cette hypothèse dépend de l'étendue de la région que le pluviomètre est censé représenter, de l'hétérogénéité spatiale des pluies et de la topographie de la région.

La précipitation moyenne peut être évaluée par différentes méthodes :

- La méthode de la moyenne arithmétique
- La méthode de THIESSEN.
- **La moyenne arithmétique**

Les stations les plus proches du site d'étude sont prises en considération pour l'estimation de \bar{P} à l'aide de la moyenne arithmétique les pluviométries annuel des sept stations sont représentées dans l'annexe (Tableau II.1)

$$\bar{p} = \sum \frac{P_i}{n} \quad (\text{II.15})$$

$$P = \frac{725.63 + 690.18 + 723.38 + 593.09 + 737.32 + 645.1 + 763.15}{7}$$

$\bar{P} = 697 \text{ mm}$

\bar{P} Répartition moyenne annuelle.

P_i : hauteur de pluie annuelle afférente à l'année de rang.

n : Nombre d'années d'observation

➤ **Méthode des polygones de THIESSEN**

Cette méthode est basée essentiellement, sur un découpage géométrique de l'espace, ou Chaque pluviomètre est pondéré par une zone d'influence.

La hauteur moyenne des précipitations est :

$$P = \frac{\sum P_i S_i}{\sum S} \quad (\text{II.16})$$

Avec :

P_i : Pluviométrie moyenne annuelle du secteur d'indice i .

S : Surface totale du bassin versant.

S_i : Surface du secteur i .

Tableau II.6 : Superficie des polygones de Thiessen.

zone	station	pi(mm)	Si(Km2)	Pi*Si
1	Tizi Meden	725,63	80,3	58268,089
2	Draa El Mizan	690,18	45,8	31610,244
3	Boghni	723,38	74,5	53891,81
4	Ain zaouia	593,09	78	46261,02
5	Nezlioua	737,32	39	28755,48
6	Tizi -letnine	645,1	49,1	31674,41
7	Souk-Tleta	763,15	98,2	74941,33

La lame d'eau moyenne précipitée est de l'ordre : 699.9 mm ~ 700 mm.

- ✓ La pluviométrie moyenne donnée par les deux méthodes est 700 mmLa station représentative est la station de Boghni de code 021903.

II.4.1 Pluies moyennes annuelles

La pluie moyenne annuelle a été précédemment calculée, elle est de 700 mm annuelle La station qui est prise en compte pour le calcul de la pluviométrie est la station de Boghni. La figure (II.4) ci-dessous montre la répartition des pluies annuelles moyenne.

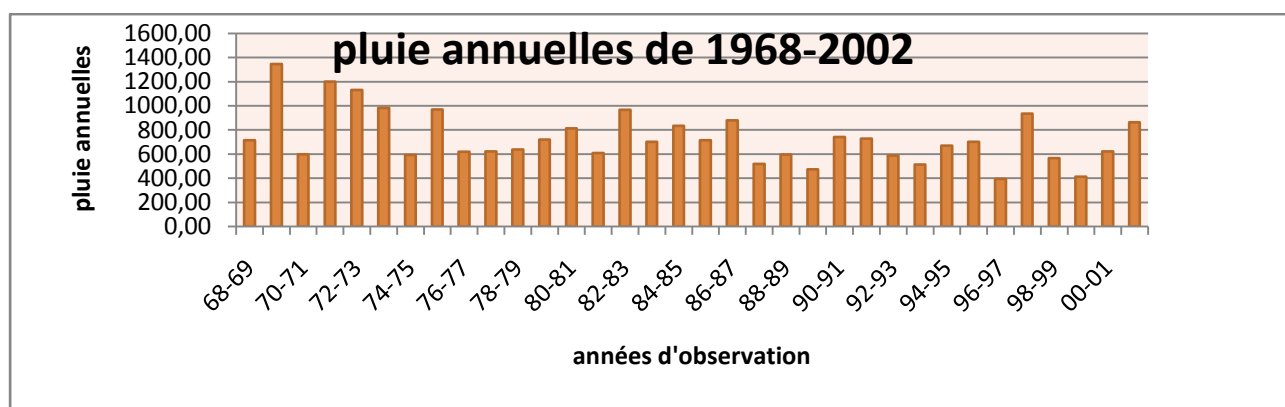


Figure (II.4) la répartition des pluies annuelles moyennes de 1968-2002 (Boghni)

II.5. Pluies maximales journalières :

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage. Nous avons recours aux séries d'observations des Pjmax de la station de Boghni.

Tableau (II.7) Caractéristique de la station pluviométrique de BOGHNI

nom	Boghni
code de la station	21903,00
source	ANRH
coordonnées	
x	612,55
y	316,15
z	250,00
N	44,00

Tableau (II.8) : pluies journalières maximales observé à BOGHNI (1968-2012)

années	Pjmax	années	Pj max
1968	20,6	1993	58,8
1969	22,8	1994	59,6
1970	32,6	1995	59,6
1971	32,7	1996	59,6
1972	36,7	1997	61,2
1973	38,2	1998	61,5
1974	40,9	1999	62
1975	42,7	2000	65,1
1976	43,9	2001	67,8
1977	44,1	2002	70,7
1978	44,5	2003	70,8
1979	45,4	2004	71,1
1980	46,2	2005	75
1981	46,9	2006	80,4
1982	47,8	2007	84,5
1983	48,4	2008	86
1984	49,6	2009	95
1985	50,2	2010	96,1
1986	52	2011	99,1
1987	52,4	2012	114

Tableau (II.8) : pluies journalières maximales observé à BOGHNI (1968-2012) (suite)

années	Pjmax	-	-
1988	52,6	ecart type	19,86
1989	53,6	moy	58,02
1990	55,1	Cv	0,34
1991	56,1		
1992	57		

II.5.1. Ajustement des pluies maximales journalières :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué avec la méthode Gumbel à l'aide D'EXCEL.

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$X=a+b*u(II.17)$$

b:variable de la droite de GUMBEL:

$$b = -[\ln (-\ln (F(x)))]$$

$$Fx = \frac{r-0.5}{N} \quad (II.18)$$

Ou :

r: l'ordre de classement;

n: taille de l'échantillon;

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau (II.9):pluies maximales journalières fréquentielle.

période de retour	1000	100	50	20	10	5	2
probabilité non dépassement	1,00	0,99	0,98	0,95	0,90	0,80	0,50
PJ max pour période de retour	157,10	121,02	110,11	95,54	84,28	72,55	54,83

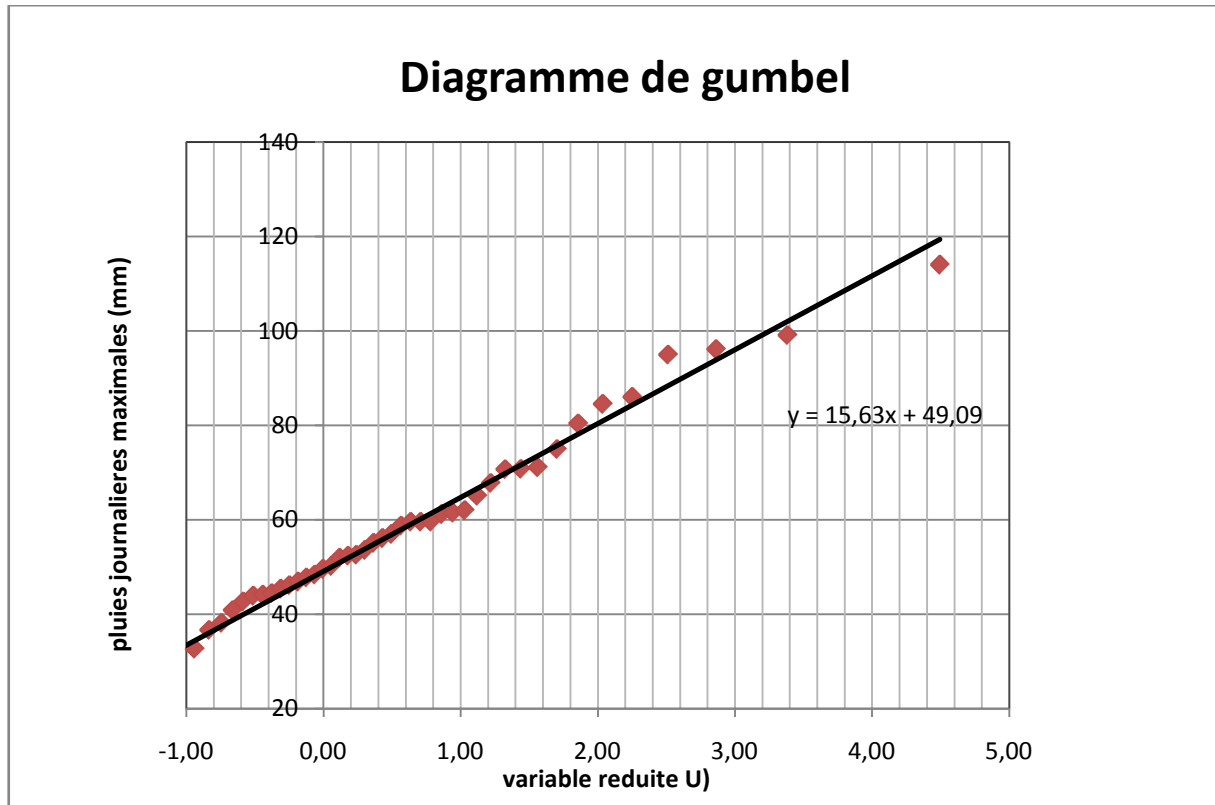


Figure (II.5):ajustement a la loi de gumbel des pluies journalieres maximales observé a BOGHNI de (1968-2012).

Tableau II.10 : Les paramètres statiques de l'échantillon.

Paramètre	Quantité
Moyenne [mm]	58.02
Ecart type [mm]	19.86
Coefficient de variation	0.34

II.6.Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences

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

$$P_{tc} = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{II.19})$$

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

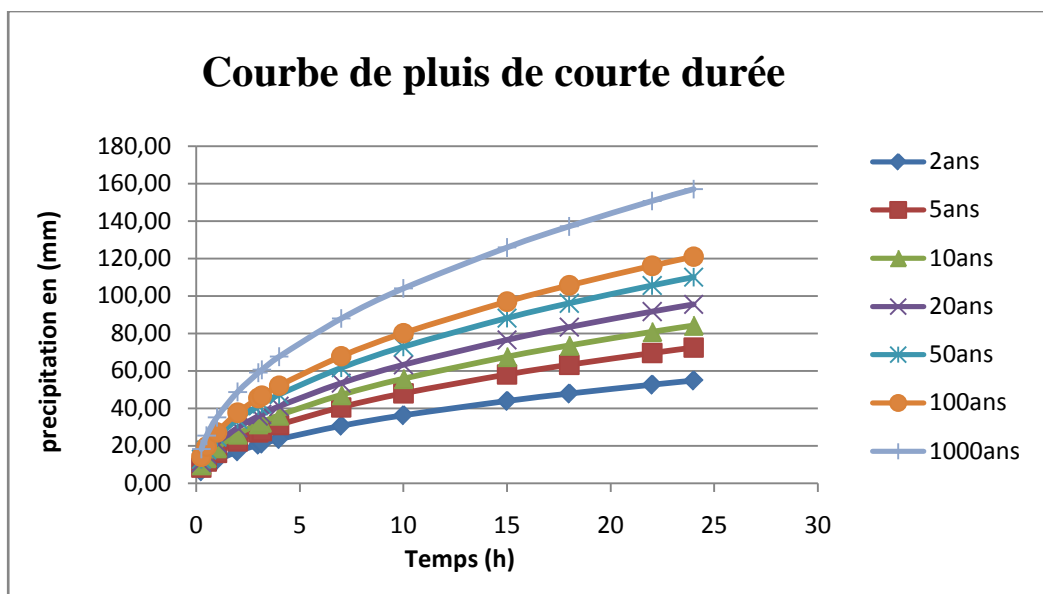
$P_{\max j}$: pluies maximales fréquentielles.

t : temps en heure.

b : exposant climatique ($b = 0.47$) donné par l'ANRH

Tableau (II.11) : pluies de courte durée

	periode de retour	2	5	10	20	50	100	1000
t(h)	pjmax	54,83	72,55	84,28	95,54	110,11	121,02	157,1
0,25		6,42	8,49	9,86	11,18	12,89	14,16	18,39
0,5		8,89	11,76	13,66	15,49	17,85	19,62	25,47
1		12,31	16,29	18,92	21,45	24,72	27,17	35,28
2		17,05	22,56	26,21	29,71	34,24	37,64	48,86
3		20,63	27,3	31,72	35,95	41,43	45,54	59,12
3,17		21,17	28,02	32,55	36,9	42,52	46,74	60,67
4		23,62	31,25	36,31	41,16	47,43	52,14	67,68
7		30,72	40,66	47,23	53,54	61,7	67,82	88,04
10		36,33	48,08	55,85	63,31	72,96	80,2	104,1
15		43,96	58,17	67,58	76,6	88,28	97,04	125,96
18		47,89	63,37	73,62	83,45	96,18	105,72	137,23
22		52,63	69,64	80,9	91,71	105,69	116,17	150,8
24		54,83	72,55	84,28	95,54	110,11	121,02	157,1



II.6.1.Intensités de courtes durées

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \quad (\text{II.20})$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau (II.12)

Tableau (II.12) Intensité de courte durée

Durées de l'averse T(h)	Période de retour						
	2ans	5ans	10ans	20ans	50ans	100ans	1000ans
0,25	25,67	33,96	39,46	44,73	51,55	56,66	73,55
0,5	17,78	23,52	27,33	30,98	35,70	39,24	50,93
1	12,31	16,29	18,92	21,45	24,72	27,17	35,28
2	8,53	11,28	13,11	14,86	17,12	18,82	24,43
3	6,88	9,10	10,57	11,98	13,81	15,18	19,71
3,17	6,68	8,84	10,27	11,64	13,41	14,74	19,14
4	5,90	7,81	9,08	10,29	11,86	13,03	16,92
7	4,39	5,81	6,75	7,65	8,81	9,69	12,58
10	3,63	4,81	5,59	6,33	7,30	8,02	10,41
15	2,93	3,88	4,51	5,11	5,89	6,47	8,40
18	2,66	3,52	4,09	4,64	5,34	5,87	7,62
22	2,39	3,17	3,68	4,17	4,80	5,28	6,85
24	2,28	3,02	3,51	3,98	4,59	5,04	6,55

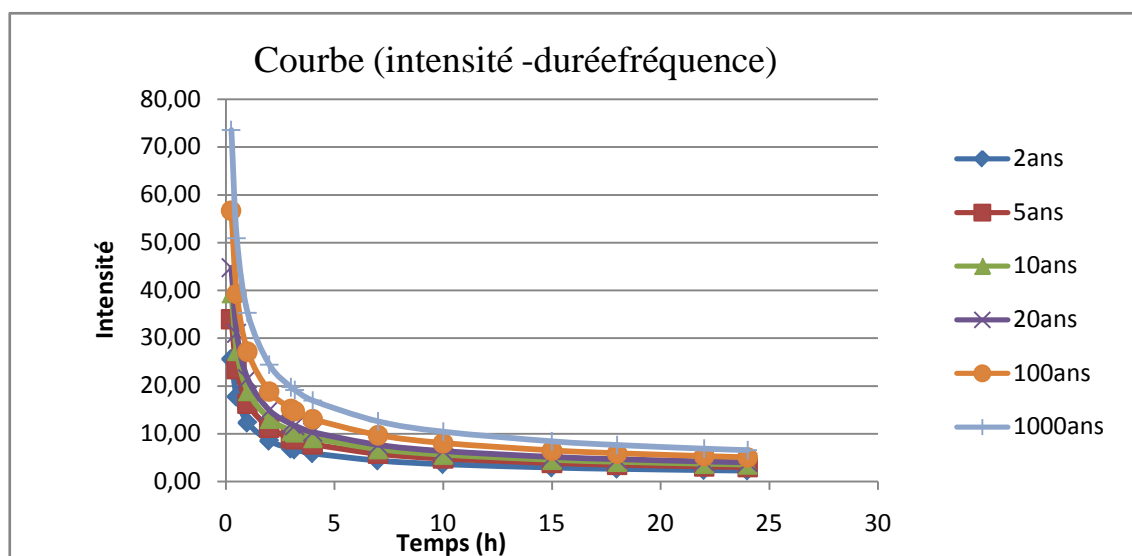


Figure II.7: Courbe (intensité- durée-fréquence)

Conclusion :

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

L'étude des apports relève une importance capitale dans le dimensionnement et le suivi de notre ouvrage, en effet elle se divise en deux phases essentielles, l'étude des apports liquides 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.

III.1 Les apports liquides

On appelle apport liquide toute quantité d'eau qui arrive à l'exutoire par an. Pour l'estimation de l'apport moyen annuel au barrage de SOUK TLETA, on utilise deux méthodes de calcul

- Méthodes pseudo-empiriques.
- Méthode arithmétique
 - **Détermination de l'apport liquide moyen interannuel**
 - **Méthodes pseudo-empiriques.**
 - **Samie I :**

$$A = Le \cdot S \quad (III.1)$$

$$Le = 0,784 \cdot (P - 0,232)^2 \quad (III.2)$$

Le : Lame écoulée en m.

P : Pluie moyenne annuelle $P = 700 \text{ mm} = 0,7 \text{ m}$.

A : Apport moyen interannuel en Mm³.

S : surface du bassin versant $S = 539,5 \text{ km}^2$.

$Le = 0.17 \text{ m}$

$A = 92.64 \text{ Mm}^3$

- **Déri I :**

$$A = 0,915 \cdot P^{2,604} \cdot S^{0,842} \quad (III.3)$$

$A = 72.18 \text{ Mm}^3$

➤ **Déri II :**

$$A = 0,31 * P^{3,032} * S^{1,016} \quad (\text{III.4})$$

$$A = 62.72 \text{ Mm}^3$$

➤ **Mallet-gautier:**

$$Le = 0,6 P (1 - 10^{-0,3(P)^2}) \quad (\text{III.5})$$

$$A = Le * S \quad (\text{III.6})$$

$$Le = 0,12$$

$$A = 65.06 \text{ Mm}^3.$$

➤ **Médinger II :**

$$Le = 1,024(P - 0,26)^2 \quad (\text{III.7})$$

$$A = Le * S \quad (\text{III.8})$$

$$Le = 0,20$$

$$A = 106.95 \text{ Mm}^3.$$

➤ **Méthode arithmétique**

Nous avons obtenu une série d'apports liquides de 12 années (1979 – 1990) (la série des apports est dans l'annexe Tableau III.1)

La moyenne interannuelle est :

$$A_{\text{moy}} = \frac{\sum_1^{12} A_i}{12} \quad (\text{III.9})$$

$$A_{\text{moy}} = 53.14 \text{ Mm}^3$$

Tableau III.1 Récapitulatif des résultats

Méthode	Lame d'eau écoulee en (m)	Apport moyen interannuel en Mm3
Moyenne arithmétique	/	53.14
Samie I	0.17	92.64
Deri I	/	72.18
Medinger II	0,20	106.95
Deri II	/	62.72
Mallet-Gautier	0,12	65.06

Conclusion

Pour les raisons de sécurité on va choisir l'apport moyen interannuel de l'apport liquide est celle calculé par la méthode de Mallet-Gautier **A = 106.95 Mm3**.

III.2. Apports solides

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

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion. La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie.

L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. 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 rapportés à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement.

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

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

a). Formule de TIXERONT

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en (t/Km²/An), elle est exprimée par:

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \quad (\text{III.10})$$

Ou: E_s : apport solide moyen annuel en suspension (t/Km²/An).

L_e : lame d'eau écoulée. ($L_e = 106.95$ mm)

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant ($\alpha = 350$).

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	3200

$$A_s = E_s \cdot S \quad (\text{III-11})$$

S : superficie du bassin versant en Km².

$E_s = 705.42$ (t/Km²/An).

$$A_s = 380573.91 \text{ t/An.}$$

Le volume des solides est égal à:

$$V_s = A_s / \gamma_s \quad (\text{III-12})$$

$$\gamma_s = 1.6 \text{ t/m}^3. [15]$$

$$V_s = 237858.69 \text{ m}^3/\text{An}$$

b).Formule de Sogreah

$$ES = \alpha.P^{0.15} \quad (\text{III.13})$$

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

P : pluie moyenne annuelle (en mm).

$$E_s = 935.05 \text{ t/Km}^2/\text{An.}$$

$$A_s = 504457.05 \text{ t/An.}$$

Vs= 315285.66 m3/An

Tableau III.3 : résultats de calculs

Formule	Apport solide (m3/an)
Tixeront	237858.69
Sogreah	315285.66

Les valeurs finalement adoptées sont celles obtenues par la formule de SOGREAH

III. 3.Courbes caractéristiques de la retenue

C'est un paramètre très important dans l'étude d'un barrage car elle permet par une simple lecture de la courbe de connaître la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude et la surface inondée aussi.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \quad (\text{III.14})$$

Avec :

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

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

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

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

Le Tableau suivant donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Tableau III.4: Courbes topographiques et volumétriques.

Altitude (m)	Surface (km ²)	Surface (m _{oy})	ΔH (m)	Volume (hm ³)	Volume cumulé (Hm ³)
64	0	0,00	0	0	0
70	0,18	0,09	6	0,54	0,54
80	0,71	0,45	10	4,45	4,99
90	1,32	1,02	10	10,15	15,14
100	2,2	1,76	10	17,6	32,74
110	3,4	2,80	10	28	60,74
120	3,95	3,68	10	36,75	97,49
130	5,25	4,60	10	46	143,49
140	6,4	5,83	10	58,25	201,74

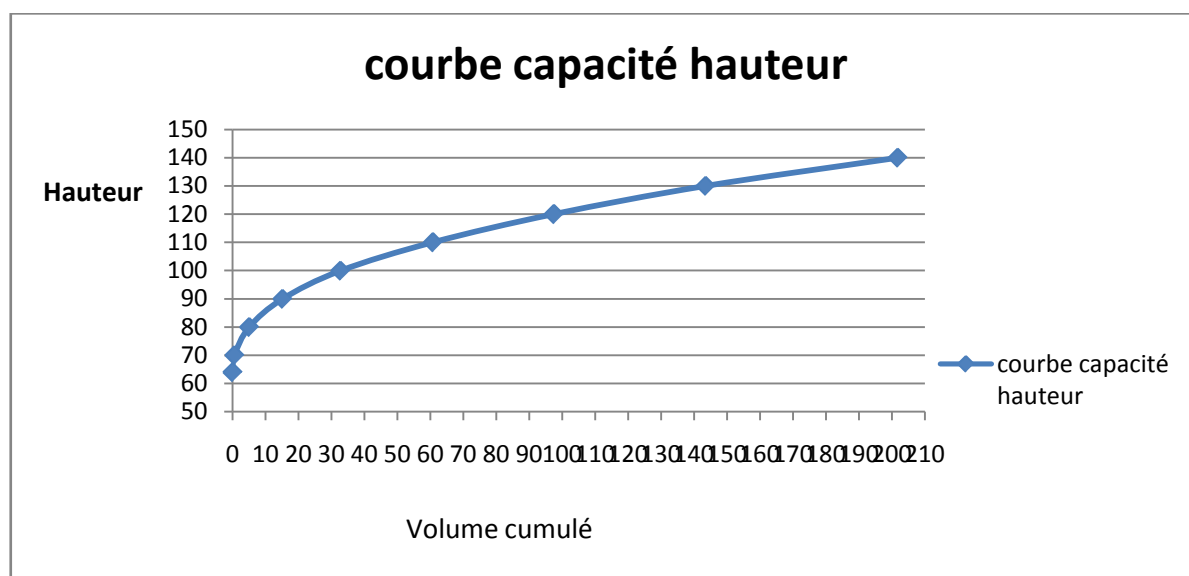


Figure : III.1 courbe capacité hauteur $H=f(V)$.

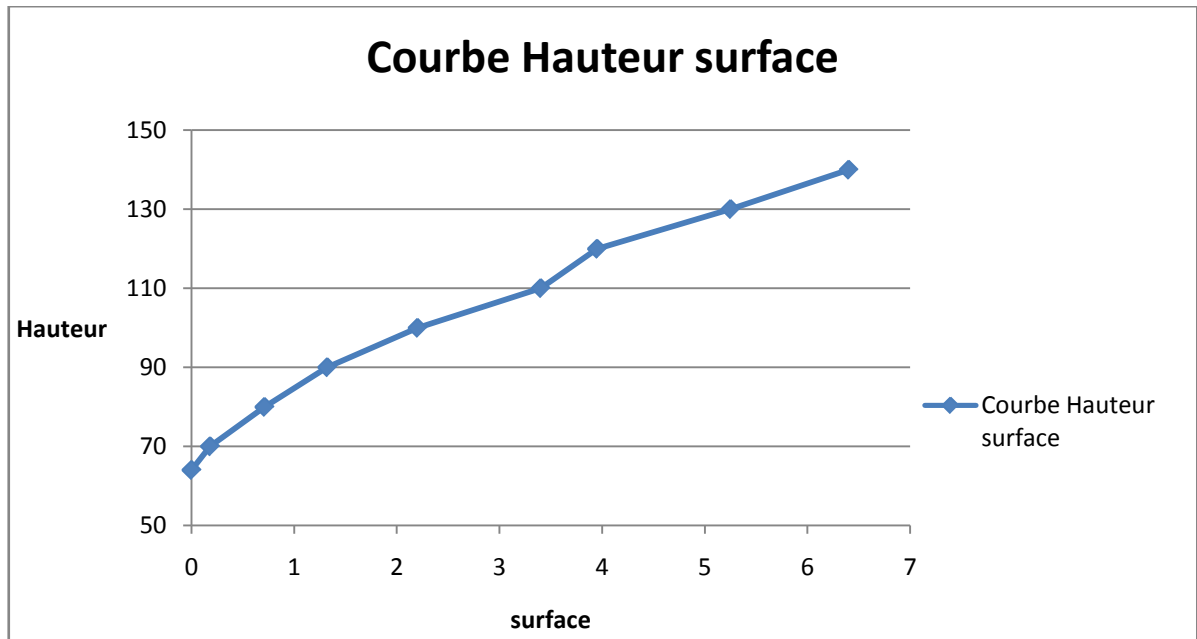


Figure 1:III.2 hauteur surface $H=f(S)$.

III.4. Calcul du volume mort de la retenue

Le volume mort est déterminé pour une durée de 30Ans par la formule suivante :

$$V_m = 30 * V_s \quad (III.15)$$

$$V_m = 9.5 \text{ Mm}^3$$

III.5 .Le volume utile de la retenue

Le réservoir de Souk el Tleta garantira une capacité utile de 98 Mm³, donc le volume utile de la retenue est de 98Mm³.

➤ Le volume au niveau normal de la retenue est:

$$V_{NNR} = V_m + V_{\text{util}} \quad (III.16)$$

Implique que :

$$V_{NNR} = 107.5 \text{ Mm}^3$$

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

$$NNR = 122 \text{ m.NGA.}$$

Conclusion

L'étude des apports nous aide à déterminer les différents paramètres hydrologiques : La cote du niveau normal de la retenue, le volume utile, le volume mort et le volume normale de la retenue.

Ces résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Récapitulatif des résultats.

NNR (m)	122m
Volume mort	9.5Mm ³
Volume utile	98 Mm ³
Volume normal de la retenue	107.5 Mm ³

Ces résultats nous aident à déterminer la hauteur du barrage en ajoutant la hauteur réservée pour le volume forcé et une revanche de sécurité. Ils permettent aussi de calculer la ligne d'eau dans l'évacuateur de crues connaissant la cote normale de la retenue, la largeur du seuil et la charge déversant déterminée par le calcul du laminage des crues.

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

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

Les paramètres définissant une crue est :

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

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de Retour, on passant par l'ajustement de la série des débits maximal à la loi de GUMBEL.(la série des débits est dans l'annexe Tableau IV.1)

IV.1 Ajustement de la loi de GUMBEL :

TableauIV.1 : Débits fréquentielles calculés.

période de retour	1000	100	50	20	10	5	2
probabilité non dépassement	0,999	0,99	0,98	0,95	0,9	0,8	0,5
U variable réduite	6,91	4,6	3,9	2,97	2,25	1,5	0,37
Qm ³ /s pour une période de retour	688,73	476,22	411,91	326,09	259,79	190,67	86,27

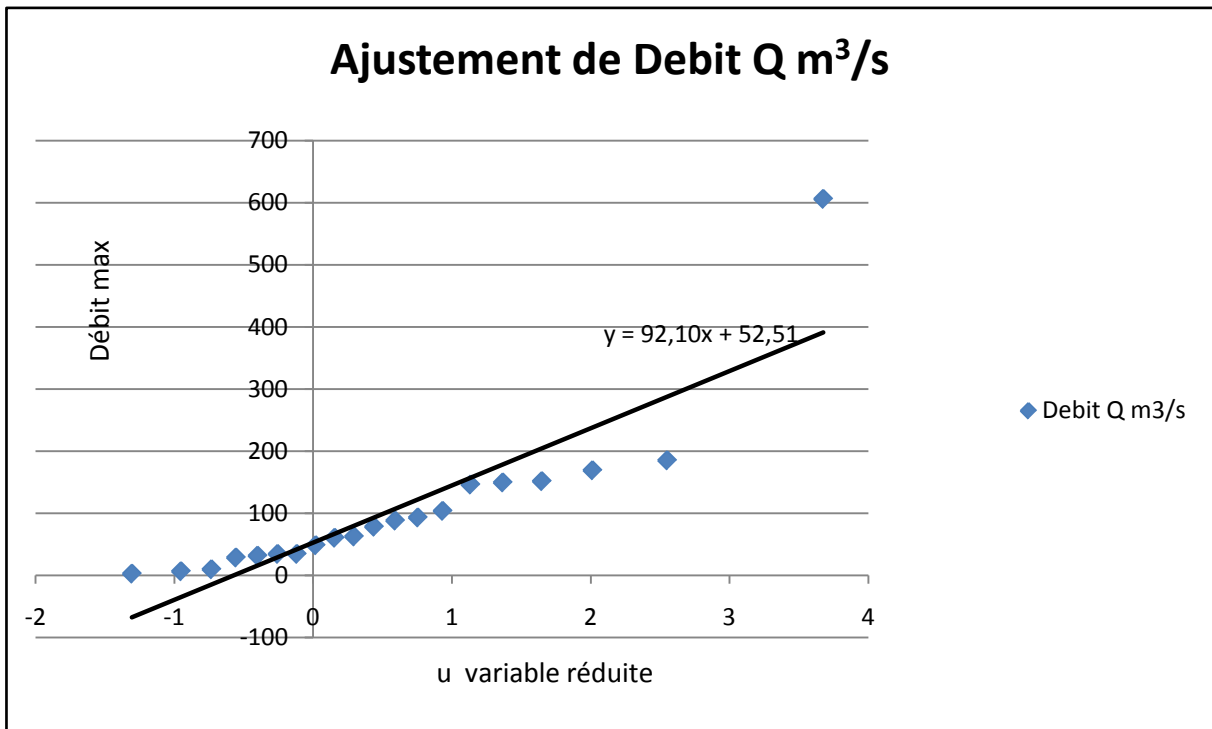


Figure IV.1 : Ajustement de la loi de GUMBEL

IV.2 Hydrogramme de crue

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

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

Pour le tracer de 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.

La forme des crues (temps de montée et de décrue) est déterminée à l'aide de la méthode de Sokolovski, qui assimile l'hydrogramme de crue a deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par:

$$Q_t = Q_{\max} \% \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \quad (\text{IV.1})$$

Et l'autre pour la décrue exprimée par:

$$Q_t = Q_{\max \%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \quad (\text{IV-2})$$

$Q_{\max (\%)}$: débit maximum de fréquence donnée.

Q_t : débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : temps de montée et de décrue.

m, n : puissances des paraboles pour les bassins de petites gabarits $m=3$ et $n=2$.

On considère généralement que:

$$t_m = t_c$$

$$t_d = \delta t_m$$

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant

Tableau IV.2 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ .

Condition	δ
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 2,5
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendus.	4 à 7

Pour notre bassin on prend $\delta=2.5$

$$t_d = 2.5 * t_m \quad (\text{IV.3})$$

On a donc:

$$t_d = 8.03 \text{ h}$$

$$t_b = t_m + t_d \quad (\text{IV.4})$$

$$t_b = 11.23 \text{ h}$$

Tableau IV.3 : l'hydrogramme de crue pour les différentes fréquences.

	Q 2ans	Q 5ans	Q 10ans	Q 20ans	Q 50ans	Q 100ans	Q1000ans
0,5	2,1	4,6	6,3	7,9	10,0	11,6	16,7
1	8,4	18,5	25,2	31,6	40,0	46,2	66,8
1,5	18,8	41,6	56,7	71,2	89,9	104,0	150,4
2	33,5	74,0	100,8	126,6	159,9	184,9	267,4
2,5	52,3	115,7	157,6	197,8	249,8	288,9	417,7
3	75,4	166,5	226,9	284,8	359,8	416,0	601,6
3,21	86,3	190,7	259,8	326,1	411,9	476,2	688,7
4	66,6	147,2	200,5	251,7	317,9	367,5	531,5
4,5	55,7	123,0	167,6	210,4	265,8	307,3	444,4
5	45,9	101,5	138,2	173,5	219,2	253,4	366,5
5,5	37,2	82,3	112,2	140,8	177,8	205,6	297,3
6	29,7	65,5	89,3	112,1	141,6	163,7	236,7
7	17,5	38,6	52,6	66,0	83,3	96,3	139,3
8,03	8,7	19,2	26,2	32,9	41,5	48,0	69,4
8	8,9	19,7	26,8	33,6	42,5	49,1	71,1
9	3,5	7,8	10,6	13,3	16,9	19,5	28,2
10	0,8	1,8	2,4	3,0	3,8	4,4	6,4
10,5	0,2	0,5	0,7	0,8	1,0	1,2	1,7
11	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1
11,23	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

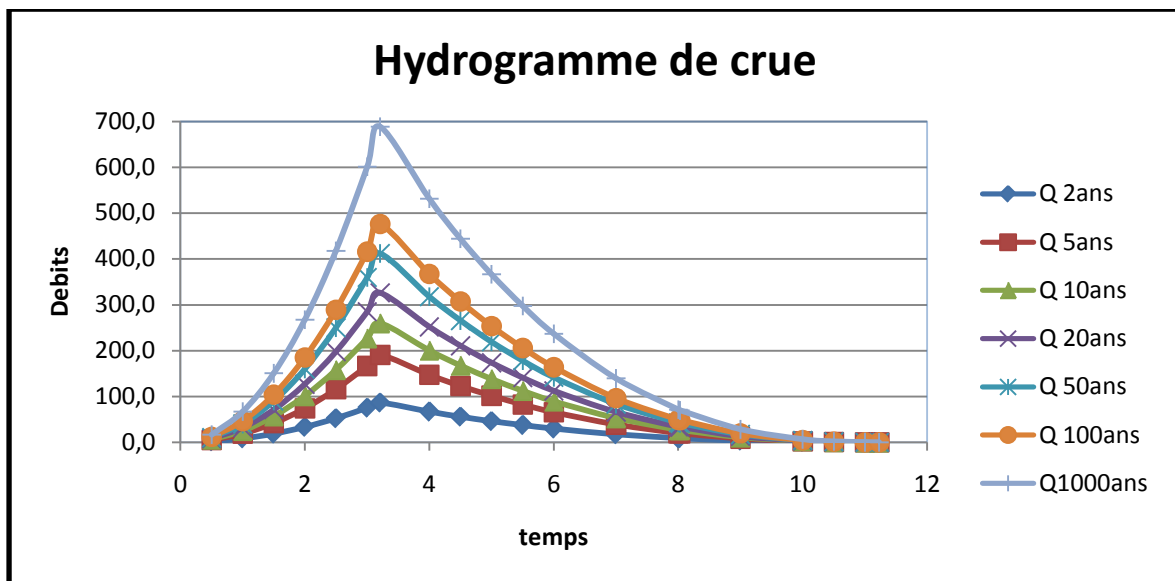


Figure IV.2 hydrogramme de crue

IV.3 Laminage des crues

Le calcul du laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement, ce type de calcul optimise la capacité de stockage temporaire de la retenue et le débit progressif de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suit:

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad (IV.5)$$

Q: le débit entrant de la crue.

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

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

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

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

IL existe plusieurs procédés de calcul comme Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, patapove, Step bye step et d'autre méthodes nous retenons quatre méthodes celles de :

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

IV.3.1. La méthode de KOCHERINE

La méthode se base sur les principes suivants:

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

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

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \quad (\text{IV-6})$$

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.

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \quad (\text{IV-7})$$

H_0 : charge globale.

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

$$V_0 = \frac{Q}{S} \text{ Avec: } S = b*H \quad (\text{IV.8})$$

Tous les résultats sont rassemblés dans le tableau ci-après:

Tableau IV.4: Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE

Données initiales	
g	9,81 m ² /s
α	1
Q _{1%}	688.7 m ³ /s
V _{crue 1%}	13.8 Hm ³
m	0,49

Tableau IV.5: Détermination du volume de charge

Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit (m ³ /s)	Surface (km ²)	Vitesse (m/s)	Elévation (m)	capacité (Mm ³)	volume ch (Mm ³)
20	2	122,778	40	3,07	125,00	118,54	20,54
30	2,75	296,938	82,5	3,60	125,75	118,54	20,54
35	3	394,726	105	3,76	126,00	123,20	25,20
40	3,25	508,664	130	3,91	126,25	123,20	25,20
45	4,5	932,345	202,5	4,60	127,50	128,00	30,00
50	4,75	1123,456	237,5	4,73	127,75	128,00	30,00
55	5	1334,637	275	4,85	128,00	132,92	34,92
60	5,25	1566,519	315	4,97	128,25	132,92	34,92
65	5,5	1819,713	357,5	5,09	128,50	132,92	34,92
70	5,75	2094,814	402,5	5,20	128,75	132,92	34,92

On fait le calcul en variant la largeur b de 20 m à 70 m selon la formule:

$$Q = mb\sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \quad (\text{IV-9})$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivant :

Tableau IV-6: Détermination de H₀ et Q en fonction de b

H m	V m/s	H0 m	DEBIT m ³ /s								
			B=20	B=30	B=40	B=45	B=50	B=55	B=60	B=65	B=70
2.5	3.07	2.48	169.6	254.3	339.1	381.5	423.9	466.3	508.7	551	593.4
3.4	3.60	3.41	273.4	410.1	546.8	615.1	683.4	751.8	820.1	888.5	956.8
3.7	3.76	3.72	311.5	467.2	623	700.8	778.7	856.6	934.5	1012.3	1090.2
4	3.91	4.03	351.2	526.8	702.5	790.3	878.1	965.9	1053.7	1141.5	1229.3
5.6	4.6	5.58	572.2	858.4	1144.5	1287.	1430.6	1573.	1716.7	1859.8	202.8
5.9	4.73	5.89	620.6	930.9	1241.2	1396.	1551.5	1706.	1861.8	2016.9	2172
6.2	4.85	6.20	670.2	1005.3	1340.4	1508	1675.5	1843.	2010.7	2178.2	2345.8
6.5	4.97	6.51	721.1	1081.7	1442.2	1622.	1802.8	1983	2163.3	2343.6	2523.9
6.8	5.09	6.82	773.2	1159.8	1546.4	1739.	1933.1	2126.	2319.7	2512	2706.3
7.1	5.2	7.13	826.5	1239.8	1653.1	1859.	2066.3	2273	2479.6	2686.2	2892.9

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après le traçage du graphe $Q_{lam} = f(h)$ déterminée par la formule:

$$Q_{lam} = Q\% \left(1 - \frac{V_{cru}}{V_{ch}}\right) \quad (IV-10)$$

$Q\%$:débit maximum de crue considérée en m^3/s .

V_{ch} :volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_{cr} :volume de la crue correspondant au $Q\%$ en m^3 .

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q\% T_b \quad (IV.10)$$

Tableau IV-7 : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.

H	V _{ch}	q	Débits (m3/s)									
			20	30	35	40	45	50	55	60	65	70
2,5	20,5	225,9	169,6	254.3	296,7	339,1	381,5	423,9	466,3	508,7	551	593,4
3,4	20,5	225,9	273,4	410,1	478,4	546,8	615,1	683,4	751,8	820,1	888,5	956,8
3,7	25,2	311,6	311,5	467,2	545,1	623,0	700,8	778,7	856,6	934,5	1012,3	1090,2
4,0	25,2	311,6	351,2	526,8	614,6	702,5	790,3	878,1	965,9	1053,7	1141,5	1229,3
5,6	30,0	371,8	572,2	858,4	1001,4	1144,5	1287,5	1430,6	1573,7	1716,7	1859,8	2002,8
5,9	30,0	371,8	620,6	930,9	1086,0	1241,2	1396,3	1551,5	1706,6	1861,8	2016,9	2172,0
6,2	34,9	416,5	670,2	1005,3	1172,9	1340,4	1508,8	1675,5	1843,1	2010,7	2178,2	2345,8
6,5	34,9	416,5	721,1	1081,7	1261,9	1442,2	1622,5	1802,8	1983,0	2163,3	2343,6	2523,9
6,8	34,9	416,5	773,2	1159,8	1353,1	1546,4	1739,8	1933,1	2126,4	2319,7	2513,0	2706,3
7,1	34,9	416,5	826,5	1239,8	1446,4	1653,1	1859,7	2066,3	2273,0	2479,6	2686,2	2892,9

Conclusion

L'étude de laminage de crue a montré que l'évacuateur aura une largeur de $b=30\text{m}$ et une charge déversant qui est égale à 2.5m .

Le barrage de Souk el Tleta est de type zoné, son dimensionnement se fait selon des normes adéquates.

➤ **Barrage zoné**

Lors de l'hétérogénéité des matériaux présents en place on envisage alors un barrage à noyau. Dans un barrage à noyau, les fonctions de résistance et d'étanchéité sont en quelque sorte séparées. La résistance est assurée par les recharges placées sur les flancs de l'ouvrage, et l'imperméabilité par le noyau central.

Le noyau au centre de l'ouvrage va être constitué de la terre la plus imperméable possible. Il sera tenu de part et d'autre par des recharges composées, selon les cas, de terre plus perméable, d'alluvions ou d'enrochements. Il a l'inconvénient d'être difficile à réparer en cas de fuite ainsi que le risque du phénomène de renard qui est plus ou moins important dans ce type à cause de l'hétérogénéité des matériaux.

V. 1. Hauteur du barrage

V.1.1. Niveau normal de retenue

Dénommée cote de retenue normale (RN), il s'agit de la cote « habituelle » ou « normale » de remplissage du barrage, correspondant au niveau autour duquel le plan d'eau se situe une grande partie de l'année. Le réservoir de Souk Tleta garantit une capacité utile de 98 hm³, ce qui correspond à un niveau d'exploitation normal de 122m.

V.2. Niveau de la crête du barrage

V.2.1 Niveau des plus hautes eaux

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de la retenue plus la charge déversante.

(NNR= 122m) majoré de la charge déversant déjà déterminée (h = 2,5m).

$$NPHE = NNR + h \quad (V.1)$$

NPHE = 124.5 m NGA

V.2.2 Calcul de la revanche

La revanche c'est une tranche comprise entre la crête de la digue et le niveau des plus hautes eaux. Elle correspond à une hauteur de sécurité pour la protection de l'ouvrage contre les élévations du niveau d'eau et les risques de submersion. Elle constituera ainsi une tranche supplémentaire d'amortissement des crues exceptionnelles.

Cette revanche R est fonction de la hauteur des vagues (H), de la vitesse du vent (v) et de la vitesse de propagation des vagues dans la retenue (V). Le calcul de la revanche se fait par trois formules empiriques :

➤ Formule de Stevenson Gaillard

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

R : Revanche (m)

Hv: Hauteur de la vague d'eau (m)

V : Vitesse de la vague (m/s)

g : Accélération de la pesanteur.

Avec :

$$H = 0.75 + 0.34\sqrt[3]{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \quad (\text{V.3})$$

$$V = 1.5 + 2.H \quad (\text{V.4})$$

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F = 2 km].

H=2.28m

V=6.06m/s

R=4m

➤ **Formule de STEVENSON reprise par MALLET et PAQUANT**

$$R = 0.75.H \frac{V^2}{2g} \quad (V.5)$$

Avec :

$$H = 0.5 + 0.33\sqrt{F} \quad (V.6)$$

$$H=0.97m$$

$$V=3.43m/s$$

$$R=1.57 m$$

➤ **Formule Simplifiée :**

$$R=1+0.3.\sqrt{F} \quad (V.7)$$

$$R=1.42 m$$

$$N_{Cr}=NPHE+hs+R \quad (V.8)$$

$$N_{Cr}= 130 m \text{ NGA}$$

On prend 130 m pour le niveau de la crête du barrage.

V.3. Largeur en crête :

La largeur du barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs.

Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

- Formule T.KNAPPEN $b=1,65H_b^{0.5}$
- Formule E.F.PREECE $b=1,1H_b^{0.5}+1$
- Formule PRATIQUE $b=(5/3),H_b^{0.5}$
- Formule SIMPLIFIEE $b=3,6.H_b^{1/3}-3$

H_b :est la hauteur du barrage prise de 95m (ANBT)

Tableau V.1 récapitulatif des résultats des largeurs en crête

Formule	Résultats m
Formule T.KNAPPEN	15,6
Formule E.F.PREECE	11,7
Formule PRATIQUE	16,24
Formule SIMPLIFIEE	13,42

La largeur de la crête prise égale à 11 m.

V.4. Longueur de crête

La longueur en crête est prise égale à 151 m (ANBT)

V.5 Pente des talus

Tableau V. 2: Valeurs indicatives des pentes des talus (CEMAGREF)

Hauteur du barrage	Type du barrage	Fruit t des talus	
		Amont	Aval
$H < 5$	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
$5 < H < 10$	- Homogène granulométrie étendue	2	2
		2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	2	2,5
	- A zones		
$10 < H < 20$	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
		3	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	3
	- A zones		
$H \geq 20$	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
		3	3
	- A zones		

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .on choisit pour les calculs les pentes:

- Parement amont $m_1 = 3$
- Parement aval $m_2 = 3$

V.6. Dimensionnement du noyau

La granulométrie des matériaux constituant le noyau doit être continu.

V.6.1. Largeur en crête du noyau

$$2m < b_n < H_b / 10$$

Alors

$$2m < b_n < 95/10$$

Donc :

$b_n = 9.5m$

Conclusion

La hauteur du barrage de souk Tleta est de 95m avec une capacité utile de 98 hm³ Au niveau de la retenue normale (R.N.) fixée à 122.00 m.

Les barrages réservoirs sont souvent équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres, en utilisant pour ce but la charge hydraulique effective disponible.

Les dimensions des plants en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que des conditions de réalisation et d'exploitation.

VI.1.L'évacuateur de crue

Un évacuateur de crue est un organe hydraulique permettant l'évacuation des débits de crue, constitué généralement d'un système d'entonnement (prise d'eau), la hauteur de chute entre le niveau des plus hautes eaux et celui du fond de la vallée. Il peut y avoir plusieurs évacuateurs de crue pour un même obstacle à l'écoulement.

VI-2 Différents types d'évacuateurs de crue

Les déversoirs de crue sont des ouvrages annexes aux barrages, qui permettent la restitution des débits de crues excédentaires (non stockés dans le réservoir) à l'aval du barrage. D'une importance primordiale pour la sécurité du barrage, les déversoirs doivent être en mesure d'empêcher le débordement de l'eau par-dessus la digue et l'apparition de phénomènes d'érosion à l'aval de la digue dans la zone de rejet dans l'oued. Les déversoirs peuvent être groupés en deux principaux types : les déversoirs de surface et les déversoirs en charge.

VI.2.1.Evacuateurs de surface

L'évacuateur de surface est constitué au départ de la retenue par un déversoir, dont le seuil se développe en général linéairement. Ce seuil débute dans un chenal dont l'axe peut être parallèle au seuil (entonnement latéral ou perpendiculaire à celui-ci entonnement frontal).

Ce chenal a pente faible a même de côte aval de la digue, l'eau empreint en suite un coursier dont la forte pente permet de rattrapé la différence de cotes entre le niveau de la retenue et le lit de la rivière a l'aval, et aboutit avec une vitesse importante dans un ouvrage dissipateur qui absorbe l'énergie du liquide. L'évacuateur de surface est place selon les cas, sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central).

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

Évacuateur 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 peu élevé.
- La difficulté de modification.

VI-2-2 Évacuateur en charge

Dans les évacuateurs en charge l'eau transite vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposé sous le barrage ou latéralement en rive. Cette conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puits ou d'une tour, ou par un déversoir de surface à Crête ronde souvent circulaire appelé «Tulipe ».

VI-3 Choix de l'évacuateur de crue

Le choix du type d'évacuateur de crue et son dimensionnement intègrent également de nombreux éléments dont un des premiers est la sensibilité de la structure choisie à un exhaussement de la retenue mais interviennent également les caractéristiques hydrologiques

du site, les possibilités topographiques, les caractéristiques du bassin versant en termes de corps flottants ou de transports de sédiment. De ces différents éléments, il résulte une grande variabilité dans le choix du type d'évacuateur.

Les critères intervenants dans le choix du type sont :

- ✓ La qualité des prévisions des crues.
- ✓ La sismicité de la zone d'étude.
- ✓ Les conditions topographiques et géologiques particulières du site.
- ✓ Le type de barrage.

Parmi les critères de choix du tracé de l'évacuateur :

- ✓ Le plus court possible.
- ✓ Suffisamment éloigné du pied aval du barrage.
- ✓ Rectiligne si possible.

Le débit maximum à évacuer est relativement important ($q_{év}=688.7\text{m}^3/\text{s}$) alors que la variante évacuateur en puits et dalot sous digue est déconseillée à cause du :

- Risque de saturation.
- Capacité de débit limité pour cette variante.
- La rive doit être rocheuse ou bien la digue en béton et ce n'est pas le cas de notre barrage.
- L'assurance de la liaison digue-conduite est difficile.

La variante de l'évacuateur latéral sur un des deux rives est la plus répondue aux différents critères de choix du type de l'évacuateur

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

VI-3-1 Choix de la rive favorable

Il se trouve que la rive droite est mieux favorable que la rive gauche parce que la pente du versant est douce et la longueur de l'évacuateur de crue est plus courte ce qui diminue le volume du terrassement. Un volume de déblai important, donc le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue latéral sur la rive droite.

Conclusion

Le type d'évacuateur choisi est un évacuateur latéral à entonnement frontal.



Figure VI.1: Evacuateur latéral a entonnement frontal

VI.4 Evacuateur latéral à entonnement frontal

➤ Dimensionnement et calcul hydraulique

L'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal constitué en général des éléments suivants

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal.

- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de restitution

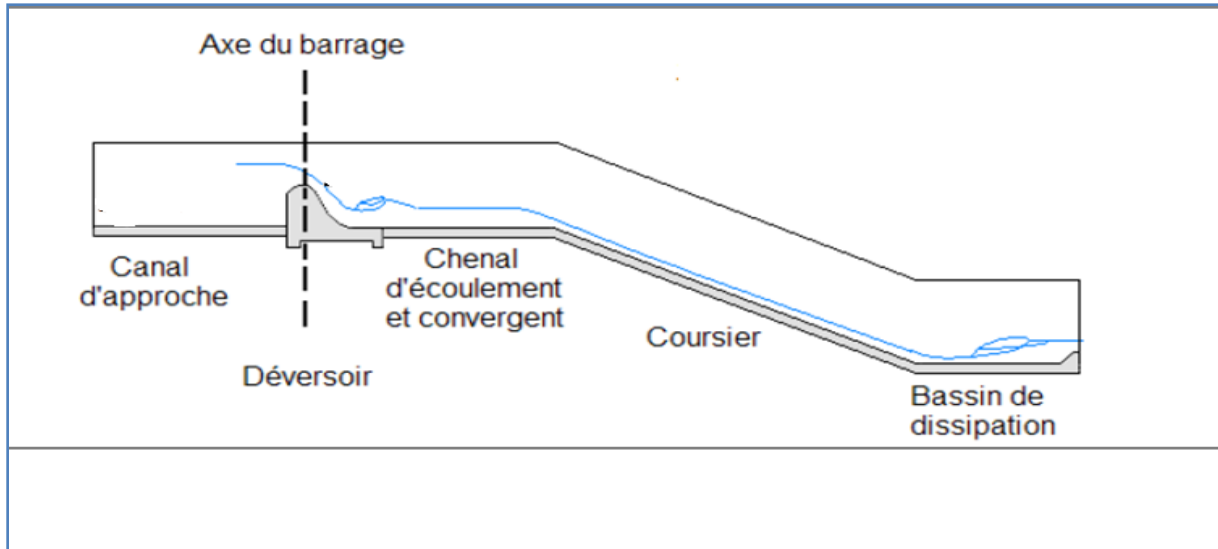


Figure VI.2 : Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal

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

Le débit maximum à évacuer : $Q_{\text{dév}} = 688.7 \text{ m}^3/\text{s}$.

Charge hydraulique au-dessus du déversoir : $H = 2.5 \text{ m}$

Côte de la retenue normale : $\text{NNR} = 123 \text{ m}$

VI.4.1 Canal d'approche

Le canal d'approche précède le déversoir, est un canal artificiel qui permet de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible (doit être inférieure à la vitesse admissible spécifique à la nature du sol).

P: la pelle $P=5\text{m}$.

H: la charge d'eau sur le déversoir $H=2.5\text{m}$.

$$h = H + P \quad (\text{VI.1})$$

$$h = 7.5\text{m}$$

Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V = \frac{Q_{\text{dév}}}{h * b} \quad (\text{VI.2})$$

b: largeur du déversoir $b=30\text{m}$.

Q: débit évacue $Q=688.7 \text{ m}^3/\text{s}$

$$V = 3.06\text{m/s}$$

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est $(4,4 \div 10) \text{ m/s}$, $V < V_{\text{adm}}$,

Donc pas de risque d'érosion.

Hauteur du mur du canal d'approche

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante:

$$R_e = 0.6 + 0.05V(H)^{1/3} \quad (\text{VI-3})$$

$$R_e = 0.81\text{m}$$

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + P + R_e \quad (\text{VI-4})$$

$$H_m = 8.31\text{m}$$

Longueur du canal d'approche

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie. (ANBT)

VI.4.2 Déversoir

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 égal 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:

$$y = \frac{(x^{1.85})}{(2H^{0.85})} \quad (\text{VI-5})$$

H: la charge sur le déversoir

Tableau VI.1: Coordonnées de la nappe déversant

x	y
0	0
0,2	0,01
0,5	0,06
0,7	0,12
0,8	0,15
1	0,23
1,5	0,49
1,8	0,68
2,2	0,99
2,4	1,16
2,6	1,34
3	1,75

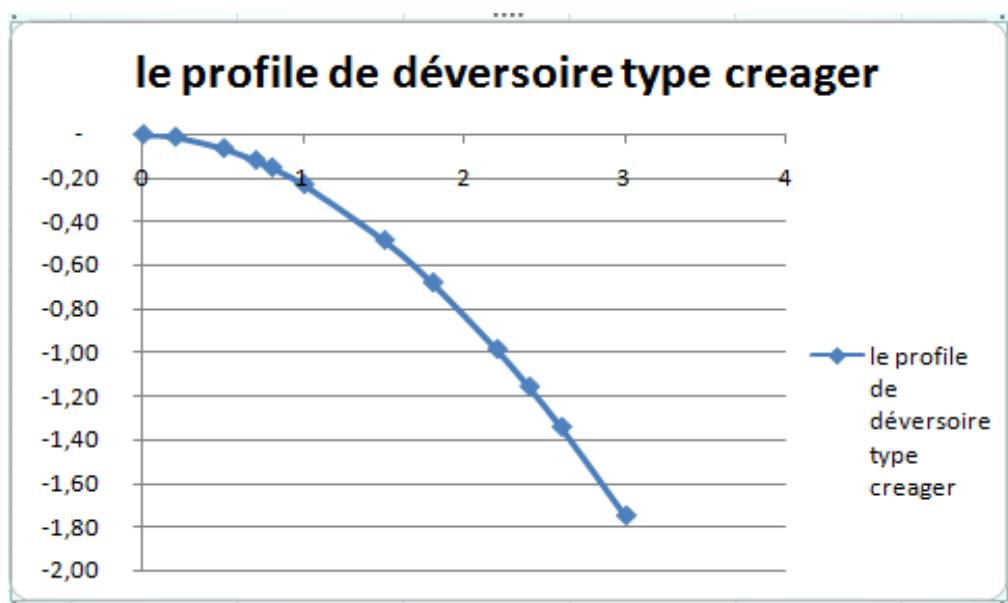


Figure VI.3:le profile du deversoire type creager

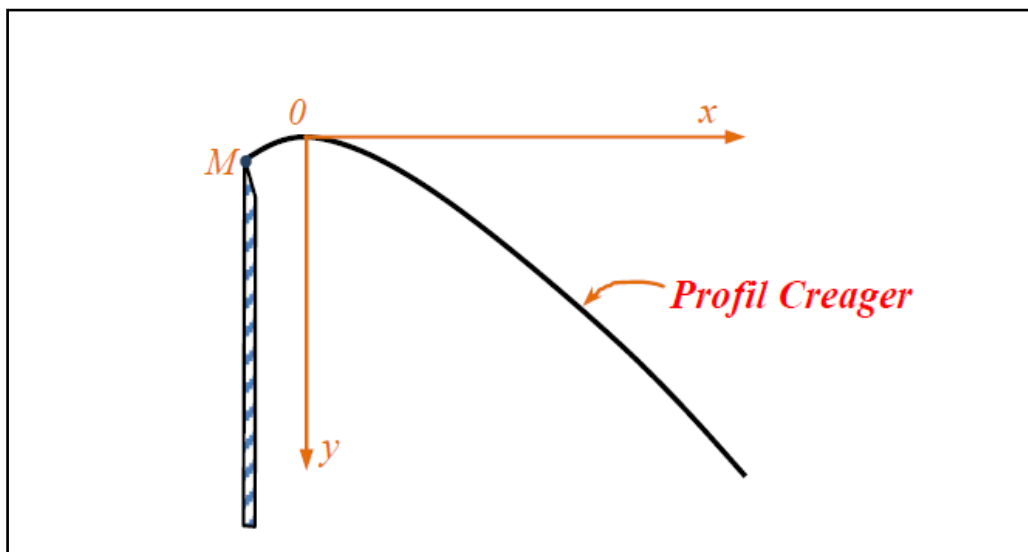


Figure VI.4 Profil du parement aval d'un barrage déversoir évacuateur (Profil Creager)

VI.4.3Chenal d'écoulement

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieur à la pente critique) 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.

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie ici elle n'est pas importante elle est égale à 8m et une pente de 0,1%. On détermine la profondeur critique

y_c pour un canal de forme rectangulaire comme suit :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \frac{Q^2}{b^2}} \tag{VI.6}$$

Q: débit a évacuer $Q=688.7m^3/s$.

b: largeur du canal $b=30m$.

g: l'accélération de pesanteur $g=9.81m^2/s$.

$y_c = 3.8m$

calcul de la charge critique H_c

$$H_c = 1.5y_c \tag{VI.7}$$

$H_c = 5.7 m$

La pente critique se détermine par la formule de Manning Strickler pour ($h=h_{cr}$).

(Le régime est à la fois uniforme et critique). Bien entendu si, pour le débit considéré :

$I < I_{cr}$ on a $h_n > h_c$ régime fluvial

$I > I_{cr}$ on a $h_n < h_c$ régime torrentiel

$$Q = K.S.R^{2/3}.I^{1/2}$$

R: rayon hydraulique (en m)

I: la pente en (m/m).

S: section de l'écoulement

K: coefficient de Manning-Strickler ($K=71$).

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[\frac{Q.(b + 2y_c)^{2/3}}{K.(b.y_c)^{5/3}} \right]^2 \quad (VI.8)$$

$I_{cr} = 0.14\%$

($0.1\% < 0.14\% \Rightarrow I < I_{cr}$), écoulement fluvial

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour un débit Q et une pente I que chenal si l'écoulement était uniforme) ; se déduit de la formule de Manning.

$$Q = S.C\sqrt{R.I} \quad (VI.9)$$

Avec : S : section du chenal $S=b.h_n$;

I : pente du chenal $I=0,1\%$;

$$C : \text{coefficient de Chezy } C=R^{1/6}/n \quad (VI-10)$$

$$R : \text{rayon hydraulique } R=S/P = \frac{b.h_n}{2.h_n + b}; \quad (VI-11)$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par itération.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (b \cdot h_n)^{5/3} \cdot (2 \cdot h_n + b)^{-2/3} \quad (\text{VI-12})$$

$$\mathbf{h_n = 4.4m}$$

$$V_n = \frac{Q}{b \cdot h_n}, \quad (\text{VI.13})$$

$$\mathbf{V_n = 5.36 m/s}$$

Calcul de nombre de Froude

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad (\text{VI.14})$$

$$\mathbf{Fr = 0.81}$$

$Fr < 1$ régime fluvial d'où $h_n > h_c$

VI.4.4 Calcul du convergent

Pour un seuil du déversoir de forme arc de cercle, la contraction est nécessaire pour guider doucement l'écoulement. Sa largeur au début est égale à celle du déversoir et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$\mathbf{L = 2,5 (l_1 - l_2)} \quad (\text{VI.15})$$

l_1 : est la largeur au plafond du bief amont $l_1=30$

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $l_2=20\text{m}$

$$L = 25 \text{ m}$$

VI.4.5 COURSIER

Le coursier fait suite au convergent et conduit l'eau vers le bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier. En aval du déversoir.

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.

VI.4.5.1 CALCUL HYDRAULIQUE DU COURSIER

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

VI.4.5.2 REGIME D'ECOULEMENT DANS LE COURSIER

Le coursier se compose de deux tronçons. La largeur de coursier est de 20 m.

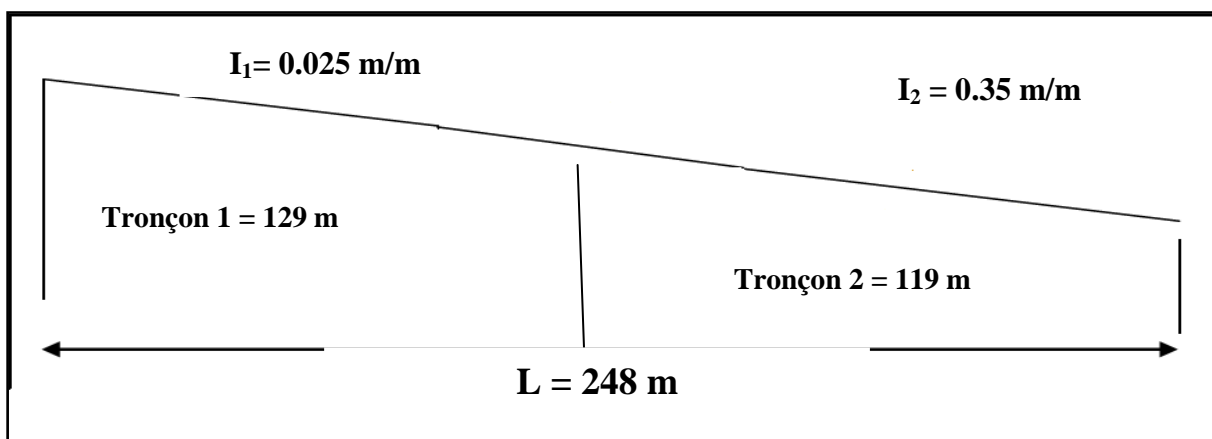


Figure VI.5 : Tracé des deux tronçons du coursier.

Calcul de la hauteur normale de la lame d'eau dans chaque tronçon.

$$Q = S.C\sqrt{R.I}$$

Avec : S : section du chenal $S=b.h_n$;

I : pente du chenal $I=0,1\%$;

C : coefficient de Chezy $C=R^{1/6}/n$

R : rayon hydraulique $R=S/P=\frac{b.h_n}{2.h_n + b}$;

$$Q = \frac{1}{n}.I^{1/2}.(b.h_n)^{5/3}.(2.h_n + b)^{-2/3}$$

Le premier tronçon $I = 0.025$ m/m $L = 129$ m $b = 20$ m

Le résultat du calcul par itération donne :

$$h_{n1} = 2.1 \text{ m}$$

$$V_{n1} = 16.35 \text{ m/s}$$

Le deuxième tronçon $I = 0.35$ m/m $L = 119$ m $b = 20$ m

Le résultat du calcul par itération donne :

$$h_{n2} = 0.92 \text{ m}$$

$$V_{n2} = 37.69 \text{ m/s}$$

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

$$Fr_1 = 3.6$$

$$Fr_2 = 12.5$$

$Fr_1 > 1$ et $Fr_2 > 1$ régime torrentiel.

Calcul de profondeur critique

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$

(VI.16)

$$h_{cr} = 4.9 \text{ m}$$

VI.4.6 calcul de la hauteur d'écoulement de l'eau dans le coursier de section rectangulaire

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:

$$dy / dx = (S_0 - S_f) / (1 - Fr^2) \quad (VI.17)$$

Avec : S_0 : pente du fond.

S_f : pente de la ligne d'énergie.

Fr : nombre de Froude

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

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2) / (A^2 R^{4/3})}{1 - (Q^2 B) / (g A^3)} \quad (VI.18)$$

n : 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 Δx correspondante aux profondeurs y_i , et on calcul la profondeur moyenne : $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$.

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

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

$$Q = kARn^{2/3}j^{1/3} \quad (\text{VI.19})$$

On adoptant :

$$J = \frac{v^2}{k^2 R n^{4/3}} \quad (\text{VI.20})$$

Largeur du canal $b=20\text{m}$.

Débit à évacuer: $Q=688.7\text{m}^3/\text{s}$.

La pente du coursier: $I=0,025\text{ m/m}$

Coefficient de Strickler (71).

➤ Calcule de ligne d'eau dans le premier tronçon.

Les résultats de calcul sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 Calcul de ligne d'eau dans le 1^{er} tronçon du coursier

Y(m)	S(m ²)	P(m)	R(m)	V(m/s)	J(m/m)	Fr ²	1-Fr ²	$\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	$\frac{i-n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	Δx (m)	L (m)
4,9	98,0	29,8	3,29	7.03	0.002	1.03	-0.03	0,00198	0,02302	0.12	0.12
4,8	96,0	29,6	3,24	7.17	0.002	1.09	-0.09	0,00210	0,02290	0.41	0.53
4,7	94,0	29,4	3,20	7.33	0.002	1.16	-0.16	0,00223	0,02277	0.72	1.25
4,6	92,0	29,2	3,15	7.49	0.002	1.24	-0.24	0,00238	0,02262	1.07	2.32
4,5	90,0	29,0	3,10	7.65	0.003	1.33	-0.33	0,00254	0,02246	1,45	3.77
4,4	88,0	28,8	3,06	7.83	0.003	1.42	-0.42	0,00271	0,02229	1,88	5.65
4,3	86,0	28,6	3,01	8.01	0.003	1.52	-0.52	0,00290	0,02210	2,35	8.01
4,2	84,0	28,4	2,96	8.2	0.003	1.63	-0.63	0,00310	0,02190	2,88	11
4,1	82,0	28,2	2,91	8.4	0.003	1.75	-0.75	0,00333	0,02167	3,48	14
4	80,0	28,0	2,86	8.61	0.004	1.89	-0.89	0,00358	0,02142	4,15	18
3,9	78,0	27,8	2,81	8.83	0.004	2.04	-1.04	0,00386	0,02114	4,91	23.43
3,8	76,0	27,6	2,75	9.06	0.004	2.2	-1.2	0,00417	0,02083	5,77	29.2
3,7	74,0	27,4	2,70	9.31	0.005	2.39	-1.39	0,00451	0,02049	6,77	35.97
3,6	72,0	27,2	2,65	9.57	0.005	2.59	-1.59	0,00490	0,02010	7,91	44.89
3,5	70,0	27,0	2,59	9.84	0.005	2.82	-1.82	0,00533	0,01967	9,25	53.29
3,4	68,0	26,8	2,54	10.13	0.006	3.08	-2.08	0,00581	0,01919	10,8	64.15
3,3	66,0	26,6	2,48	10.44	0.006	3.36	-2.36	0,00635	0,01865	12,67	76.63
3,2	64,0	26,4	2,42	10.76	0.007	3.69	-2.69	0,00697	0,01803	14,91	91.54
3,1	62,0	26,2	2,37	11.11	0.008	4.06	-3.06	0,00767	0,01733	17,64	109
3,08	61,6	26,2	2,35	11.16	0.008	4.12	-3.18	0,00782	0,01718	3,651	113
3,06	61,2	26,1	2,34	11.22	0.008	4.18	-3.30	0,00798	0,01702	3,781	116
3,04	60,8	26,1	2,33	11.27	0.008	4.24	-3.37	0,00814	0,01686	3,9	120.69
3,02	60,4	26,0	2,32	11.44	0.008	4.43	-3.34	0,00830	0,01670	4,06	124.5
3	60,0	26,0	2,31	11.50	0.009	4.50	-3.5	0,00847	0,01653	4,20	129

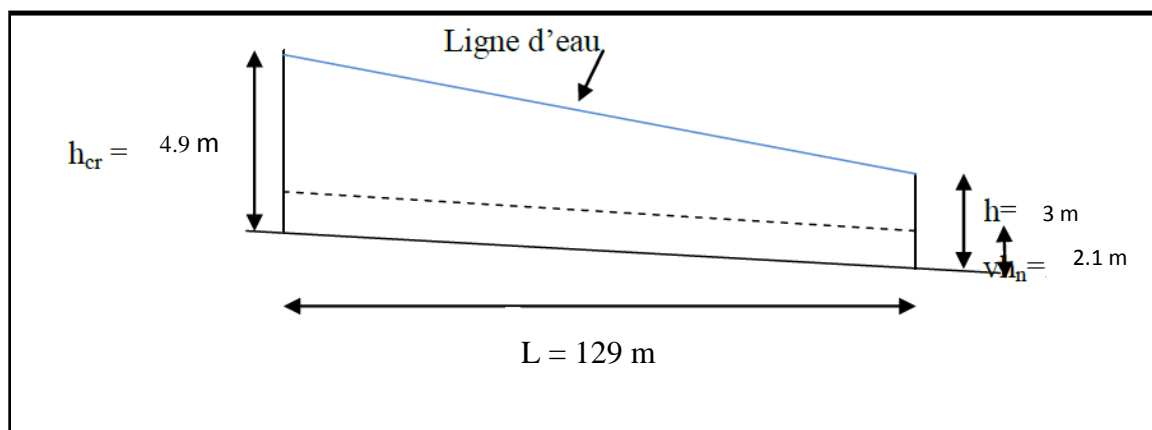


Figure VI.6 : Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 1

Sur ce tronçon 1 : $h_{cr} = 4.9\text{ m} > h = 3\text{ m} > h_n = 2.1\text{ m}$

Tableau VI.3 Calcul de ligne d'eau dans le 2^{ème} tronçon du coursier

Y(m)	S (m ²)	P(m)	R (m)	V(m/s)	J (m/m)	Fr2	1-Fr2	$\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	$\frac{i-n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	Δx (m)	L (m)
3,0	60	26	2,31	11,48	0,01	4,48	- 3,48	0,00847	0,342	1,018	1,018
2,9	58	25,8	2,25	11,87	0,01	4,96	- 3,96	0,00938	0,341	1,162	2,180
2,8	56	25,6	2,19	12,30	0,01	5,51	- 4,51	0,01044	0,340	1,327	3,507
2,7	54	25,4	2,13	12,75	0,01	6,14	- 5,14	0,01166	0,338	1,520	5,027
2,6	52	25,2	2,06	13,24	0,01	6,88	- 5,88	0,01309	0,337	1,745	6,771
2,5	50	25	2,00	13,77	0,01	7,74	- 6,74	0,01476	0,335	2,009	8,781
2,4	48	24,8	1,94	14,35	0,02	8,74	- 7,74	0,01673	0,333	2,324	11,104
2,3	46	24,6	1,87	14,97	0,02	9,94	- 8,94	0,01907	0,331	2,700	13,805
2,2	44	24,4	1,80	15,65	0,02	11,35	- 10,35	0,02188	0,328	3,155	16,960
2,1	42	24,2	1,74	16,40	0,03	13,05	- 12,05	0,02527	0,325	3,712	20,671
2,0	40	24	1,67	17,22	0,03	15,11	- 14,11	0,02941	0,321	4,401	25,073
1,9	38	23,8	1,60	18,12	0,03	17,62	- 16,62	0,03450	0,315	5,269	30,342
1,8	36	23,6	1,53	19,13	0,04	20,73	- 19,73	0,04085	0,309	6,381	36,723
1,7	34	23,4	1,45	20,26	0,05	24,60	- 23,60	0,04887	0,301	7,839	44,562
1,6	32	23,2	1,38	21,52	0,06	29,51	- 28,51	0,05913	0,291	9,803	54,365
1,5	30	23	1,30	22,96	0,07	35,82	- 34,82	0,07249	0,278	12,546	66,911
1,4	28	22,8	1,23	24,60	0,09	44,05	- 43,05	0,09017	0,260	16,570	83,481
1,3	26	22,6	1,15	26,49	0,11	55,02	- 54,02	0,11409	0,236	4,580	88,061
1,3	25,6	22,56	1,13	26,90	0,12	57,64	- 56,64	0,11986	0,230	3,692	91,753
1,26	25,3	22,53	1,12	27,22	0,12	59,72	- 58,72	0,12444	0,226	3,905	95,658
1,25	25	22,5	1,11	27,55	0,13	61,89	- 60,89	0,12926	0,221	4,138	99,796
1,24	24,7	22,47	1,10	27,88	0,13	64,18	- 63,18	0,13433	0,216	4,394	104,189
1,22	24,4	22,44	1,09	28,23	0,14	66,57	- 65,57	0,13966	0,210	4,676	108,866
1,21	24,1	22,41	1,08	28,58	0,15	69,09	- 68,09	0,14528	0,205	4,989	113,855
1,19	23,8	22,38	1,06	28,94	0,15	71,73	- 70,73	0,15121	0,199	5,337	119,1

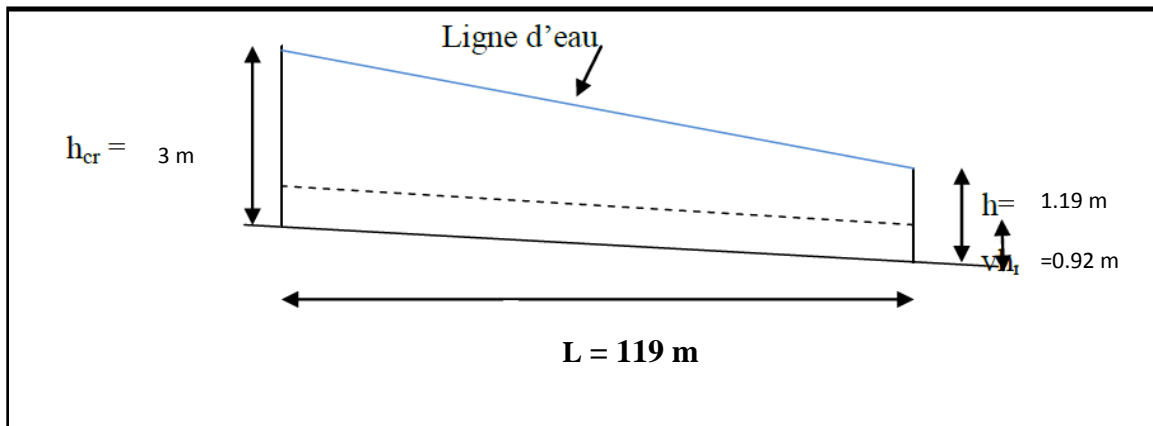


Figure VI.7 : Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 2

Sur ce tronçon 2 : $h_{cr} = 4.9\text{m} > h = 1.19\text{m} > h_n = 0.92\text{m}$

la valeur qu'on doit adopter est :

$$y = 1.19 \text{ m}$$

La vitesse à la fin coursier est:

$$V = \frac{Q_{dev}}{b \cdot y} \quad (\text{VI.21})$$

$$V = 28.94 \text{ m/s}$$

Le nombre de FROUDE est calculé par la formule suivant :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}} \quad (\text{VI.22})$$

$$Fr = 8.47$$

Tableau VI.4 Choix du type de ressaut

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

$Fr < 9$ Ressaut stable

VI.4.7 Bassin de dissipation

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

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

Froude est supérieur à 4,5, donc il y aura formation d'un ressaut stable.

VI.4.7.1 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 ($2,5 < F_{r1} < 4,5$) le ressaut est oscillant ; on conçoit un dissipateur de type I.

Si ($F_{r1} > 4,5$) 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** ($V_1=28.94$ m/s ; et ; $F_{r1} = 8.47$)

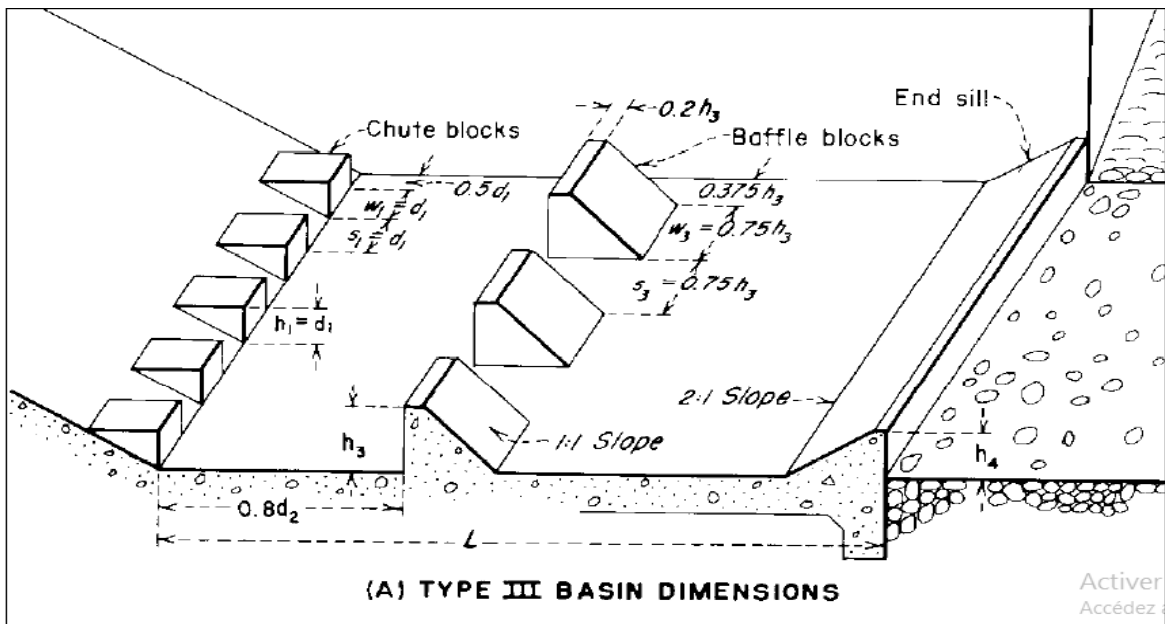


Figure VI.8: Schema de bassin de dissipation USBR type III (Design of small dams, 1987)

VI.4.7.2 Détermination des caractéristiques du bassin

➤ Conception d'un dissipateur de Type III ($F_{r1} > 4.5$; $V1 > 15$ m/s)

$Fr = 8.47$ et $y_1 = 1.19$ m

De l'abaque $\frac{y_2}{y_1} = 11.6$

$Y_2 = 14$ m

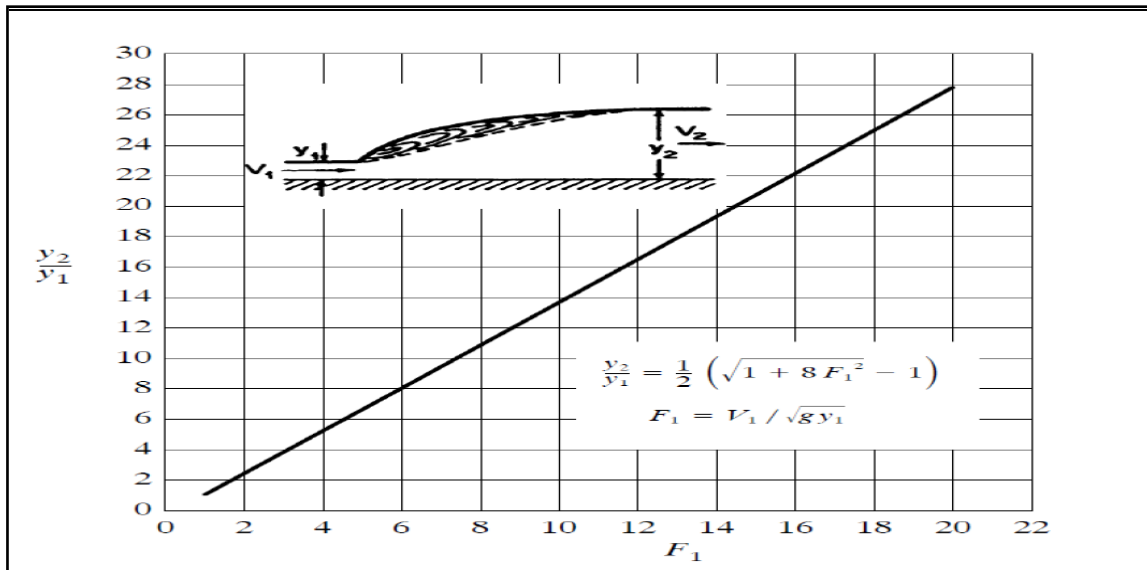


Figure VI.9 : Efficacité du ressaut dans un canal rectangulaire

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

Longueur du bassin , de l'abaque $\frac{L}{y_2} = 5$

L = 70 m

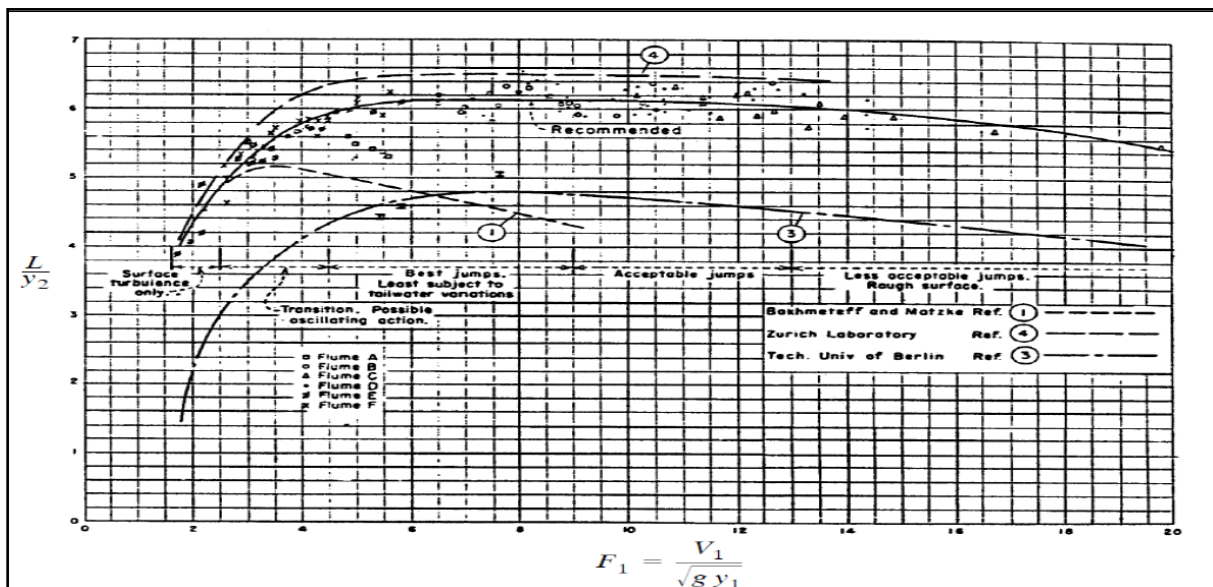


Figure VI.10: Longueur du ressaut en termes de y_2 (Peterka, 1964).

Les dimensions des dents défectrices (ou bloc de chute)

Tableau VI.5 : Dimensions des dents défectrices

Grandeur		Valeur (m)
Hauteur h	$H=Y_1$	1.19
Epaisseur W	$W=Y_1$	1.19
Espace entre les dents S	$S=Y_1$	1.19

Le nombre de dents défectrices (n) :

$$n = \frac{b}{2Y_1} \quad (\text{VI.23})$$

$$n = 17$$

➤ Les dimensions des blocs de chicane :

$$h_3 = Y_1 (0.545 + 0.175F_{r1}) \quad (\text{VI. 24})$$

$$h_3 = 2.41 \text{ m}$$

Tableau VI.6 Dimensions des blocs de chicane

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur	h_3	2.41
Epaisseur	$0,75 h_3$	1.81
Epaisseur supérieure	$0,2 h_3$	0.48
Espace entre les blocs	$0,75 h_3$	1.81

Distance entre blocs de chute et blocs de chicanes :

$$d = 0,8.d_2 \quad \text{Avec :}$$

$$d_2 = \frac{L}{1.071 + 0.358F_r - 0.025F_r^2 + 0.00055F_r^3} \quad (\text{VI.25})$$

$$d_2 = 25 \text{ m}$$

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

VI.4.8 Canal de restitution

Le canal de restitution est la partie du projet qui raccorde le bassin d'amortissement Avec l'oued à l'aval. Cette partie est de forme trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1, a une pente du canal de I=0,22 % et il est en enrochement

la hauteur critique se calcule par la formule suivante :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105 \sigma_{cr}^2 \right)$$

Avec :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{K \cdot m}{b}$$

m : fruit des talus du canal de fuite m=1.

$$K = 4.95 \text{ m}$$

$$\sigma_{cr} = 0.25$$

D'où

$$h_{cr} = 4.5 \text{ m}$$

VI.4.8.1 Profondeur normale dans le canal

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

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

Pour la hauteur normale on a :

- $S_c = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n$
- $P_n = b + 2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2}$
- $R = S_n / P_n$
- $C_n = R^{1/6} / n$

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

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (m h_n^2 + b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \quad (\text{VI.26})$$

Le résultat du calcul par itération donne :

$$\mathbf{h_n = 2.8 \text{ m}}$$

VI.4.8.2 Vitesse dans le canal

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n}$$

$$\mathbf{V = 5.02 \text{ m/s}}$$

Calcule le nombre de Froude

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g y}}$$

$Fr = 0.95 < 1$ régime fluvial.

VI .4.9.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 1^{er} tronçon à l'amont.
- le 2^{eme} tronçon à la fin du 1^{er} tronçon

- le 3^{ème} tronçon à l'aval

➤ **Hauteur au début du 1^{er} tronçon**

$H_m = h_e + r$, Ou :

h_m : hauteur du mur bajoyer ;

h_e : hauteur d'eau $h_e = 4.9$ m

r : revanche de sécurité donnée par :

$r = 0,61 + 0,14V^{1/3}$ (VI.26)

V : la vitesse du niveau de la section de contrôle

Ce qui donne :

$V = 7.02 \text{ m/s}$

$r = 0,87 \text{ m}$

$H_m = 5.8 \text{ m}$

➤ **Hauteur à la fin du 1^{er} tronçon**

On procède de même manière que précédemment.

$h_e = 3 \text{ m}$

on aura :

$V = 11.47 \text{ m/s}$

$r = 0.92 \text{ m}$

$H_m = 3.92 \text{ m}$

➤ **Hauteur à la fin coursier**

$h_e = 1.19 \text{ m}$

On aura

$V = 28.94 \text{ m/s}$

$r = 1.03 \text{ m}$

$H_m = 2.28 \text{ m}$

$V = 28.82 \text{ m/s}$, $r = 1.04 \text{ m}$, $H_m = 2.34 \text{ m}$

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

- premier tronçon : $H_m = 6. \text{m}$

- deuxième tronçon : $H_m=4$. 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**

$$h_e = 2.8 \text{ m}$$

On aura:

$$V = 6.15 \text{ m}$$

$$R = 0.86$$

$$H_m = 3.66 \text{ m}$$

Conclusion :

Après cette étude on a déterminé tous les paramètres hydrauliques concernant les différents Éléments de l'évacuateur de crues latéral choisi, avec la vérification du régime d'écoulement.

Nous arrivons aussi à conclure que ; la variante de l'évacuateur de crues latéral à entonnement frontal présente un coût d'exécutions minimum (surtout moins d'excavations), et des techniques de réalisation plus simples.

CONCLUSION GENERALE :

L'évacuateur de crue consiste souvent la partie la plus sollicitée d'un barrage. Il importe donc de le concevoir avec beaucoup de prudence et de le réaliser avec le plus grand soin. Son cout souvent relativement élevé par rapport à l'ensemble du barrage. Ne doit pas conduire à prendre des risques par soucis d'économie. En effet il est difficile d'intervenir pendant une crue pour pallier une défaillance éventuelle de l'évacuateur. Et si la durée de la crue est assez longue. Une telle défaillance peut avoir une évolution rapide et entraîner la ruine du barrage en pleine crue.

Après chaque forte crue, il est vivement conseillé de procéder à une visite détaillée de l'évacuateur de crue et d'effectuer immédiatement toutes réparations qui pourraient s'avérer nécessaires afin que la crue suivante ne provoque pas une aggravation qu'il est en général difficile de contrôler pendant la crue.

Lorsque l'évacuateur comporte un lit majeur sommairement aménagé, tout début de ravinement doit être corrigé aussitôt qu'il se manifeste.

BIBLIOGRAPHIE

ANBT : agence national des barrages et transfert (Alger).

Avant-projet détaillé bureau d'étude LOMBARDI (suisse).

Afiri .R : etude de faisabilité d'un barrage en terre ; barrage de Souk Tleta, thèse de master, université mouloud mammeri TIZI-OUZOU

BENABBAS (1988) .contribution à l'étude géologique et géotechnique du barrage de Souk Tleta, ing d'état en geol-IST (USTHB).

Berkal.K (2011), «Etude de faisabilité du barrage souk Tlata sur oued Bougdoura (W.TIZI OUZOU)

CHITTLB et DEMDOUM (2013).ETUDE ET CONCEPTION D'UNE VARIANTEDE BARRAGESURL'OUED BOUGDOURA PRES DE SOUK TLETA

GERARD DEGOUTTE : «Petits barrages». Comité français des grands barrages Edition CEMAGREF. France, 1997.

G. REMENIERAS : «L'hydrologie de l'ingénieur». Edition EYROLLES 1999.N°17, édition 1958.

PADAUX : «Techniques des barrages en aménagement rural». Edition EYROLLES 1985.

Expertise avant-projet détaillé du barrage Souk Tleta. (Document ANBT)

HABIRECHE.A ET GUIROUS .L (2010).gestion d'une crue dans un barrage, thèse de master,université mouloud mammeri TIZI-OUZOU

Anton J.schleiss et Henri pougatsh2010, les barrages du projet à la mise en service ; volume 17 presse polytechnique et université Romande.

Ouznaoui, H., 1990, « Faisabilité du barrage Babar sur oued el Abiod wilaya de khenchela ». Mémoire de fin d'études. Institut de Génie Civil, Université des Sciences et de la Technologie Hourri Boumediene. 189 pages.

Guilcher, A., 1979, « Précis d'Hydrologie Marine et Continentale ». Edition Masson, 2ème édition.

BIBLIOGRAPHIE

Ayad, H. & Mazrou, S., 1993, « Etude de faisabilité du barrage Takdempt sur l'oued Sebaou ». Mémoire de fin d'études, département hydraulique. Ecole Nationale Polytechnique Alger.

A.N.R.H (Agence Nationale des Ressources Hydrauliques), données pluviométriques et serie de débits et des apports liquides d'ALGER.

NAIMI.N et MEGUELLATIS Dimensionnement D'un Évacuateur De Crues (Cas Du Barrage De Fontaine Des Gazelles -W- Biskra) 2014.

CHERCHEM.N Etude du barrage de Souk Tlata sur l'Oued Bougdoura

Michel Carlier (Hydraulique général Appliquée).

Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs des crues (luis E.Rosete Gamba, Augustin Alvarez Garcia). ALGER, JUILLET 2003 (Version Espagnole), Alger, Avril 2004 (Version Francaise)

Tableau II.1 : pluviométries annuelles des sept stations

Années	Tizi meden	D.E.M.	Boghni	ain zaouia	nezloua	Tizi letnine	Souk Tleta
68-69	636,40	610,90	715,20	655,50	657,70	585,00	678,40
69-70	997,20	922,80	1348,00	885,00	1220,30	912,00	1036,20
70-71	620,70	518,10	598,20	422,30	559,80	473,00	659,70
71-72	1162,50	1154,60	1200,40	519,30	1091,40	660,30	1201,50
72-73	1047,80	975,40	1133,40	550,30	1157,00	830,00	1162,20
73-74	989,30	997,50	984,10	774,90	1062,00	1005,60	981,80
74-75	565,10	640,50	593,10	571,20	571,80	578,80	671,80
75-76	845,20	849,00	970,00	904,80	556,60	941,50	1039,00
76-77	645,30	552,00	620,40	519,50	541,40	658,20	675,70
77-78	590,60	472,80	623,30	523,80	675,00	641,70	640,7
78-79	644,90	602,90	639,20	543,20	788,40	744,70	697,50
79-80	677,10	657,10	720,00	543,20	787,70	843,60	800,70
80-81	808,80	734,00	814,50	590,40	736,10	802,50	886,10
81-82	660,10	635,10	609,10	739,10	632,90	745,40	679,00
82-83	707,70	668,20	968,20	644,50	698,20	682,10	663,50
83-84	664,60	703,10	703,10	639,30	693,20	595,90	647,90
84-85	837,10	834,70	834,70	539,60	1064,30	764,80	896,80
85-86	658,10	715,80	715,80	721,90	714,80	593,00	694,10
86-87	895,60	880,60	880,60	536,20	928,20	761,20	985,70
87-88	520,40	520,90	520,90	738,20	570,00	422,80	514,40
88-89	720,40	597,70	597,70	417,60	661,20	578,90	729,40
89-90	514,50	475,60	475,60	539,40	453,40	421,80	727,30
90-91	714,00	743,70	743,70	451,60	715,30	574,10	725,20
91-92	658,50	729,00	729,00	667,00	734,30	799,80	729,80
92-93	672,10	587,30	587,30	633,80	632,10	460,20	666,60
93-94	535,00	514,20	514,20	675,50	547,60	423,40	449,20
94-95	869,40	670,30	670,30	472,20	783,80	663,10	693,10
95-96	853,10	702,20	702,20	697,30	721,20	742,10	892,10
96-97	407,20	394,00	394,00	681,20	423,60	392,50	446,20
97-98	980,10	936,60	936,60	368,40	1063,00	719,20	824,01
98-99	634,00	567,80	567,80	640,90	643,60	645,90	659,09
99-00	496,00	414,50	414,50	392,00	416,40	410,40	473,85
00-01	670,40	624,20	624,20	601,00	765,60	545,10	707,99
2001-2002	772,40	863,10	863,10	215,90	803,10	614,10	710,67
	725,63	690,18	723,38	593,09	737,32	645,10	763,15

Pluies max journalière observé à Boghni (1968-2012)

années	pjmax	années	pj max
1968	20,6	1993	58,8
1969	22,8	1994	59,6
1970	32,6	1995	59,6
1971	32,7	1996	59,6
1972	36,7	1997	61,2
1973	38,2	1998	61,5
1974	40,9	1999	62
1975	42,7	2000	65,1
1976	43,9	2001	67,8
1977	44,1	2002	70,7
1978	44,5	2003	70,8
1979	45,4	2004	71,1
1980	46,2	2005	75
1981	46,9	2006	80,4
1982	47,8	2007	84,5
1983	48,4	2008	86
1984	49,6	2009	95
1985	50,2	2010	96,1
1986	52	2011	99,1
1987	52,4	2012	114
1988	52,6	ecart type	19,86
1989	53,6	moy	58,02
1990	55,1	Cv	0,34
1991	56,1		
1992	57		

Tableau IV.1: série des débits

mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	ANNEE
année													
1974	20,52	0,72	0,55	21,15	18	59,7	606	57	8,7	2	0,92	0,5	606
1975	0,43	1,66	3	0,92	1,66	33,7	48,3	4,8	1,96	28	0,3	0,24	48,3
1976	116	0,25	116	151,48	13,12	118	89,4	53	17,5	2,5	1,34	0,32	151
1977	0,36	2,07	13,96	93	64,68	5	2,04	13	2,11	2,1	0,34	0,09	93
1978	0,09	0,27	1,25	1,4	2,28	2,64	29	60	7,52	1,4	0,27	0,11	60,3
1979	0,06	2,36	8,18	6,53	1,75	52,2	88	11	1,86	0,7	0,18	0,05	88
1980	0,32	1,48	5,37	10,6	43,8	6,16	62,4	30	52,6	1,2	0,41	0,14	62,4
1981	0,03	0,15	0,44	8,45	3,46	4,5	4,73	4,6	3,29	0,8	0,27	0,15	2,57
1982	0,11	0,43	0,51	2,31	149,4	122	9,66	8	6,35	1,5	0,24	0,08	149
1983	1,08	22,36	19,28	169	5,07	4,01	2,35	1,7	2,04	0,3	0,15	3,6	169
1984	0,08	0,08	13,4	0,6	4,22	31,5	20,4	11	4,85	3,2	0,6	0,08	31,5
1985	0,39	2,86	0,8	20,04	19,66	6,02	78,1	5,4	3,89	1,5	0,32	0,11	78,1
1986	0,28	0,55	1,59	1,12	1,59	16,2	146	1	0,38	0,1	0,03	0	146
1987	0,03	0,43	0,54	25,98	44,74	185	35,5	19	2,48	0,8	0,32	0,02	185
1988	0	0,28	0,6	1	3,97	1,8	6,45	3,3	2,62	0,7	0,1	0	6,45
1989	0,31	0,05	0,15	34,29	4,32	3,28	11,6	12	1,84	0,8	0,31	0	34,3
1990	0,15	0,22	0,8	0,57	1,01	0,72	0,65	2,6	34,3	1,6	0	0	34,3
1991	0,09	1,14	0,32	0,52	8,52	1,48	2,92	88	10,7	1,7	1,12	0,12	88,2
1992	0	0,18	6,76	28,55	13,35	1,72	11,2	5,2	8,71	0,8	0,16	0	28,6
1993	0,03	0,01	0,81	6,51	6,78	9,64	2,04	2,6	2,04	0,5	0	0	9,64
MOY	7,02	1,88	9,72	29,2	20,57	33,3	62,8	20	8,79	2,6	0,37	0,28	104

Tableau III.1 série des apports

Années	Apports (Mm³)
1978	49.75
1979	66.35
1980	80.94
1981	63.7
1982-1983	52.49
1983-1984	44.49
1984-1985	79.77
1985-1986	30.28
1986-1987	96.34
1987-1988	19.76
1988-1989	36.71
1989-1990	17.17