



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Amar Telidji- Laghouat

FACULTE: GENIE CIVIL ET ARCHITECTURE
DEPARTEMENT: GENIE CIVIL

MEMOIRE DE MASTER

Présenté par : **Tria Chihab Eddine**

DOMAINE : Sciences et Techniques
FILIERE : Hydraulique
OPTION : Ressources Hydrauliques.

Thème

**Dimensionnement d'un deuxième évacuateur de crue
Cas du barrage Cheurfas II**

Jury de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	qualité
Guidoum Azzedine	M.C.B.	Président
Tadj Walid	M.C.A.	Examineur
Djehiche Abdelkader	PR.	Rapporteur
Lakhdari Mohamed fatih	M.A.A.	Co-rapporteur

Promotion : septembre 2022

DÉDICACES

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

A ma grand-mère et compagne, que Dieu leur fasse miséricorde .

A mes chères sœurs, pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,

A mon cher frère, pour son appui et son encouragement,

A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire,

❖ **Que** ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infailible,

Merci d'être toujours là pour moi.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

- ❖ Avant tout, je tiens à remercier Allah de m'avoir donné la force et la capacité de terminer ce travail.
- ❖ Je tiens à remercier mes encadreurs, Mr. Djehiche Abdelkader et Mr. Lakhdari Mohamed Fatih pour leurs conseils patients et leurs généreux soutiens et encouragements.
- ❖ Je remercie du fond du cœur et avec beaucoup d'amour mes parents qui n'ont jamais cessé de croire en moi durant toutes mes années d'études.
- ❖ Je remercie les membres jury Mr. Guidoum Azzedine et Mr Tadj Walid.
- ❖

Merci aussi à mes sœurs et mes frères, et à toute la famille qui m'a toujours encouragé.

ملخص :

يتناول هذا الموضوع معالجة مشكلة الفيضانات ذات التدفق العالي و التي تكون على المدى البعيد حيث تكون سببا في حدوث كوارث تؤثر على المنطقة المعنية. الدراسة التي قمنا بها هي معالجة مشكلة تدفق الفيضان الذي قد يصل إلى السد شرف 2 المنجز حيث أن السد لا يمكنه تحمل التدفق الذي قد يصل إلى 5509 m³/s و ذلك لأن مفرغ الفيضان المنجز سعته 2039m³/s . و بذلك تم اقتراح مفرغ فيضان ثاني يكون جانبيا بعيدا عن جسم السد على الجهة اليسرى .

كلمات المفاتيح: سد شرف 2، مفرغ الفيضان، حوض مكرة، الهياكل الملحقة.

Résumé :

Ce sujet traite le problème des inondations à haut débit, qui est à long terme la cause de catastrophes affectant la région concernée. L'étude que nous avons réalisée aborde le problème du débit d'inondation qui peut atteindre le barrage Cheurfas II car le barrage ne peut pas résister au débit de crue qui peut atteindre 5509 m³/s parce que l'évacuateur de crue du barrage est dimensionné pour une crue de 2039m³/s. Nous avons proposé un deuxième évacuateur de crue qui serait latéral à la rive gauche du barrage.

Mots-clés: Barrage Cheurfas II, évacuateur de crue, Bassin versant Macta, Ouvrages annexes.

Abstract :

This subject deals with the problem of high-flow flooding, which is the long-term cause of disasters affecting the region concerned. The study we carried out addresses the problem of the flood flow that can reach the Cheurfas II dam because the dam cannot withstand the flood flow that can reach 5509 m³/s because the spillway of the dam is dimensioned for a flood of 2039 m³/s. We proposed a second spillway that would be lateral to the left bank of the dam.

Keywords: Cheurfas II dam, spillway, Macta watershed, Haydraulique Structure.

Sommaire

Introduction Générale	1
CHAPITRE I : LES DIFFERENTS TYPES DES BARRAGES ET LES TYPES DES EVACUATEURS	
I-1 Introduction	3
I-2 Terminologie Des Barrages	3
I-3 Le Rôle Des Barrages	3
I-4 Différents Types Des Barrages	4
I-4-1 Les barrages en béton et en maçonnerie	4
I-4-2 Les barrages en remblai	5
I-5 Ouvrages annexes	6
I-5-1 Evacuateur de crues	6
I-5-2 Différents Types D'évacuateurs De Crues De Barrages	7
I-5-2-1 Evacuateur De Surface	7
I-5-2-1-1 Evacuateur Latéral	8
I-5-2-1-2 Evacuateur Frontal	8
I-5-2-2 Evacuateur En Charge	9
I-5-2-2-1 Evacuateur En Puits	11
I-5-2-2-2 Evacuateur En Siphon	12
I-6 Le Déversoir	13
I-6-1 Classification Des Déversoirs	13
I-6-1-1 Déversoirs Rectilignes	13
I-6-1-1-1 Différentes Formes Des Déversoirs Rectilignes	14
I-6-1-2 Déversoirs Non Rectiligne	17
I-6-1-2-1 Différentes Formes Des Déversoirs Non Rectilignes	17
I-7 Conclusion	20
CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUES HYDROLOGIQUE	
II-1 Introduction	21
II-2 Définition Du Bassin Versant	21
II-3 Présentation De La Zone D'étude	22
II-3-1 Le Barrage	22
II-3-2 Bassin Versant De La Macta	22
II-3-3 Etude Du Bassin Versant De L'oued Mekerra	24

II-3-3-1 Paramètres Géométriques	24
II-3-3-1-1 Superficie Du Bassin Versant	24
II-3-3-1-2 Périmètre Du Bassin Versant	24
II-3-3-2 Caractéristique De Forme	25
II-3-3-3 Caractéristiques De Relief	27
II-3-3-3-1 Courbe Hypsométrique	27
II-3-3-3-2 Hauteurs Caractéristiques	32
II-3-3-3-2-1 Altitude Moyenne Du Bassin Versant	32
II-3-3-3-2-2 L'altitude Médiane	32
II-3-3-3-2-3 L'altitude Minimale	32
II-3-3-3-2-4 L'altitude Maximale	32
II-3-3-3-3 Indice De Pente	32
II-3-3-3-3-1 Indice De Pente Globale I_g	32
II-3-3-3-3-2 Indice De Pente Moyenne (I_{pm})	33
II-3-3-3-3-3 Indice De Pente De Roche (I_p)	33
II-3-3-3-4 La Dénivelée	33
II-3-3-3-5 La Dénivelée Spécifique (D_s)	33
II-4 Caractéristiques Hydrographiques Du Bassin Versant	34
II-4-1 Le Chevelu Hydrographique	34
II-4-2 Profil En Long De L'axe De L'oued	38
II-4-3 Pente Moyenne De Cours D'eau Principal (P_m)	38
II-4-4 Densité De Drainage	38
II-4-5 Le Coefficient De Torrentialité (C_t)	39
II-4-6 Coefficient D'allongement	39
II-4-7 La Fréquence Des Thalwegs D'ordre 1 (F_1)	39
II-4-8 Rapport De Confluence (R_c)	40
II-4-9 Rapport De Longueur (R_l)	40
II-4-10 Temps De Concentration	41
II-4-11 Tableau Récapitulatif	42
II-5 Analyse Des Précipitations	43
II-5-1 Les Précipitations Extrêmes Et Les Averses Facteur Générateur Des Crues	45
II-5-2 Ajustement Des Pluies Maximales Journalières	46
II-5-3 Les Pluies De Courte Durée	46
II-6 Choix De La Station De Mesure Hydrométrique	47

II-6-1 Difficultés Liées A L'estimation Des Crues Extrêmes	47
II-6-2 Formule Empirique	48
II-7 Conclusion	50
CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT D'UN EVACUATEUR DE CRUES	
III.1 Introduction	51
III-2 Objectif De L'ouvrage	51
III-2-1 choix de l'évacuateur de crue	51
III-2-2 Choix De La Rive Favorable	52
III-3 Evacuateur Latéral A Entonnement Frontal	52
III-3-1 Canal D'approche	53
III-3-2 Vitesse D'approche	53
III-3-3 Hauteur Du Mur Du Canal D'approche	53
III-3-4 Déversoir	54
III-3-5 Chenal D'écoulement	55
III-3-6 Calcul De La Profondeur Normale H_n	56
III-3-7 Verifivation Du Regime D'écoulement	57
III-3-8 Calcul Du Convergeant	58
III-3-9 Coursier	58
III-3-9-1 Calcul Hydraulique Du Coursier	58
III-3-9-2 Régime D'écoulement Dans Le Coursier	58
III-3-10 calcul de la hauteur d'écoulement de l'eau dans le coursier de section rectangulaire	61
III-3-11 Bassin De Dissipation	64
III-3-11-1 Choix Du Type De Dissipateur	64
III-3-11-2 Détermination Des Caractéristiques Du Bassin	65
III-3-12 Canal De Restitution	67
III-3-12-1 Profondeur Normale Dans Le Canal	68
III-3-12-2 Vitesse Dans Le Canal	68
III-3-13 Hauteurs Des Murs Bajoyers	68
III-3-14 Conclusion	69
CONCLUSION GENERALE	70
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	71

Liste des figures

Figure I.1 : Les familles de barrage en béton.	4
Figure I.2 : Les différents types de barrages en remblai.	5
Figure I.3 : Caractéristiques d'un évacuateur de crue	6
Figure I.4 : Évacuateur de crues de surface.	7
Figure I.5 : Evacuateur latéral (Barrage Hamam Boughrara).	8
Figure I.6 : Evacuateur frontal.	9
Figure I.7 : Évacuateur de crues en charge.	9
Figure I.8 : Evacuateur en puits.	10
Figure I.9 : Evacuateur en siphon	10
Figure I.10 : Évacuateur en puits circulaire.	11
Figure I.11 : Evacuateur en puits marguerite.	12
Figure I.12 : Déversoir triangulaire à paroi mince.	13
Figure I.13 : Déversoir rectiligne à échancrure rectangulaire.	13
Figure I.14 : Types de déversoirs : a) en mince paroi, à seuil épais, à crête arrondie, b) profil rectangulaire, trapézoïdal, rectangulaire avec piliers, c) crête perpendiculaire et oblique à l'axe, déversoir latéral, d) types d'écoulement (dénoyé, noyé, adhérent).	14
Figure I.15 : Déversoir en mince paroi.	14
Figure I.16 : Déversoirs à seuil épais.	16
Figure I.17 : Déversoirs standard.	16
Figure I.18 : Déversoir non rectiligne (barrage Texas, USA).	17
Figure I.19 : Déversoir en labyrinthe du barrage de Song Mong (Viêt Nam).	18
Figure I.20 : Forme en plan du déversoir en labyrinthe (a) - triangulaire, (b) - trapézoïdale (c) – rectangulaire.	18
Figure I-21 : Piano Key Weir sur barrage Goulours (EDF – France).	19
Figure II-1 : Les Bassins versants Algériens (découpage selon ANRH).	21
Figure II-2 : barrage Cheurfas.	22
Figure II-3 : Les sous bassins versants de la Macta.	23
Figure II-4 : Situation géographique du bassin versant de la Macta.	24
Figure II-5: Rectangles équivalents de sous bassins versants du l'oued Mekerra.	26
Figure II-6: Carte hypsométrique du bassin versant de la haute Mekerra.	27
Figure II-7: Courbe hypsométrique de la haute Mekerra.	28
Figure II-8: Carte hypsométrique du bassin versant de la moyenne Mekerra.	29
Figure II-9: Courbe hypsométrique de la moyenne Mekerra.	30

Figure II-10: Carte hypsométrique du bassin versant de la basse Mekerra.	30
Figure II-11: Courbe hypsométrique du basse Mekerra.	31
Figure II-12: Réseau hydrographique du sous bassin Haçaiba.	35
Figure II-13: Réseau hydrographique du sous bassin Sidi Ali ben youb.	36
Figure II-14: Réseau hydrographique du sous bassin Sidi bel Abbés.	37
Figure II-15: Profil en long du cours d'eau principale « Mekerra ».	38
Figure II-16 : Variation interannuelle des précipitations moyennes annuelles - station de Sidi Bel Abbés.	43
Figure II-17 : Variation interannuelle des précipitations moyennes annuelles - station de Sidi Ali Benyoub.	44
Figure II-18: Variation interannuelle des précipitations moyennes annuelles - station de Haçaiba.	44
Figure II-19: Variations mensuelles de pluviométrie dans le bassin de Mekerra.	45
Figure II-20: Variation saisonnière des précipitations dans le bassin de la Mekerra.	45
Figure II-21: Chronologie des débits journaliers au niveau du barrage Cheurfas (96 à 21).	48
Figure III-1: Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal.	52
Figure III-2: le profile du déversoir type Creager.	54
Figure III-3 : Courbe de tarage du chenal d'écoulement.	57
Figure III-4 : Courbe de tarage du coursier	59
Figure III-5 : Courbe de tarage du coursier tronçon 2	60
Figure III-6: Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 1	62
Figure III-7: Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 2	63
Figure III-8: Schema de bassin de dissipation USBR type III (Design of small dams, 1987)	65
Figure III-9 : Efficacité du ressaut dans un canal rectangulaire	65
Figure III-10: Longueur du ressaut en termes de y_2 (Peterka, 1964).	66

Liste des tableaux

Tableau N°(II-1) : Caractéristique de la forme de sous bassins de la Mekerra.	25
Tableau N°(II-2): Répartition altimétrique du bassin versant de HAÇAIBA.	25
Tableau N° (II-3): Répartition altimétrique du bassin versant SIDI ALI BENYOUB.	29
Tableau N°(II-4) : Répartition altimétrique du bassin versant Sidi bel Abbes.	31
Tableau N° (II-5) : Les hauteurs caractéristiques des sous bassins de l'oued Mekerra.	32
Tableau N° (II-6): Les différents indices de pente.	33
Tableau N°(II-7): La classification d'O.R.S.T.O.M.	34
Tableau N° (II-8) : La dénivelée et la dénivelée spécifique et leur classe.	34
Tableau N°(II-9): Classification du réseau hydrographique (Haçaiba).	35
Tableau N°(II-10): Classification du réseau hydrographique (SAB).	36
Tableau N°(II-11): Classification du réseau hydrographique (SBA).	37
Tableau N° (II-12) : Coefficient d'allongement.	39
Tableau N° (II-13) : Rapport de confluence.	40
Tableau N° (II-14) : Rapport de longueur.	40
Tableau N° (II-15) : Sommaire des valeurs de Temps de concentration.	41
Tableau N° (II-16) : Récapitulatif des caractéristiques morphométriques et hydrographiques dessous bassin versant de l'oued Mekerra.	42
Tableau N° (II-17) : Caractéristiques des stations pluviométriques du bassin de Mekerra.	43
Tableau N° (II-18):Variation de pluviométrie annuelle en fonction de l'altitude des stations.	44
Tableau N° (II-19):Valeurs de l'exposant climatique pour les trois stations pluviométriques.	46
Tableau N° (II-20): Valeur de γ en fonction de bassin versant.	49
Tableau N° (II-21): Les résultats de calcul de toutes les formules pour les trois sous bassin	50
Tableau N° (III-1): Valeur de x et y primaire pour le tracé le seuil.	54
Tableau N° (III-2): Valeur de X et Y finale de tracé de seuil.	54
Tableau N° (III-3): Calcul du débit du chenal d'évacuation	56
Tableau N° (III-4): Calcul du débit du 1er tronçon de coursier	58
Tableau N° (III-5): Calcul du débit du 2ème tronçon de coursier	59
Tableau N° (III-6) : Calcul de ligne d'eau dans le 1ere tronçon du coursier	62
Tableau N° (III-7) : Calcul de ligne d'eau dans le 2ème tronçon du coursier	63
Tableau N° (III-8) : Choix du type de ressaut	64
Tableau N° (III-9) : Dimensions des dents déflectrices	66
Tableau N° (III-10) : Dimensions des blocs de chicane	67

INTRODUCTION

GENERALE

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.

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

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'énergie) 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 Mascara a bénéficié d'importants Projets de réalisation des aménagements hydrauliques, parmi lesquels celui du barrage CHEURFAS II, qui est destiné à l'approvisionnement en eau pour l'alimentation en eau potable de la ville de Sig et l'irrigation locaux.

Le barrage de Cheurfas II est situé au nord-ouest de l'Algérie à une quinzaine de kilomètres au sud de la ville de Sig dans la Wilaya de Mascara. Il a été mis en exploitation en 1992 et est destiné à l'irrigation des terres agricoles voisines ainsi qu'à l'alimentation en eau potable du périmètre de Sig. Ce barrage coupant l'oued El Mebtouh, est destiné à réguler 45 millions de m³ d'eau. L'ouvrage est construit sur les vestiges de l'ancien barrage emporté par une crue en 1927 (cité dans Labiod et al. 2001).

Le projet du barrage comporte deux éléments, le barrage 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.

L'évacuateur de crue du barrage Cheurfas II est dimensionné à la base d'une crue

$Q=2039 \text{ m}^3/\text{s}$ tandis que le débit entrant peut atteindre $5509 \text{ m}^3/\text{s}$ d'après l'étude hydrologique faite par le bureau d'étude ISL Ingénierie (Bureau d'étude Français), donc ils ont proposés des travaux qui conduiront à :

- Supprimer les vannes secteurs et remplacement par des PK-Weirs,(piano Key Weir) .
- Création d'une échancrure de 15 m de hauteur environ dans les blocs 10 et 11 afin d'y installer des hausses fusibles ;
- Création d'un nouveau bassin de dissipation en aval
- Abaisser la cote de RN de 3 à 4 m environ.

Le but de ce travail est de proposer une autre solution sans toucher le corps du barrage, donc nous proposons un deuxième évacuateur de crue mais latéralement, et faire le calcul hydraulique de chaque élément de l'évacuateur de crue proposé.

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

Pour atteindre l'objectif assigné, le mémoire s'articule autour d'une structure à trois chapitres :

- Le premier chapitre présente une recherche bibliographique sur les ouvrages annexes dans les barrages et la théorie de dimensionnement des différents ouvrages.
- Le second chapitre, décrit l'étude hydrologique du bassin versant macta.
- Le troisième chapitre est consacré aux calculs des dimensions de l'évacuateur de crue, le dissipateur d'énergie et le canal de restitution.

Enfin, ce travail se termine par une conclusion générale .

CHAPITRE I :
LES DIFFERENTS TYPES
DES BARRAGES
ET LES TYPES
DES EVACUATEURS

I-1 Introduction :

Ce présent chapitre est consacré plus particulièrement à la définition et le rôle des barrages et les évacuateurs de crues Ainsi, de résumer les différents types de ceux-ci.

I-2 Terminologie des barrages :

Les barrages sont, par définition, des ouvrages hydrauliques qui barrent sur toute la largeur une section d'une vallée et créent ainsi une cuvette artificielle géologiquement étanche. De manière générale et dans la plupart des cas, la hauteur du barrage dépasse le niveau d'eau atteint par les cours d'eau en période de forte crue.

Fondamentalement, les barrages ont deux effets caractéristiques :

- La retenue d'eau créée par le barrage peut le plus souvent contenir une part importante des apports d'eau directs ou dérivés, de même que des matériaux charriés, de la glace ou de la neige.
- Le barrage surélève le niveau du plan d'eau à l'amont.

I-3- Le rôle des barrages :

Par la construction du barrage, l'homme influence de manière prépondérante l'écoulement naturel des eaux ruissellements .Quatre raisons principales peuvent justifier cette intervention :

➤ **La création d'une retenue :**

Selon le volume utile de la retenue, le débit des apportes et le mode de l'utilisation de l'eau stockée .On distinguera les accumulations journalières, hebdomadier, saisonnière ou inter saisonnière.

➤ **La régulation des apportes :**

Dans la plupart des régions du monde, les précipitations sont concentrées sur des périodes courtes. Ces apports sont souvent très irréguliers d'une année à l'autre alors que le besoin en eau sont réparties des manières beaucoup plus homogène sur l'année .Il s'ensuit donc une succession de périodes de pénurie d'excès que seul la réalisation d'une retenue permet de composer .Par ailleurs la régulation permet de prévenir des inondations en cas de crue .

- **La surélévation du plan d'eau d'une revirée :** La mise en place d'un barrage en travers d'un cours pour effet de surélever le plan d'eau à l'eau .Cet effet est bien entendu utilisé pour la production hydroélectrique .Mais également pour l'irrigation ou l'alimentation en eau potable.

➤ **La création d'un plan d'eau :**

La réalisation d'un lac artificiel permet de disposer d'une surface qui peut être destinée aux loisirs , au tourisme ,à la pisciculture, à la navigation, à la protection incendie .

I-4 Différents types des barrages :

Selon la nature de construction utilisée, on classe les barrages selon deux catégories :

I-4-1 Les barrages en béton et en maçonnerie :

On distingue trois grandes familles de barrages en béton, Chacune comportant un certain nombre de sous-familles (figure. I. 1).

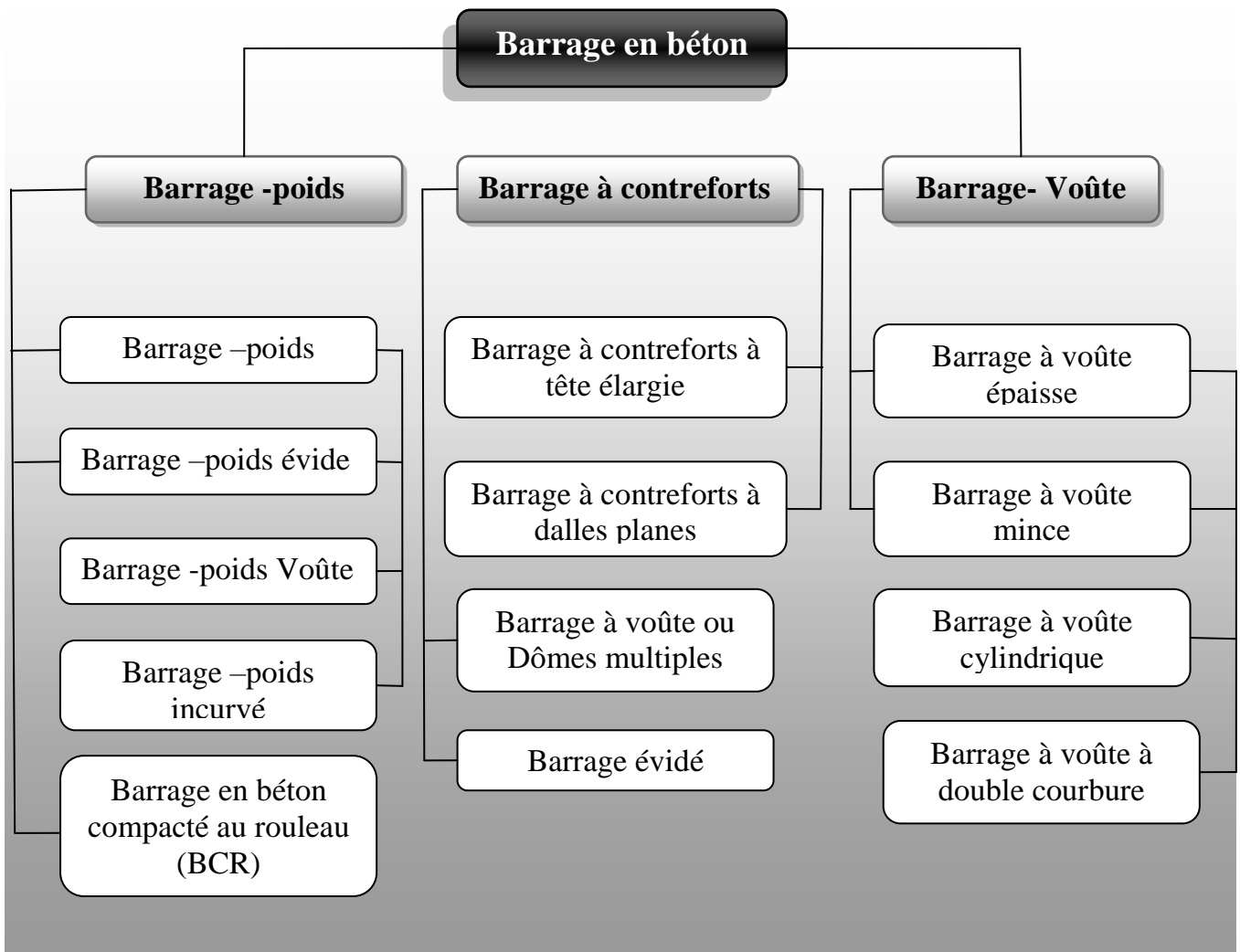


Figure I.1 : Les familles de barrage en béton

I-4-2 Les barrages en remblai :

Les barrages en remblai (digue) sont constitués essentiellement de matériaux granulaires naturels meubles prélevés à proximité immédiate de l'ouvrage.

On distingue deux catégories de barrages en remblai (figure I. 2).

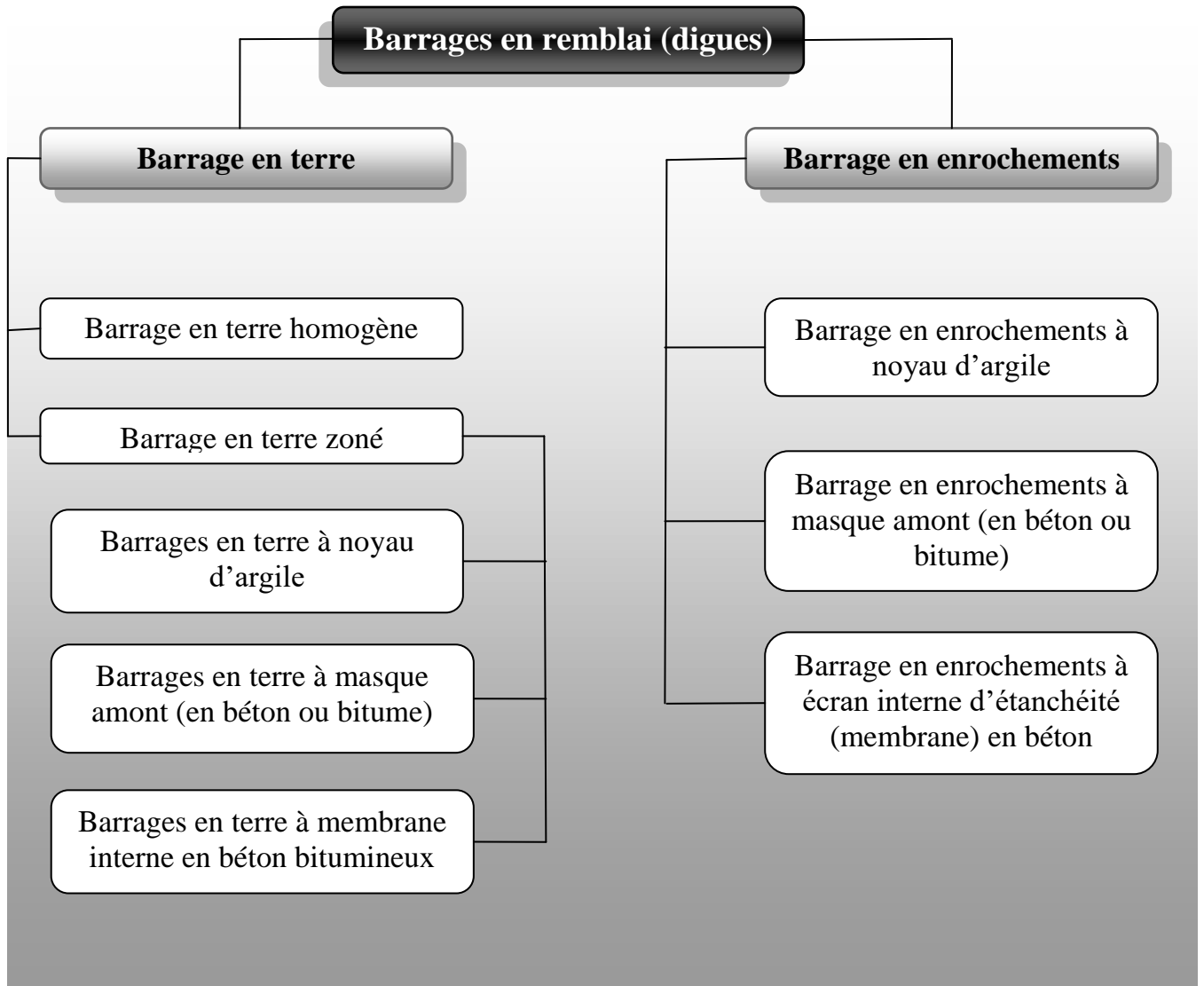


Figure I.2 : Les différents types de barrages en remblai

I -5 Ouvrages annexes:

Un barrage est toujours accompagné d'ouvrages annexes qui concernent l'évacuation des Crues, la vidange et la prise d'eau.

I -5-1Évacuateur de crues :

Les évacuateurs de crue sont des ouvrages annexes aux barrages, qui permettent la restitution des débits de crue excédentaires (non stockés dans le réservoir) à l'aval du barrage.

D'une importance primordiale pour la sécurité du barrage, les évacuateurs 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 du rejet dans l'oued.

D'une manière générale, un évacuateur de surface est constitué de :

- Un déversoir : ou seuil au-dessus duquel la lame d'eau peut s'écouler. Il se développe en général linéairement, mais il peut être également curviligne.
- D'un chenal : dans lequel débite le seuil. Son axe peut être parallèle au seuil (entonnement latéral) ou perpendiculaire à celui-ci (entonnement frontal).
- D'un coursier dont la pente est forte, permettant ainsi à l'eau de rattraper la différence de cote entre le niveau de la retenue et le lit de la rivière à l'aval.
- D'un ouvrage dissipateur qui permet d'abattre l'énergie érosive de l'eau. (fosse de dissipation, saut de ski, déflecteurs...etc.).

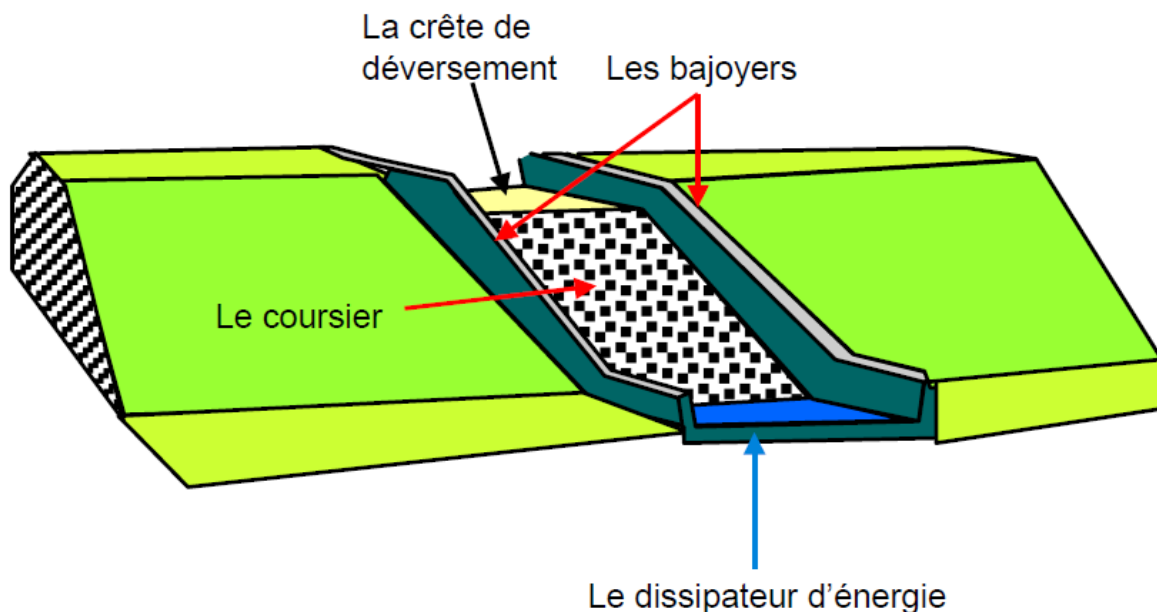


Figure I.3 : Caractéristiques d'un évacuateur de crue

Pour certains barrages, les plus grands, il peut s'avérer plus économique d'adopter la solution de la tour au pied amont raccordée à une galerie sous le remblai, ce qui permet, en compartiment cet ouvrage d'assurer les trois fonctions : évacuateur en puits (ou en tulipe), prise d'eau à différents niveaux et vidange de fond.

I -5-2 Différents types d'évacuateurs de crues de barrages :

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon les principes type :

- l'évacuateur de surface.
- les évacuateurs en charge.

I -5-2-1 Evacuateur 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 à pente faible a même de côté 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).



Figure I.4 : Évacuateur de crues de surface.

I-5- 2-1-1 Evacuateur latéral :

L'évacuateur du type latéral est adopté dans le cas où la pente du versant est faible. Ce type d'ouvrage repose directement sur le sol pas soumis à des tassements sous l'effet du massif du barrage (Figure I-5).

L'écoulement dans le coursier est parallèle au seuil (latéralement à l'axe du barrage sur Une rive).

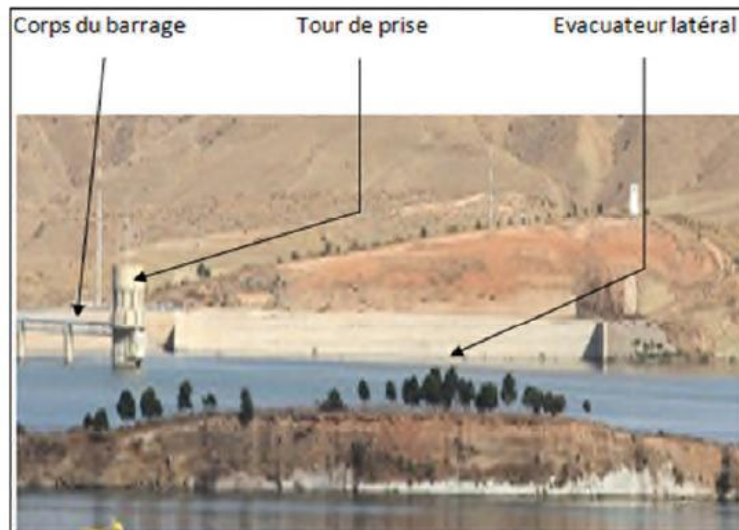


Figure I.5 : Evacuateur latéral (Barrage Hamam Boughrara).

Si la pente du versant est forte, un déversoir latéral conduit à des déblais important et un déversoir frontal est alors préférable. Ce type de déversoir est également utilisé dans le cas de Débit évacué très important conduisant à une longueur du seuil très important (Figure I-4).

I-5-2-1-2 Evacuateur frontal :

Le déversoir de type frontal est adopté par des pentes du versant fortes. L'écoulement dans le coursier est perpendiculaire au seuil.

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

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

Ces inconvénients sont :

- Le cout peu élevé.
- La difficulté de modification.

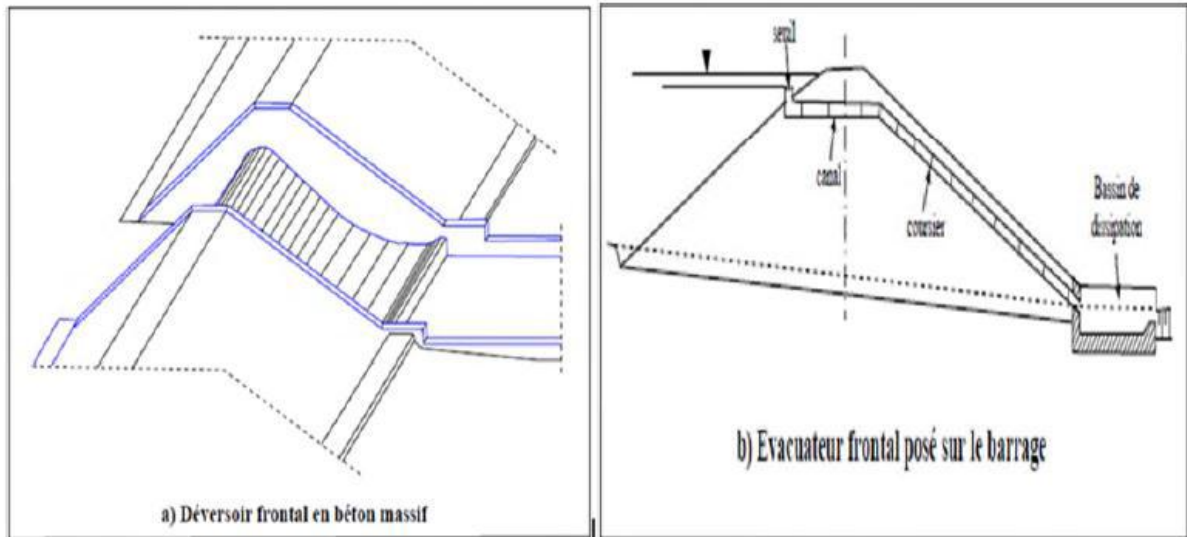


Figure I.6 : Evacuateur frontal.

I -5-2-2 Evacuateur en charge :

Dans l'évacuateur en charge l'eau transitée vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposée 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.

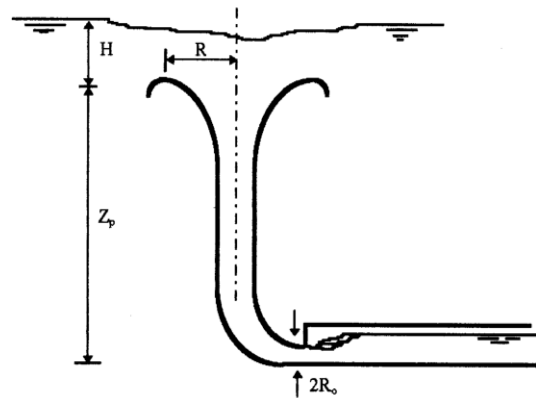


Figure I.7 : Évacuateur de crues en charge.

Les évacuateurs de crue peuvent être du type puits ou type siphon (Figure I-8 et I-9)

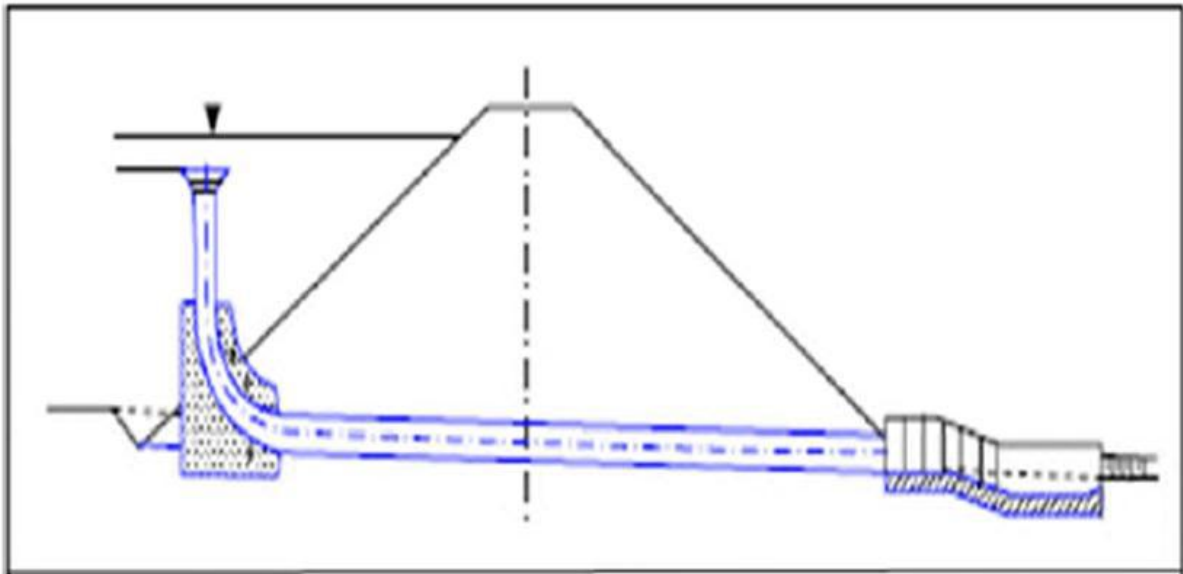


Figure I.8 : Evacuateur en puits.

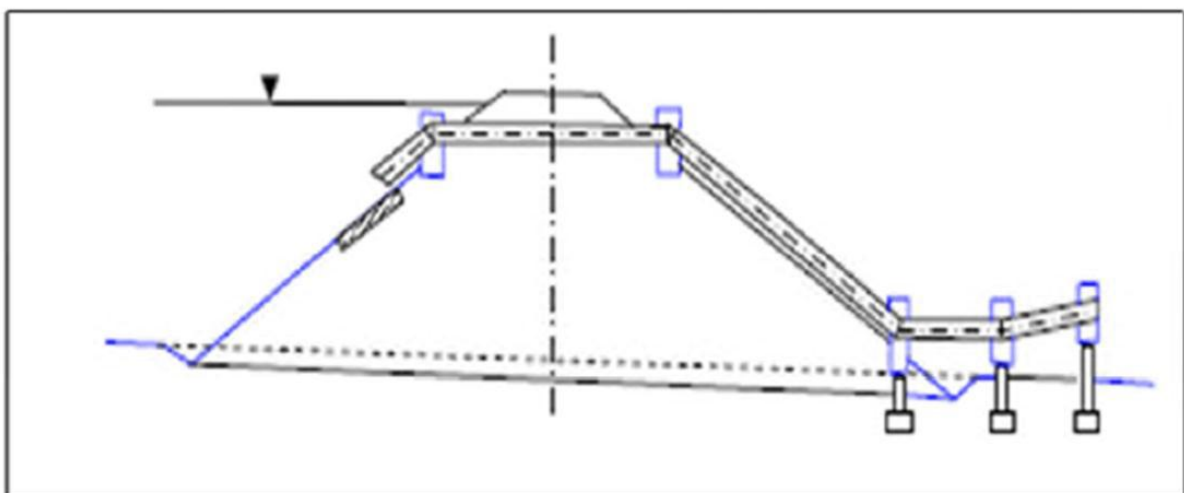


Figure I.9 : Evacuateur en siphon

I -5-2-2-1 Evacuateur en puits :

L'évacuateur en puits est un ouvrage en béton de forme circulaire. Il évacue l'eau par chute verticale dans la conduite enterrée débouchant à l'aval de la digue dans un bassin de dissipation. Le puits peut servir également de tour de prise d'eau. La conduite d'évacuation joue le rôle de conduite de vidange.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s ;
- Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateur représente les inconvénients :

- Problème de saturation (débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage) ;
- Problème de vibration ;
- Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie) ;
- Prévoir des protections anti-vortex (coût et entretien) ;
- Dissipation au pied de la digue.



Figure I.10 : Évacuateur en puits circulaire.



Figure I.11 : Evacuateur en puits marguerite.

I -5-2-2- Evacuateur en siphon :

Les siphons constituent des évacuateurs de superficie capables d'évacuer de très forts débits sous de faibles décrets pour un encombrement restreint (chose souhaitable pour toute conception optimale des organes d'évacuation).

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, leur avantage :

- Aucune exigence topographique ;
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- Amorçage et le désamorçage ;
- Entretien indispensable ;
- Débit faible à évacuer ;
- Dispositif sur le corps de la digue.

I -6 Le déversoir :

Le déversoir est un organe essentiel intégré dans un aménagement de barrage, par-dessus lequel l'eau s'écoule pendant les périodes ordinaires ou pendant les périodes de crues. Le déversoir est souvent placé à travers un cours d'eau naturel ou artificiel (rivière, petits cours d'eau, canal d'irrigation, etc.) comme organe de mesure ou de contrôle de débit et de la profondeur d'eau.

Il est utilisé aussi pour assurer le passage des crues exceptionnelles dans des conditions favorables à la sécurité des barrages. Etant donné que la capacité d'évacuation du déversoir est directement proportionnelle à la longueur de sa crête, plusieurs configurations géométriques ont été développées dans le but d'augmenter la longueur de ce type d'ouvrage.



Figure I.12 : Déversoir triangulaire à paroi mince.

I -6-1 Classification des déversoirs :

Selon l'alignement du seuil déversant, les déversoirs sont classés en deux types, rectilignes et non rectilignes.

I -6-1-1 Déversoirs rectilignes :

Les déversoirs rectilignes se distinguent par le type d'alignement de la crête qui est disposée sous forme d'une droite de longueur égale à la largeur de l'emprise du déversoir.

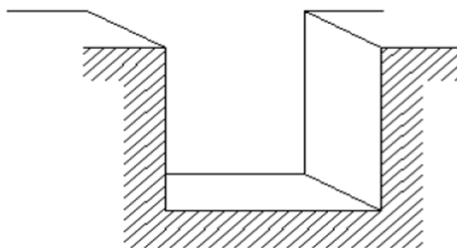


Figure I.13 : Déversoir rectiligne à échancrure rectangulaire.

I -6-1-1-1 Différentes formes des déversoirs rectilignes :

Selon la géométrie de la crête ce type de déversoir peut-être en mince paroi, seuil épais ou standard.

Les propriétés de l'écoulement d'un déversoir dépendent de sa forme géométrique. Les formes les plus importantes sont représentées à la figure (I-14).

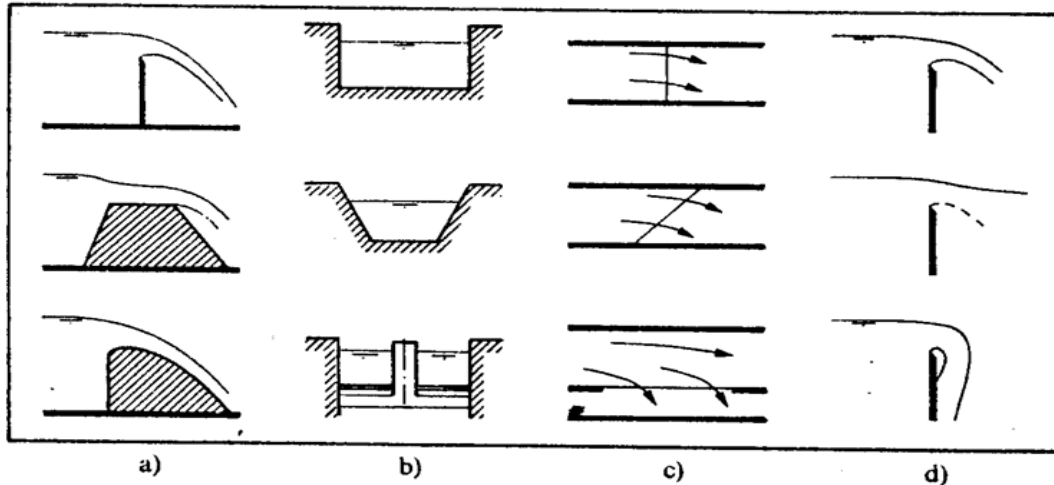


Figure I.14 : Types de déversoirs : a) en mince paroi, à seuil épais, à crête arrondie, b) profil rectangulaire, trapézoïdal, rectangulaire avec piliers, c) crête perpendiculaire et oblique à l'axe, déversoir latéral, d) types d'écoulement (dénoyé, noyé, adhérent).

a) Déversoir en mince paroi :

Le déversoir est appelé à mince paroi, si l'épaisseur de la crête est inférieure à la moitié, ou même quelque fois aux deux tiers de la charge d'eau sur le seuil, il peut être placé vertical ou incliné. Ce déversoir est caractérisé par la hauteur w du fond du canal jusqu'à la crête, sa largeur b et sa hauteur d'eau amont h (Figure I-21).

Le débit Q qui transite par le seuil peut être calculé en connaissant uniquement la hauteur d'eau à l'amont de l'ouvrage h .

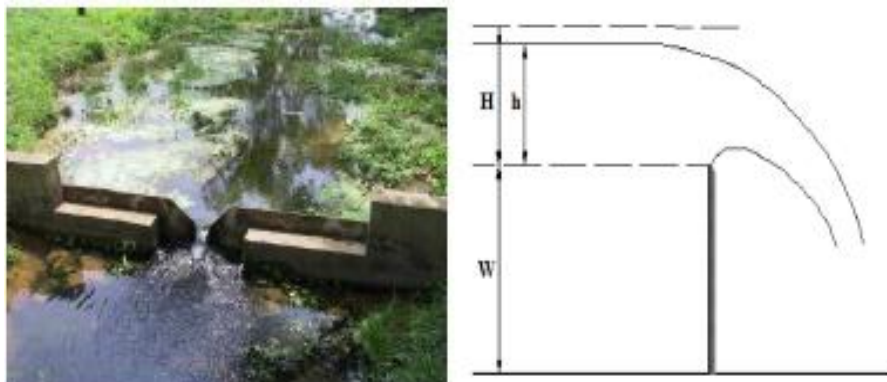


Figure I.15 : Déversoir en mince paroi.

La charge totale amont sur le déversoir peut être exprimée par la relation de Bernoulli :

$$H = h + \frac{Q^2}{2 * g * B^2 * (h_0 + W)^2} \quad (I - 1)$$

- H : Charge amont sur le déversoir (m) ;
- h : Hauteur d'eau amont (m) ;
- W : Hauteur de déversoir du fond du canal jusqu' à la crête (m) ;
- Q : Débit qui transite sur le déversoir (m³/s) ;
- B : Largeur de la crête (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

Ce type de déversoir fut étudié avec grand intérêt, notamment par Poleni (1683-1761). En se basant sur diverses simplifications, le débit Q est corrélé avec la hauteur d'eau amont H par :

$$Q = C_d * B * \sqrt{2g} * h_0^{3/2} \quad (I - 2)$$

- Q : Débit qui transite sur le déversoir.
- b : Largeur de la crête.
- h : Hauteur d'eau de la pesanteur.

b) Déversoir à seuil épais :

Le déversoir est considéré a seuil épais dans le cas où la largeur du seuil est suffisamment grande pour quelle assure une forme régulière de la nappe déversant le long du seuil, les filets liquides sont parallèles et horizontaux.

Le calcul simplifié introduit un coefficient de correction C_e dans la formule générale du déversoir en mince paroi.

$$Q = C_d * C_e * B * \sqrt{2g} * H^{3/2} \quad (I - 3)$$

- H : Charge totale sur le déversoir (m) ;
- Q : Débit évacué (m³/s) ;
- C_d : Coefficient de débit ;
- C_e : Coefficient de correction ;
- B : Largeur du déversoir (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

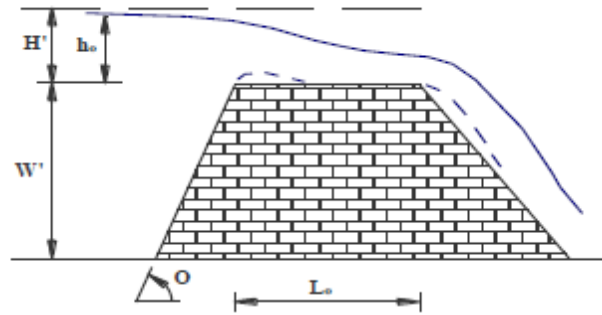


Figure I.16 : Déversoirs à seuil épais.

c) Déversoir standard : (Greager)

Tout déversoir constitué par une crête fixe qui présente la nappe inférieure de déversoir en mince paroi est appelé déversoir standard. Comme les effets de frottement ne se manifestent pas le long du radier (longueur de crête très limitée), les deux déversoirs correspondants produisent des écoulements pratiquement identiques sous la charge de dimensionnement. Comme la charge H est mesurée à partir de la crête du déversoir standard, l'équation devient :

$$Q = Cd * B * \sqrt{2g} * H^{3/2} \quad (I - 4)$$

- Cd : est le coefficient de débit du déversoir standard.

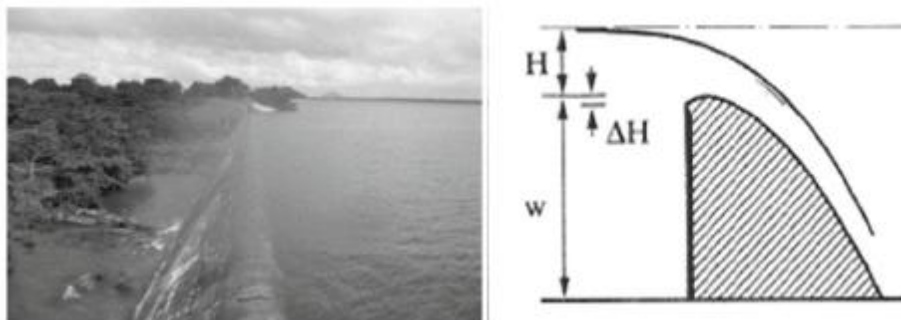


Figure I.17 : Déversoirs standard.

I -6-1-2 Déversoirs non rectiligne :

Sont caractérisés par un seuil déversant plus long que la largeur de l'emprise du déversoir. Cette caractéristique fait que ce type de déversoir est plus efficace que les déversoirs à crête rectiligne. Ce déversoir permet d'augmenter la longueur de la crête du déversoir ou pour donner une largeur plus à un canal. De ce fait, la capacité de débit en est augmentée pour une charge en amont donnée, par rapport aux structures de déversoirs linéaires traditionnels.



Figure I.18 : Déversoir non rectiligne (barrage Texas, USA).

I-6-1-2-1 Différentes formes des déversoirs non rectilignes :

Les déversoirs non rectilignes les plus répandus sont le déversoir en labyrinthe et le déversoir en touches de piano (Piano Key Weir – PK-Weir).

a) Déversoir en labyrinthe :

Le déversoir en labyrinthe (Figure I-18) se caractérise par une forme en plan non linéaire représentée par une répétition de formes en plan le plus souvent trapézoïdale, triangulaire ou rectangulaire. Certainement, cette disposition augmente la longueur de la crête, par conséquent, le débit passant sur un déversoir en labyrinthe devrait augmenter d'une manière significative par rapport à un déversoir rectiligne du même largeur et sous la même charge. Cependant, ceci n'est valable que pour les charges de dimensionnement relativement faibles.



Figure I.19 : Déversoir en labyrinthe du barrage de Song Mong (Viêtnam).

- Ce type de déversoir représente la structure idéale pour faire passer de grandes crues à une charge comparativement faible, ceci, fait que ce type de déversoir représente une solution efficace quand la largeur du déversoir est limitée par la topographie et / ou la hauteur d'eau sur le seuil est limitée. Le déversoir en labyrinthe permet au seuil déversant d'être surélevé pour la même crue et le même niveau maximum, ainsi, il fait augmenter d'une manière significative la capacité de stockage du réservoir. La conception de déversoir en labyrinthe est aussi économiquement avantageuse à cause de la réduction des dépenses structurelles. Les variations des formes en plan du déversoir en labyrinthe sont possibles, les formes les plus répandues sont les formes symétriques trapézoïdales, triangulaires, rectangulaires, curvilignes ou la combinaison de deux de ces formes (Figure I-19). Cependant, la forme trapézoïdale symétrique est considérée comme la forme la plus avantageuse à cause des facilités de construction et de sa performance hydraulique.



Figure I.20 : Forme en plan du déversoir en labyrinthe (a) - triangulaire, (b) - trapézoïdale (c) – rectangulaire.

b) déversoir en touches de piano (PK Weir) :

Le déversoir en touches de piano représente une nouvelle forme de déversoir non rectiligne à écoulement libre. Ce type de déversoir a été baptisé Piano Key Weir, il a été développé par François Lempérière d'Hydrocoop (France) et Ahmed Ouamane du Laboratoire Aménagements Hydrauliques et Environnement de l'Université de Biskra (Algérie), il représente une alternative économique et efficace pour l'évacuation des crues et l'accroissement de la capacité des retenues des barrages.

Ce nouveau type de déversoir non rectiligne permet l'évacuation d'un débit spécifique multiplié par trois ou plus par rapport à celui d'un déversoir Creager pour la même largeur du déversoir et sous la même charge, il permet ainsi l'évacuation d'un débit jusqu'à 100 m³/s/m.



Figure (I-21) : Piano Key Weir sur barrage Goulours (EDF – France).

Le PK-weirs Peut être utilisé aux barrages en terres et sur des sections réduites de barrages poids existants ou nouveaux, sa construction est simple et facile et peut être réalisé par des ressources locales de chaque pays, il réduit considérablement le coût de construction de la plupart des nouveaux barrages.

I-7 Conclusion :

L'étude bibliographique a eu pour objectif d'identifier les différents travaux de recherche effectués dans le domaine des ouvrages hydraulique (barrages, évacuateurs de crues et déversoirs).

Dans un premier temps, cette étude nous a permis de faire un état de connaissance sur la définition de chaque type de barrage.

Les barrages se subdivisent en deux grandes familles, les barrages en béton et les barrages en remblai. Le choix d'un type de barrage est conditionné par les caractéristiques du site lui-même.

Donc, des études profondes de site telles que : la topographie, la géologie, hydrologie et l'hydrochimie etc. nous permettent de choisir le type de barrage le plus adéquat.

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

Déversoir de type CREAGER.

Dans un second temps, nous avons abordé les travaux entrepris dans le domaine des évacuateurs de crue et des déversoirs fonctionnent dans des conditions d'écoulement à surface libre et en charge.

Les évacuateurs de crue sont des ouvrages annexes aux barrages, qui permettent la restitution des débits de crue excédentaires (non stockés dans le réservoir) à l'aval du barrage.

L'évacuateur de surface est placé soit : latéralement à l'axe du barrage sur une rive, ou parallèlement à l'axe du barrage.

Selon l'alignement du seuil déversant, les déversoirs sont classés en deux types, rectilignes et non rectilignes.

**CHAPITRE II : ETUDE
CLIMATIQUE
ET HYDROLOGIQUE**

II -1 Introduction

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liés à une évaluation correcte de l'importance de la crue. Dans ce cadre nous procédons dans une étude hydrologique du bassin versant de l'Oued Mebtouhà fin de dimensionner la capacité de l'évacuateur de crue existant. Les paramètres de base pour la réalisation d'un évacuateur de crue sont, le débit régularisé, le débit de crues, et le laminage des crues....etc.

II -2 Définition du bassin versant

Un bassin versant est d'abord une notion géographique dont les limites sont naturelles. Un bassin versant constitue l'ensemble du territoire drainé par un cours d'eau principal et ses tributaires, lesquels s'écoulent et convergent vers un même point de sortie appelé exutoire. Il a des frontières naturelles qu'on appelle lignes de partage des eaux et qui suivent la crête des montagnes. Nous habitons tous un bassin versant : celui d'un lac ou d'un ruisseau, qui s'imbrique dans celui d'une rivière, qui s'imbrique dans celui d'un fleuve ou encore de l'océan.

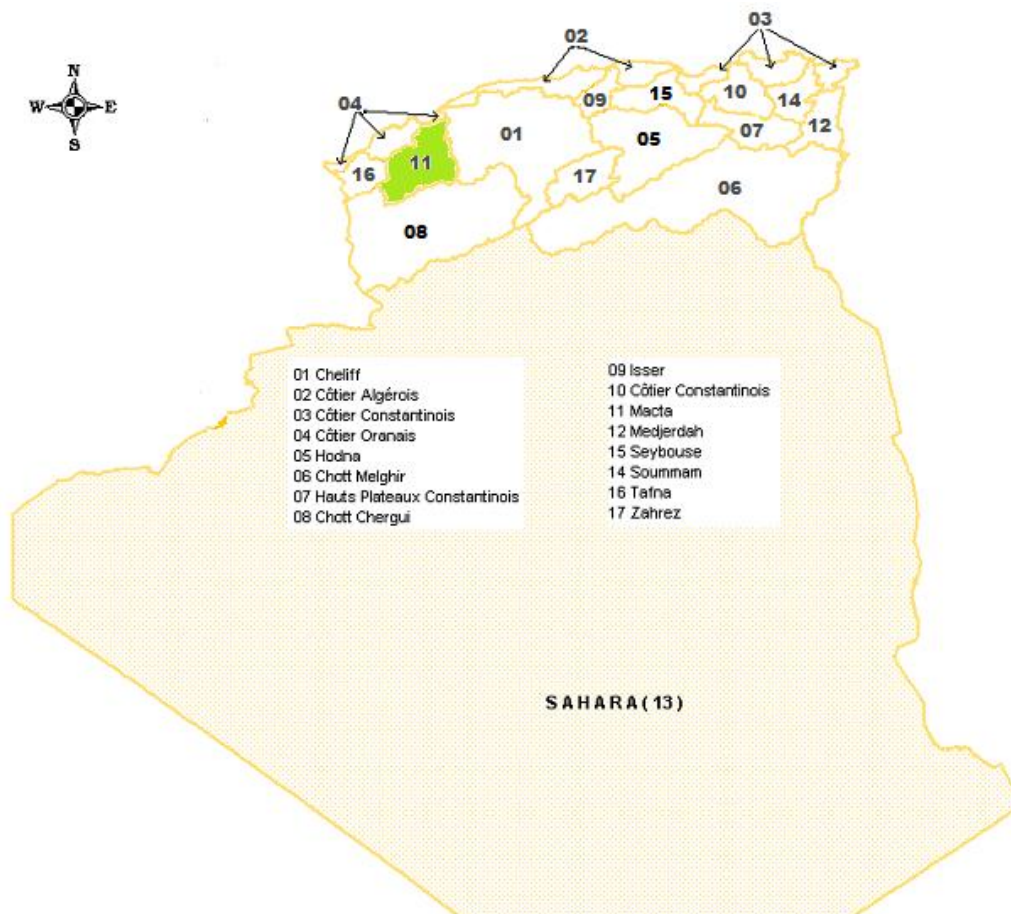


Figure II-1 : Les Bassins versants Algériens (découpage selon ANRH)

II -3 Présentation de la zone d'étude

II -3-1 Le barrage

Le barrage de Cheurfas est situé dans le nord-ouest Algérien sur l'oued Mebtouh, qui résulte de la confluence des oueds Mekerra et Sarno. Les apports de l'oued Sarno sont contrôlés par le barrage du même nom. La principale ville présente sur le bassin versant étudié est la ville de Sidi Bel Abbés.



Figure II-2 : barrage Cheurfas

II -3-2 Bassin versant de la Macta

Le bassin versant de la Macta est situé au nord-ouest de l'Algérie, il s'étend sur une superficie de 14 389 km² avec une population de 1 231 824 habitants en 1998 et de 1 724 905 habitants en 2008.

Il est caractérisé par un climat semi-aride, les valeurs de pluies moyennes annuelles varient entre 200 et 404 mm durant la période 1980-2011, avec une moyenne de 285 mm. On a déterminé deux périodes distinctes: une période sèche (1981-1995), caractérisée par une tendance à la diminution des précipitations, et une période humide (1996-2011), caractérisée par une tendance à l'augmentation des précipitations.

Il est situé en Algérie occidentale, sous le code n°11. et est constitué de seize sous bassins (Figure II-1) , (Figure II-3).

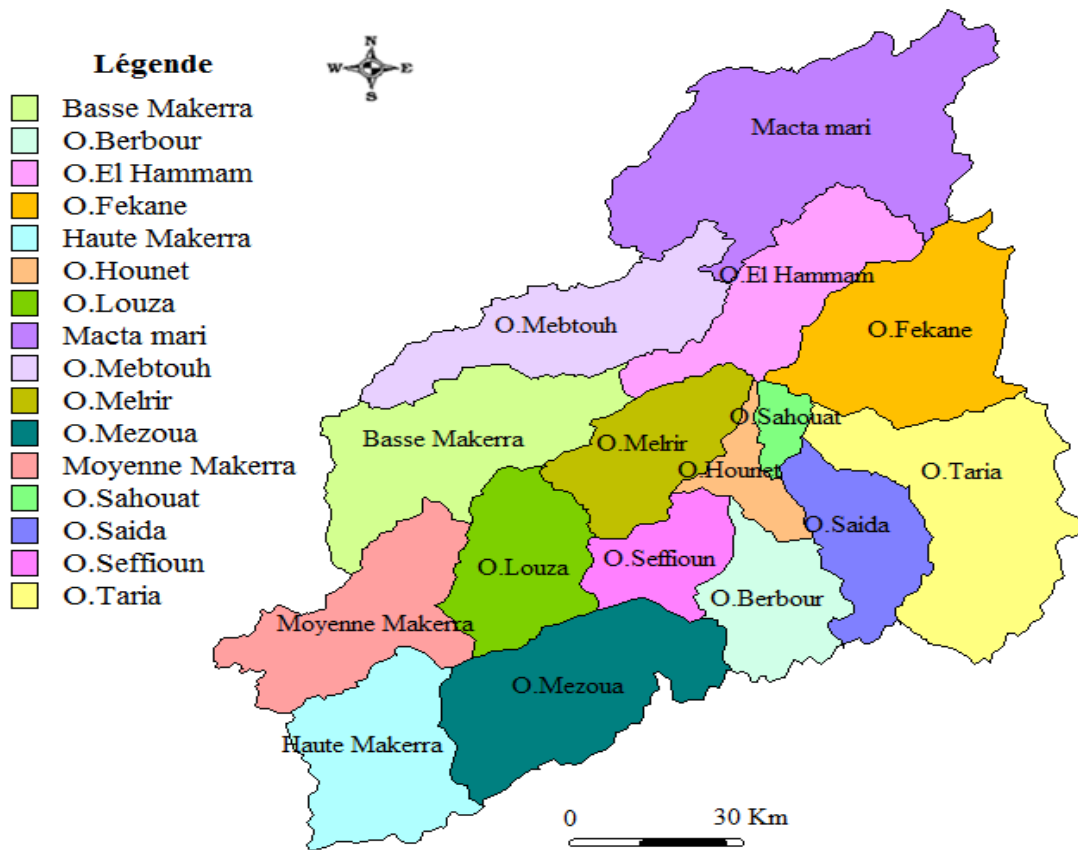


Figure II-3 : Les sous bassins versants de la Macta
(agence de bassin Oranie 2006.,)

Le bassin de la Macta est délimité au Nord Ouest par la chaîne montagneuse du Tessala, au sud par les hauts plateaux de Ras-el-Ma et les plaines de Maalifs, à l'Est par les plateaux du Telagh et les monts de Tlemcen qui sont le prolongement des monts de Ben-Chougrane (A. KHALDI, 2005) (Figure II-4)



Figure II-4 : Situation géographique du bassin versant de la Macta.
(agence de bassin Oranie 2006.)

II -3-3 Etude du bassin versant de l'oued Mekerra

II -3-3-1 Paramètres géométriques

L'étude hydrologique a pour but de présenter le bassin versant avec ses principaux paramètres morphologiques qui agissent sur la variation du signe hydrologique.

Pour cela, nous présentons une étude morphométriques du bassin versant de la Mekerra. Pour bien mené cette étude, un ensemble des cartes topographiques (GHAZAOUET NI-30- XXIII, ORAN NI-30-XXIV, TLEMCEN NI-30-XVII, TELGH NI-30-XVIII a l'échelle 1/200000 ont été utilisé.

II -3-3-1-1 Superficie du bassin versant

La superficie du bassin versant est mesurée à l'aide du logiciel MapInfo 7.0.

$$S = 3058.3 \text{ Km}^2.$$

II -3-3-1-2 Périmètre du bassin versant

Le périmètre du bassin versant est obtenu directement à l'aide du MapInfo 7.0

$$P = 175.5 \text{ Km}.$$

II-3-3-2 Caractéristique de forme

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin Versant. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de Pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants. Ce phénomène est lié à la notion de temps de concentration.

En revanche, les bassins en forme d'éventail, présentant un temps de concentration plus court, auront les plus forts débits de pointe.

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux. Citons à titre d'exemple, l'indice de compacité de Gravelius (1914) Kc , défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface :

1. Indice de compacité de Gravelius (Kc)

$$kc = 0.282 * \frac{p}{\sqrt{s}} \quad (\text{II} - 1)$$

P : le périmètre du bassin versant (Km).

S : la surface du bassin versant (Km²).

Tableau N°(II-1) : Caractéristique de la forme de sous bassins de la Mekerra
(MOKADMI Saleh 2012)

Bassin Versant	Surface (Km ²)	Périmètre (Km)	Kc	Observation
Basse Mekerra	1195	196.00	1.60	Allongé
Moyenne Mekerra	940.10	183.10	1.68	Allongé
Haute Mekerra	925.27	147.10	1.36	Allongé

$Kc > 1,12$ les bassins sont « Allongés »

2. Rectangle équivalent

La notion de rectangle équivalent a été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré et par conséquent le même indice de compacité.

Le rectangle équivalent est caractérisé par la longueur « L » et la largeur « l » définies respectivement par les formules suivantes :

▪ La longueur du rectangle équivalent

$$L = \frac{kc}{1.128} * \sqrt{s} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{kc} \right)^2} \right] \quad (\text{II} - 2)$$

▪ La largeur du rectangle équivalent

$$L = \frac{kc}{1.128} * \sqrt{S} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{kc} \right)^2} \right] \quad (II - 3)$$

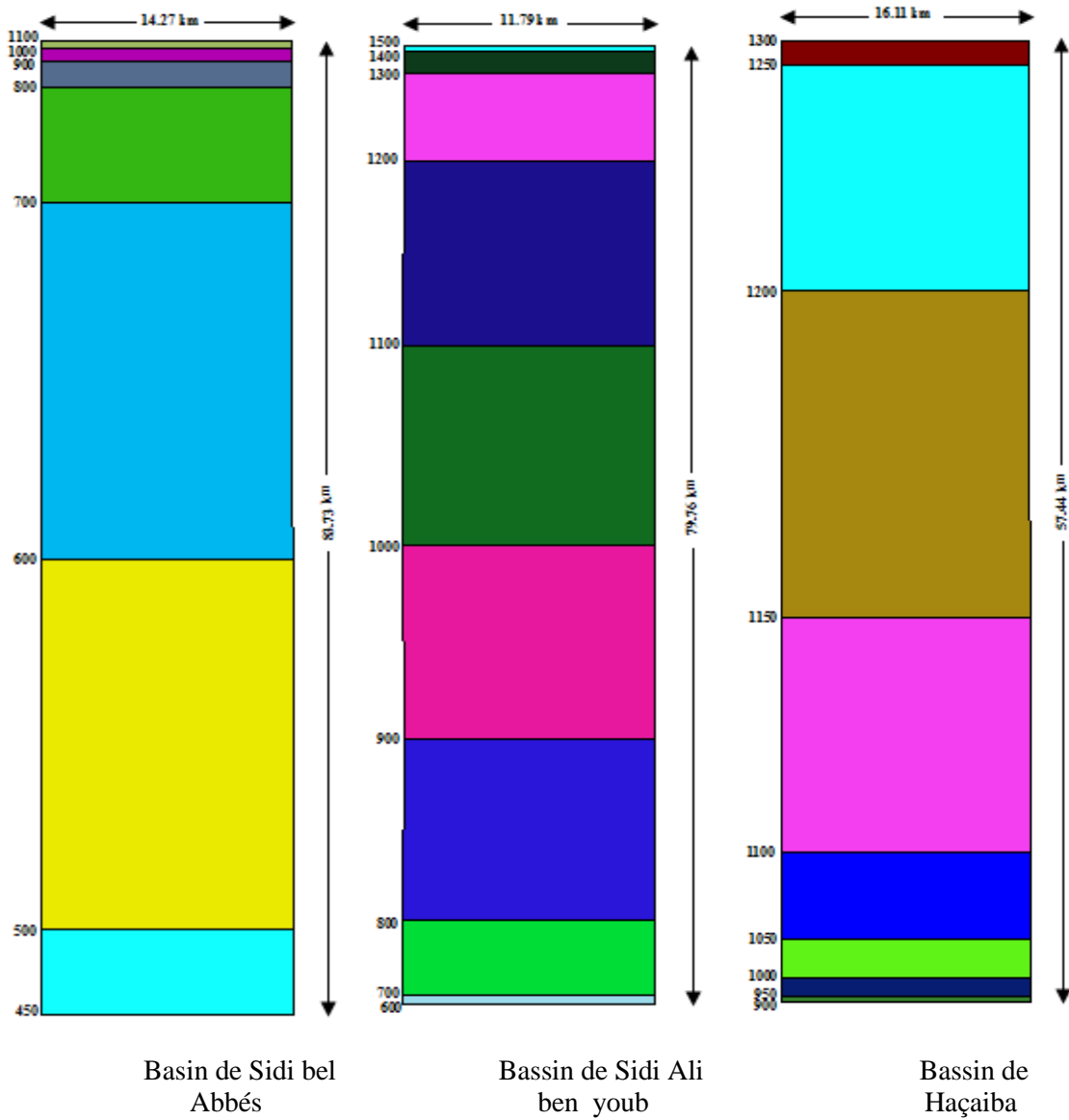


Figure II-5: Rectangles équivalents de sous bassins versants du l'oued Mekerra.

(MOKADMI Saleh 2012)

II-3-3-3 Caractéristiques de relief

Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence Indirecte sur la formation des écoulements de surface. Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. C'est un élément capital dans le Comportement hydraulique d'un bassin.

Le relief joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de Niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique.

II3-3-3-1 Courbe hypsométrique

Pour estimer les paramètres des trois sous bassins de Mekerra, on doit présenter la répartition hypsométrique sous forme de carte et courbes (Figures II-6-7-8-9-10-11). Elles sont déterminées après planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes (Tableaux II-2. II-3. II-4).

Sous Bassin de HAÇAIBA

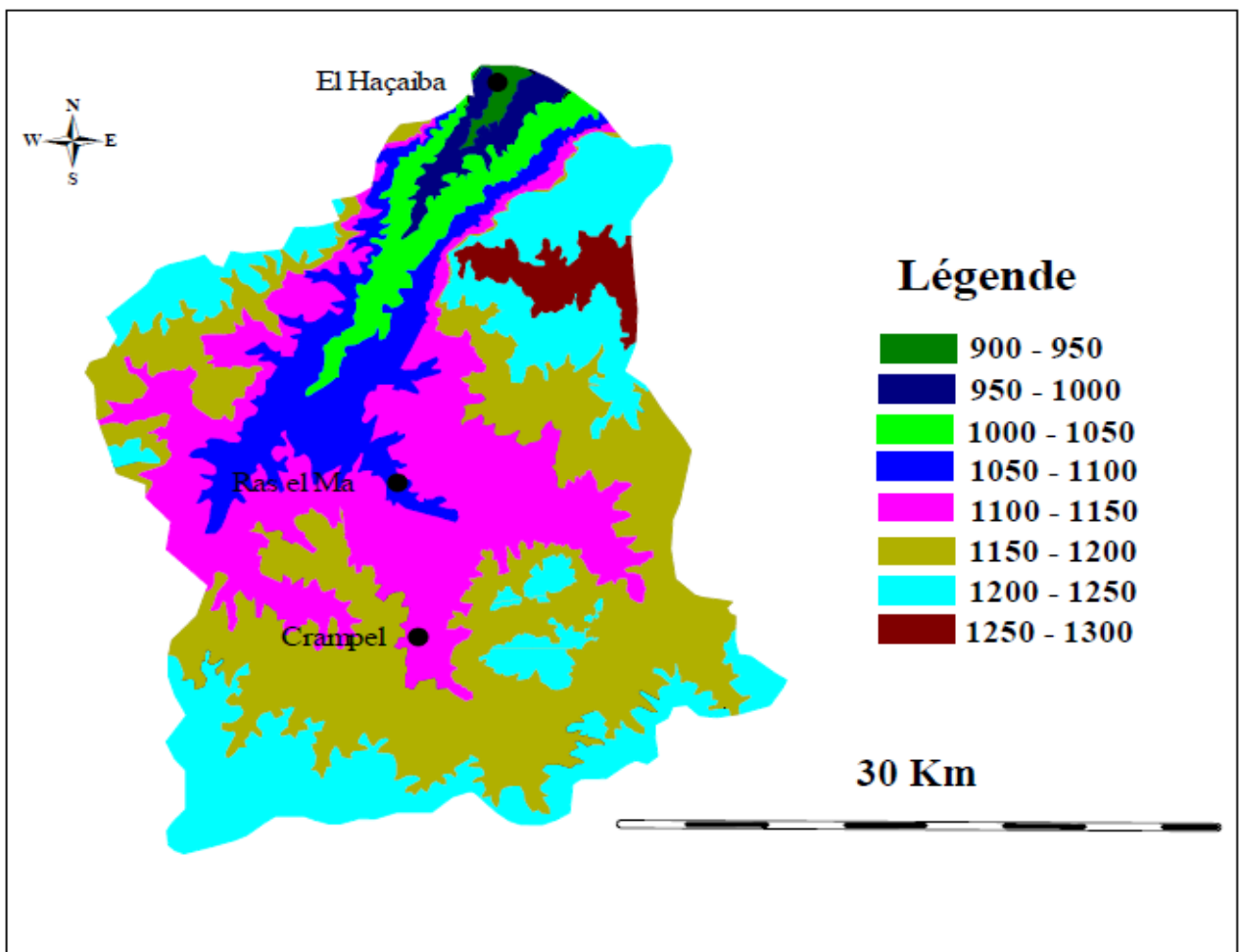


Figure II-6: Carte hypsométrique du bassin versant de la haute Mekerra.
(MOKADMI Saleh 2012)

Tableau N°(II-2): Répartition altimétrique du bassin versant de HAÇAIBA
(MOKADMI Saleh 2012)

Bassin versant	Altitudes (m)	Altitudes Moyennes (m)	Superficies Partielles		Superficies cumulées	
			(km ²)	(%)	(km ²)	(%)
HAÇAIBA	1250-1300	1500	22.91	2.48	22.91	2.48
	1200-1250	1450	217.76	23.53	240.67	26.01
	1150-1200	1350	313.91	33.93	554.58	59.94
	1100-1150	1250	225.43	24.36	780.01	84.30
	1050-1100	1150	84.95	9.18	864.96	93.48
	1000-1050	1050	35.89	3.88	900.85	97.36
	950-1000	950	18.96	2.05	919.81	99.41
	900-950	850	5.46	0.59	925.27	100
Superficie Total			925,27 km²			

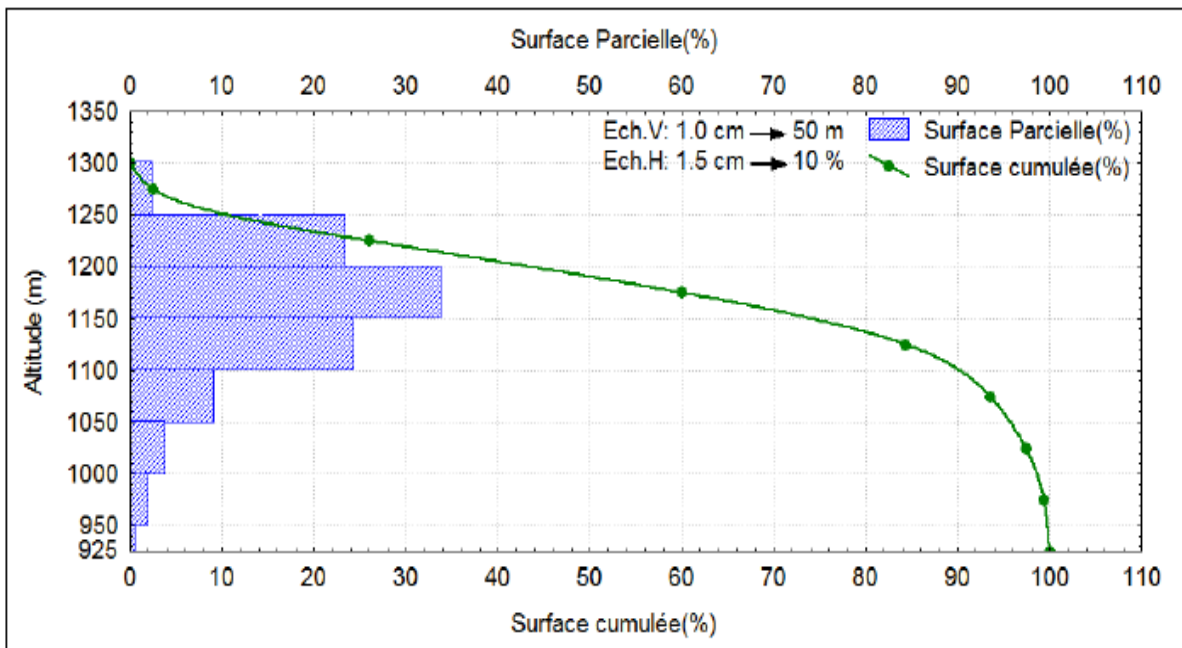


Figure II-7: Courbe hypsométrique de la haute Mekerra
(mokadmi Saleh 2012)

Bassin de SIDI ALI BENYOUB

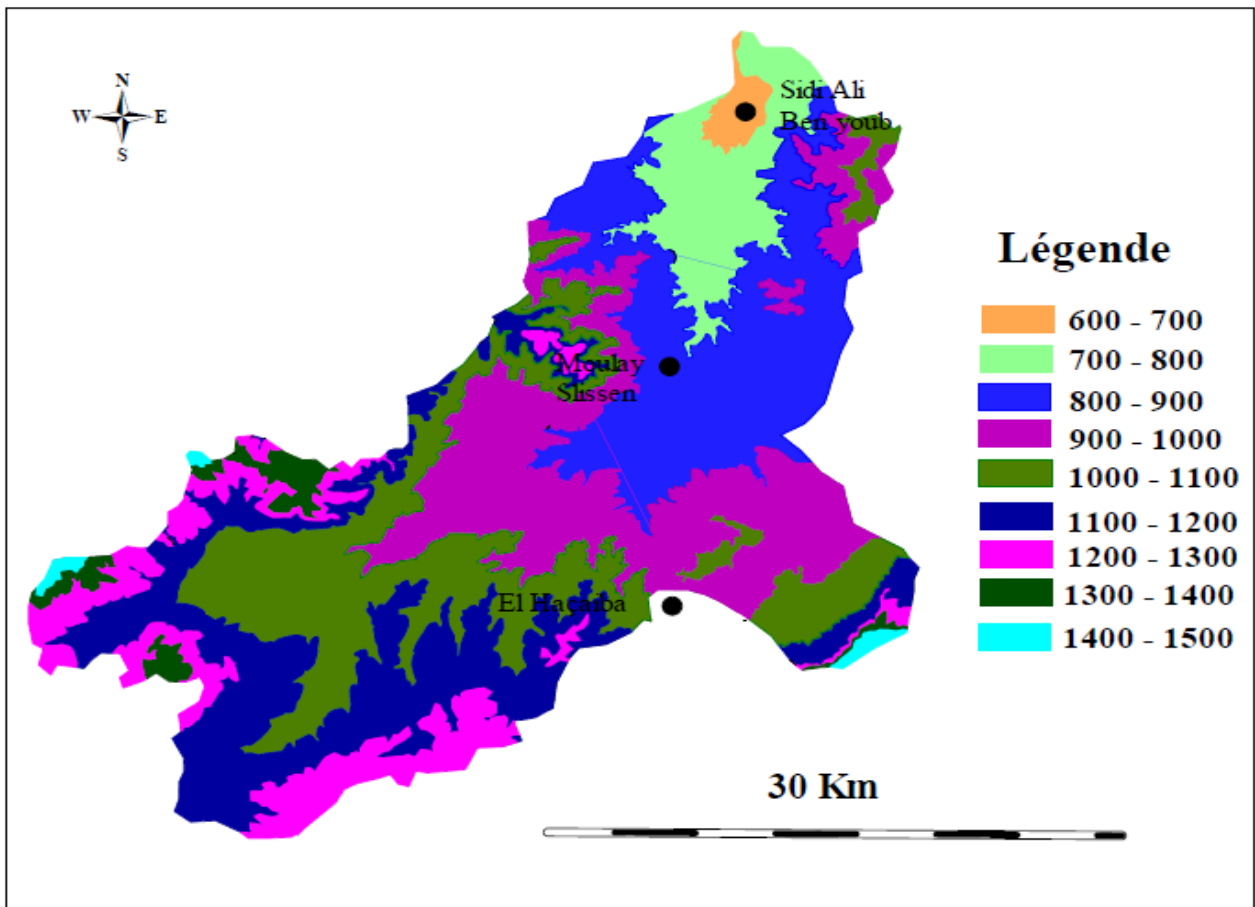


Figure II-8: Carte hypsométrique du bassin versant de la moyenne Mekerra
(Par Mr. mokadmi Saleh 2012)

Tableau N° (II-3): répartition altimétrique du bassin versant SIDI ALI BENYOUB
(MOKADMI Saleh 2012)

Bassin versant	Altitudes (m)	Altitudes Moyennes (m)	Superficies Partielles		Superficies cumulées	
			(km ²)	(%)	(km ²)	(%)
SIDI ALI BEN YOUB	1400-1500	1500	5.25	0.56	5.25	0.56
	1300-1400	1450	21.64	2.30	26.89	2.86
	1200-1300	1350	85.96	9.14	112.85	12.00
	1100-1200	1250	180.16	19.16	293.01	31.17
	1000-1100	1150	195.89	20.84	488.90	52.01
	900-1000	1050	190.58	20.27	649.48	72.28
	800-900	950	177.60	18.89	857.08	91.17
	700-800	850	73.58	7.83	930.66	99.00
	600-700	750	9.44	1.00	940.10	100
Superficie Total			940,10 km²			

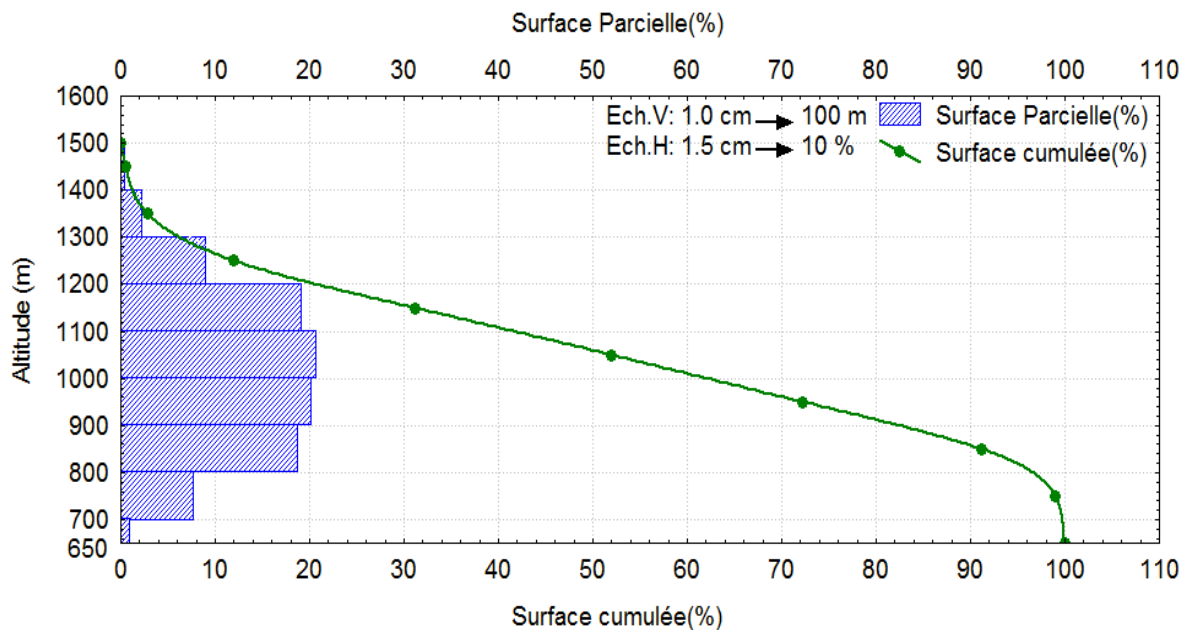


Figure II-9: Courbe hypsométrique de la moyenne Mekerra (mokadmi Saleh 2012)

Bassin de SIDI BEL ABBES

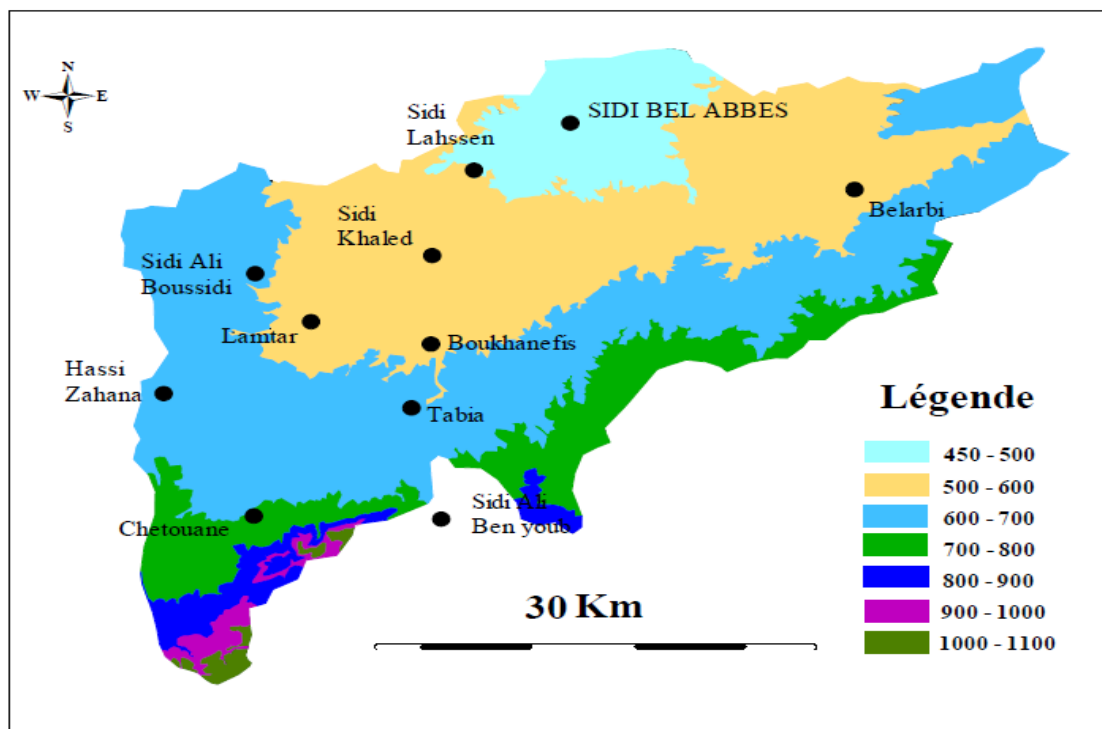


Figure II-10: Carte hypsométrique du bassin versant de la basse Mekerra. (mokadmi Saleh 2012)

Tableau N° (II-4) : Répartition altimétrique du bassin versant Sidi bel Abbès.

(MOKADMI Saleh 2012)

Bassin versant	Altitudes (m)	Altitudes Moyennes (m)	Superficies Partielles		Superficies cumulées	
			(km ²)	(%)	(km ²)	(%)
SIDI BEL ABBES	1000-1100	1050	7.61	0.64	7.61	0.64
	900-1000	950	16.12	1.35	23.73	1.99
	800-900	850	33.07	2.77	56.8	4.75
	700-800	750	141.59	11.85	198.39	16.60
	600-700	650	438.2	36.67	636.59	53.27
	500-600	550	454.11	38.00	1090.7	91.27
	450-500	475	104.3	8.73	1195	100
Superficie Total			1195 km²			

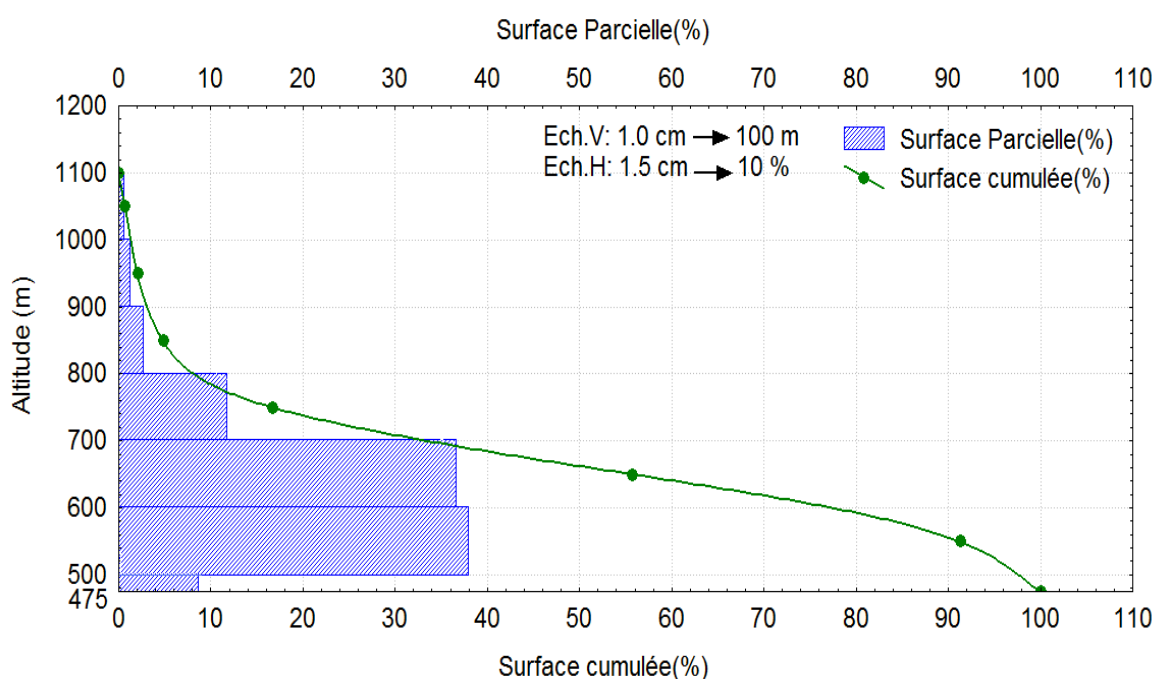


Figure II-11: Courbe hypsométrique du basse Mekerra.
(mokadmi Saleh 2012)

II-3-3-3-2 Hauteurs caractéristiques

II-3-3-3-2-1 Altitude moyenne du bassin versant

$$H_{moy} = \frac{\sum h_i \cdot s_i}{S} \quad (\text{II} - 4)$$

Avec S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²)

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives en (m)

S : Superficie du bassin versant (Km²).

II-3-3-3-2-2 L'altitude médiane

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique, Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans

le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière.

II-3-3-3-2-3 L'altitude minimale

L'altitude minimale correspond à une surface cumulée de 95% sur la courbe hypsométrique.

II-3-3-3-2-4 L'altitude maximale

L'altitude maximale correspond à une surface cumulée de 5% sur la courbe hypsométrique.

Tableau N° (II-5) : les hauteurs caractéristiques des sous bassins de l'oued Mekerra
(MOKADMI Saleh 2012)

Hauteurs caractéristiques	Symbole	Basse Mekerra	Moyenne Mekerra	Haute Mekerra
	H max	853	1314	1266
	H moy	620.70	1011.04	1156.49
	H min	527.00	817.00	1060.00
	H méd	658	1058.00	1190.00

II-3-3-3-3 Indice de pente

II-3-3-3-3-1 Indice de pente globale I_g

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

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (\text{II} - 5)$$

Avec :

L : longueur du rectangle équivalent

II 3-3-3-2 Indice de pente moyenne (Ipm)

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

$$Ipm = \frac{\Delta h}{L} = \frac{Hmax - Hmin}{L} \quad (II - 6)$$

II -3-3-3-3 Indice de pente de ROCHE (Ip)

C'est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces, Donnée par la formule suivante :

$$Ip = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{Si * Di} \quad (II - 7)$$

où :

Ip : indice de pente de Roche

L : longueur du rectangle équivalent (m)

Di : différences entre deux altitudes du rectangle équivalent

Si : superficie partielle en (%) comprise entre deux altitudes.

Tableau N° (II-6): les différents indices de pente

(MOKADMI Saleh 2012)

Bassin Versant	Indice de pente globale (m/Km)	Indice de pente Moyenne (%)	Indice de pente de ROCHE
Basse Mekerra	3.89	0.78	2.60
Moyenne Mekerra	6.23	1.13	3.27
Haute Mekerra	3.59	0.63	3.78

II -3-3-3-4 La dénivelée

Elle est calculée par la formule suivante :

$$D = H5\% - H95\% \quad (II - 8)$$

Elle est définie sur la courbe hypsométrique ou même directement à l'oeil sur la carte topographique.

II-3-3-3-5 La dénivelée Spécifique « Ds »

Elle est calculée Par la relation suivante :

$$Ds = Ig * \sqrt{S} = \frac{D}{L} * \sqrt{S} \quad (II - 9)$$

Avec :

L : longueur du rectangle équivalent (m)

S : surface du bassin versant (Km2)

Tableau N° (II-7): La classification d'O.R.S.T.O.M (1)

La classification	Etat du relief	L'intervalle de Ds
<i>R1</i>	Relief très faible	Ds < 10 m
<i>R2</i>	Relief faible	10 m < Ds < 20 m
<i>R3</i>	Relief assez faible	25 m < Ds < 50 m
<i>R4</i>	Relief modéré	50 m < Ds < 100 m
<i>R5</i>	Relief assez fort	100 m < Ds < 250 m
<i>R6</i>	Relief fort	250 m < Ds < 500 m
<i>R7</i>	Relief très fort	Ds > 500 m

(1): Office de la recherche scientifique et technique outre-mer

D'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M ci-dessus, appliquée à nos bassins versant, les sous bassins de l'oued Mekerra sont d'ordre R5, (Tableau I-7).

Tableau (II-8) : La dénivelée et la dénivelée spécifique et leur classe (l'O.R.S.T.O.M)

Bassin Versant	Dénivelée	Dénivelée Spécifique	Classe
Basse Mekerra	326	134.59	Relief assez fort
Moyenne Mekerra	497	191.05	Relief assez fort
Haute Mekerra	206	109.09	Relief assez fort

II -4 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

II -4-1 Le chevelu hydrographique

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement, Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin.

Le chevelu hydrographique de l'oued Mekerra est peut développer, son tracé est influencé par le relief en place, Il suit la direction Sud-ouest, Nord-est des monts de Tessala.

La Mekerra draine une superficie totale 3058,3 km² sur un talweg d'environ 175,5 km, depuis les hautes vallées de la steppe au Sud de Ras El Ma jusqu'à la ville Sidi Bel Abbés, Le réseau hydrographique est composé par de nombreux affluents, représenté fréquemment par des cours d'eau temporaires, L'oued est alimentés par des précipitations et par des sources dont la plus importante est Ain – Skhouna.

Les réseaux hydrographiques de sous bassins de l'oued Mekerra ; Haçaiba, Sidi Ali Benyoub et Sidi Bel Abbés et classification de chevelu hydrographique sont représentés dans les figures (II-12), (II-13), (II-14),et tableaux (II-9),(II-10),(II-11) successivement.

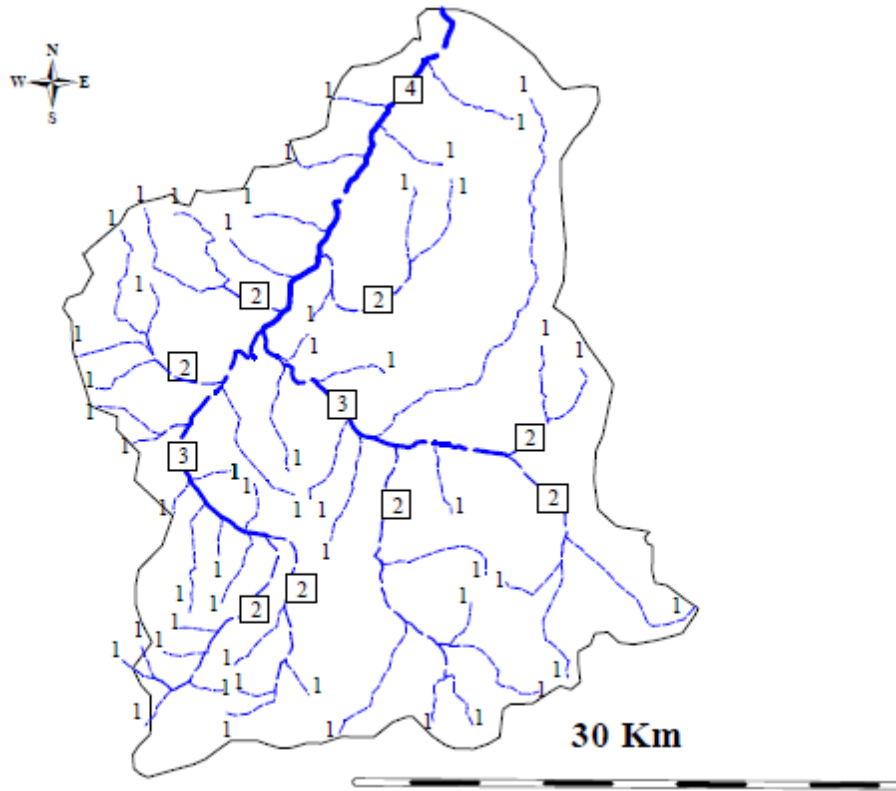


Figure II-12: Réseau hydrographique du sous bassin Haçaiba
(mokadmi Saleh 2012)

Tableau N°(II-9): Classification du réseau hydrographique (Haçaiba)

(MOKADMI Saleh 2012)

Ordre (n)	Nombre (N)	Longueur (Km)	Longueur moy (Km)
1	52	247.7	4.76
2	10	71.70	7.17
3	2	35.60	17.80
4	1	23.34	23.34
Somme	65	378.34	53.07

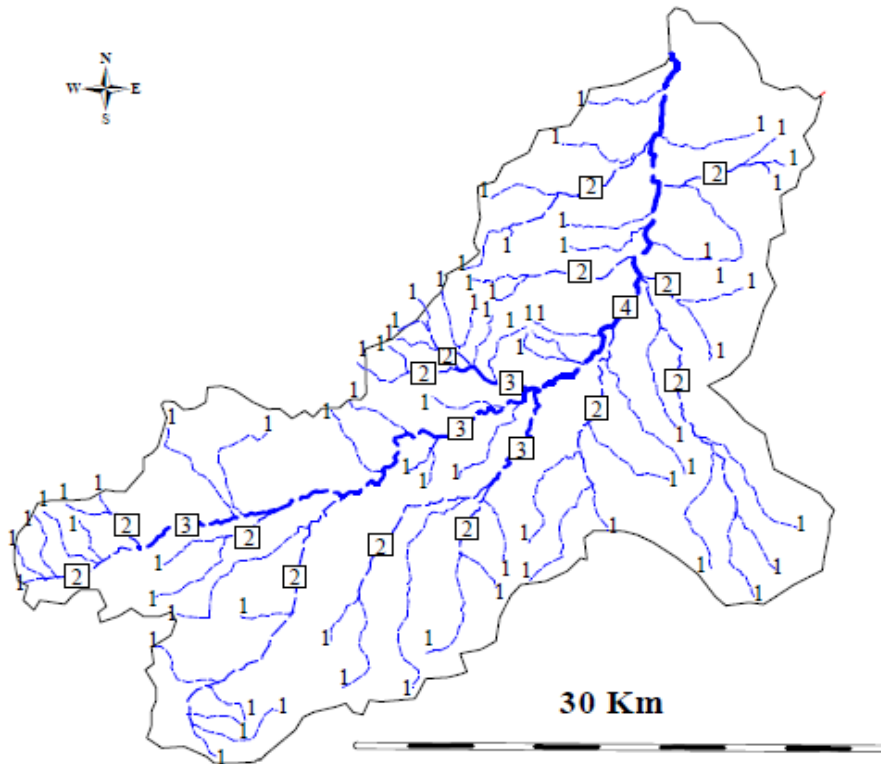


Figure II-13: Réseau hydrographique du sous bassin Sidi Ali ben youb
(Mr. mokadmi Saleh 2012)

Tableau N°(II-10): Classification du réseau hydrographique (SAB)
(MOKADMI Saleh 2012)

Ordre (n)	Nombre (N)	Longueur (Km)	Longueur moy (Km)
1	69	317	4.59
2	17	114.2	6.72
3	3	43.40	14.46
4	1	27.18	27.18
Somme	90	501.78	52.95

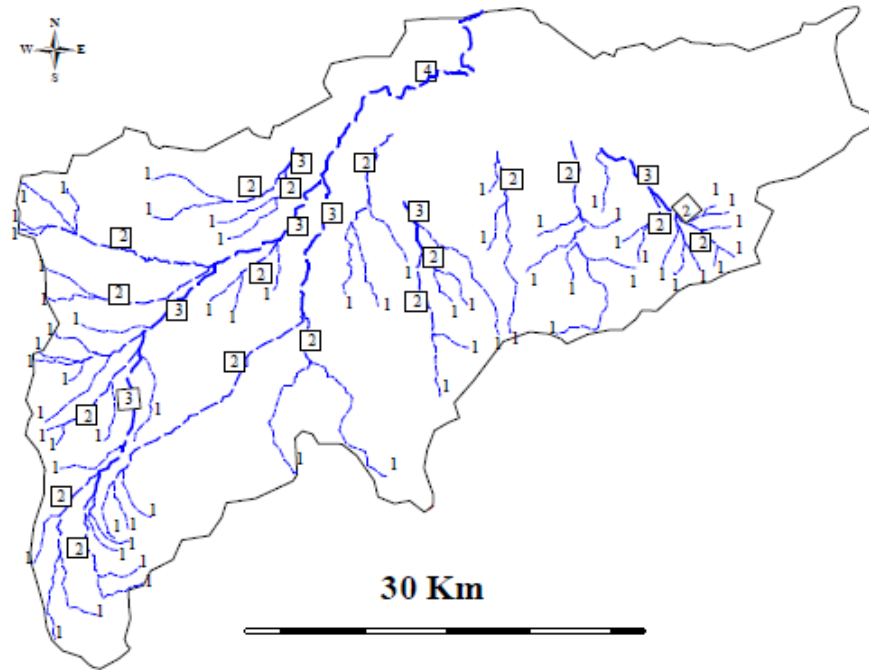


Figure II-14: Réseau hydrographique du sous bassin Sidi bel Abbés
(Mr. mokadmi Saleh 2012)

Tableau N°(II-11): Classification du réseau hydrographique (SBA)
(MOKADMI Saleh 2012)

Ordre (n)	Nombre (N)	Longueur (Km)	Longueur moy (Km)
1	24	257.20	4.02
2	21	118.30	5.63
3	6	44.52	7.42
4	1	32.65	32.65
Somme	52	452.67	49.72

II-4-2 Profil en long de l'axe de l'oued

L'oued Mekerra présente un profil en long assez régulier, Ce profil est tracé à partir de la carte topographique à l'échelle 1/200,000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau à l'exutoire, Le profil est dessiné dans la figure (I-15).

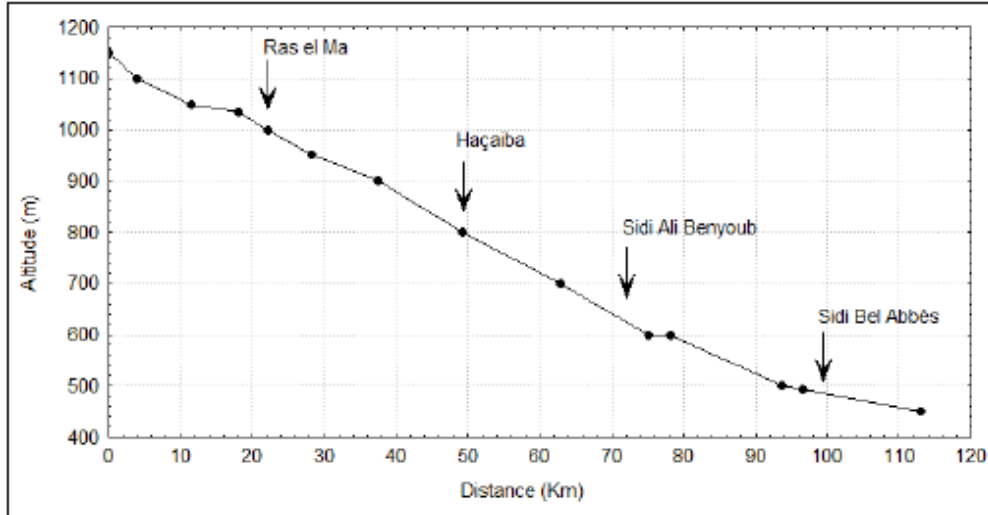


Figure II-15: Profil en long du cours d'eau principale « Mekerra »

(MOKADMI Saleh 2012)

II-4-3 Pente moyenne de cours d'eau principal (pm)

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

$$pm = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (\text{II} - 10)$$

Avec :

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

ΔL : distance entre ces deux points (km).

II-4-4 Densité de drainage

Elle se définit par le rapport de la longueur totale des cours d'eau à la surface du bassin versant :

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n Li}{S} \quad (\text{II} - 11)$$

$\sum_{i=1}^n Li$: somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i en (km).

S : surface du bassin versant (Km²).

II-4-5 Le coefficient de torrentialité (Ct)

$$Ct = Dd * F1 = Dd * \frac{N1}{S} \quad (\text{II} - 12)$$

Avec : Dd : la densité de drainage.

N : Nombre des talwegs d'ordre 1.

S : Surface du bassin versant.

II-4-6 Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$E = \frac{\left[2 * (S * \pi)^{\frac{1}{2}} \right]}{L0} \quad (\text{II} - 13)$$

Lm : la Longueur moyenne des thalwegs de même ordre (Km)

S : la superficie du bassin versant en Km²

E : Coefficient d'allongement

L0 : la longueur moyenne des talwegs au niveau de chaque Oued, où :

n : nombre d'ordre .

$$L0 = \frac{\sum Lm}{n} \quad (\text{II} - 14)$$

Tableau N° (II-12) : Coefficient d'allongement

(MOKADMI Saleh 2012)

Bassin	n	L0 (Km)	E
SBA	4	12.43	9.86
SAB	4	13.24	8.21
HAÇ	4	13.27	8.12

II-4-7 La fréquence des thalwegs d'ordre 1 (F1)

C'est le rapport du nombre total de thalwegs d'ordre 1 à la surface du bassin versant :

$$F1 = \frac{N1}{A} \quad (\text{II} - 15)$$

N1 : nombre total des cours d'eau

A : la surface (Km²)

II-4-8 Rapport de confluence (Rc)

Il est donné par la relation suivante :

$$Rc = \frac{Nn}{N(n+1)} \quad (\text{II} - 16)$$

Nn : nombre de talwegs d'ordre n

Nn+1 : nombre de talwegs d'ordre n+1

Tableau N° (II-13) : Rapport de confluence

(MOKADMI Saleh 2012)

Ordre		1/2	2/3	3/4
Rc	SBA	1.14	3.50	6.00
	SAB	4.06	5.67	3.00
	HAÇ	5.20	5.00	2.00

II-4-9 Rapport de longueur (R1)

Il représente le quotient de longueur de talwegs d'ordre « n » par la longueur des talwegs d'ordre supérieur « n+1 », donné par la relation :

$$R1 = \frac{Ln}{L(n+1)} \quad (\text{II} - 17)$$

Ln : nombre de talwegs d'ordre n

Ln+1 : nombre de talwegs d'ordre n+1

Tableau N° (II-14) : Rapport de longueur

(MOKADMI Saleh 2012)

Ordre		1/2	2/3	3/4
R1	SBA	2.17	2.66	1.36
	SAB	2.78	2.63	1.60
	HAÇ	3.45	2.01	1.53

II-4-10 Temps de concentration

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de point hydrauliquement le plus éloigné du bassin pour arriver à l'exutoire.

Pour son calcul, nous nous utilisons les formules suivantes :

- Formule de Giandotti (Sud Italie 1937)

$$T_c = \frac{4\sqrt{S}+1.5L}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (II - 18)$$

Tc : temps de concentration en Heures

S : superficie du bassin versant (Km²)

L : longueur de l'Oued (m)

Hmoy : altitude moyenne (m)

Hmin : altitude minimale (Km)

- Formule de BASSO

$$T_c = 0.067 * \frac{L^{1.155}}{(H_{max} - H_{min})^{0.385}} \quad (II - 19)$$

L : longueur du bassin versant (Km)

Hmax : altitude maximale (Km)

Formule de KENNEDY – BATH

$$T_c = 0.19 * \left(\frac{L}{\sqrt{I_0}}\right)^{0.75} * I_c^{1/3} \quad (II - 20)$$

L : longueur du bassin versant (Km)

I₀ : la pente du bassin versant (%)

I_c : la pente critique du bassin versant (%)

-La formule de KIRPICH

$$T_c = 0.6615L^{0.77} * I_g^{0.385} \quad (II - 21)$$

L : longueur du bassin versant (Km)

I_g : indice de la pente globale (%)

Tableau N° (II-15) : Sommaire des valeurs de Temps de concentration

(MOKADMI Saleh 2012)

Bassin	GIANDOTTI	BASSO	KENNEDY–BATH	KIRPICH	Moyen
Basse Mekerra	13.50	13.15	10.66	21.18	14.62
moyenne Mekerra	7.67	10.97	7.90	12.58	9.78
haute Mekerra	9.87	10.26	7.30	22.24	12.41

II-4-11 Tableau récapitulatif

La connaissance des paramètres morphométriques et hydrographique ainsi que leur comparaison sont importantes, Ils interviennent souvent de façon combinée pour commander les modalités de l'écoulement.

Ces paramètres sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N° (II-16) : Récapitulatif des caractéristiques morphométriques et hydrographiques dessous bassin versant de l'oued Mekerra

Désignation		Symbole	Unités	St SBA	St SAB	St Haç
Superficie		S	Km ²	1196	938.10	924.20
Périmètre		P	Km	197	183.10	146.40
Longueur du thalweg principal		L	Km	75.73	18.36	50.72
Pente du thalweg principal		Pm	%	1.42	4.90	0.78
Indice de compacité		Kc	-	1.59	1.67	1.34
Coefficient d'allongement		Ca	-	9.86	8.21	8.12
Rectangle équivalent	longueur	L	Km	84.31	79.79	56.98
	largeur	l	Km	14.18	11.75	16.21
Altitudes	maximale	Hmax	m	853	1314	1266
	moyenne	Hmoy	m	620.70	1011.04	1156.49
	médiane	Hmed	m	658	1058.00	1190.00
	minimale	Hmin	m	527.00	817.00	1060.00
Pente moyenne de B.V		Im	%	0.78	1.13	0.63
Indice de pente globale		Ig	%	3.89	6.23	3.59
Indice de pente moyenne		Im	%	0.78	1.13	0.63
Indice de pente de M Roche		Ip	%	2.60	3.27	3.78
Dénivelée		D	m	326	497	206
Dénivelée spécifique		Ds	m	134.59	191.05	109.09
Densité de drainage		Dd	Km/km ²	0.38	0.53	0.41
Coefficient de torrentialité		Ct	-	2.03	3.92	2.30
Temps de concentration		Tc	h	14.62	9.78	12.41

II-5 Analyse des précipitations

Pour mieux cerner à l'étude de la pluviométrie, des séries des pluies les pluies totales annuelles et les pluies mensuelles ont été retenues.

Les données pluviométriques des stations implantées dans différents endroits de la zone d'étude sont collectées. Celles-ci ont été fournies par les différentes antennes régionales de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques d'Oran (ANRH).

Elles sont incluses entre l'année hydrologique (1980/1981) et l'année (2010/2011). En Algérie l'année hydrologique débute le 1^{er} septembre et se termine le 31 août de l'année suivante. Le tableau (II-17), montre que toutes les stations de bassin versant ont une longue période d'observation (31 ans) qui s'étend de 1980 jusqu'à 2010 et ne contiennent pas de lacune annuel.

Tableau N° (II-17) : Caractéristiques des stations pluviométriques du bassin de Mekerra
(Cherif el amine, 2015)

Nom de Station	Code	Coordonnées Lambert			Période
		Z (m)	X (m)	Y (m)	
Sidi Ali Benyoub	110201	635	186500	192200	1980-2010
S.B.A (ville)	110305	485	194250	215600	1980-2010

Il convient de remarquer également à partir des (figures II-16,17 et 18) l'irrégularité se traduit non seulement par la variation des hauteurs de pluie mais aussi par l'existence de période de sécheresse consécutives (année 2004/2005 à la station de Haçaiba; et années 1997/1998, 2004/2005 à la station de Sidi Ali Benyoub).

La station de Sidi bel Abbés a enregistré en 1992/1993 un déficit d'environ 60% et en 1996/1997 d'environ 54% par rapport a la moyenne interannuelle.

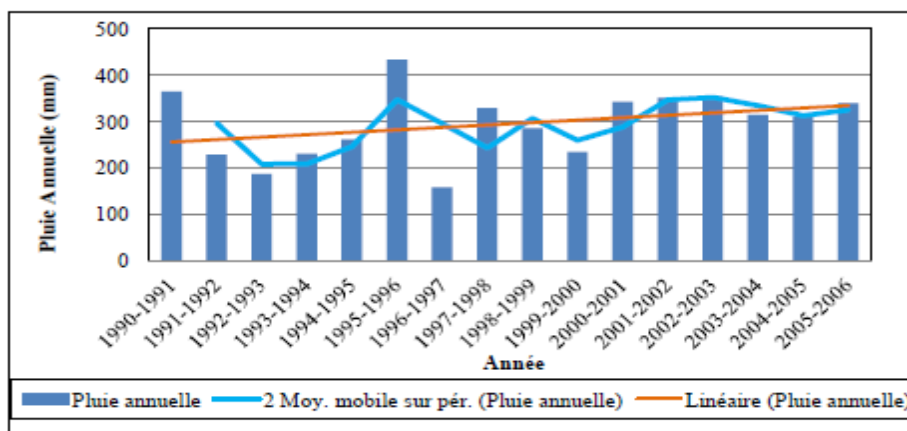


Figure II-16 : Variation interannuelle des précipitations moyennes annuelles - station de Sidi Bel Abbés (Cherif el amine, 2015)

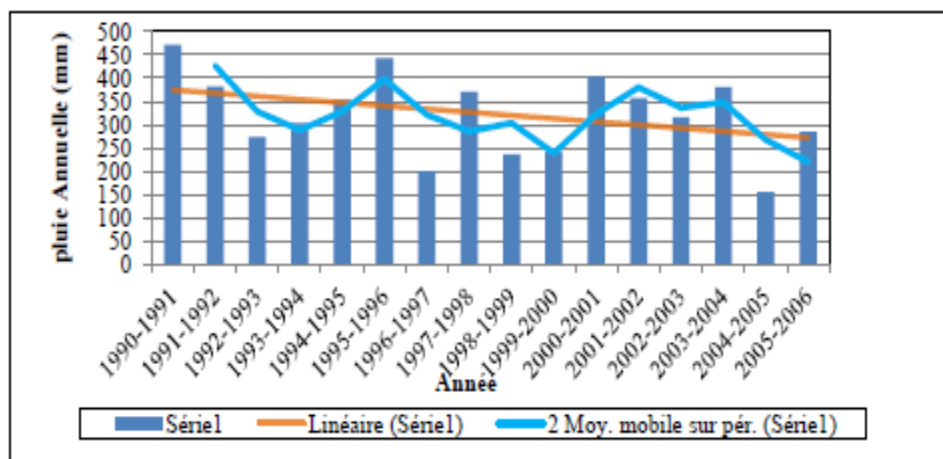


Figure II-17 : Variation interannuelle des précipitations moyennes annuelles - station de Sidi Ali Benyoub (Cherif el amine, 2015)

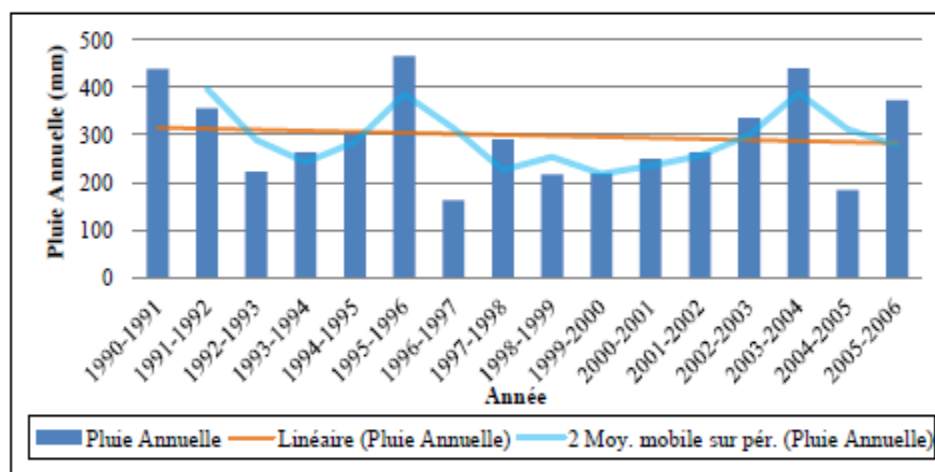


Figure II-18: Variation interannuelle des précipitations moyennes annuelles - station de Haçaiba (Cherif el amine, 2015)

Tableau N° (II-18): Variation de pluviométrie annuelle en fonction de l'altitude des stations (Cherif el amine, 2015)

STATION	PLUIE (mm)	ALTITUDE (mm)
ST SBA	295.58	485
ST SAB	323.55	635
ST HAÇ	299.03	950
ST R.ELMA	235	1097

Pour la représentation graphique des précipitations moyennes mensuelles (figure II-19), On constate que l'année hydrologique du bassin se divise à trois périodes pluviométriques :

1. une période sèche qui correspond au mois (juin, juillet et août) ;
2. une période relativement sèche qui correspond au mois (Septembre, Octobre) ;
3. une période humide qui correspond au mois (Novembre jusqu'à Mai).

D'autre part, les mois les plus pluvieux, ce sont Novembre et Mars, et les mois les plus secs sont représentés par Juin et Juillet.

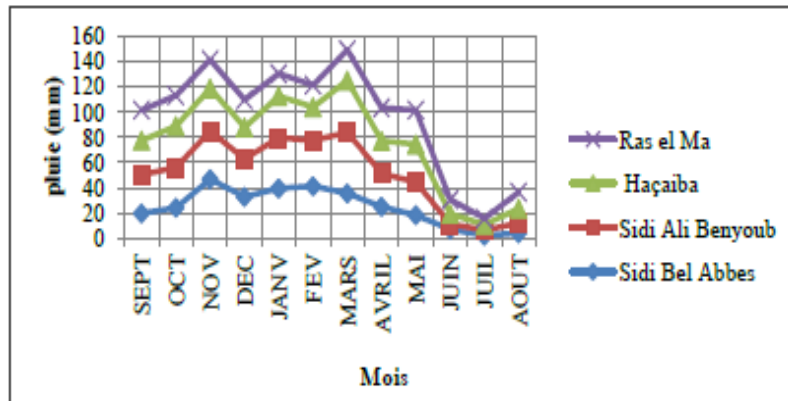


Figure II-19: Variations mensuelles de pluviométrie dans le bassin de Mekerra
(Cherif el amine, 2015)

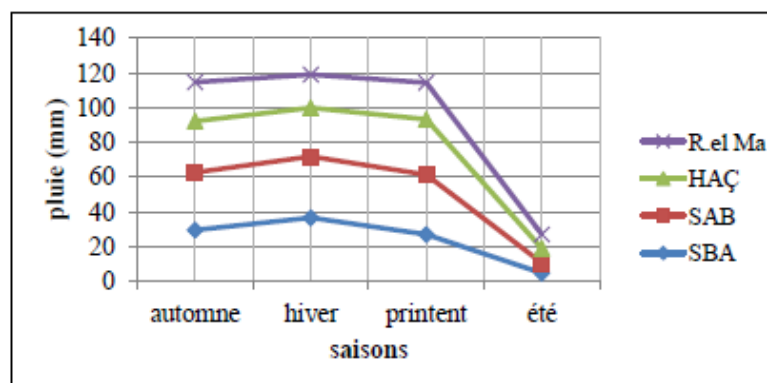


Figure II-20: Variation saisonnière des précipitations dans le bassin de la Mekerra
(Cherif el amine, 2015)

II-5-1 Les précipitations extrêmes et les averses facteur générateur des crues

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles. Pour dégager une idée générale sur l'importance des pluies extrêmes, on se base sur des données d'observations disponibles pour trois (03) stations et pour une période de quinze ans (1990-2005).

II-5-2 Ajustement des pluies maximales journalières

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "HYFRAN". Par cinq lois ou modèles statistiques les plus utilisés. L'ajustement de la série des pluies maximales journalières est effectué par la loi de Gumbel (doublement exponentielle) , de Galton (log normale) et de Gauss (normale) à l'aide de logiciel Hyfran, avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les ajustement .

II-5-3 Les pluies de courte durée

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

$$Pt = Pjmax\left(\frac{t}{24}\right)^b \quad (\text{II} - 22)$$

Pt: pluies de courte durée de fréquence donnée en (mm)

PJ max: pluies journalière de fréquence donnée en (mm)

t: temps en heure.

b: exposant climatique est calculé par la formule si dessous

$$b = 1 + \frac{\ln\left(\frac{Pjmax}{24}\right) - \ln 25}{\ln(24) - \ln(0.5)} \quad (\text{II} - 23)$$

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

$$It = \frac{Pt}{t} \quad (\text{II} - 24)$$

Tableau N° (II-19): Valeurs de l'exposant climatique pour les trois stations pluviométriques (Cherif el amine, 2015)

Station	PJ Max (mm)	Exposant climatique
HAÇAIBA	31.76	0.24
SIDI ALI BENYOUB	37.97	0.29
SIDI BEL ABBES	35.54	0.27
Bassin (moyenne)	35.09	0.27

L'intensité et la pluie de courtes durées correspondantes à un pas de temps variable, sont représentées pour les trois stations et de différentes fréquences.

II-6 Choix de la station de mesure Hydrométrique :

Deux stations hydrométriques ANRH de calage sont disponibles et servant de base à l'extrapolation des débits de crues aux barrages :

- Station hydrométrique de Sidi Ali Ben Youb (11-02-01) qui contrôle 1 875 km² (seulement 46% du BV du barrage)
- Station hydrométrique de Sidi Bel Abbés (11-03-01) qui contrôle 3 000 km² (75% du BV du barrage).

Le choix de cette station est motivé par le fait qu'elle présente les avantages suivants :

- La superficie contrôlée par cette station représente les 2/3 du bassin versant de l'oued Mekerra dont la superficie est d'environ 3000 km².
- Sa position intermédiaire entre deux zones à comportements hydrologiques distincts : à savoir haute Mekerra qui représente la zone de transfert et la plaine de Sidi Bel-Abbés qui correspond à la zone d'expansion des crues.
- Et enfin la disponibilité de séries données hydrométriques traitées sur une période représentative.

II-6-1 Difficultés liées à l'estimation des crues extrêmes

L'estimation de la crue de dimensionnement et de la crue extrême d'un barrage pose des problèmes spécifiques liés au petit nombre et au type des données disponibles qui sont fournies par la nature suivant un processus aléatoire. De plus, les approches proposées pour analyser ces données sont diverses et font encore l'objet de recherches et parfois de débats. Très souvent, les séries hydrométriques à traiter ne couvrent que quelques dizaines d'années, avec en général aucun événement exceptionnel, et elles se trouvent à distance du barrage. On se trouve alors confronté à plusieurs difficultés.

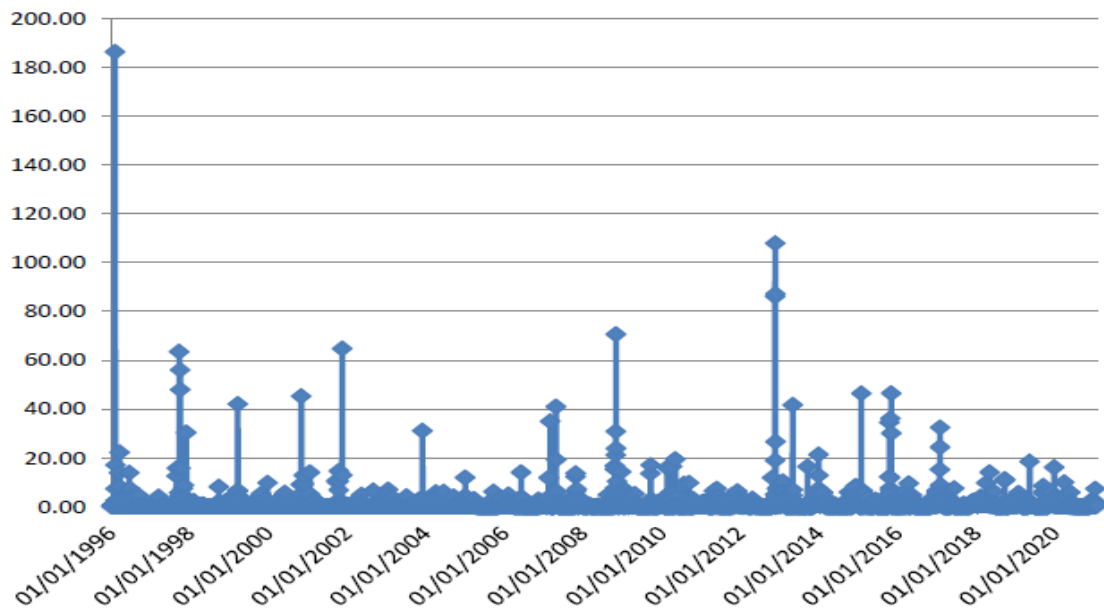


Figure II-21: Chronologie des débits journaliers au niveau du barrage Cheurfas entre 1996 à 2021 (Cherif el amine, 2015)

II-6-2 Formule empirique

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour la prédétermination des débits de crues maximales.

1. Formule de SOKOLOVSKY

$$Q_{max} \% = \frac{0.28 * (pt - H0) * \alpha p \% * F * S}{Tc} \quad (II - 25)$$

S: superficie du bassin versant.

H0 : pertes initiales en mm. H0 = 8 mm

$\alpha p \%$: coefficient de ruissellement de la crue probable pour une période donnée

$$\alpha p \% = \frac{\sqrt{Pct \%} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Pct \%} + \sqrt{H0}} \quad (II - 26)$$

Pt : pluies de courte durée.

Tc: temps de concentration.

F: coefficient de forme de l'hydrogramme de crue :

$$F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \quad (II - 27)$$

On prend : $\gamma = 5$, d'où : **F = 0.75**

Tableau N° (II-20): valeur de γ en fonction de bassin versant
(Cherif el amine, 2015)

Condition	γ
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km ²	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4$
Pour les grand bassin	$4 \leq \gamma \leq 7$

2. Formule de POSSENTI

$$Q_{max} = \frac{\mu * P_{maxj} \% * s}{L_p} \quad (II - 28)$$

$P_{max j\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m).

μ : Coefficient compris entre 700 et 800, nous choisissons $\mu = 750$

L_p : Longueur du cours d'eau principal en (Km).

3. Formule TURRAZA

$$Q_{max\%} = \frac{C * S * (H_{moy} - H_{min})^{1/2}}{4(s)^{1/2} + 1.5L} * P_t \quad (II - 29)$$

$Q_{max} (\%)$: débit maximum de crue en m³/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

C : Coefficient topographique varie entre 66 et 166. nous prenons $C = 160$

S : superficie du bassin versant.

L : longueur du talweg principal.

H_{moy} , H_{min} : altitudes moyennes et minimales en (m).

P_t : pluies de courte durée.

Les résultats de calcul de toutes les formules pour les trois sous bassin sont représentés dans le Tableau suivant :

bassins	Méthodes	Période de retour (ans)							
		2	5	10	20	50	100	2000	10000
SAB	SOKOLOVSKY	516.68	730.59	873.69	1015.29	1200.57	1342.17	1852.83	2154.10
	GIANDOTTI	372.30	526.43	629.54	731.57	865.08	967.11	1335.07	1552.15
	POSSENTI	1023.91	1447.80	1731.39	2012.00	2379.17	2659.77	3671.74	4068.77
	TURRAZA	427.15	603.99	722.30	839.36	992.54	1109.60	1531.77	1780.84

Tableau N° (II-21): Les résultats de calcul de toutes les formules pour les trois sous bassin
(Cherif el amine, 2015)

II-7 Conclusion :

L'établissement de ce chapitre a pour but d'obtenir des résultats basés sur les calculs qu'il a fait , des caractéristiques du bassin versant qui influence le cours d'eau ainsi que l'estimation du débit de crue optimal afin de pouvoir réaliser un aménagement adéquat à la situation de l'Oued.

CHAPITRE III :
DIMENSIONNEMENT
D'UN EVACUATEUR
DE CRUES

III-1 INTRODUCTION

Il s'agit d'un organe hydraulique destiné à assurer le transit des crues. Il peut s'agir d'un déversoir à seuil libre fonctionnant par « trop-plein » ou d'un organe vanné (de surface, de fond ou de demi-fond) ou d'un organe mixte. Un même barrage peut avoir plusieurs organes hydrauliques dédiés à l'évacuation des crues, du même type ou non.

III-2 OBJECTIF DE L'OUVRAGE

Le principe est d'assurer, sans débordement et avec une revanche suffisante, l'écoulement des crues jusqu'à la crue de danger (T 10000 ans) au moyen d'un coursier en béton armé de 350 m de long et 40 m de large.

Au-delà du coursier, les débordements pour les crues exceptionnelles sont admis car ils ne peuvent plus générer de désordres sur le barrage. Le canal de restitution permet d'acheminer les eaux depuis le bassin de dissipation de l'évacuateur en béton armé jusqu'en fond de vallée.

III-2-1 choix de l'évacuateur de crue :

Le choix du type d'évacuateur de crue et son dimensionnement intègrent également de nombreux éléments dont un des premiers est la sensibilité de la structure choisie à un exhaussement de la retenue mais interviennent également les caractéristiques hydrologiques du site, les possibilités topographiques, les caractéristiques du bassin versant en termes de corps flottants ou de transports de sédiment. De ces différents éléments, il résulte une grande variabilité dans le choix du type d'évacuateur. Certains barrages disposent parfois de plusieurs évacuateurs de types différents (Cottin, 2009). 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.

L'évacuateur de crue du barrage Cheurfas II est dimensionné à la base d'une crue $Q=2039 \text{ m}^3/\text{s}$ tandis que le débit entrant peut atteindre $5509 \text{ m}^3/\text{s}$, donc le débit maximum à évacuer est très important ($Q_{\text{dév}}=5509 - 2039 = 3470 \text{ m}^3/\text{s}$).

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 barrage.
- Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement (débit de la crue).

III-2-2 choix de la rive favorable :

Il se trouve que la rive droite est mieux favorable que la rive gauche parce que la pente du 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.

III-3 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

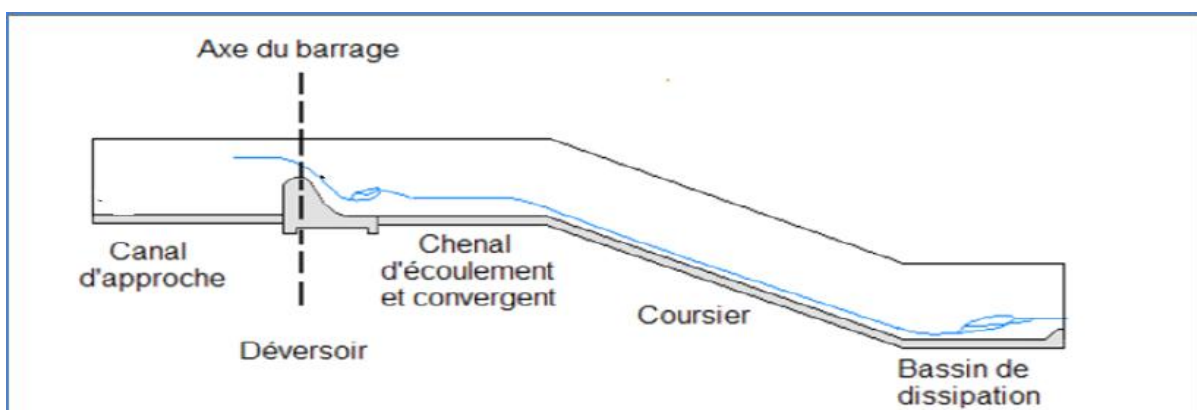


Figure III-1: Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal

Les données d'entrées sont issues de l'étude hydrologique et du laminage.

Le pré-dimensionnement réalisé dans cette étude hydrologique prévoyait un déversoir d'une largeur de 50.67 mètres calé à la cote 225.6m NGA (cote de la retenue normale).

Les conditions hydrauliques limites amont sont les suivantes :

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

Le débit maximum à évacuer : $Q_{dév} = 3470 \text{ m}^3/\text{s}$.

Charge hydraulique au-dessus du déversoir : $H = 10 \text{ m}$.

III-3-1 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 $P=10\text{m}$.

H: la charge d'eau sur le déversoir $H=10\text{m}$.

$$h = H + P \quad (\text{III- 1})$$

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

III-3-2 Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$v = \frac{Q_{dév}}{h*b} \quad (\text{III- 2})$$

b: largeur du déversoir $b=50.67\text{m}$.

Q: débit évacue $Q=3470 \text{ m}^3/\text{s}$

$$V = 3.4 \text{ m/s}$$

III-3-3 Hauteur du mur du canal d'approche

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

$$Re = 0.6 + 0.05V(H\frac{1}{3}) \quad (\text{III- 3})$$

$$Re = 1.26\text{m}$$

D'où la hauteur de mur est:

$$Hm = H + P + Re \quad (\text{III- 4})$$

$$Hm = 21.26\text{m}$$

III-3-4 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.

La surface de déversement d'un déversoir au profil CREAGER peut être construit à l'aide des coordonnées calculées suivant la trajectoire de la nappe libre.

Pour le cas de notre déversoir: $H_{dév} = 10\text{m}$.

Tableau N° (III-1): Valeur de x et y primaire pour le tracé le seuil.

x	0.00	0.10	0.30	0.60	1.00	1.40	1.70	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50
y	0.126	0.036	0.00	0.06	0.286	0.565	0.873	1.235	1.96	2.824	3.818	4.93	6.22

$$X = x * H_{dév}$$

$$Y = y * H_{dév}$$

Tableau N° (III-2): Valeur de X et Y finale de tracé de seuil.

x	0.00	1	3	6	10	14	17	20	25	30	35	40	45
y	1.26	0.36	0.00	0.60	2.56	5.65	8.73	12.35	19.60	28.24	38.18	49.30	62.20

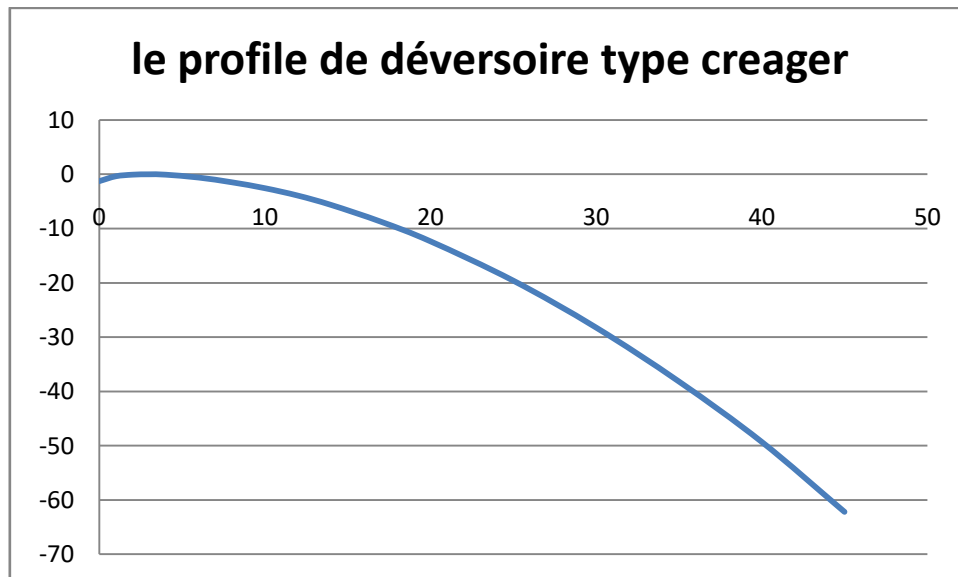


Figure III-2: le profile du déversoire type Creager

III-3-5 Chenal d'écoulement

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

On détermine la profondeur critique y_c pour un canal de forme rectangulaire comme suit :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \quad (\text{III-5})$$

Q: débit à évacuer $Q=3470\text{m}^3/\text{s}$.

b: largeur du canal $b=50.67\text{m}$.

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

$$y_c = 7.82\text{m}$$

calcul de la charge critique H_c

$$H_c = 1.5 * y_c \quad (\text{III-6})$$

$$H_c = 11.73 \text{ m}$$

La pente critique se détermine par la formule de Manning Strickler pour ($h=h_c$).

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

$I < I_c$ on a $h_n > h_c$ régime fluvial

$I > I_c$ on a $h_n < h_c$ régime torrentiel

$$Q = K * S * R^{2/3} * I^{1/2} \quad (\text{III-7})$$

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

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

$$I_{cr} = 0.038 \quad \Longrightarrow \quad I_{cr} = 3.8\%$$

$I < I_{cr}$ écoulement fluvial

III-3-6 Calcul de la profondeur normale H_n :

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

$$V = C * \sqrt{R * I} \quad (\text{III- 9})$$

On a :

$$Q = C * S * \sqrt{R * I} \quad \Rightarrow \quad Q = V * S \quad (\text{III- 10})$$

Ou :

S : Section mouillée en (m^2).

P : Périmètre mouillée en (m).

R : Rayon hydraulique $R = S/P$

C : Coefficient de CHEEZY ou $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$

i : Pente du chenal ($i = 0.098$)

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

b : Largeur du canal ($b = 50.67 \text{ m}$)

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

Tableau N° (III-3): Calcul du débit du chenal d'évacuation

h(m)	b(m)	n	i	S(m^2)	P(m)	R(m)	C($\sqrt{m/s}$)	V(m/s)	Q(m^3/s)
0.0	50.67	0.014	0.098	0	50.67	0	0	0	0
0.5				25.335	51.67	0.49	63.42	13.89	352
1.0				50.67	52.67	0.96	70.94	21.75	1102
1.5				76.005	53.67	1.41	75.63	28.11	2136
2.0				101.34	54.67	1.85	79.14	33.69	3414
2.5				126.675	55.67	2.27	81.88	38.16	4834
3.0				152.01	56.67	2.68	84.18	43.14	6557
3.5				177.345	57.67	3.07	86.11	47.23	8376
4.0				202.68	58.67	3.45	87.80	51.05	10346

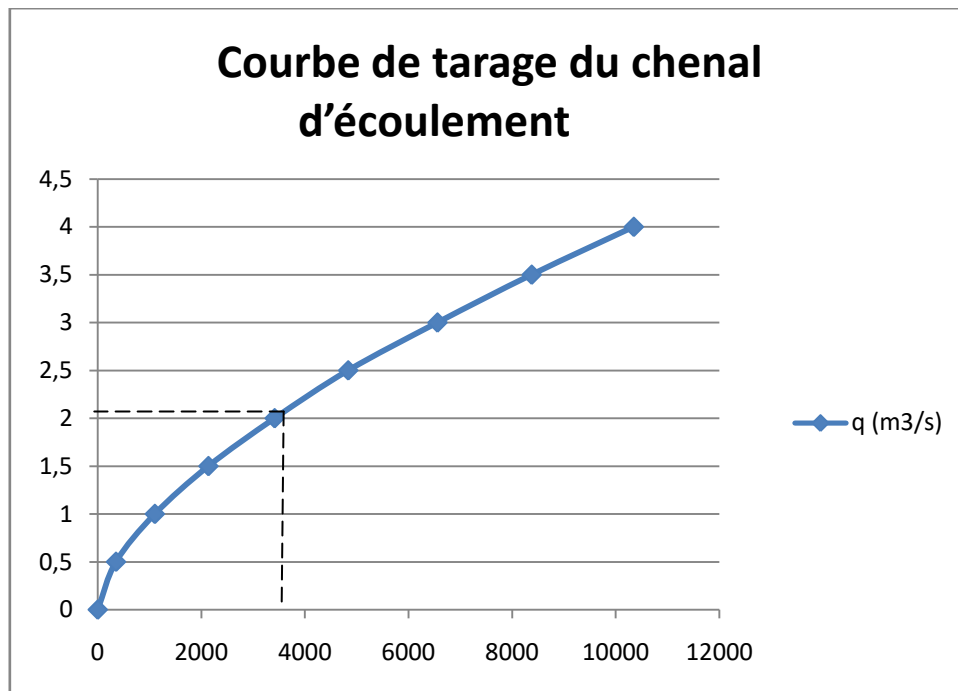


Figure III-3 : Courbe de tarage du chenal d'écoulement

Du graphe $h = f(Q)$ on peut déterminer h_n qui correspond au débit $Q = 3470 \text{ m}^3/\text{s}$. Donc, on aura :

$$Q = 3470 \text{ m}^3/\text{s} \quad \Longrightarrow \quad h_n = 2.1 \text{ m}$$

III-3-7 VERIFICATION DU REGIME D'ÉCOULEMENT

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

Si $h > h_{cr}$ l'écoulement est fluvial

Si $h = h_{cr}$ l'écoulement est critique

Si $h < h_{cr}$ l'écoulement est torrentiel

Pour notre cas : $h_n = 2.10 \text{ m} < h_{cr} = 11.73 \text{ m}$ donc l'écoulement dans le chenal est torrentiel

$$V_n = \frac{Q}{b \cdot h_n} \quad (\text{III-11})$$

$$V_n = 32.6 \text{ m/s}$$

Calcul de nombre de Froude

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (\text{III-12})$$

$$Fr = 7.81$$

III-3-8 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 :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2) \quad (III-13)$$

l_1 : est la largeur au plafond du bief amont $l_1=50.67$ m

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $l_2=40$ m

$$L = 26.67 \text{ m}$$

III-3-9 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 se compose de deux tronçons. La largeur de coursier est de 40 m.

Tronçon 1 longueur 100 m pente 0.06 ; tronçon 2 longueur 150 m pente 0.20.

III-3-9-1 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

III-3-9-2 REGIME D'ÉCOULEMENT DANS LE COURSIER

Le coursier se compose de deux tronçons. La largeur de coursier est de 40 m.

La pente supposent : $I=0.06$

Tableau N° (III-4): Calcul du débit du 1^{er} tronçon de coursier

h(m)	b(m)	n	i	S(m ²)	P(m)	R(m)	C($\sqrt{m/s}$)	V(m/s)	Q(m ³ /s)
0.0	40	0.014	0.060	0	40	0	0	0	0
0.5				20	41	0,49	63,68	10,89	217,88
1.0				40	42	0,95	70,87	16,94	677,68
1.5				60	43	1,40	75,34	21,80	1307,95
2.0				80	44	1,82	78,60	25,96	2076,82
2.5				100	45	2,22	81,16	29,64	2963,65
3.0				120	46	2,61	83,27	32,94	3953,38
3.5				140	47	2,98	85,06	35,96	5034,26
4.0				160	48	3,33	86,60	38,73	6196,80

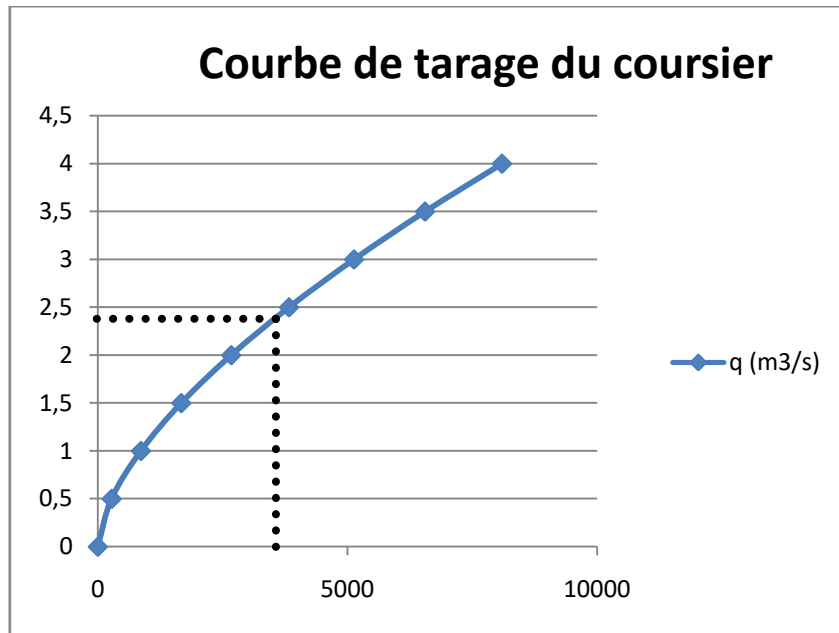


Figure III-4 : Courbe de tarage du coursier

Du graphe $h = f(Q)$ on peut déterminer h_n qui correspond au débit $Q = 3470 \text{ m}^3/\text{s}$ Donc, on aura :

$$Q = 3470 \text{ m}^3/\text{s} \quad \Longrightarrow \quad h_n = 2.4 \text{ m}$$

$$V_n = \frac{Q}{b * h_n}$$

$$V_n = 36.14 \text{ m/s}$$

Calcul de nombre de Froude

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * h}}$$

$$Fr = 7.45$$

$Fr > 1$ régime torrentiel.

La pente supposent : $I_2 = 0.20$

Tableau N° (III-5): Calcul du débit du 2ème tronçon de coursier

h(m)	b(m)	n	i	S(m ²)	P(m)	R(m)	C(√m/s)	V(m/s)	Q(m ³ /s)
0.0	40	0.014	0.20	0	40	0	0	0	0
0.5				20	41	0,49	63,68	19,89	397,80
1.0				40	42	0,95	70,87	30,93	1237,26
1.5				60	43	1,40	75,34	39,80	2387,97
2.0				80	44	1,82	78,60	47,40	3791,73
2.5				100	45	2,22	81,16	54,11	5410,87
3.0				120	46	2,61	83,27	60,15	7217,85
3.5				140	47	2,98	85,06	65,65	9191,26
4.0				160	48	3,33	86,60	70,71	11313,76

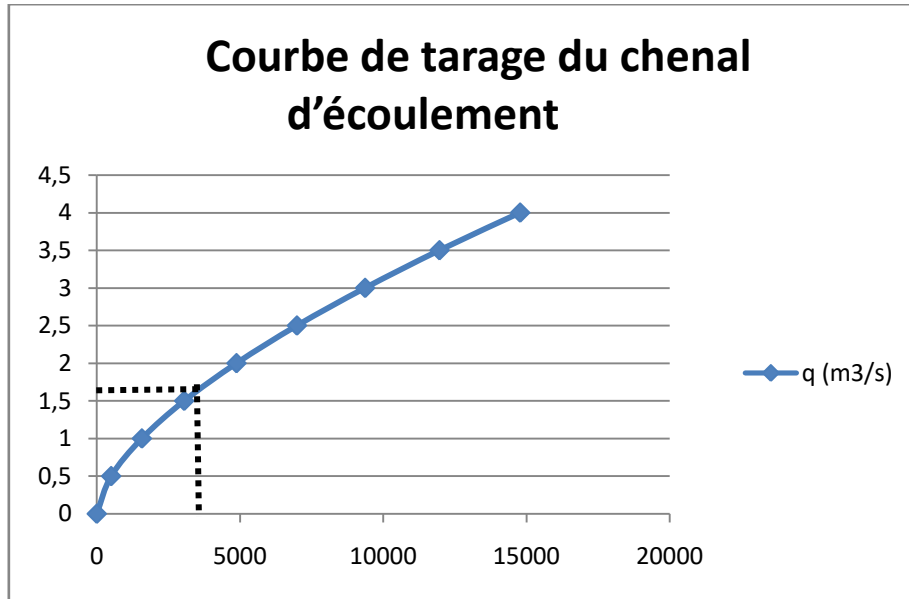


Figure III-5 : Courbe de tarage du coursier tronçon 2

Du graphe $h = f(Q)$ on peut déterminer h_n qui correspond au débit $Q = 3470 \text{ m}^3/\text{s}$ Donc, on aura :

$$Q = 3470 \text{ m}^3/\text{s} \quad \Longrightarrow \quad h_n = 1.6 \text{ m}$$

$$V_n = \frac{Q}{b * h_n}$$

$$V_n = 54.22 \text{ m/s}$$

Calcul de nombre de Froude

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * h}}$$

$$Fr = 13.68$$

$Fr > 1$ régime torrentiel.

Calcul de profondeur critique

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} \quad (\text{III-14})$$

$$h_{cr} = 7.82 \text{ m}$$

$$h_{cr} > h_1 \quad \text{et} \quad h_{cr} > h_2$$

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

III-3-10 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 $dQ/dx=0$:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^2} \quad (\text{III-15})$$

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 :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 * Q^2) / (S^2 * R^{4/3})}{1 - (Q^2 * B) / (g * S^3)} \quad (\text{III-16})$$

n : coefficient de rugosité = 0,014

S : 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 :

$$Q = k * S * R^{2/3} * J^{1/3} \quad (\text{III-17})$$

On adoptant :

$$J = \frac{v^2}{k^2 * R^{4/3}} \quad (\text{III-18})$$

Largeur du canal $b=40$ m.

Débit à évacuer: $Q=3470$ m³/s.

La pente du coursier: $I_1=0.06$ m/m et $I_2=0.20$ m/m

Coefficient de Strickler (71).

- Calcul de ligne d'eau dans le premier tronçon

Les résultats de calcul sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau N° (III-6) : Calcul de ligne d'eau dans le 1ere tronçon du coursier

Y(m)	S(m ²)	P(m)	R(m)	V(m/s)	J(m/m)	Fr ²	1-Fr ²	$\frac{n^2 * Q^2}{S^2 * R^{4/3}}$	$i - \frac{n^2 * Q^2}{S^2 * R^{4/3}}$	ΔX (m)	L(m)
9	360	58	6,21	95,66	9,64	0,0016	1,05	0,002	0,058	0,18	0,18
8,8	352	57,6	6,11	95,42	9,86	0,0017	1,13	0,002	0,058	0,43	0,61
8,6	344	57,2	6,01	95,18	10,09	0,0019	1,21	0,002	0,058	0,71	1,32
8,4	336	56,8	5,92	94,93	10,33	0,0020	1,29	0,002	0,058	1,01	2,33
8,2	328	56,4	5,82	94,67	10,58	0,0021	1,39	0,002	0,058	1,35	3,69
8	320	56	5,71	94,40	10,84	0,0023	1,50	0,002	0,058	1,73	5,41
7,8	312	55,6	5,61	94,13	11,12	0,0025	1,62	0,002	0,058	2,14	7,55
7,6	304	55,2	5,51	93,85	11,41	0,0027	1,75	0,003	0,057	2,61	10,16
7,4	296	54,8	5,40	93,56	11,72	0,0029	1,89	0,003	0,057	3,13	13,29
7,2	288	54,4	5,29	93,26	12,05	0,0031	2,06	0,003	0,057	3,71	17,00
7	280	54	5,19	92,95	12,39	0,0034	2,24	0,003	0,057	4,37	21,36
6,8	272	53,6	5,07	92,63	12,76	0,0037	2,44	0,004	0,056	5,11	26,48
6,6	264	53,2	4,96	92,30	13,14	0,0041	2,67	0,004	0,056	5,96	32,44
6,4	256	52,8	4,85	91,95	13,55	0,0045	2,93	0,004	0,056	6,93	39,37
6,2	248	52,4	4,73	91,60	13,99	0,0049	3,22	0,005	0,055	8,05	47,41
6	240	52	4,62	91,23	14,46	0,0054	3,55	0,005	0,055	9,34	56,75
5,8	232	51,6	4,50	90,85	14,96	0,0060	3,93	0,006	0,054	10,85	67,60
5,6	224	51,2	4,38	90,45	15,49	0,0067	4,37	0,007	0,053	12,62	80,22
5,4	216	50,8	4,25	90,04	16,06	0,0075	4,87	0,007	0,053	14,72	94,93
5,2	208	50,4	4,13	89,61	16,68	0,0084	5,46	0,008	0,052	17,23	112,16

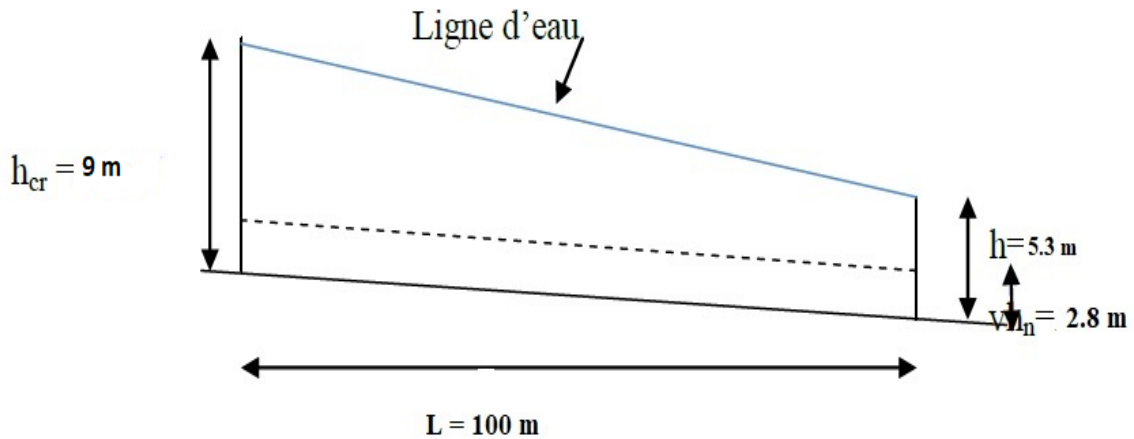


Figure III-6: Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 1

Sur ce tronçon 1 : $h_{cr} = 9\text{ m} > h = 5.3\text{ m} > h_n = 2.8\text{ m}$

Tableau N° (III-7) : Calcul de ligne d'eau dans le 2ème tronçon du coursier

Y(m)	S(m ²)	P(m)	R(m)	V(m/s)	J(m/m)	Fr ²	1-Fr ²	$\frac{n^2 * Q^2}{S^2 * R^{4/3}}$	$\frac{i}{-\frac{n^2 * Q^2}{S^2 * R^{4/3}}}$	ΔX (m)	L(m)
5,2	208	50,4	4,13	89,61	16,68	0,0084	5,46	0,008	0,192	2,32	2,32
5,1	204	50,2	4,06	89,39	17,01	0,0089	5,78	0,009	0,191	2,50	4,83
5	200	50	4,00	89,17	17,35	0,0094	6,14	0,009	0,191	2,69	7,52
4,9	196	49,8	3,94	88,94	17,70	0,0101	6,52	0,010	0,190	2,90	10,42
4,8	192	49,6	3,87	88,70	18,07	0,0107	6,94	0,011	0,189	3,13	13,56
4,7	188	49,4	3,81	88,46	18,46	0,0114	7,39	0,011	0,189	3,39	16,94
4,6	184	49,2	3,74	88,21	18,86	0,0122	7,88	0,012	0,188	3,66	20,61
4,5	180	49	3,67	87,96	19,28	0,0131	8,42	0,013	0,187	3,97	24,57
4,4	176	48,8	3,61	87,70	19,72	0,0140	9,01	0,014	0,186	4,30	28,87
4,3	172	48,6	3,54	87,44	20,17	0,0150	9,65	0,015	0,185	4,67	33,54
4,2	168	48,4	3,47	87,17	20,65	0,0162	10,35	0,016	0,184	5,08	38,63
4,1	164	48,2	3,40	86,89	21,16	0,0174	11,13	0,017	0,183	5,54	44,17
4	160	48	3,33	86,60	21,69	0,0188	11,99	0,019	0,181	6,06	50,22
3,9	156	47,8	3,26	86,31	22,24	0,0204	12,93	0,020	0,180	6,63	56,86
3,8	152	47,6	3,19	86,01	22,83	0,0221	13,98	0,022	0,178	7,28	64,14
3,7	148	47,4	3,12	85,70	23,45	0,0240	15,14	0,024	0,176	8,02	72,16
3,6	144	47,2	3,05	85,38	24,10	0,0261	16,44	0,026	0,174	8,87	81,03
3,5	140	47	2,98	85,06	24,79	0,0285	17,89	0,028	0,172	9,83	90,86
3,4	136	46,8	2,91	84,72	25,51	0,0313	19,52	0,031	0,169	10,95	101,81
3,3	132	46,6	2,83	84,38	26,29	0,0343	21,35	0,034	0,166	12,25	114,06
3,2	128	46,4	2,76	84,02	27,11	0,0378	23,41	0,037	0,163	13,78	127,84
3,1	124	46,2	2,68	83,65	27,98	0,0418	25,75	0,041	0,159	15,59	143,44
3	120	46	2,61	83,27	28,92	0,0463	28,41	0,046	0,154	17,78	161,21

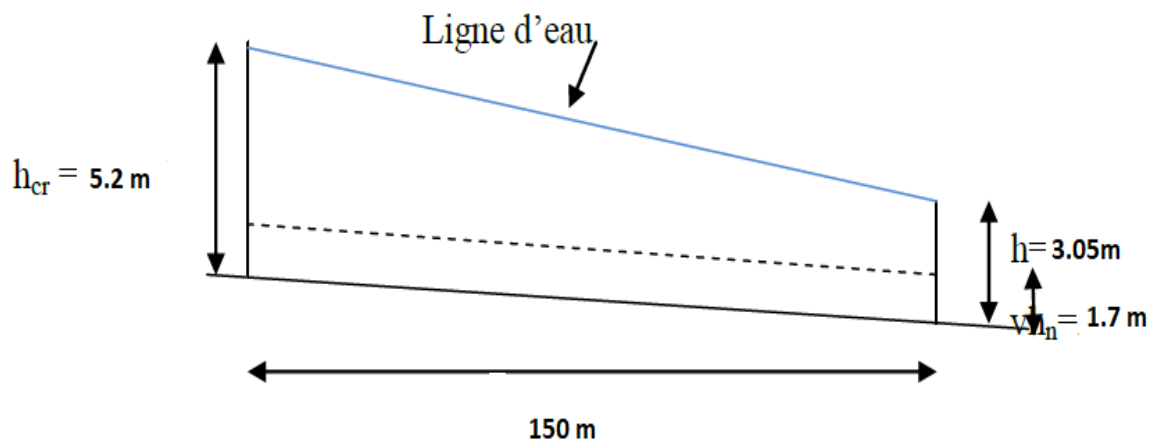


Figure III-7 : Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 2

Sur ce tronçon 2 : $h_{cr} = 5.2\text{ m} > h = 3.05\text{ m} > h_n = 1.7\text{ m}$

la valeur qu'on doit adopter est :

$$y = 3.05$$

La vitesse à la fin coursier est:

$$V = \frac{Q_{dev}}{b \cdot y} \quad (\text{III-19})$$

$$V = 28.44 \text{ m/s}$$

Le nombre de FROUDE est calculé par la formule suivant :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}} \quad (\text{III-20})$$

$$Fr = 5.19$$

Tableau N° (III-8) : Choix du type de ressaut

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

$Fr < 9$ Ressaut stable

III-3-11 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.

III-3-11-1 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 ($2,5 < Fr_1 < 4,5$) le ressaut est oscillant ; on conçoit un dissipateur de type I.

Si ($Fr_1 > 4.5$) le ressaut est stable, alors :

Si ($V_1 < 15 \text{ m/s}$), on conçoit un dissipateur de type II.

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

Dans notre cas il faut concevoir un bassin de **type III** ($V_1=28.44 \text{ m/s}$; et ; $Fr_1 = 5.19$)

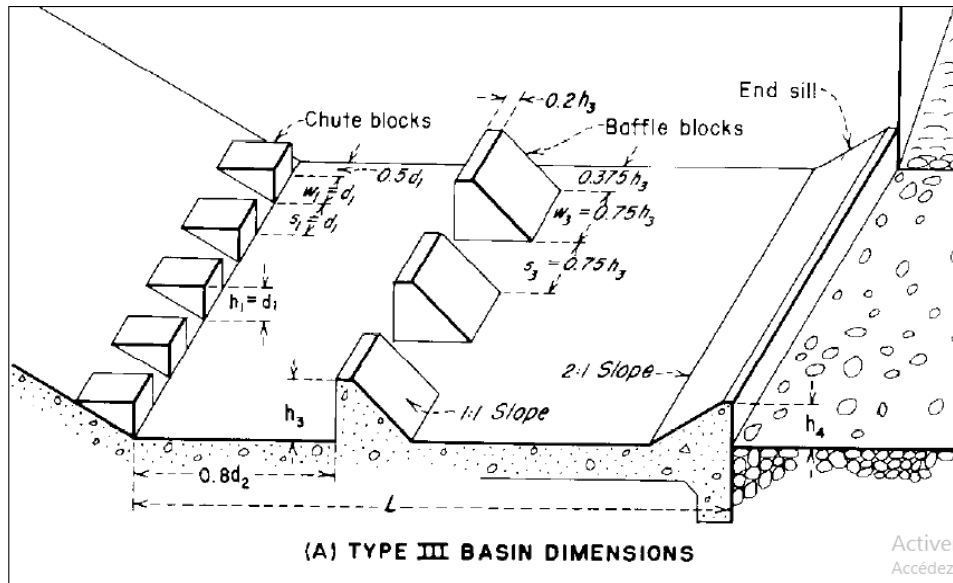


Figure III-8: Schema de bassin de dissipation USBR type III (Design of small dams, 1987)

III-3-11-2 Détermination des caractéristiques du bassin

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

$Fr = 5.19$ et $y_1 = 3.05$ m

De l'abaque $\frac{y_2}{y_1} = 6.9$.

$$y_2 = 21 \text{ m}$$

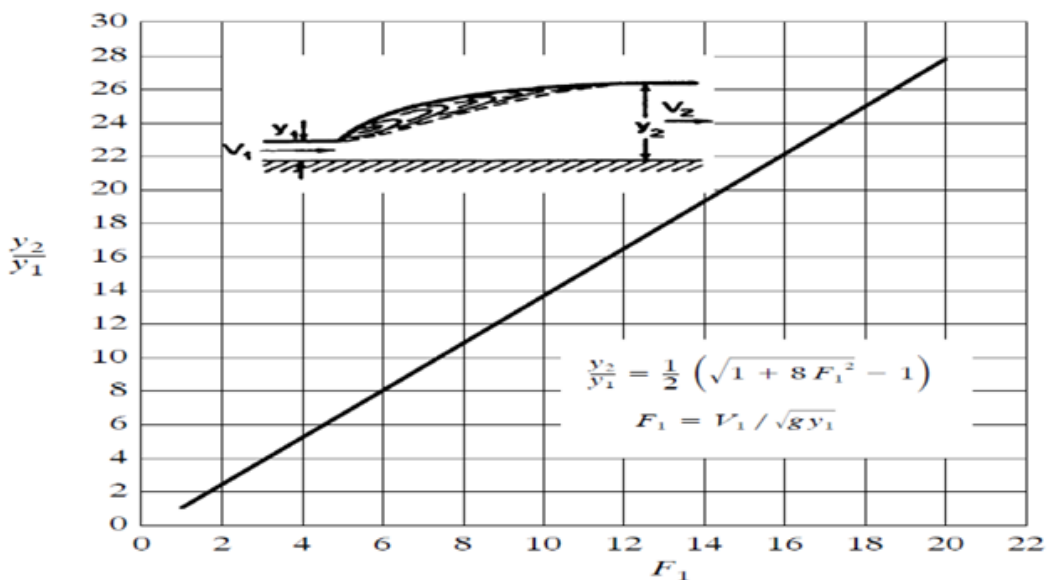


Figure III-9 : Efficacité du ressaut dans un canal rectangulaire

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 : $\frac{L}{y_2} = 4.5$

L = 95 m

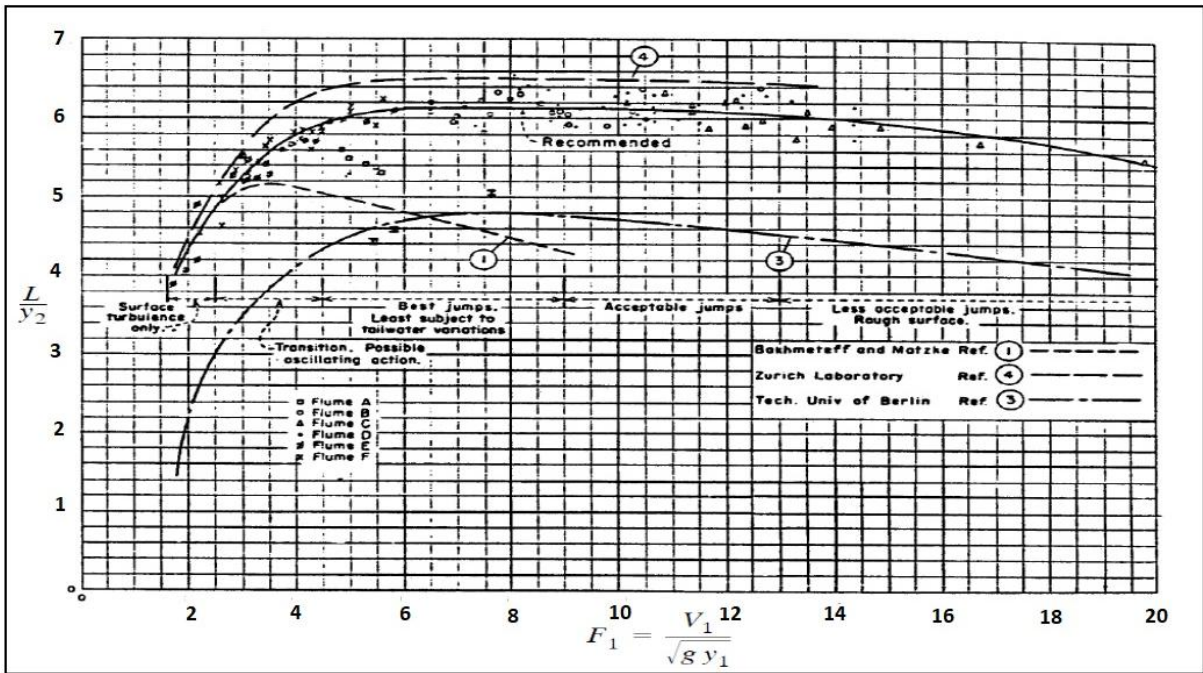


Figure III-10: Longueur du ressaut en termes de y_2 (Peterka, 1964).

Les dimensions des dents défléctrices (ou bloc de chute)

Tableau N° (III-9) : Dimensions des dents défléctrices

Grandeur		Valeur (m)
Hauteur h	$H=Y_1$	3.05
Epaisseur W	$W=Y_1$	3.05
Espace entre les dents S	$S=Y_1$	3.05

Le nombre de dents défléctrices (n) :

$$n = \frac{b}{2 \cdot y_1} \quad (\text{III-21})$$

$$n = 7$$

Les dimensions des blocs de chicane :

$$h_3 = y_1(0.545 + 0.175Fr) \quad (\text{III- 22})$$

$$\mathbf{h_3 = 4.43 m}$$

Tableau N° (III-10) : Dimensions des blocs de chicane

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur	h_3	4.43
Epaisseur	$0,75 * h_3$	3.32
Epaisseur supérieure	$0,2 * h_3$	0.88
Espace entre les blocs	$0,75 * h_3$	3.32

Distance entre blocs de chute et blocs de chicanes :

$$d = 0.8 * d_2 \quad (\text{III- 23})$$

Avec :

$$d_2 = \frac{L}{1.071 + 0.358Fr - 0.025Fr^2 + 0.00055Fr^3} \quad (\text{III- 24})$$

$$\mathbf{d_2 = 24.32}$$

$$\mathbf{d = 19.46}$$

III-3-12 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 $I=0,098 \%$ et il est en enrochement la hauteur critique se calcule par la formule suivante :

$$\mathbf{h_{cr} = K * (1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.105\sigma_{cr}^2)} \quad (\text{III- 25})$$

Avec :

$$\mathbf{K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}}} \quad (\text{III- 26})$$

$$\mathbf{\sigma_{cr} = \frac{K * m}{b}} \quad (\text{III- 27})$$

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

$$\mathbf{K = 9.15 m}$$

$$\mathbf{\sigma_{cr} = 0.22}$$

D'où

$$\mathbf{h_{cr} = 8.43m}$$

III-3-12-1 Profondeur normale dans le canal

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

$$Q = S * C * \sqrt{R * I} \quad (\text{III- 28})$$

Pour la hauteur normale on a :

- $Sc = m * hn^2 + b * hn$
- $Pn = b + 2 * hn * \sqrt{1 + m^2}$
- $R = Sn/Pn$
- $Cn = \frac{R^{1/6}}{n}$

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

$$Q = \frac{1}{n} * I^{1/2} * (m * hn^2 + b * hn)^{5/2} * (2 * hn\sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \quad (\text{III- 29})$$

$$hn = 2.1 \text{ m}$$

III-1-12-2 Vitesse dans le canal

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m*hn^2+b*hn} \quad (\text{III- 30})$$

$$V = 39.24 \text{ m}$$

Calcule le nombre de Froude

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * y}}$$

$$Fr = 7.48$$

Fr > 1 régime torrentiel.

III-3-13 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 deux tronçons dont les hauteurs des murs bajoyers différent.

- le 1er tronçon à l'amont.
- le 2eme tronçon à l'aval

Hauteur au début du 1^{er} tronçon

$$Hm = he + r \quad (\text{III- 31})$$

hm : hauteur du mur bajoyer ;

he : hauteur d'eau he= 9 m

r : revanche de sécurité donnée par :

$$r = 0.61 + 0.14V^{1/3} \quad (\text{III- 32})$$

$$V = 95.66 \text{ m/s} \quad r = 1.25 \text{ m} \quad H m = 10.25 \text{ m}$$

Hauteur à la fin coursier

he= 3.05 m

$$V = 83.4 \text{ m/s} \quad r = 1.22 \text{ m} \quad H m = 4.27 \text{ m}$$

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

- premier tronçon : Hm = 11 m
- deuxième tronçon : Hm=5 m

Le bassin de dissipation

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

Le canal de restitution

he = 2.1 m

$$V = 34.6 \text{ m/s} \quad r = 1.06 \text{ m} \quad H m = 3.16 \text{ m}$$

III-3-14 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. Comme l'évacuateur de crue du barrage Cheurfas II est dimensionné à la base d'une crue $Q=2039 \text{ m}^3/\text{s}$ tandis que le débit entrant peut atteindre $5509 \text{ m}^3/\text{s}$. Notre travail consiste à dimensionner l'élément le plus important du barrage (CHEURFAS II) qui est l'évacuateur de crue.

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 sans toucher le corps du barrage.

Références bibliographiques

- Afiri .R : Etude De Faisabilité D'un Barrage En Terre ; Barrage De Souk Tleta, , Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, Thèse De Master
- Agence de bassin Oranie – chott chergui (a.b.h), 2006. Cadastre hydraulique bassin Macta,
- Agence nationale des ressources hydraulique (a.n.r.h.), "bassin versant de la macta ",1996
- Bayou.N., etude détaillée de l'évacuateur de crue d'une retenue collinaire 2016, en vue de l'obtention du diplôme de master académique,.
- Carlier., 1980 ; hydraulique générale et appliquée,.
- Cherif el amine, 2015, etude hydrologique estimation crue extrême barrage de cheurfa 2 fait par expert barragiste :
- Cherif el amine, Mohamed errih & Hayat madani chérif (2009) modélisation statistique du transport solide du bassin versant de l'oued mekerra (algerie) en zone semi-aride méditerranéenne, hydrologique sciences journal, 54:2, 338-348, doi: 10.1623/.54.2.338.
- Djedia.R., 2016, contribution a l'étude du laminage de crue pour un déversoir muni d'un système a hausses fusibles, en vue de l'obtention du diplôme master en hydraulique.
- Mokadmi saleh 2012 (etude hydrologique et modélisation dans le sous bassin versant de l'oued mekerra mémoire en vue de l'obtention du diplôme de magister
- Mazari Asma et Ilimi salima, Dimensionnement d'un évacuateur de crue cas du barrage souk Tleta sur Oued BOUGDOURA, en vue de l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
- Heragmi.A., choix et conception de l'organe de l'étanchéité des barrages en terre (barrage el-agram Jijel), présente en vue de l'obtention du diplôme de magister.
- Labiod.H. 2015, sur élévation du plan d'eau du barrage Izdihar a sidi Abdelli, mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de master en hydraulique.
- Lempérière, f. & Ouamane, a. 2003; the piano keys weirs :a new cost-effective solution for spillways, journal of hydropower & dams, 10(5) :144-149.
- Matouk.M., Boufenneche.Z., 2018 ; etude d'avant-projet détaillée de l'évacuateur de crue d'une retenue collinaire, mémoire de projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme de master en hydraulique.

- Naimi.N., Bouhamda.T., 2014 ; dimensionnement d'un évacuateur de crues (cas du barrage de fontaine des gazelles -w- Biskra) en vue de l'obtention du diplôme master en hydraulique.
- Pnud/ope., 1987 ; ressources en eau dans les pays de l'afrigue du nord, guide maghrébin pour l'exécution des études et des travaux de retenues collinaires, projet rab/80/011.
- Richard.O.Sinniger & Willi.H.Hager. 2015, construction hydraulique, volume 15,
- Sekkour.I., contribution a l'etude des déversoirs auto-stables, mémoire présente en vue de l'obtention du diplôme de magister.