

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

Laboratoire d'Hydraulique appliquée et environnement

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

HAMMAD SOFIA

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **Ouvrages et Aménagements Hydrauliques**

INTITULE :

**Etude du projet de Transfert des eaux de l'oued
Sébaou vers
le barrage de Taksebt de Tizi-Ouzou.**

Soutenu le **28 / 09 /2022** devant le jury composé de :

- Président : SELLAOUI. A
- Promotrice : BENSLIMEN.M
- Examineur : IKNI.T

Année Universitaire : 2021/2022

Remerciements

Le présent travail n'est pas seulement le fruit de mes efforts, mais également celui de bien des personnes à qui je dois l'expression de mes vifs remerciements.

J'adresse mes respects et ma sincère gratitude à ma promotrice

M^{me} BENSLIMEN.M pour sa guidance et ses conseils.

Je remercie également les membres de jury d'avoir accepté d'évaluer ce travail.

Je remercie HENDI Mouhamed El Amine et Adnane Bekri de m'avoir accompagnée durant la période de mon stage.

Je remercie Mr Fares taher et Mr Kamel Ammari de m'avoir permis d'effectuer un stage pratique au niveau du projet de réalisation du transfert.



- HAMMAD SOFIA -

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents, sources inépuisables d'amour et tendresse, en reconnaissances des sacrifices consentis avec dévouement pour mon éducation et ma formation. Sans doute, aucune dédicace ne serait exprimée véritablement l'estime, l'affection et le respect que je leur porte.

A ma grande chère sœur Sabiha et son époux Karim

*A mon cher frère Koceila et mes adorables petites sœurs :
Céline et Mélissa.*

A toute ma famille, mes amis ainsi qu'à tous ceux qui me sont chers veuillez trouver ici le symbole de l'amour et l'intime attachement que vous me portez

A Hendi Mouhamed EL Amine, Adnane Bekri et à tous ceux qui m'ont aidée au cours de mon stage qu'ils trouvent dans ce travail les sincères témoignages de ma profonde affection et ma haute considération



- HAMMAD SOFIA -

Sommaire

Remerciements

Dedicace

Sommaire

Liste d'abréviation

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale..... 1

Chapitre I

Etude hydrologique et climatique

I.1. Introduction.....	3
I.2. Situation du projet.....	3
I.3. Présentation du bassin versant du Sébaou	3
I.4. Données naturelles du site	4
I.4.1. La géologie du site	4
I.5. Situation Climatique	4
I.5.1. Climat.....	4
I.5.2. Pluviométrie	5
I.5.3. Le vent	5
I.5.4. L'évapotranspiration	5
I.6. Etude du bassin versant d'Oued Sebaou	7
I.6.1. Caractéristiques géométriques	8
I.6.2. Caractéristiques de forme	9
I.6.2.1. Indice de compacité de Gravelius Kc (1914).....	9
I.6.2.2. Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius.....	9
I.6.2.3. Coefficient d'allongement	10
I.6.3. Le relief.....	10
I.6.3.1. Courbe hypsométrique	10
I.6.3.2. Hauteurs caractéristiques	12
I.6.3.3. Les indices de pente	12
I.6.3.4. La dénivelée	13
I.7. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant	14
I.7.1. Le chevelu hydrographique.....	14
I.7.2. Classification de HORTON	15

Sommaire

I.7.3. Densité de drainage Dd	15
I.7.4. Longueur moyenne des versants	16
I.7.5. Temps de concentration du bassin versant Tc	16
I.7.6. Vitesse de ruissellement.....	16
I.8. Conclusion	17

Chapitre II

Etude pluviométrique

II.1. Introduction	19
II.2. Analyse des données pluviométriques.....	19
II.2.1. Pluie moyenne annuelle.....	19
II.2.2. Pluies maximales journalières	19
II.2.3. Etude des précipitations maximales journalières.....	22
II.2.4. Choix de la loi d'ajustement.....	23
II.2.4.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.....	23
II.2.4.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAUSS	26
II.2.4.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log-normal)	28
II.2.4.4. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV	29
II.3. La pluie de courte durée	32
II.4. Conclusion	34

Chapitre III

Etude des apports et crues

III.1. Introduction	36
III.2. Etude des apports	36
III.2.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A0).....	36
III.2.1.1. Formule de SAMIE	36
III.2.1.2. Formule de TURC.....	36
III.2.1.3. Formule de MEDINGER	36
III.2.1.4. Formule de l'ANRH.....	37
III.2.2. Module de l'écoulement.....	37
III.2.3. Module de l'écoulement relatif	38
III.2.4. Coefficient de l'écoulement.....	38
III.2.5. Coefficient de variation.....	38
III.2.5.1. Formule de SOKOLOVSKY	38
III.2.5.2. Formule de GUIPROVODKHOZ.....	38

Sommaire

III.2.5.3. Formule de L'ANTONOV	39
III.2.5.4. Formule de KRISTEKLY MENKEL.....	39
III.3. Etude des crues.....	39
III.3.1. Différentes méthodes d'évaluation des crues.....	39
III.3.1.1. Méthode historique.....	40
III.3.1.2. Méthodes empiriques	40
III.3.2. Formules empiriques pour la détermination de la crue	40
III.3.2.1. Formule de GIANDOTTI.....	40
III.3.2.2. Formule de POSSENTI.....	40
III.3.2.3. Formule de Turraza	41
III.3.2.4. Formule de Maillet-Gauthier.....	41
III.4. Hydrogramme de crue.....	42
III.5. Conclusion.....	45

Chapitre IV

Dimensionnement des ouvrages hydrauliques

IV.1. Introduction.....	47
IV.2. Description sommaire de l'aménagement.....	47
IV.3. Dimensionnement des ouvrages.....	49
IV.3.1. Généralités de l'écoulement à surface libre	49
IV.3.1.1. Canal	49
IV.3.1.2. Type de canaux	49
IV.3.2. Propriétés d'un canal.....	50
IV.3.3. Ecoulement dans les canaux	51
IV.3.4. Types d'écoulement	52
IV.3.5. Dimensionnement du canal d'amené	52
IV.3.6. Détermination de la hauteur max de la crue	53
IV.3.7. Calcul de la hauteur hmin du canal.....	54
IV.3.8. Calcul du débit max du canal (cas d'une faible pente)	55
IV.3.9. La vitesse d'écoulement.....	55
IV.4. Dimensionnement de déversoir.....	55
IV.4.1. Calcul de la largeur du déversoir	57
IV.4.2. Calcul du débit max du canal (cas d'une pente nulle)	57
IV.4.3. Calcul de la largeur du déversoir (cas d'une pente nulle).....	57
IV.5. Digue.....	58

Sommaire

IV.5.1. Définition	58
IV.5.2. Le choix de la digue	58
IV.5.3. L'emplacement de la digue	58
IV.5.4. Stabilités de la digue	58
IV.5.5. Principe de réalisation du plan de la digue	58
IV.6. L'étanchéité des ouvrages réalisés	59
IV.6.1. En amont de la digue.....	59
IV.6.2. En aval de la digue	60
IV.7. Conclusion	60

Chapitre V

Station de pompage et conduite de refoulement

V.1. Introduction	62
V.2. Description de la station de pompage définitive	62
V.2.1. Choix des pompes	62
V.2.2. Choix du nombre de pompes	63
V.3. Description de la conduite de refoulement.....	63
V.3.1. Choix du tracé	63
V.3.2. Choix de la conduite.....	64
V.4. Etude technico-économique	64
V.4.1. Calcul du diamètre économique	64
V.4.2. Calcul de la vitesse	65
V.4.3. Calcul des pertes de charge	65
V.4.4. Pertes de charge linéaire (HL).....	65
V.4.5. Les pertes de charge singulières	67
V.4.6. Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt)	67
V.4.7. Puissance absorbée par la pompe	67
V.4.8. Energie consommée par la pompe.....	68
V.4.9. Frais d'exploitation.....	68
V.4.10. Frais d'amortissement	68
V.5. Calcul du bilan.....	69
V.6. Choix de la pompe de notre projet	69
V.7. Cavitation	70
V.7.1. Définition.....	70
V.7.2. Phénomène de cavitation.....	70

Sommaire

V.7.3. Aspiration des pompes centrifuges.....	70
V.7.3.1. Notion de NPSH.....	70
V.7.3.2. Notion de NPSHd.....	71
V.7.3.3. Notion de NPSHr.....	71
V.7.4. Condition de non cavitation	71
V.7.4.1. Calcul de NPSH disponible.....	71
V.8. Simulation de la conduite avec le logiciel Epanet.....	72
V.9. Equipements de l'adduction	73
V.9.1. Robinet et Vanne	73
V.9.2. Ventouse.....	73
V.9.3. Vidange	73
V.9.4. Clapets.....	74
V.10. Conclusion.....	74
Conclusion generale.....	75
Liste bibliographie.....	78
Annexes.....	79

Liste d'abréviation

Liste des abréviations

H_L : Perte de charge par unité de longueur (m).

L_P : Longueur du thalweg principal Km ;

$P_{max,p\%}$: Pluies journalière de fréquence donnée en (mm) ;

P_{moy} : pluie moyenne annuelle (m).

$Q_{max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).

$\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes inférieures

A : Amortissement annuel (Annuité).

D : Dénivelée entre H_{s%} et H_{95%} (m)

g : Accélération de la pesanteur (m² /s²).

H_i : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives en m

I_g : Indice de pente global

K : rugosité absolue de la conduite.

K : Rugosité absolue de l'intérieur du tuyau d'aspiration

L : Longueur de la conduite (m).

L : Longueur de tronçon (m).

L : Longueur du rectangle équivalent (m)

Longueur de la section droite du tuyau d'aspiration

Me : Module de l'écoulement (l/s).

n : coefficient de rugosité de Manning pour une subdivision.

P : la précipitation moyenne annuelle en (m).

Pa : Puissance absorbée par la pompe en (KW).

Pe : Pression de service dans la bêche d'aspiration

Liste d'abréviation

Pm : Périmètre mouillée de la section.

Pu : Prix de mètre linéaire de la conduite (Da/ml).

Q : Débit (m³ /s)

Q : Débit à refouler (m³ /s).

q : Module de l'écoulement relatif (l/s/km²).

Rh : rayon hydraulique pour une subdivision.

S : Surface totale de sous bassin en Km²

Si : Surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutive en Km²

Tc : temps de concentrations exprimé en heure.

V : La vitesse moyenne (m/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Z : Altitude de la station.

Zw,min :Altitude niveau d'eau min dans le bassin de pompage(au démarrage).

η : Rendement de la pompe en % (généralement on prend 70%).

λ : Coefficient de perte de charge de Darcy.

RFU : Réserve d'eau utilisable.

ETP : Evapotranspiration potentielle.

P-ETP : Précipitation Evapotranspiration potentielle.

ET : Evapotranspiration Réelle.

O.N.M :Office national de la métrologie.

Liste des tableaux

Liste des tableaux

<i>Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles de l'air (en °C) (maximales, minimales, moyennes) enregistrées à Tizi-Ouzou période 2015 à 2020 (source O.N.M de Tizi-Ouzou)</i>	4
<i>Tableau I.2 : Bilan hydrologique selon THORONTHWAITE à Tizi-Ouzou et Taksebt en 2019</i>	6
<i>Tableau I.3: Tableau définissant l'hypsométrie du bassin versant de sebaou.</i>	11
<i>Tableau I.4: La classification d'O.R.S.T.O.M.</i>	14
<i>Tableau I.5: Dénivelée spécifique et type de relief.</i>	14
<i>Tableau I.6: Caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant de sebaou.</i>	17
<i>Tableau II.1: Caractéristiques de la station pluviométrique de Larbaa Nath Irathen (ANRH)</i>	19
<i>Tableau II.2: Précipitations mensuelles et annuelle de la station Larbaa Nath Irathen (1968-2012).</i>	19
<i>Tableau II.3: Caractéristiques empiriques de la série avec N=39ans.</i>	22
<i>Tableau II.4: Ajustement à la loi de Gumbel</i>	25
<i>Tableau II.5: Résultats du calcul de l'adéquation</i>	25
<i>Tableau II.6: Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et celles de l'échantillon station Larbaa Nath Irathen.</i>	25
<i>Tableau II.7: Ajustement à la loi de Gauss</i>	26
<i>Tableau II.8: Résultats du calcul de l'adéquation</i>	27
<i>Tableau II.9: Comparaison des caractéristiques de la loi de Gauss et celles de l'échantillon station Larbaa Nath Irathen.</i>	27
<i>Tableau II.10: Ajustement à la loi de Galton (Log-normal)</i>	28
<i>Tableau II.11: Résultats du calcul de l'adéquation.</i>	28
<i>Tableau II.12: Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton (Log-normal) et celles de l'échantillon station Larbaa Nath Irathen.</i>	29
<i>Tableau II.13: Ajustement à la loi de GEV</i>	30
<i>Tableau II.14: Résultats du calcul de l'adéquation</i>	30
<i>Tableau II.15: Comparaison des caractéristiques de la loi de GEV et celles de l'échantillon station Larbaa Nath Irathen.</i>	30
<i>Tableau II.16: Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période de retour T (ans).</i>	32
<i>Tableau III.1: Récapitulatif des résultats des apports et les lames d'eau écoulées</i>	37

Liste des tableaux

Tableau III.2: Tableau récapitulatif des résultats des coefficients de variation.....	39
Tableau III.3: Tableau des coefficients du ruissellement.	41
Tableau III.4: Détermination des débits maximum fréquentiels par les formules empiriques.	42
Tableau III.5: Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue δ	43
Tableau III.6: Tableau récapitulatif des temps de concentration, de montée et de décrue	43
Tableau III.7: Débit de crues pour différentes périodes de retour d'oued sebaou.....	44
Tableau IV.1: Résultat de la hauteur max de la crue.....	53
Tableau IV.2: Calcul de h_{min}	54
Tableau IV.3: Calcul de débit max que peut véhiculer le canal.	55
Tableau IV.4: Résultats du calcul de la largeur du déversoir.	57
Tableau IV.5: Résultats récapitulatif du calcul du débit du canal.....	57
Tableau IV.6: Résultats récapitulatif du calcul de la largeur du déversoir.....	57
Tableau V.1: Tableau récapitulatif de l'étude technico-économique de la conduite de refoulement.....	69
Tableau V.2: Représente les données d'entrée.....	71
Tableau V.3: Tableau récapitulatif du calcul de NPSRH disp.....	72

Liste des figures

Liste des figures

<i>Figure I.1: Situation géographique de la région d'étude.....</i>	4
<i>Figure I.2: Le réseau hydrographique d'Oued Sébaou[7]</i>	7
<i>Figure I.3: Délimitation du bassin versant de l'Oued SEBAOU avec le logiciel AUTOCAD.....</i>	8
<i>Figure I.4: Courbe hypsométrique du bassin versant Sébaou.</i>	11
<i>Figure I.5: Réseau hydrographique du bassin versant Sébaou réalisé avec Autocad.....</i>	15
<i>Figure II.1: Observation de sur papier de probabilité.</i>	23
<i>Figure II.2: Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.</i>	26
<i>Figure II.3: Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gauss.....</i>	27
<i>Figure II.4: Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton.....</i>	29
<i>Figure II.5: Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GEV.</i>	31
<i>Figure II.6: La comparaison graphique entre les quatres lois (Gauss, Gumbel, Galton et Gev)</i>	31
<i>Figure II.7: Courbes des pluies de courtes durées.</i>	33
<i>Figure II.8: Courbes Intensité-Durée-Fréquence à Larbaa Nath Irathen.....</i>	34
<i>Figure III.1: Hydrogramme fréquentiels des différentes périodes de retour d'oued sebaou</i>	45
<i>Figure IV.1: Vue en plan de la digue réalisée avec le logiciel Autocad.</i>	47
<i>Figure IV.2: Représente les images de la digue en gabion en cours de réalisation prises sur chantier.....</i>	48
<i>Figure IV.3: Représente le canal d'amené en béton cyclopéen</i>	48
<i>Figure IV.4: Image du bassin de décantation prise sur chantier.....</i>	49
<i>Figure IV.5: Eléments géométriques pour différentes sections de canaux.</i>	51
<i>Figure IV.6: Schéma explicatif des types d'écoulement.</i>	52
<i>Figure IV.7: Déversoir rectangulaire à large seuil.</i>	55
<i>Figure IV.8: Représente la digue en gabion réalisée avec le logiciel Covadis.</i>	59
<i>Figure IV.9: Représente la coupe transversale de digue en gabion réalisée avec le logiciel Covadis.....</i>	60
<i>Figure V.1: Figure représente la conduite de refoulement avec le logiciel epanet</i>	73

Introducción General

Introduction Générale

L'eau est une ressource naturelle primordiale de la vie. Le stock d'eau douce planétaire existant est très faible si on le compare à la masse d'eau salée qui recouvre 70 % de la surface du globe. Cette eau douce précieuse est, non seulement, inégalement répartie, mais se raréfie. [1]

Le stress hydrique est une préoccupation majeure à proportion de la demande qui est croissante, et de l'indisponibilité d'eau pour la population qui se précise davantage. Pour éviter aux habitants toute situation de stress hydrique dans l'avenir, il est grand temps, et dans l'urgence, d'aboutir à un plan spécial de l'eau, tout en passant en premier lieu le flambeau aux géoscientifiques et scientifiques de l'eau pour une concertation et proposer un plan d'action afin d'améliorer la situation, et préserver durablement la ressource en eau pour assurer sa disponibilité pour toute la population.

Chaque année, les habitants attendent inquiètement la pluie. L'absence de pluviométrie et la mauvaise gestion impactent négativement la disponibilité de ce liquide offrant la vie à tout ce qui bouge. La situation devient de plus en plus critique ; la crise d'eau s'installe dans leurs foyers (robinets), pis encore, le barrage de Taksebt comme nous le savons tous est la principale ressource de la région de Tizi-Ouzou qui a atteint 3 % de sa capacité de stockage estimée à 181 millions de m³. La baisse drastique des ressources hydriques a vraiment marqué les kabyles durant l'été dernier, le fort de l'eau n'a plus d'eau tout autour du décor sénéstre causé par les incendies qui ont ravagé toute la région de Kabylie, en terme simple, c'est bel et bien la goutte qui a fait sécher le vase.

Pour pallier définitivement ce problème épineux, on a lancé un projet d'urgence de transfert des eaux de l'oued Sébaou vers le barrage Taksebt pour sécuriser l'alimentation des populations en eau potable,

Ce travail est structuré en cinq chapitres :

- Le premier chapitre est consacré à la présentation de la zone d'étude d'un point de vue climatique et hydrologique.
- Le deuxième chapitre est consacré à l'étude pluviométrique ;
- Le troisième chapitre est dédié à l'étude des apports et des crues ;
- Le quatrième est réservé au dimensionnement des aménagements ;
- Le cinquième est le dernier voué à la station de pompage et conduite de refoulement.

Chapitre I

Etude hydrologique et climatique

I.1. Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau, qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines [2]

Cette étude est notablement considérable pour la réalisation d'un ouvrage hydrotechnique.

Ce chapitre a pour objectif de définir les caractéristiques géométriques et morphologiques du bassin de l'oued en utilisant le logiciel Autocad.

I.2. Situation du projet

Tizi-Ouzou est une région de Kabylie située en plein cœur du massif de Djurdjura elle s'étale sur une superficie de 2994 km² avec une population d'environ 1 200 000 habitants, soit une densité de 400 habitants / km². Elle est dévisée administrativement en 67 Communes et 21 daïras, Occupée par des zones de montagne très accidentées à faible potentiel agricole (143,25 km²). Le réseau hydrographique renferme deux (02) grands bassins versants à savoir le bassin de l'Oued Sébaou et le bassin côtier. La principale ressource en eau potable de la Wilaya est soutirée à partir de [3] :

- Nappe alluviale de l'Oued Sébaou : 28 %.
- Ressources superficielles (barrages) : 67 %
- Sources superficielles, prise d'eau : 4,6 %
- Dessalement : 0,4 %

I.3. Présentation du bassin versant du Sébaou

Le bassin versant du Sébaou est d'une superficie de 2500 km², fait partie des Monts du Djurdjura, il est situé au nord de l'Algérie dans la wilaya de Tizi-Ouzou. Le bassin versant du Sébaou, en l'occurrence la plaine alluviale qui s'y rattache se situe à une centaine de kilomètres d'Alger selon la direction Est Sud-Est. Elle occupe le synclinal miocène de Tizi-Ouzou limité au sud par la chaîne du Djurdjura, à l'Est par le massif d'Akfadou et Beni Ghobri, au Nord par la chaîne côtière, à l'Ouest par les reliefs du bassin versant du moyen Sébaou. La zone d'étude constitue la partie amont de l'oued longeant le bassin versant de la vallée du Sébaou limitée par les latitudes et les longitudes suivante :

Attitudes : 36° 54' 46" Nord ; Longitudes : 3° 51' 25" East [5]

I.4. Données naturelles du site

I.4.1. La géologie du site

L'étude géologique joue un rôle fondamental pour le choix d'une méthodologie de cartographie de la vulnérabilité à la pollution des eaux souterraines.



Figure I.1: Situation géographique de la région d'étude|[7]].

I.5. Situation Climatique

I.5.1. Climat

Le climat de la région est méditerranéen tempéré, caractérisé par un hiver pluvieux et frais et un été sec et chaud. La période sèche s'étend généralement de la fin du mois de mai jusqu'au début du mois d'octobre. [5]

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles de l'air (en °C) (maximales, minimales, moyennes) enregistrées à Tizi-Ouzou période 2015 à 2020 (source O.N.M de Tizi-Ouzou)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	annuel
T.moy	24,4	20	15,9	12,4	11,1	13	14,4	19,7	20,7	24,7	29,1	30,5	19,5
T.min	18,6	14,4	11,8	8,5	6,9	8,4	9,6	11,7	14,7	18,1	21,6	21,4	13,4
T.max	30,7	26,5	21,2	16,3	15,6	18,1	19,8	21,9	19,7	32,1	36,5	36	25,5

- La température moyenne enregistrée pour les deux mois les plus chauds (juillet, août) sont respectivement de 29.1 °C et 30.5 °C, leurs maximales 36.5 °C et 36°C.
- La température moyenne enregistrée pour les deux mois les plus froids (janvier, février) sont respectivement de 11,1 °C et 13,0 °C, leurs minimales 6,9 °C et 8,4 °C.
- La température moyenne enregistrée pour les deux mois les plus chauds (juillet, août) sont respectivement de 27.8 °C et 27.97 °C, leurs maximales 35.6 °C et 35.5 °C.
- La température moyenne enregistrée pour les deux mois les plus froids (janvier, février) sont respectivement de 11,1°C et 13,0°C, leurs minimales 6,9 °C et 8,4°C.

I.5.2. Pluviométrie

La pluviosité varie en fonction de l'altitude. Les précipitations annuelles moyennes sont de l'ordre de 1100 mm dans la chaîne montagneuse du Djurdjura et de 700 à 800 mm dans la vallée à Tizi-Ouzou. Les pluies sont mal réparties dans l'année, les mois de mai à septembre recevant 15 % seulement des volumes annuels moyens. Le recours à l'irrigation, à partir des eaux de surface ou souterraines, est donc indispensable pendant cette période.

Les précipitations fluctuent en outre beaucoup d'une année à une autre. Pour chaque mois, les variations interannuelles de la pluie sont fortes.

Les précipitations annuelles peuvent varier considérablement, et il peut y avoir de fortes chutes de neige dans le Djurdjura et l'extrémité est du centre de la parcelle. La station de Tizi-Ouzou située à 195 m d'altitude à proximité de Boukhalfa a enregistré une tranche de pluviométrie moyenne annuelle de 786 mm pour la période allant 1990 à 2021. [5]

I.5.3. Le vent

Il constitue en certains biotopes un facteur écologique limitant. Sous l'influence de vents violents, la végétation est limitée dans son développement. Le vent peut être également responsable du façonnement du relief, de l'évapotranspiration et de la formation de la végétation. Il est également connu pour son effet disséminateur des graines et des diaspores. [9]

I.5.4. L'évapotranspiration

L'évapotranspiration est un phénomène important dans le cycle hydrologique, il comprend tous les phénomènes d'évaporation directe par retour dans l'atmosphère, de réservoirs de surface (lacs, océans, etc.), souterrains (niveaux des eaux souterraines, aquifères) et transpiration végétale. Cela dépend du climat et de ses changements, et le changement climatique est déterminé par l'humidité de l'air et la vitesse du mouvement de l'air. vent, température de l'air et de l'eau, rayonnement solaire et pression atmosphérique.

On distingue l'évapotranspiration potentielle (ETP) et l'évapotranspiration réelle (REE).

On s'inspire d'un résultat de calcul avec la méthode THORNTHWAITE Mois, RFU est de 100 mm.

L'évapotranspiration réelle calculée par cette méthode est de 425,8mm soit 50,03 % Précipitations annuelles en 2018-2019. Le débit disponible est de 425,2 mm Ces valeurs indiquent que l'année hydrologique 2018- 2019 est une année humide et pluvieuse les résultats du calcul présentés dans le tableau ci-après.[5]

Tableau I.2 : Bilan hydrologique selon THORNTHWAITE à Tizi-Ouzou et Taksebt en2019

	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Année
Precipitations P(mm)	44.0	183.0	175	43.0	185.1	51.3	54.3	58.4	35.1	1.3	11.0	9.5	851.5
Températures (°C)	26.1	20.0	15.8	12.5	9.8	11.6	14.2	16.1	25.4	25.4	28.9	29.4	19.6
Indice thermique I	11.9	8.0	5.6	3.9	2.8	3.5	4.8	5.8	11.5	11.5	13.9	14.2	97.4
ETPbrute (mm)	114.7	69.0	55.6	34.1	32.4	46.4	59.4	53.3	93.8	144.4	191.5	158.6	1053.2
Coefcorrection k	1.1	0.9	0.8	0.7	0.7	0.8	1.0	1.2	1.3	1.3	1.3	1.2	
ETPcorrigée (mm)	128.0	64.3	32.5	13.6	11.9	17.7	35.3	51.6	152.3	153.5	199.2	192.6	1052.5
P-ETP(mm)	-84.0	118.7	142.	29.4	173.2	33.6	19.0	6.8	-117.2	-152.2	-188.2	-183.1	-201.5
ETRéelle(mm)	44.0	64.3	32.5	13.6	11.9	17.7	35.3	51.6	135.1	1.3	11.0	9.5	425.8
RFU(100mm)	0.0	100.0	100.	100	100	100.0	100	100.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Déficit(mm)	84.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	150.5	188.2	183.1	605.8
Écoulement (mm)	0.0	18.4	142.	24.4	173.2	33.6	19.0	6.8	0.0	0.0	0.0	0.0	425.2

Le réseau hydrographique est souligné par un chevelu très ramifié. Le principal oued de la région, en l'occurrence le Sébaou, prend le nom de Boubehir dans sa partie amont et s'étale sur une longueur de 117 Km.

Le bassin est caractérisé par :

- Une topographie particulière qui participe à une évacuation rapide des eaux de surface vers l'embouchure
- Un sous-sol essentiellement imperméable qui explique l'inexistence de nappes d'eaux souterraines (mis à part les alluvions de l'oued Sébaou).
- L'absence d'un couvert végétal continu et le manque d'aménagements pour la protection des berges participent amplement à l'érosion des sols et à une importante déperdition des eaux de surface.

Depuis sa source au Djurdjura orientale jusqu'à l'embouchure en mer méditerranée, l'oued Sébaou change trois fois de direction :

- ✓ Haut Sébaou : S'étend de la source Actif de Boubehir jusqu'à la cluse de Belleoua l'oued prend direction NNW-SSE.
- ✓ Moyen Sébaou : Au niveau de la cluse de Belleoua l'oued Sébaou forme son premier coude avec le haut Sébaou et Prend une direction NE-SW.
- ✓ Bas Sébaou : L'oued marque son deuxième coude au niveau de Tadmait et empreinte la direction NNW-SSE [7].

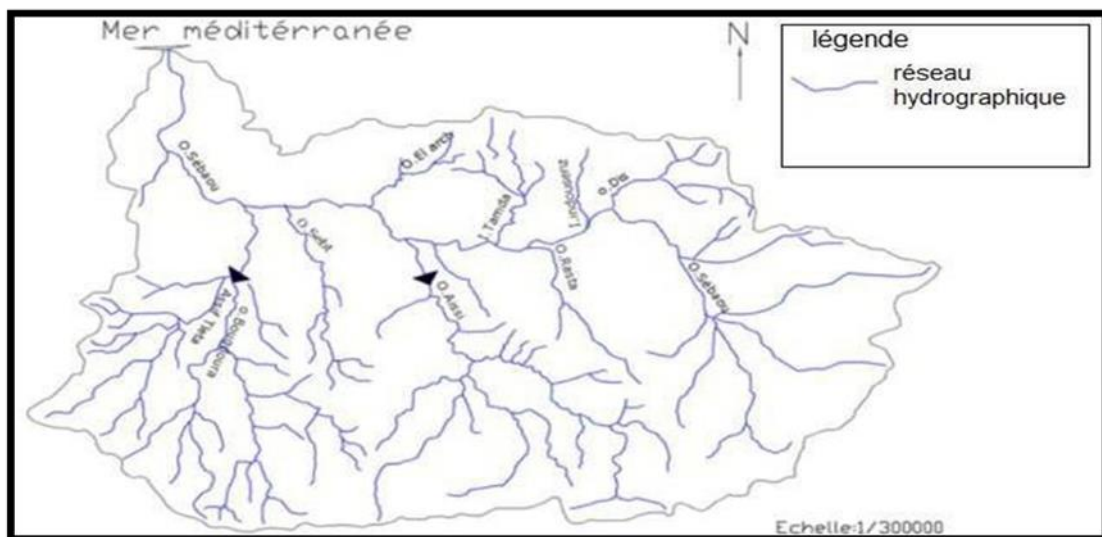


Figure I.2: Le réseau hydrographique d'Oued Sébaou [7]

I.6. Etude du bassin versant d'Oued Sébaou

On appelle bassin versant d'un cours d'eau (permanent ou temporaire) l'ensemble des terrains tels que les eaux de pluie, qui y tombent et y ruissellent, atteignent finalement le cours

d'eau en question. Un bassin versant est donc limité par une ligne de crête qui est la ligne de partage des eaux de ruissellement. Le premier travail consiste à délimiter le bassin versant. [6]

Ce travail a été élaboré sur la carte d'Etat-major TIZI OUZOU à l'échelle 1/35000ème.

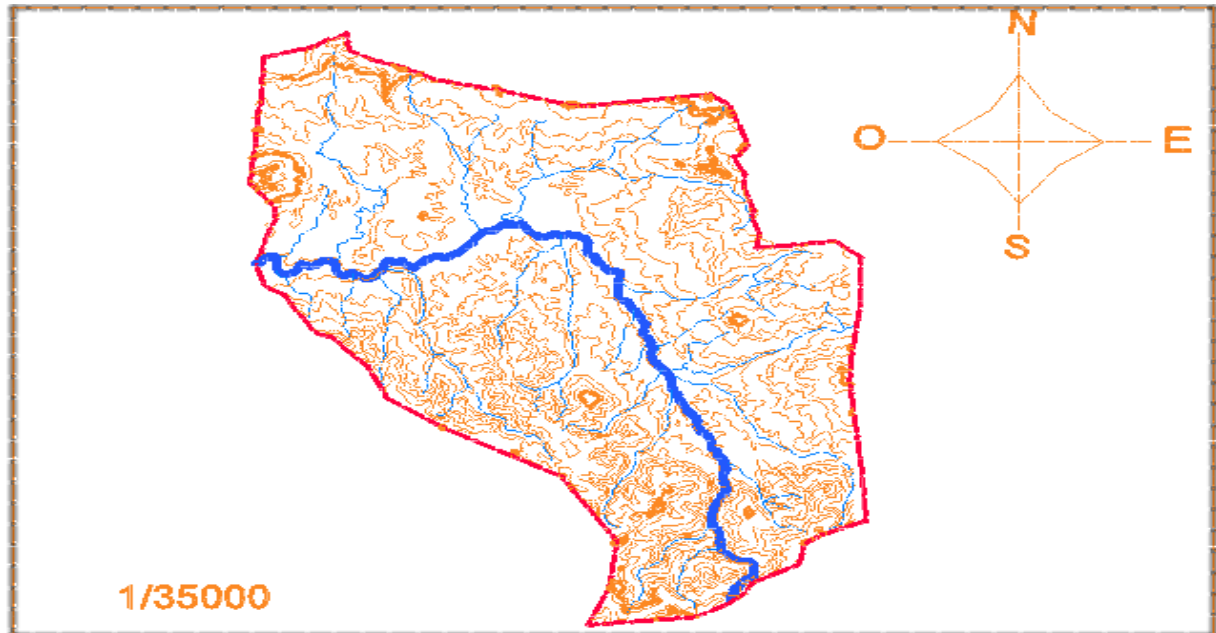


Figure I.3: Délimitation du bassin versant de l'Oued SEBAOU avec le logiciel AUTOCAD.

I.6.1. Caractéristiques géométriques

A. Le périmètre

Le périmètre est la longueur, généralement exprimée en km, de la ligne de contour du bassin ; sa mesure est faite à l'aide d'un curvimètre. Pour certaines applications on trace le périmètre stylisé du bassin en lissant son contour. La longueur du rectangle équivalent « L ». [13]

Il est donné par la forme :

$$P = 2(L + l) \quad (I.1)$$

Le périmètre du bassin versant de Sébaou est de : $P = 132,86$ km

B. La surface

La surface est la portion du plan délimitée par la ligne de crête, ou contour du bassin. Sa mesure est faite soit à l'aide d'un planimètre, soit par la méthode des petits carrés, et est généralement exprimée en km². [13]

Pour le bassin versant considéré on a : $S = 839.499 \text{ km}^2$.

$$S = (L.1) \quad (I.2)$$

C. Le thalweg principal

La longueur du thalweg principal est estimée : $L_p = 55.85 \text{ km}$

I.6.2. Caractéristiques de forme

I.6.2.1. Indice de compacité de Gravelius K_c (1914)

L'indice admis par les hydrologues pour caractériser la forme d'un bassin versant est l'indice de compacité de GRAVELIUS qui est le rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même surface. [9]

Si S est la surface du bassin en km^2 et P son périmètre en km , le coefficient K_c est égal à :

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (I.3)$$

P : périmètre du bassin versant (Km) ; S : surface du bassin versant (km^2).

Si : $K_c = 1 \Rightarrow$ bassin circulaire

$K_c > 1,12 \Rightarrow$ bassin allongé

$K_c = 1,12 \Rightarrow$ bassin carré

Pour le bassin de Sébaou $K_c = 1.28$ donc :

Selon la valeur de K_c on peut dire que notre bassin est de forme allongée.

I.6.2.2. Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius

Cette notion a été introduite pour pouvoir comparer des bassins entre eux du point de vue de l'influence de leurs caractéristiques géométriques sur l'écoulement.

Soit L et l la longueur et la largeur du rectangle, P et S le périmètre et S la surface du bassin versant. [13]

On a :

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (I.4)$$

$$2(L + l) = P = \frac{K\sqrt{S}}{0.28} \quad (I.5)$$

$$S = (L.l) \quad (I.6)$$

D'où :

$$L = \frac{K\sqrt{S}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2} \right] \quad (I.7)$$

$$l = \frac{K\sqrt{S}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2} \right] \quad (I.8)$$

Avec :

L : longueur du rectangle équivalent en (Km) ;

l : largeur du rectangle équivalent en (Km) ;

S : La superficie du bassin versant (Km²) ;

Kc : Le coefficient de compacité ou de Gravelieus.

On a : L = 48.41 km l = 17.33 km

I.6.2.3. Coefficient d'allongement

Il est donné par la formule suivante :

$$K_p = \frac{lp^3}{S} \quad (I.9)$$

Pour le bassin de Sebaou : Kp = 6.72

I.6.3. Le relief

Le relief a une influence remarquable sur l'écoulement, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement.

Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

I.6.3.1. Courbe hypsométrique

Les courbes hypsométriques fournissent une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve

au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude. Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. [11]

Tableau I.3: Tableau définissant l'hypsométrie du bassin versant de Sébaou.

Altitude		Surface (m ²)	Surface (km ²)	Surface %	Surface cumulée%	Si x Hi
0	200	129914331,9	129,914332	15,4752048	15,47520484	12991,43319
200	400	153272234,1	153,272234	18,2575639	33,73276875	45981,67023
400	600	215279423,8	215,279424	25,6437695	59,37653824	107639,7119
600	800	156071192,4	156,071192	18,5909717	77,96750996	109249,8347
800	1000	106551550,6	106,551551	12,6922646	90,65977452	95896,3955
1000	1200	41922922,68	41,9229227	4,99379711	95,65357164	46115,21495
1200	1400	21189127,29	21,1891273	2,52401779	98,17758943	27545,86548
1400	1600	11279558,95	11,279559	1,34360453	99,52119396	16919,33843
1600	1800	4019576,3	4,0195763	0,47880604	100	6833,27971
total		839499917,9	839,499918	100		469172,744

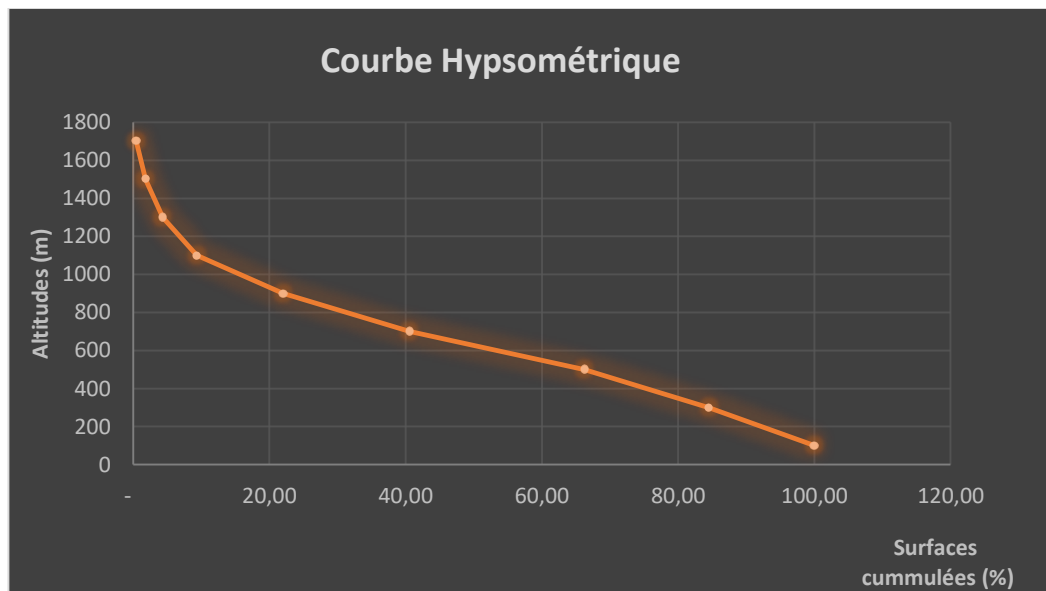


Figure I.4: Courbe hypsométrique du bassin versant Sébaou.

I.6.3.2. Hauteurs caractéristiques

Elles sont obtenues directement à partir de la carte topographique. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale est le point le plus bas du bassin, généralement c'est à l'exutoire. [12]

- L'altitude médiane est « Hmed » est lue sur la courbe hypsométrique
- L'altitude moyenne « Hmoy » est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \quad (I.10)$$

$$H_i = \frac{H_{n+1} + H_n}{2} \quad (I.11)$$

- L'altitude $H_{95\%}$ correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 95% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique
- L'altitude $H_{5\%}$ correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 5% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique.

Avec :

H_i : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives en m ;

S_i : Surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en Km^2 ;

S : Surface totale de sous bassin en Km^2 .

I.6.3.3. Les indices de pente

A. Indice de pente globale I_g

Cet indice est déterminé par la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} \quad (I.12)$$

Avec :

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

L : la longueur du rectangle équivalent

I_g : Indice de pente globale

B. Indice de pente moyenne du bassin versant I_{pm}

L'indice de pente moyenne est le rapport entre ($H_{max} - H_{min}$) et la longueur de rectangle équivalent :

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \tag{I.13}$$

Avec :

I_m : Indice de pente moyenne ;

H_{max} et H_{min} : sont les altitudes maximal et minimal (m) ;

L : longueur de rectangle équivalent.

C. Indice de pente ROCHE I_p

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérées par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i est H_{i-1}. Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i n \sqrt{(S_i(H_i - H_{i-1}))} \tag{I.14}$$

L : longueur de rectangle équivalent (m).

S_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}.

I.6.3.4. La dénivelée

Elle est calculée par la formule suivante :

$$D = H_{s\%} - H_{95\%} \tag{I.15}$$

La dénivelée Spécifique « D_s » : (MUZY André, 1998) :

Elle est calculée par la formule suivante :

$$D_s = I_g \cdot \sqrt{S} = \frac{D}{L} \cdot \sqrt{S} \tag{I.16}$$

Avec :

I_g : Indice de pente global ;

D : Dénivelée entre H_{5%} et H_{95%} (m) ;

L : Longueur du rectangle équivalent (m).

Tableau I.4: La classification d'O.R.S.T.O.M.

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

Tableau I.5: Dénivelée spécifique et type de relief.

S (km ²)	Ig m/Km	Ds(m)	Relief
839.499	20.5	593.96	Très fort

Le relief du bassin versant Sébaou est très fort.

I.7. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

I.7.1. Le chevelu hydrographique

Le réseau hydrographique est l'ensemble des chenaux qui drainent les eaux de surface vers l'exutoire du bassin versant.

Un chenal peut être défini comme l'inscription permanente dans l'espace d'un écoulement concentré plus ou moins permanent. A l'amont de tout chenal les processus hydrologiques sont aréolaires, spatiaux, c'est-à-dire qu'ils intéressent une surface et non une ligne ; dans le chenal ils deviennent linéaires.

Dans un bassin versant les chenaux sont organisés, hiérarchisés en un réseau qui concentre les eaux des rues dans les ruisseaux, celles des ruisseaux dans les rivières, celles des rivières dans les fleuves.

Un réseau hydrographique est donc l'ensemble des cours d'eau, affluents et sous-affluents d'une rivière ou d'un même fleuve. A l'état naturel tous les réseaux sont hiérarchisés, de nombreux auteurs ont proposé des classifications de ces réseaux. [9]

I.7.2. Classification de HORTON

Tout cours d'eau sans affluent est d'ordre 1, tout cours d'eau ayant un affluent d'ordre x est d'ordre $x + 1$, et garde cet ordre sur toute sa longueur. À la confluence de deux talwegs d'importance égale, on donne l'ordre supérieur au plus long.

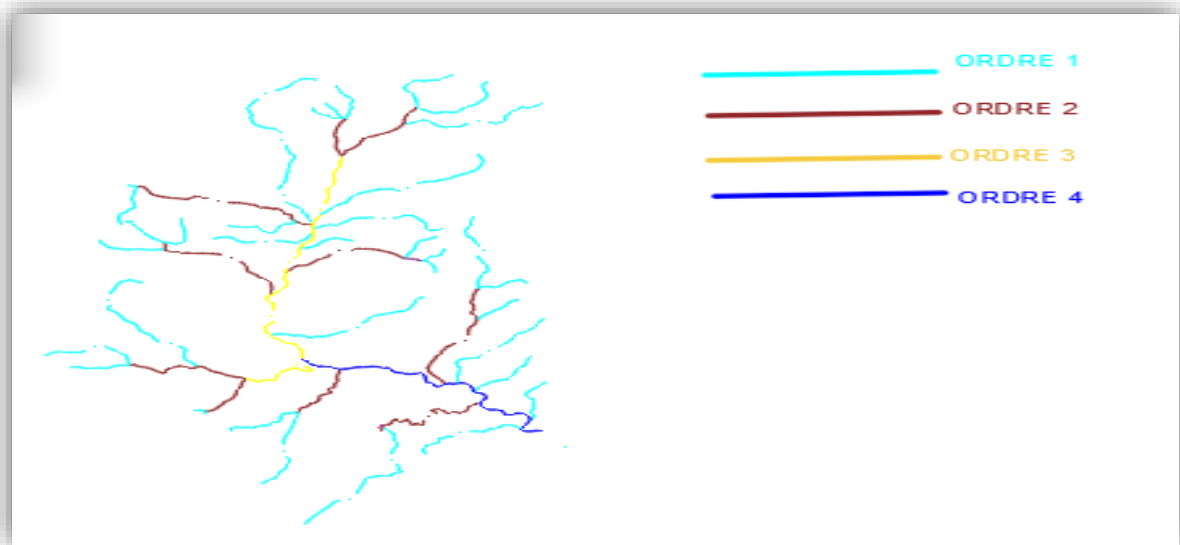


Figure I.5: Réseau hydrographique du bassin versant Sébaou réalisé avec Autocad.

I.7.3. Densité de drainage D_d

La densité du drainage est définie pour un bassin donné de superficie S , comme la longueur moyenne du réseau par kilomètre carré. Si on désigne par L_i la longueur d'un affluent d'ordre quelconque ou du cours principal [9]

La densité de drainage est donc égale à :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (I.17)$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau (Km) ;

S : Superficie du bassin versant en Km^2 .

Pour procéder à ce calcul, il faut classer les cours d'eau en utilisant la méthode de Schum.

I.7.4. Longueur moyenne des versants

$$L_m = \frac{L}{2D_d} \quad (I.18)$$

Avec :

D_d : densité de drainage en km/km² ;

L : longueur du rectangle équivalent ;

L_m : longueur moyenne des versants.

I.7.5. Temps de concentration du bassin versant T_c

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire du bassin versant. Il existe plusieurs formules. Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être notamment calculé par l'ancienne formule de Giandotti (1937) soit : [13]

Formule de Giandotti (CHAUMONT. M)

$$T_c = \frac{4*\sqrt{S}+1,5*L}{0,8*\sqrt{H_{moy}-H_{min}}} \quad (I.19)$$

Avec :

T_c : temps de concentration exprimé en heure

A : superficie du bassin versant (Km²)

L : longueur du cours d'eau principal (Km)

H_{moy} : altitude moyenne (m)

H_{max} : altitude minimale (m)

I.7.6. Vitesse de ruissellement

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \quad (I.20)$$

Avec :

L_p : Longueur du thalweg principal Km ;

T_c : temps de concentration exprimé en heure.

I.8. Conclusion

L'étude bassin versant de l'oued Sébaou, nous a permis de quantifier les différents paramètres et indices relatifs aux caractéristiques de la région étudiée. Dès lors l'appréciation de la forme du bassin versant est devenue possible et apparaît allongée. L'importance du relief est apparue grâce au tracé de la courbe hypsométrique. Les caractéristiques hydro-morphométriques du bassin sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau I.6: Caractéristiques hydro-morphométriques du bassin versant de Sébaou.

Caractéristiques géométriques				
Désignation		Symbole	Unité	B.V. principal
Surface		S	(km ²)	839,499
Périmètre		P	(Km)	132,86
Longueur du talweg principal		L	(Km)	55.85
Caractéristiques hydro-morphologiques				
Indice de forme		Kc	(km/km)	1,28
Coefficient d'allongement		Ca	/	3,71
Rectangle équivalent	Longueur	Lr	(km)	48,41
	Largeur	lr	(km)	17,33
Hypsométrie du bassin versant				
Altitude	maximale	Hmax	(m)	1780
	moyenne	Hmoy	(m)	558.8
	médiane	Hmed	(m)	610
	minimale	Hmin	(m)	105
Indice de pente de roche		Ip	%	2.7
Indice de pente globale		Ig	m/m	0.02
Indice de pente moyenne		Ipm	%	0.34
Caractéristiques hydrographiques de bassin versant				
Temps de concentration		Tc	H	11,72
vitesse de ruissellement		Vr	Km/h	4.54
Densité de drainage		Dd	Km/Km ²	0.38

Chapitre II
Etude pluviométrique

II.1. Introduction

L'intérêt de ce chapitre est de faire une étude hydro pluviométrique et d'estimer la lame d'eau moyenne tombée sur notre bassin versant en travaillant avec les données collectées sur le terrain sous forme d'une série pluviométrique lacunaire obtenue de l'ANRH.

Nous allons, faire appel à certains outils techniques, graphiques et statistiques tel le logiciel Hyfran, afin de traiter convenablement les données pluviométriques, corriger les erreurs qu'elles comportent, faire des comparaisons entre les résultats des lois et dégager un bon constat, des résultats plus ou moins proche de la réalité qui seront exploités par la suite pour établir des courbes de pluies de courtes durées, avec un temps de concentration approprié.

II.2. Analyse des données pluviométriques

II.2.1. Pluie moyenne annuelle

La présente étude sera basée sur les données enregistrées au niveau de la station de Larbaa Nath Irathen (la station la plus proche de la zone d'étude), Dans le but d'analyser les précipitations dans notre bassin versant. Les caractéristiques de la station pluviométrique sont représentées dans le tableau ci-après :

Tableau II.1: Caractéristiques de la station pluviométrique de Larbaa Nath Irathen (ANRH)

Station	Code de la station	Coordonnées Lambert			Années de fonctionnement	Nombre d'années
		X(km)	Y(km)	Z(m)		
Larbaa Nath Irathen	21705	634.9	370.8	980	1968- 2012	39

II.2.2. Pluies maximales journalières

Pour l'étude des pluies maximales journalières, nous avons retenu la station de Larbaa Nath Irathen (code 021705) (Tableau II.2) en raison de son altitude ($Z = 980\text{m}$) qui est proche de celle de notre bassin versant. L'étude fréquentielle des pluies journalières maximales de la station de Larbaa Nath Irathen a pour but d'estimer des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée. Ceci nous mène à chercher la loi d'ajustement la mieux adaptée à la distribution des pluies.

Tableau II.2: Précipitations mensuelles et annuelle de la station Larbaa Nath Irathen

(1968-2012)

Station pluviométrique Larbaa Nath Irathen Données traitées														
Année/mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	max	Annuel
1968	3,3	0	130	86,3	28	12,5	52,1	39,3	18,3	55,6	1	9	130	1086
1969	40,6	62,6	35	53	13	20,3	22,6	72	21,2	12,6	1	9	72	1205
1970	0,5	52,7	11,6	86,3	61,3	17,5	46,7	32,3	15,3	10,6	1,9	0	86	974,1
1971	56,7	10,5	43,3	39,8	114	56	18,7	22,5	-999	-999	-999	##	*	*
1972													*	*
1973	125	36,4	18,5	61,8	22,6	43,6	195,4	28	0,8	4,5	4,2	0	195	1463
1974	17,8	21,9	19,4	11,5	28,4	43,7	61,4	12,6	24,2	18,5	0	12	61	1365
1975	36,5	6,7	68,2	22,8	27,4	78,7	76,5	46,1	46,2	14,6	29,1	5	99	903
1976	21,8	17,5	31,9	99,2	54,1	20,6	19,5	47,5	12,4	8,5	3,9	4	56	847,7
1977	0,3	21,3	41,9	9,8	48,8	15,3	56,2	47,1	29,1	0	0	0	105	825
1978	3,7	32,8	34,2	15,1	14,5	105	24,5	29,1	15,9	0,4	4,1	2	105	825
1979	3,7	32,8	34,2	15,1	14,5	105	24,5	29,1	15,9	0,4	4,1	2	56	856,5
1980	21,8	26,5	22,7	22,4	26,1	22,4	36	56,3	14,5	3,1	0	0	105	1077
1981	0,2	22,4	43,3	105	14,5	23,1	45,3	16,2	13,1	15,1	0	28	96	849,1
1982	5,8	20,1	10,7	34	96	32,3	16,5	9,3	18,3	2,1	0	3	71	863,4
1983	35	70,5	30	39	1,3	25,3	18,7	26,8	8	0	1,2	18	54	881,8
1984	0	25,3	53,9	16,2	31,9	43	18	20,1	36,2	14,3	0	0	72	1153
1985	14,9	21,2	7,4	69,1	65	47	71,7	14,4	38,2	0	0,8	0	166	894,7
1986	32,1	16,1	27,2	18,2	12,3	38,6	165,9	16,1	4	19	3	5	84	988,2
1987	19,2	10,8	43,5	84,1	31,8	75	20,2	12,7	8,2	6,1	0	5	37	638,9
1988	28	32	34,4	15,3	24	19,7	28	37,1	18,1	13,8	7,4	0	50	641,6
1989	27,3	8,4	29	24,8	21,3	11,4	26,5	49,6	4,5	12,7	5,6	9	53	607,9

1990	13,9	18,5	24,1	27,9	17,8	0	11,2	49,6	52,6	12,3	14,2	0	49	831,2
1991	3,2	37,6	12,3	48,7	26,4	44,4	17	13,1	43,5	1,5	0	7	77	821,4
1992	13,3	76,9	22	10,5	55,5	14	29	56,6	29,2	31	15	0	67	786,8
1993	4,9	42	52,5	66,7	16,7	30,7	13,6	38,7	20,4	1,5	0	6	39	667,7
1994	28,1	15,5	38,8	30,8	37,3	27,9	5,2	16,5	2	0,2	0,1	0	47	899,9
1995	42,3	24,6	14,8	32,2	46,6	19,7	30,6	13,5	2	22,1	0	16	67	1101
1996	10,5	12	18,8	30,2	45,8	62,4	18,2	66,8	27	61	6,8	5	50	664,1
1997	28,7	49,7	35,8	27,7	16,2	13,5	16,1	43,9	15,1	9	0	49	76	1320
1998	36,9	58,4	69,4	39,1	33	45,2	35,2	75,7	69,5	2,6	0	3	42	859,7
1999	20	39	42,4	30	26,8	22,7	20	11,6	28,8	21	0,8	5	93	604,9
2000	3,5	15,6	21,5	25,2	68,3	16,4	7,2	38,7	17,3	0	0	7	68	706
2001	25,3	14,4	39,2	92,5	7,2	3,6	7,7	9,9	26,7	2	0,3	3	46	522,7
2002	3,5	15,6	21,5	25,2	68,3	16,4	7,2	38,7	17,3	0	0	7	98	1255
2003	7,2	0	17,9	19,7	31,2	30,4	34,2	25,2	46	2,6	10,5	11	*	*
2004	12,6	12,2	70,2	98	44	21,9	15	56,4	13,1	0,6	14,7	0	69	815,3
2005	21	22,8	35,1	39,5	28,9	18,3	14	34,8	61	9	0,7	##	104	814,6
2006	14,5	22,4	46,1	69,4	28	25	10,4	44,5	3,6	0	0	2	*	*
2007	11,3	19,7	14,9	39	17,7	40,1	17,2	19,3	103,5	1,9	0	2		
2008	17,2	8	12,4	52,4	6,2	14,5	50	69,8	12,2	0,6	11,1	##	*	*
2009	23,1	84,2	87	18,6	7,2	12,6	42,3	44,8	32,6	16,3	5,3	1	87	994
2010	23,5	17,5	22,2	35,7	42,7	22,2	41,8	80	38,7	18,8	0,5	18	94	1167
2011	12,2	27	50	28	25,8	70,2	30,9	32	49,3	10,8	0	0	80	957,1
2012	1,5	6	80,5	23	52	58,9	28,4	47	25,8				70	1209

Source : Agence National des Ressources Hydrauliques.

II.2.3. Etude des précipitations maximales journalières

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique dans le dessein de déterminer une intensité de pluie et période de retour. Pour notre étude nous avons suivi les étapes ci-après :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant ;
- Calcul de la fréquence expérimentale ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de données ;
- Ajuster graphiquement la loi choisie ;
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau ci-après.

Tableau II.3: Caractéristiques empiriques de la série avec N=44ans

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des Pmax j en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=39} X_i$	2796, 3mm
La moyenne des Pmax j en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=39} X}{N}$	71,7 mm
L'écart type « δ_x » ;	$\delta_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{39} (X_i - \bar{X})^2}{N}} \right]$	32,8 mm
Coefficient de variation « Cv »	$C_v = \frac{\delta}{\bar{X}}$	0,41
Coefficient d'asymétrie « Cs »	$C_s = \frac{\sum_{i=1}^{39} (X_i - \bar{X})^2}{(N - 1)\delta^2}$	1,63
L'exposant climatique	b=0,41	

L'exposant climatique pour notre région (b=0.41) est donné par l'ANRH.

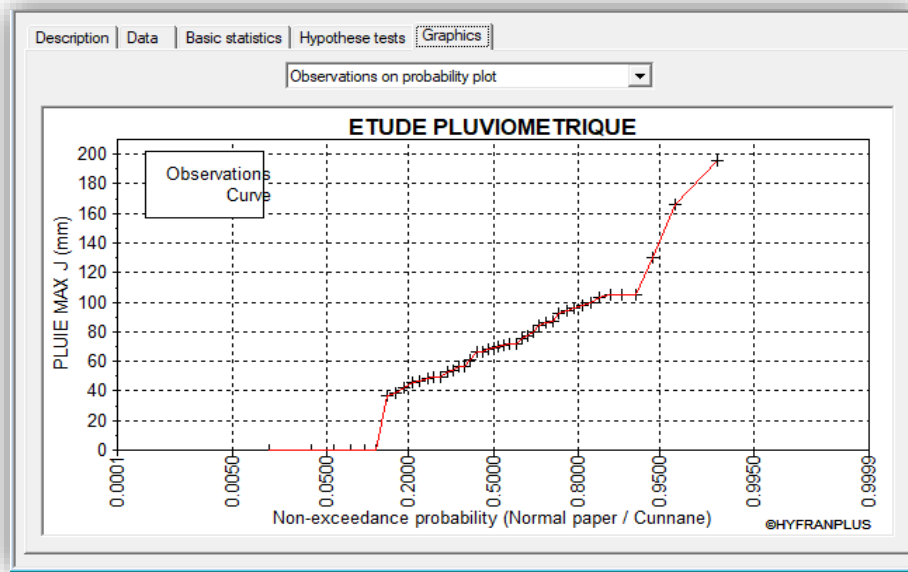


Figure II.1: Observation sur papier de probabilité.

II.2.4. Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée. Pour notre cas on utilise le logiciel HYFRAN.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- La loi de GUMBEL ;
- La loi de GAUSS ou loi Normal ;
- La loi de GALTON (log-normal) ;
- La loi GEV (loi généralisé des valeurs extrêmes).

II.2.4.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-y} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

$$y = \alpha x - x_0 \quad (\text{II.2})$$

y : variable réduite de Gumbel ;

$\frac{1}{\alpha}$: la pente de la droite de Gumbel ;

x : précipitation maximale journalière (mm) ;

x_0 : paramètre de position (mode).

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

A. Procédé d'ajustement

Classement des valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre.

Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de cunnane qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \quad (\text{II.3})$$

Avec :

m : Rang de précipitation.

n : Nombre d'observation (44).

Calculer la variable de GUMBEL pour chaque valeur observée.

$$y = -\ln(-\ln(F(x)))$$

B. Résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL

➤ *Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL*

Paramètres : $U = 64.7922$ et $\alpha = 23.0928$

Quantiles : $q = F_{(x)}$ (probabilité au non-dépassement), $T = \frac{1}{(1-q)}$

Tableau II.4: Ajustement à la loi de Gumbel .

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Pjmax	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
100	0.9990	171	15.2	141 - 201
50	0.9800	155	13.2	129 - 181
10	0.9000	117	8.63	99,9 -134

Tableau II.5: Résultats du calcul de l'adéquation.

X²	p-value	Degrés de liberté	Nombre de classe
9.62	0.0869	5	8

Tableau II.6: Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et celles de l'échantillon station Larbaa Nath Irathen.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	37.1
Maximum	Aucun	195
Moyenne	78.1	78.8
Ecart-type	29.6	32.8
Médiane	73.3	71.7
Coefficient de variation (Cv)	0.379	0.416
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1,14	1.63

Le tracé de la droite de Gumbel est représenté sur papier Gumbel comme le montre la figure ci-après :

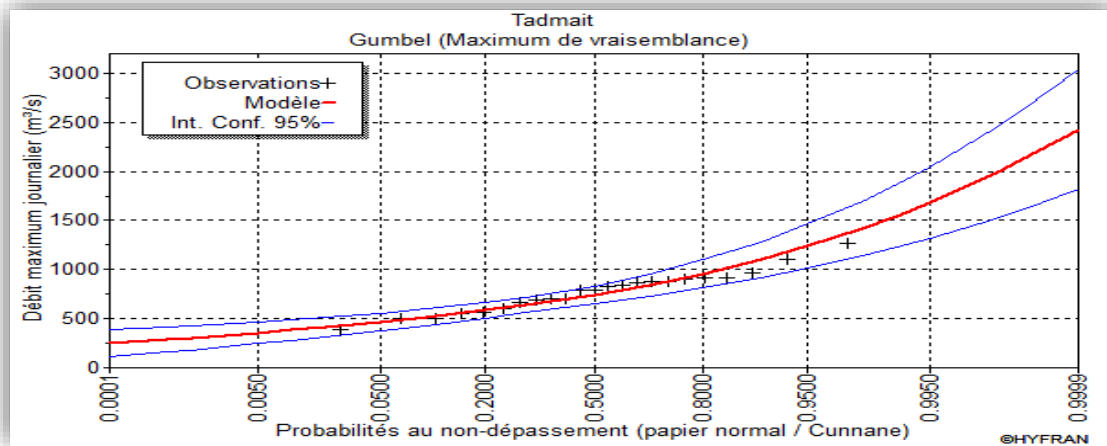


Figure II.2: Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.

II.2.4.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GAUSS

Une variable appartient à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est de la forme :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^U e^{-\frac{1}{2}u^2} du \tag{II.4}$$

U : variable réduite de Gauss, elle est donnée par :

$$U = \frac{x - \bar{x}}{\sigma} \tag{II.5}$$

La transformation $X = \bar{X} + \sigma U$ est l'équation de la droite de Henry sur papier à probabilité gaussienne.

A. Les résultats de l'ajustement par la loi de « Gauss » sont résumés dans le tableau

➤ Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de Gauss (II.7)

Paramètres : $\mu = 78.8128$ et $\sigma = 32.7826$

Quantiles : $q = F(x)$ (probabilité au non-dépassement), $T = \frac{1}{(1-q)}$

Tableau II.7: Ajustement à la loi de Gauss

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	P_{jmax}	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
100	0.9900	155	10.2	135 - 175

50	0.9800	146	9.34	128 - 164
10	0.9000	121	7.13	107 - 135

Tableau II.8: Résultats du calcul de l'adéquation

X ²	p-value	Degrés de liberté
9.21	0.1012	5

Tableau II.9: Comparaison des caractéristiques de la loi de Gauss et celles de l'échantillon station Larbaa Nath Iratrhen.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	37.1
Maximum	Aucun	195
Moyenne	78.8	78.8
Ecart-type	32.8	32.8
Médiane	78.8	71.7
Coefficient de variation (Cv)	0.416	0.416
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.00	1.63

Le tracé de la droite de Gauss est représenté sur papier normal comme le montre la figure ci-après :

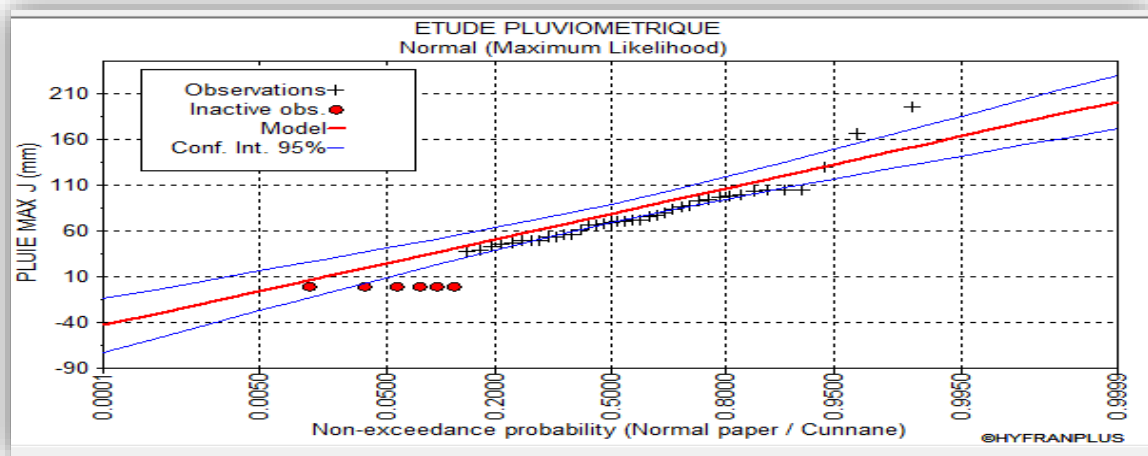


Figure II.3: Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gauss.

II.2.4.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log-normal)

Hormis la représentation graphique, ce procédé d’ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, comme le montre la figure (II.3).

La loi de Galton a une fonction de répartition qui s’exprime selon la formule ci-après :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_U^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \tag{II.6}$$

Où :

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\delta_x} \tag{II.7}$$

(Variable réduite de GAUSS)

L’équation de la droite de Galton est la suivante :

$$\text{Log } x(p\%) = \overline{\text{log}} + 6 * \text{Log } u(p\%) \tag{II.8}$$

$$\text{Log } x = \frac{\sum_{i=1}^{44} \overline{\text{Log} X_i}}{N} \tag{II.9}$$

A. Les résultats de l’ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans le tableau (II.11)

Paramètres : Mu = 4.29504 et σ = 0.376132

Quantiles : q = F_(X) (probabilité au non dépassement) , T = $\frac{1}{(1-q)}$

Tableau II.10: Ajustement à la loi de Galton (Log-normal)

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Ecartype	Intervalle de confiance
100.	0.9900	176	136 -216
50.	0.9800	159	125 - 192
10.	0.9000	119	99,7-138

Tableau II.11: Résultats du calcul de l’adéquation.

X ²	p-value	Degrés de liberté	Nombre de classe
8.38	0.1363	5	8

Tableau II.12: Comparaison des caractéristiques de la loi de Galton (Log-normal) et celles de l'échantillon station Larbaa Nath Irathen.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0	37.1
Maximum	Aucun	195
Moyenne	78.7	78.8
Ecart-type	30.7	32.8
Médiane	73.3	71.7
Coefficient de variation (Cv)	0.390	0.416
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.23	1.63

Le tracé de la droite de Galton est représenté sur papier normal comme le montre la figure ci-après :

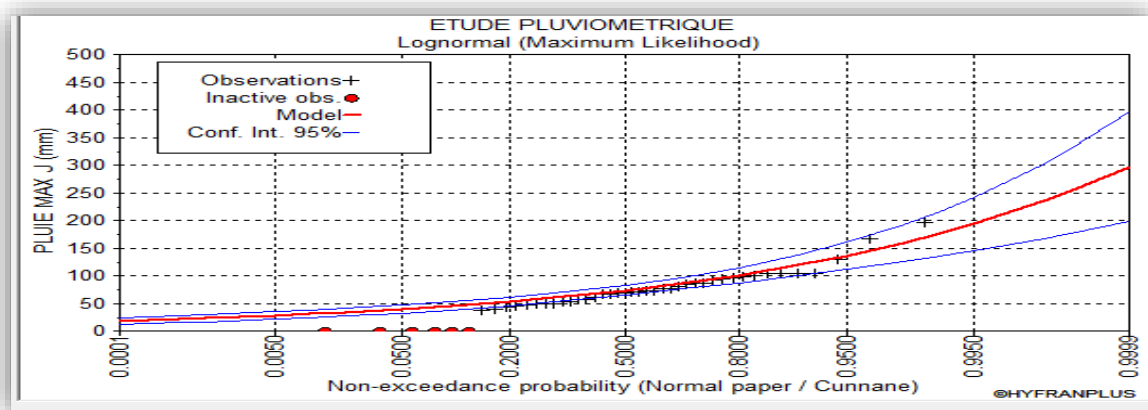


Figure II.4: Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton

II.2.4.4. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule ci-après :

$$F(x) = \frac{1}{\alpha} \left[1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right]^{\frac{1}{k}} e \left\{ - \left[1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right]^{\frac{1}{k}} \right\} \quad (II.10)$$

A. Les résultats de l'ajustement par la loi de GEV sont résumés dans le tableau

- Calcul des paramètres d'ajustement de la loi de GEV (II.14)

Paramètres : $U = 63.3672$, $\alpha = 21.2585$ et $K = - 0.136821$

Quantiles : $q = F_{(X)}$ (probabilité au non-dépassement), $T = \frac{1}{(1-q)}$

Tableau II.13: Ajustement à la loi de GEV

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	P_{jmax}	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
100	0.9900	200	44.2	113 -286
50	0.9800	173	30.8	113 - 233
10	0.9000	119	11.7	96.5 -142

Tableau II.14: Résultats du calcul de l'adéquation

X^2	p-value	Degrés de liberté	Nombre de classe
9.21	0.0562	4	8

Tableau II.15: Comparaison des caractéristiques de la loi de GEV et celles de l'échantillon station Larba Nath Irathen.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	-92	37.1
Maximum	Aucun	195
Moyenne	78.9	78.8
Ecart-type	33.9	32.8
Médiane	71.4	71.7
Coefficient de variation (Cv)	0.430	0.416
Coefficient d'asymétrie (Cs)	2.34	1.63

Le tracé de la droite de GEV est représenté sur papier normal comme le montre la figure ci-après :

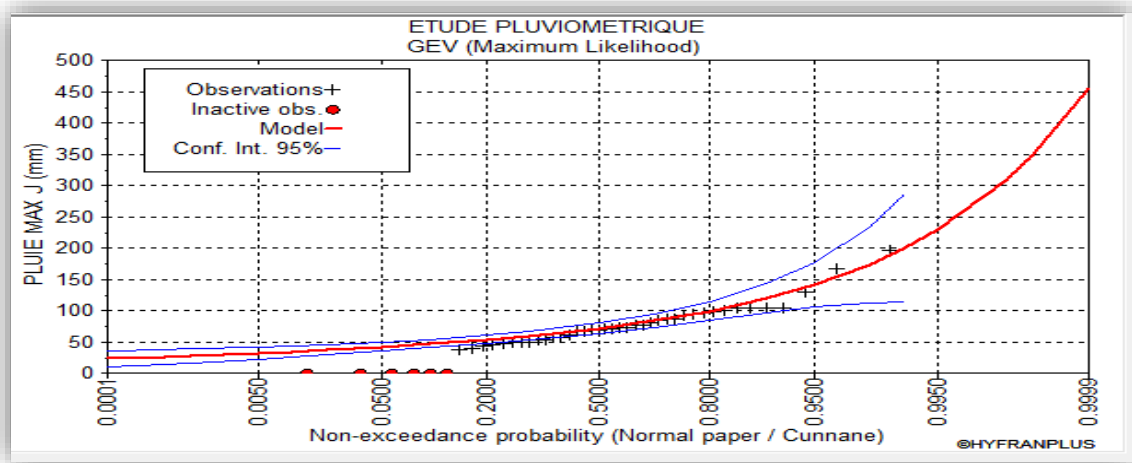


Figure II.5: Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GEV.

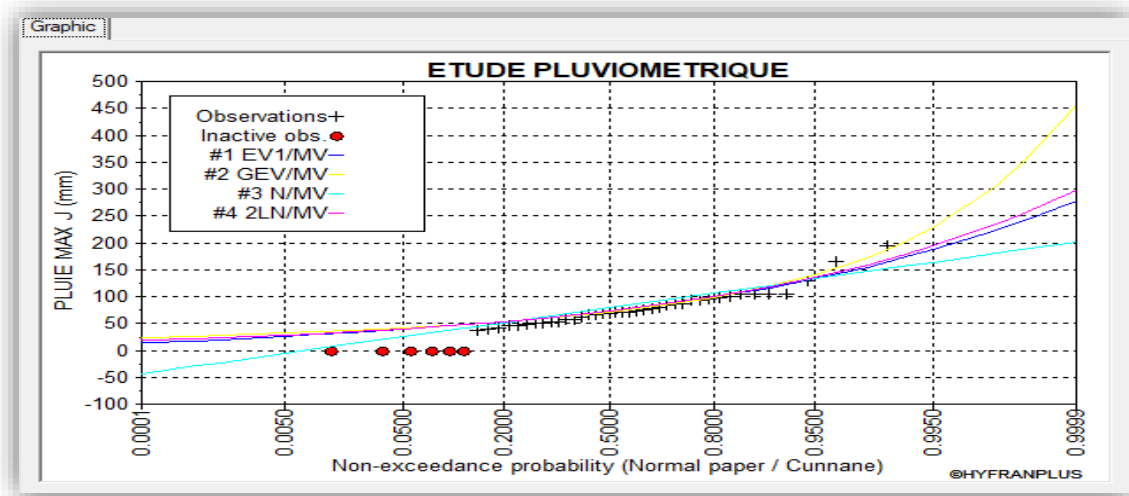


Figure II.6: La comparaison graphique entre les quatre lois (Gauss, Gumbel, Galton et GEV)

Remarque :

En se rapportant aux graphes obtenus, par ces quatres lois, celles de Gauss, Gumbel, Galton et GEV, on remarque que l'ajustement issu de la loi de log-normale « Galton » est le meilleur, vu que la position des données expérimentales est plus proche de la droite théorique.

Les résultats de la méthode de Galton sont à considérer pour la suite de notre travail.

II.3. La pluie de courte durée

Les pluies de courte durée ont été calculées sur la base des données relatives aux pluies journalières maximales en utilisant la loi régionale intensité-durée-fréquence, qui s'exprime par la relation de body. [10]

$$P_{max.t.p\%} = P_{max.j.p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b \tag{II.11}$$

Avec :

$P_{max.t.p\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{max.j.p\%}$ (mm) ;

$P_{max.j.p\%}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm) ;

t : Temps (h) ;

b : Exposant climatique . (Larbaa Nath Irathen ; b = 0,41)

L'intensité de pluies est donnée par la formule ci-après :

$$I_0 = \frac{P_{max.t.p\%}}{t} \tag{II.12}$$

La pluie de courte durée, les différentes fréquences et l'intensité correspondante à un pas de temps pour la station de Larbaa Nath Irathen, sont représentées dans le tableau (II.16) :

Tableau II.16: Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période de retour T (ans).

Période de retour	10		50		100	
Fréquence	10		2		1	
$P_{max.j.p(\%)}$	176		159		119	
Temps (h)	$P_{max.t.p(\%)} (mm)$	$I_0 (mm/h)$	$P_{max.t.p(\%)} (mm)$	$I_0 (mm/h)$	$P_{max.t.p(\%)} (mm)$	$I_0 (mm/h)$
1	47,82	47,82	43,20	43,20	32,33	32,33
2	63,54	31,77	57,40	28,70	42,96	21,48
3	75,03	25,01	67,78	22,59	50,73	16,91
4	84,42	21,11	76,27	19,07	57,08	14,27
5	92,51	18,50	83,58	16,72	62,55	12,51
6	99,69	16,62	90,06	15,01	67,41	11,23
7	106,20	15,17	95,94	13,71	71,80	10,26

8	112,17	14,02	101,34	12,67	75,85	9,48
9	117,72	13,08	106,35	11,82	79,60	8,84
10	122,92	12,29	111,05	11,10	83,11	8,31
11	127,82	11,62	115,47	10,50	86,42	7,86
11,72	131,19	11,19	118,51	10,11	88,70	7,57
12	132,46	11,04	119,67	9,97	89,56	7,46
13	136,88	10,53	123,66	9,51	92,55	7,12
14	141,10	10,08	127,47	9,11	95,41	6,81
15	145,15	9,68	131,13	8,74	98,14	6,54
16	149,04	9,32	134,65	8,42	100,77	6,30
18	156,42	8,69	141,31	7,85	105,76	5,88
19	159,92	8,42	144,48	7,60	108,13	5,69
20	163,32	8,17	147,55	7,38	110,43	5,52
21	166,62	7,93	150,53	7,17	112,66	5,36
22	169,83	7,72	153,43	6,97	114,83	5,22
23	172,96	7,52	156,25	6,79	116,94	5,08
24	176,00	7,33	159,00	6,63	119,00	4,96

Les graphes représentant les courbes des pluies à courte durée et les courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) pour notre station sont représentés sur les figures (II.6) et (II.7).

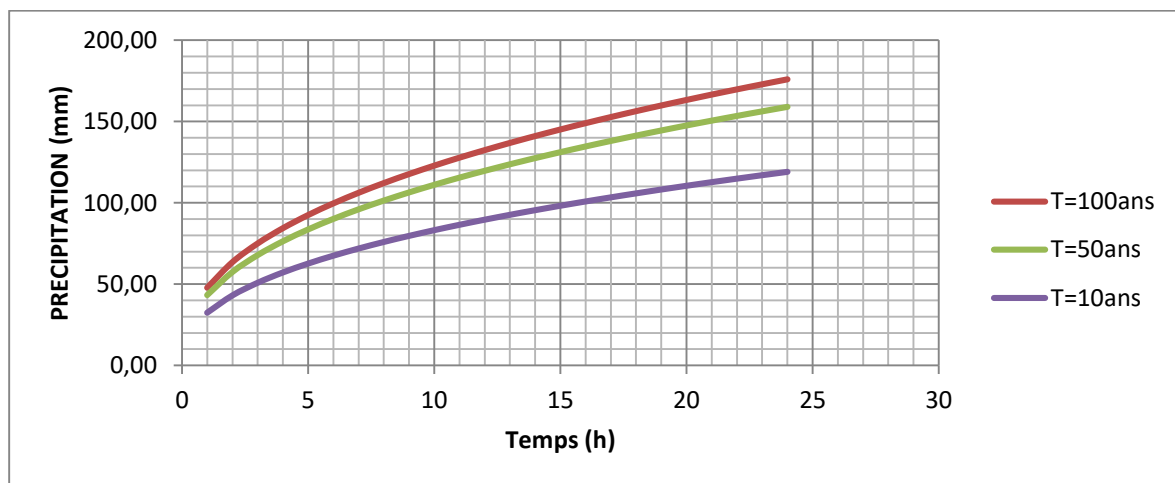


Figure II.7: Courbes des pluies de courtes durées.

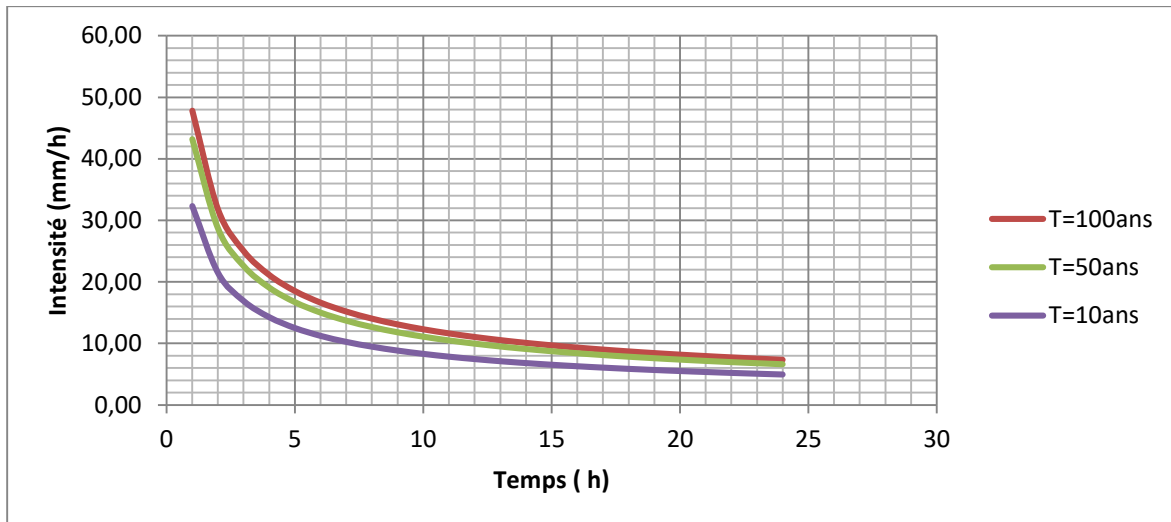


Figure II.8: Courbes Intensité-Durée-Fréquence à Larbaa Nath Irathen.

II.4. Conclusion

La meilleure loi d'ajustement des précipitations maximales journalières dans notre cas est la loi de log-normal. A la station de Larbaa Nath Irathen la pluie maximale journalière (figure II.7) correspondante au temps de concentration **11,72h** et pour une période de retour de **50 ans**, est de **118,51 mm**, et l'intensité maximale (figure II.8) est de **10 mm/h**.

Chapitre III

Etude des apports et crues

III.1. Introduction

De tout temps, l'estimation des crues a été un souci majeur, préoccupant tout ingénieur responsable du dimensionnement d'un ouvrage hydrotechnique. De nombreuses méthodes ont été établies afin de parvenir à les estimer correctement [12].

A défaut de stations hydrométriques au niveau du talweg principal, on estime les apports à partir des formules empiriques et le débit maximal de crue.

III.2. Etude des apports

III.2.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A_0)

L'apport moyen annuel est estimé par l'utilisation des formules empiriques, des différents auteurs, suivantes [7] :

III.2.1.1. Formule de SAMIE

$$A_0 = L_e \cdot S \quad (\text{III.1})$$

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 - (293 - 2.2\sqrt{S}) \quad (\text{III.2})$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle ;

S : Superficie du bassin versant (Km^2) ;

L_e : lame d'eau écoulée (mm) ;

A_0 : apport moyen en (m^3).

III.2.1.2. Formule de TURC

$$L_e = P_{\text{moy}} - \frac{P_{\text{moy}}}{0.9 + \frac{P_{\text{moy}}^2}{L^2}} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

$$L = 300 + 25T_{\text{moy}} + 0,05 (T_{\text{moy}})^3 \quad (\text{III.4})$$

T_0 : Température moyenne dans la zone d'étude.

III.2.1.3. Formule de MEDINGER

$$L_e = 1.024(P_{\text{moy}} - 0.26)^2 \quad (\text{III.5})$$

$$A = L_e \cdot S \tag{III.6}$$

Avec :

P_{moy} : précipitation moyenne (m).

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

III.2.1.4. Formule de l'ANRH

L'apport moyen annuel est donné par :

$$A = 0.915 \cdot P_{moy}^{2.684} \cdot S^{0.842} \tag{III.7}$$

Avec :

P_{moy} : précipitation moyenne (m).

S : superficie (en Km²).

Tableau III.1: Récapitulatif des résultats des apports et les lames d'eau écoulées

Formule	Apport moyen annuel
SAMIE	4865,61
MEDINGER	21,66
ANRH	214,78
TURK	0,13

Remarque :

Les résultats des formules choisies sont très distantes, on se référant à l'historique des apports de l'oued on choisit la formule de samie pour les prochains calculs

III.2.2. Module de l'écoulement

L'écoulement se caractérise par des modules et coefficients. Le module de l'écoulement est donné par cette formule :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \tag{III.8}$$

$$M_e = 6810.66$$

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel (l) ;

T : Temps d'une année en secondes ; $T = 31.536.107$ s

III.2.3. Module de l'écoulement relatif

On a :

$$q = \frac{M_e}{S} \quad (\text{III.9})$$

$$q=8,11 \text{ (l/s/km}^2\text{)}$$

Avec :

M_e : Module de l'écoulement (l/s) ;

S : Superficie du bassin (Km²).

III.2.4. Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}} \quad (\text{III.10})$$

$$C_e = 1,61$$

III.2.5. Coefficient de variation

Pour le calcul du coefficient de variation C_v et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques :

III.2.5.1. Formule de SOKOLOVSKY

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log q - 0.063 \log (S + 1) \quad (\text{III.11})$$

Avec :

q : Module de l'écoulement relatif (l/s/km²) ;

S : Superficie du bassin (Km²).

III.2.5.2. Formule de GUIPROVODKHOZ

$$C_v = \frac{0.7}{q^{0.125}} \quad (\text{III.12})$$

III.2.5.3. Formule de L'ANTONOV

$$C_v = \frac{0,7}{(S+1000)^{0,097}} \tag{III.13}$$

III.2.5.4. Formule de KRISTEKLY MENKEL

$$C_v = \frac{0.83}{(S^{0.06} \cdot q^{0.27})} \tag{III.14}$$

Tableau III.2: Tableau récapitulatif des résultats des coefficients de variation

Formules	Cv
SOKOLOVSKY	0.33
ANTONOV	0.34
KRISTEKLY MENKEL	0.31
GUIPROVODKHO	0.54
Moyenne	0.38

Remarque :

Selon les résultats des coefficients de variation obtenus avec différentes formules empiriques, on remarque que celles de SOKOLOVSKY, ANTONOV et KRISTEKLY MENKEL sont un peu plus proches par rapport à GUIPROVODKHO. La raison pour laquelle on choisira la moyenne des quatre formules.

III.3. Etude des crues

L'étude des crues a pour objectif d'estimer les débits de pointe fréquents et la définition de la forme de l'hydrogramme à cause de l'inexistence de station hydrométrique dans le bassin versant de l'oued Sébaou, des formules empiriques ont été utilisées pour la prédétermination des débits de crues maximales. [13]

III.3.1. Différentes méthodes d'évaluation des crues

L'existence de tant de méthodes de calcul des crues est due aux changements de conditions et de problèmes rencontrés lors de l'estimation ainsi que du chargé d'étude. Les techniques utilisées dans la détermination des crues dépendent essentiellement des données disponibles, plus la disponibilité est importante plus les problèmes qui se posent sont moindres. Dans ce qui suit un rappel des différentes méthodes qui ont été établies. [13]

III.3.1.1. Méthode historique

Méthode ancienne basée essentiellement sur l'étude des archives, les enquêtes auprès des populations et la recherche des traces des crues exceptionnelles atteintes dans le passé. Elle est utilisée lorsqu'on ne dispose pas d'observations sur le débit maximum enregistré lors d'une crue exceptionnelle.

III.3.1.2. Méthodes empiriques

Des formules empiriques de différents auteurs ont été mises au point afin de répondre aux conditions et aux problèmes rencontrés. Ces lois établissent les relations entre le débit, la surface du bassin versant, la pluie et la période de retour.

III.3.2. Formules empiriques pour la détermination de la crue

III.3.2.1. Formule de GIANDOTTI

$$Q_{\max p\%} = \frac{C.S .h_{tc.p\%} \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}{4\sqrt{S} + 1.5L} \quad (\text{III.16})$$

$Q_{\max p\%}$: 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 = 100

S : superficie du bassin versant (km²) ;

L : longueur du talweg principal (km) ;

H_{moy} : altitudes moyennes en (m) ;

H_{min} : altitudes minimales en (m) ;

$h_{tc.p\%}$: lame d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux.

III.3.2.2. Formule de POSSENTI

$$Q_{\max p\%} = \frac{\mu P_{j\max\%} . S}{L} \quad (\text{III.17})$$

Avec :

$P_{\max.p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s) ;

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm) ;

A : Apport liquide (hm³) ;

S : Superficie du bassin versant (Km²) ;

L : Longueur du talweg principal (Km) ;

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin, K (1 ;3). On prend : K = 2.

T : Période de retour (ans).

III.3.2.3. Formule de Turraza

$$Q_{\max p\%} = \frac{C \cdot \bar{i}_{tc} S}{3,6} \tag{III.18}$$

Avec :

\bar{i}_{tc} : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h.

C : coefficient de ruissellent de la crue considérer pour une probabilité $P_{\%}$.

Tableau III.3: Tableau des coefficients du ruissellement.

P%	10	1	0,1
C	0,6	0,7	0,8

III.3.2.4. Formule de Maillet-Gauthier

$$Q_{\max.p\%} = 2 \cdot K \cdot \log(1 + 20\bar{H}) \frac{S}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{1 + 4\log T - \log S} \tag{III .19}$$

Avec :

K : constante comprise entre 1 et 3.

\bar{H} : Précipitation moyenne interannuelle en mm.

S : Longueur du talweg principal en km.

T : Période de retour.

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

Tableau III.4: Détermination des débits maximum fréquentiels par les formules empiriques.

Fréquence (%)		10,00	2,00	1,00
Période de retour		10,00	50,00	100,00
MALLET-GAUTHIER	$Q_{max P\%}(m^3/s)$	1 034,98	1 585,50	1 770,63
POSSENTI	$Q_{max P\%}(m^3/s)$	534,36	810,56	939,08
TURRAZA	$Q_{max P\%}(m^3/s)$	61 143,51	638,14	780,27
GIANDOTTI	$Q_{max P\%}(m^3/s)$	774,05	1 035,00	1 144,81

III.4. Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue est une courbe qui nous renseigne sur les différentes caractéristiques de la crue : la forme, la durée, le volume et le débit de pointe qui sera le débit du projet. L'hydrogramme de crue est établi par la méthode de SOKOLOVSKY qui le trace à base de deux équations paraboliques, l'une pour la montée de crue et l'autre pour la décrue. [13]

➤ *La montée de la crue*

$$Q_m(t) = Q_{max,p} * \left(\frac{t}{t_m}\right)^m \tag{III.20}$$

➤ *La décrue*

$$Q_d(t) = Q_{max,p} * \left(\frac{t_h-t}{t_d}\right)^n \tag{III.21}$$

Avec :

$Q_{max,p}$: Débit maximum de crue (de pointe) (m^3 /s).

$Q_m(t)$: Débit instantané au moment de la montée (m^3 /s).

$Q_d(t)$: Débit instantané au moment de la descente (m^3 /s).

t_m : Temps de montée (h).

t_d : temps de descente (h).

t_h : Temps de base (h).

m, n : puissances des paraboles pour l'Algérie $m=2$ et $n=3$

On a :

$t_m = t_c$ Temps de montée (h) ;

t_d, t_m temps de montée et de décrue (h) ;

$t_d = t_m * \delta$ (Sokolovsky);

$$t_h = t_m + t_d;$$

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant, il est pris en général compris entre (2 .4), celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin.

On prend $\delta= 3$.

Tableau III.5: Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue δ .

Condition	δ
Bassins versants dénudés et faiblement perméables	2 à 2,5
Bassins versants boisés et sols perméables	3 à 4

Tableau III.6: Tableau récapitulatif des temps de concentration, de montée et de décrue

Bassin	δ	$t_c = t_m$	t_d	t_h
B.V de Sébaou	3.5	11,72	41,02	52,74

Pour construire l'hydrogramme de crue de notre oued Sébaou, nous avons utilisé les valeurs des débits de crues pour différentes périodes de retour, les résultats obtenus sont exposés dans les tableaux ci-après.

Tableau III.7: Débit de crues pour différentes périodes de retour d'oued sebaou.

T(h) /Année	10	50	100
1,00	1,59	2,13	2,35
2,00	18,11	24,21	26,78
3,00	65,17	87,14	96,39
4,00	146,41	195,77	216,54
5,00	254,10	339,76	375,81
6,00	374,54	500,81	553,94
7,00	493,25	659,53	729,51
8,00	598,15	799,80	884,65
9,00	681,08	910,68	1 007,30
10,00	737,91	986,67	1 091,36
11,00	767,98	1 026,88	1 135,83
11,72	774,05	1 035,00	1 144,81
12,00	773,18	1 033,84	1 143,52
13,00	757,02	1 012,23	1 119,62
14,00	723,80	967,82	1 070,50
15,00	678,03	906,61	1 002,80
16,00	623,94	834,28	922,80
17,00	565,24	755,80	835,99
18,00	505,02	675,27	746,91
19,00	445,66	595,91	659,13
20,00	388,95	520,07	575,25
21,00	336,06	449,36	497,04
22,00	287,75	384,76	425,58
23,00	244,35	326,72	361,39
24,00	205,93	275,35	304,57

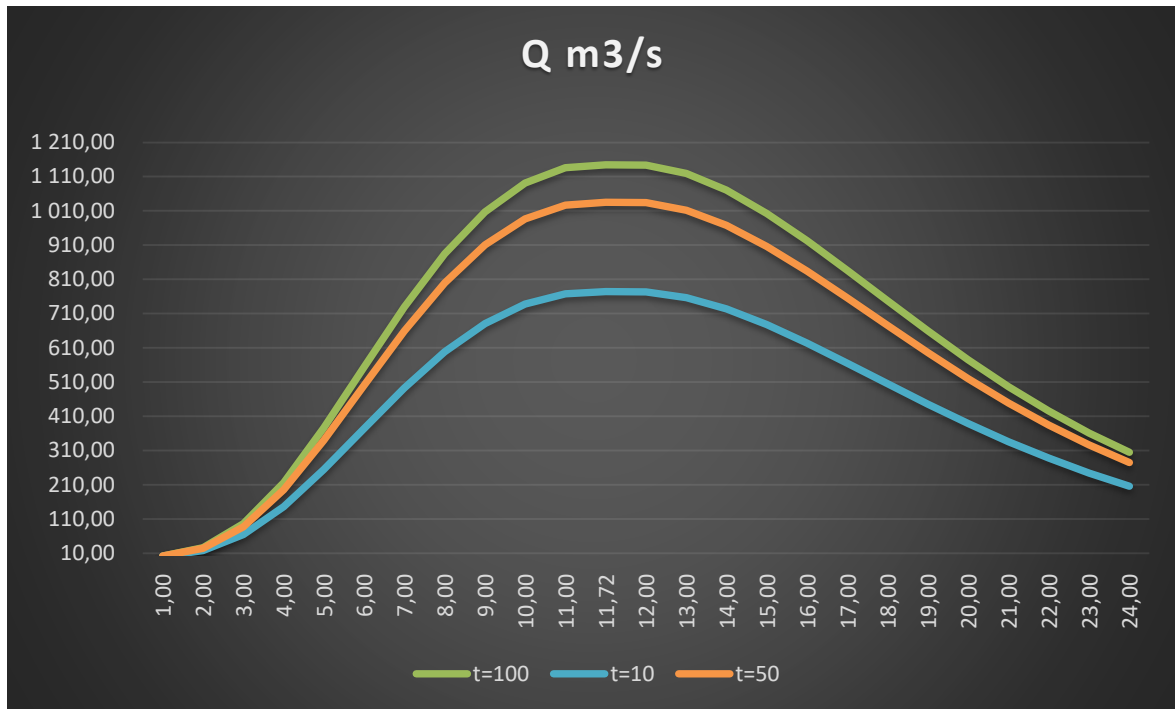


Figure III.1: Hydrogramme fréquentiel des différentes périodes de retour d'oued Sébaou.

Le débit de crue pour une période de retour de 50 ans est : $Q_{max}=1035 m^3 /s$.

III.5. Conclusion

En conclusion, les différents paramètres morphométriques du bassin versant de l'oued étudié ont été déterminés, tout en donnant les calculs hydrologiques nécessaires pour la zone d'étude, cette étude nous a amené à déterminer les débits de crue cinquantennaux qui seront utiles pour l'aménagement d'oued Sébaou.

Pour la vérification du débordement ou non des ouvrages existants, nous utilisons le débit la crue cinquantennale et cela après les travaux topographiques pour déterminer la pente et les dimensions des ouvrages.

Chapitre IV

Dimensionnement des ouvrages hydrauliques

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre on va dimensionner les ouvrages d'aménagements hydrauliques qui ont été envisagés pour dévier une partie des eaux de l'oued Sébaou et les transférées vers le barrage de Taksebt. Notre étude vise la digue et le canal d'amené.

IV.2. Description sommaire de l'aménagement

Ce projet comporte :

- Une digue réalisée en gabion avec deux ouvertures : un déversoir en gabion au milieu et une prise d'eau à la rive droite.
- Un canal d'amené de forme trapézoïdale, aménagé en béton cyclopéen, de même largeur et hauteur que la prise d'eau à laquelle il est relié.
- Un bassin de décantation alimenté par le canal doté d'un déversoir pour évacuer l'eau en cas de surplus.
- Un dégrilleur de 12900 m³ permet de filtrer l'eau afin d'éviter le colmatage des pompes.

Figure IV.1: Vue en plan de la digue réalisée avec le logiciel Autocad.

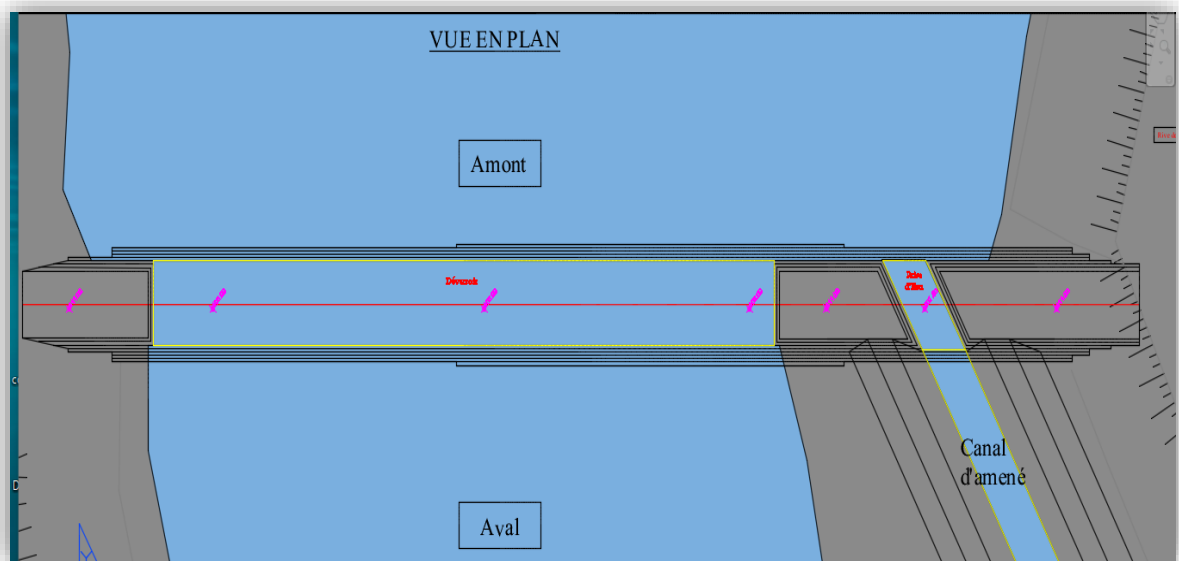




Figure IV.2: Représente les images de la digue en gabion en cours de réalisation prises sur chantier.



Figure IV.3: Représente le canal d'amené en béton cyclopéen.



Figure IV.4: Image du bassin de décantation prise sur chantier.

IV.3. Dimensionnement des ouvrages

IV.3.1. Généralités de l'écoulement à surface libre [1]

IV.3.1.1. Canal

On appelle canal un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. L'étude, hydraulique d'un canal se pose souvent aux ingénieurs sous la forme suivante : pour une pente longitudinale de fond, il faut évacuer un certain débit ; la forme et les dimensions du canal sont à déterminer.

IV.3.1.2. Type de canaux

On distingue deux catégories de canaux : les canaux naturels et artificiels.

A. Les canaux naturels

Les canaux naturels sont les cours d'eau qui existent naturellement, tels que, les rivières, les fleuves et oueds. Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus à partir d'hypothèses qui s'imposent.

B. Les canaux artificiels

Les canaux artificiels sont des cours d'eau réalisés par l'homme, tels que :

Les canaux de navigation et d'évacuation dont les propriétés géométriques et hydrauliques sont assez régulières.

IV.3.2. Propriétés d'un canal

A. La section mouillée S

$$S = (L + mh)h \quad (\text{IV.1})$$

B. Le périmètre mouillé P

Le périmètre mouillé, P, du canal, formé par la longueur de la ligne de contact entre la surface mouillée et le lit y compris les berges, mais ne comprenant pas la surface libre.

$$P = L + 2h\sqrt{1 + m^2} \quad (\text{IV.2})$$

C. Le rayon hydraulique, Rh

Le rayon hydraulique, Rh, est donné par l'équation de la surface mouillée, A, et du périmètre mouillé, P, donc :

$$R_h = \frac{S}{P} \quad (\text{IV.3})$$

D. La largeur superficielle B

$$B = b + 2mh \quad (\text{IV.4})$$

E. La profondeur hydraulique Hh

Définie par :

$$H_h = \frac{S}{B} \quad (\text{IV.5})$$

F. Le diamètre hydraulique Dh

Le diamètre hydraulique, Dh, est donné par :

$$D_h = 4 \frac{S}{P} \quad (\text{IV.6})$$

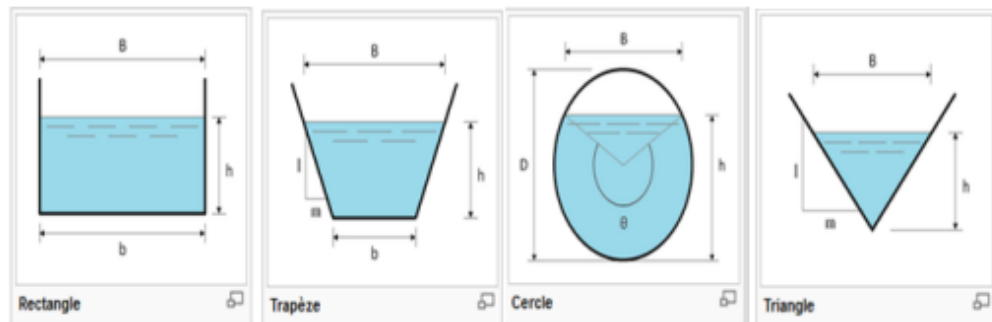
G. La profondeur h

La profondeur, h, ou hauteur d'eau est considérée comme la profondeur maximum.

H. Fruit de talus

$$m = \frac{1}{\tan \alpha} \tag{IV.7}$$

La figure IV.3 donne les formules des éléments géométriques pour quatre (04) différents types de sections de canaux. Certains cours d'eau naturels ont une forme géométrique assez irrégulière, mais peuvent toutefois être approximés par des sections trapézoïdales ou paraboliques.



Largeur, B	b	$b + 2 \times mh$	$(\sin \frac{\theta}{2}) \cdot D$ ou $2\sqrt{h \cdot (D - h)}$	$2 \times mh$
Surface, S	$b \times h$	$(b + mh) \cdot h$	$\frac{1}{8}(\theta - \sin \theta) \cdot D^2$	$m \times h^2$
Périmètre mouillé, P	$b + 2h$	$b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2}$	$\frac{1}{2}\theta \cdot D$	$2h \cdot \sqrt{1 + m^2}$
Rayon hydraulique, R_h	$\frac{bh}{b + 2h}$	$\frac{(b + mh) \cdot h}{b + 2h \cdot \sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{1}{4} \left[1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right] D$	$\frac{mh}{2 \cdot \sqrt{1 + m^2}}$
Profondeur hydraulique, D_h	h	$\frac{(b + mh)h}{b + 2 \times mh}$	$\left[\frac{\theta - \sin \theta}{\sin \frac{\theta}{2}} \right] \frac{D}{8}$	$\frac{1}{2}h$

Figure IV.5: Eléments géométriques pour différentes sections de canaux.

IV.3.3. Ecoulement dans les canaux

Les écoulements dans les canaux naturels et artificiels sont des écoulements à surface libre. La surface libre est la surface de séparation de l'air et de l'eau ; la pression y est égale à la pression atmosphérique. L'écoulement à surface libre est dû à la différence de charge entre deux sections.

IV.3.4. Types d'écoulement

Les types d'écoulement qu'on rencontre en hydraulique fluviale peuvent être résumés comme suivant :

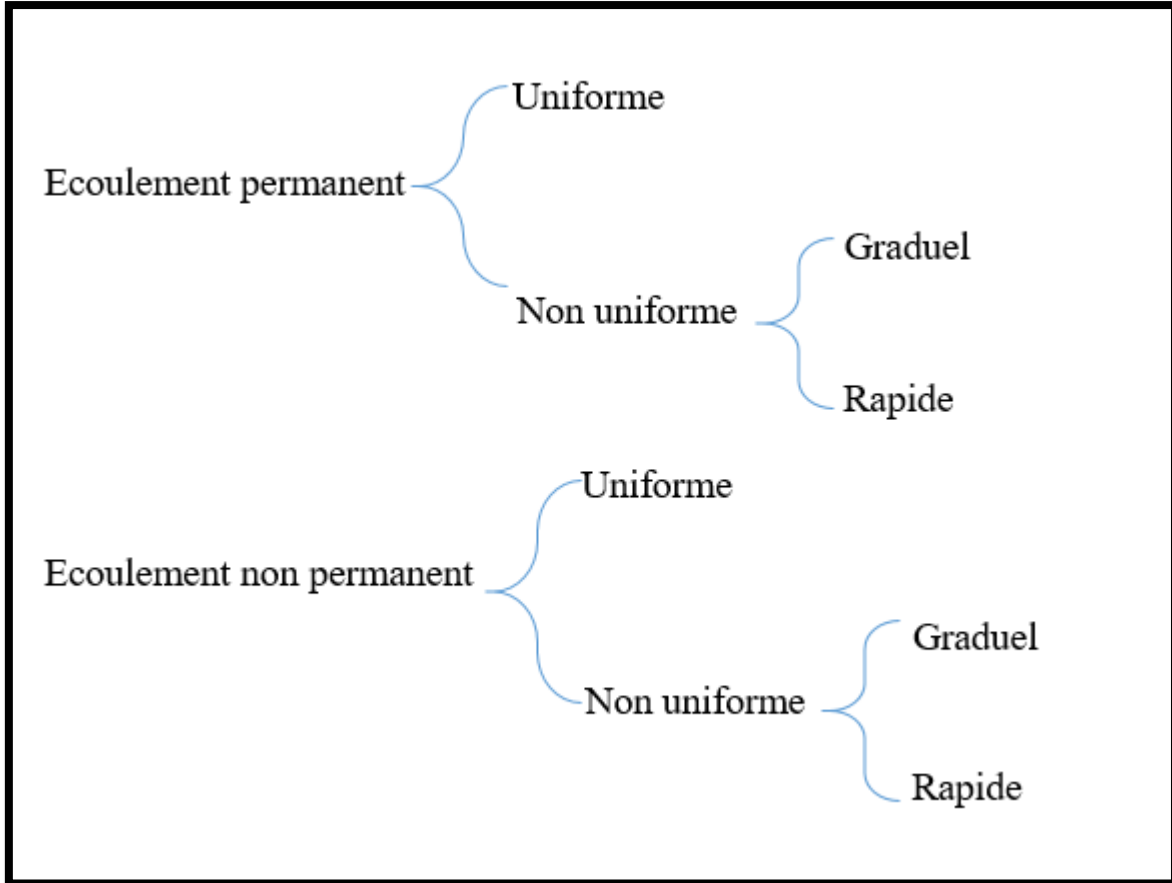


Figure IV.6: Schéma explicatif des types d'écoulement.

IV.3.5. Dimensionnement du canal d'amené

Pour dimensionner le canal on pose deux suppositions :

A. Cas d'une faible pente

On suppose que nous avons une faible pente et on calcule le débit avec la formule de Manning.

B. Cas d'une pente nulle

On suppose que la prise du canal est un déversoir, on fait les calculs avec la formule du déversoir à large seuil.

IV.3.6. Détermination de la hauteur max de la crue

Dans notre projet, nous avons un terrain plat ce qui fait que nous n’avons pas de pente et l’eau coule dans les ouvrages selon le principe des vases communicants. Cependant, pour calculer la hauteur maximale de la crue on applique la formule de Manning et en suivant les étapes ci-après [4] :

- Supposer une légère pente à partir de la section de l’oued obtenue après le terrassement et la ramification du lit avec le logiciel Covadis
- Choisir deux côtes (obtenues des levés topographiques), une côte de l’amont de la section de l’oued et une autre à l’entrée de l’ouvrage en aval, qui ne sont pas vraiment distantes

La pente sera la différence d’altitude entre ces deux côtes sur leur linéaire, d’où :

$$i = \frac{106.7 - 106.27}{212.88} \Rightarrow i = 0,002$$

- Chercher la côte maximale que peut atteindre le débit max de la crue estimé dans le troisième chapitre, plus une marge de sécurité.
- Calculer à chaque fois la surface et le périmètre en utilisant la formule de Manning :

$$Q = \frac{1}{n} \times S \times R^{\frac{2}{3}} \times i^{\frac{1}{2}} \tag{IV.7}$$

On obtient la hauteur max par itération :

Les résultats obtenus sont dans le tableau ci-après

Tableau IV.1: Résultat de la hauteur max de la crue.

Côtes	110	111	112
S m ²	360,2203	528,5946	711,3891
P (m)	324,5736	351,6866	382,8281
$\frac{1}{i^2}$	0,04472136	0,04472136	0,04472136
$R^{\frac{2}{3}}$	1,0719	1,312133229	1,511479516
$\frac{1}{n}$	40	40	40
Q (m ³ /s)	690,7127036	1240,725321	1923,465768

Remarque

Afin d'assurer la sécurité de notre ouvrage en cas de crue on prend la cote 111.

IV.3.7. Calcul de la hauteur hmin du canal

Nous devons assurer un débit minimal de 300000 m³/j dans le canal avant que l'eau commence à se déverser dans l'oued.

Tableau IV.2: Calcul de h min

$\frac{1}{i^2}$	1/n	m	Hmin (m)	L(m)	S(m ²)	P(m)	R	$\frac{2}{R^3}$	$\frac{2}{SR^3}$	Qmin (m ³ /s)
0,04	40	1,19	0,1	7	0,71	7,31	0,098	0,21	0,15	0,24
0,04	40	1,19	0,2	7	1,45	7,62	0,19	0,33	0,47	0,76
0,04	40	1,19	0,3	7	2,21	7,93	0,28	0,42	0,94	1,50
0,04	40	1,19	0,4	7	2,9	8,24	0,36	0,51	1,52	2,43
0,04	40	1,19	0,495	7	3,75	8,54	0,44	0,58	2,18	3,47
0,04	40	1,19	0,5	7	3,79	8,55	0,44	0,581	2,21	3,53

Remarque

Le niveau du canal est à la cote 107,5 et la hauteur hmax de l'oued est à la cote 111 ;

ce qui fait que la hauteur du canal est la différence d'altitude entre ces deux côtes , donc :

$$H = 3,5m.$$

IV.3.8. Calcul du débit max du canal (cas d'une faible pente)

Tableau IV.3: Calcul de débit max que peut véhiculer le canal.

$\frac{1}{i^2}$	1/n	m	H(m)	L(m)	S(m ²)	P(m)	R	$R^{\frac{2}{3}}$	$SR^{\frac{2}{3}}$	Qmax (m ³ /s)
0,04	40	1,19	3,5	7	39,077	17,88	2,18	1,68	65,80	105,29

Donc :

$$Q = \frac{1}{0.025} \times 39,077 \times 2,18^{\frac{2}{3}} \times 0.0016^{\frac{1}{2}} = 105,29 \text{ m}^3/\text{s}$$

IV.3.9. La vitesse d'écoulement

$$Q = V.S \implies V = \frac{Q}{S} = 2,69 \text{ m/s} \tag{IV.8}$$

On a dimensionné notre canal pour véhiculer un grand débit en cas des crues

$$Q_{\max} = 9097056 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.4. Dimensionnement de déversoir

Déversoir rectangulaire à large seuil. [1]

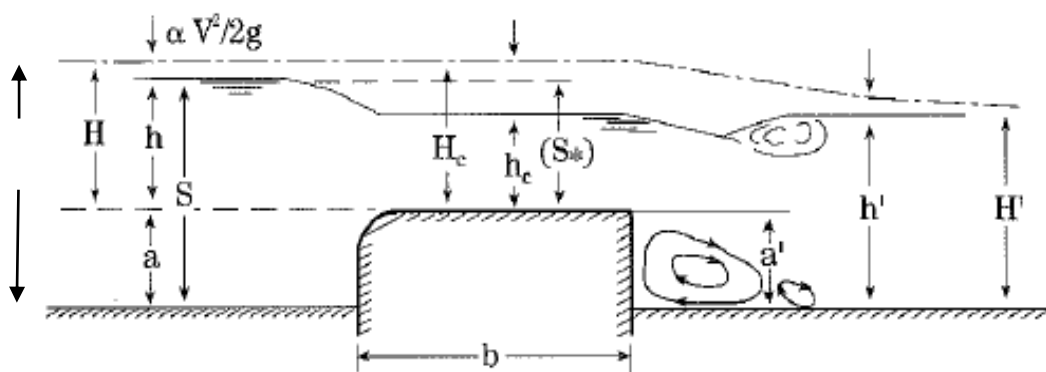


Figure IV.7: Déversoir rectangulaire à large seuil.

b : largeur de seuil.

a : hauteur de déversoir.

h : hauteur d'eau au-dessus de déversoir.

h_c : hauteur critique.

H : charge total.

l : largeur de déversoir.

S : surface mouillée dans la section de mesure correspondant à une hauteur d'eau égale à $(h+a)$.

S^* : surface mouillée dans la section de contrôle, si l'on y constate une hauteur d'eau égale à h_c

On peut traduire la hauteur critique h_c dans la section de contrôle, en fonction de l'énergie H et, en conséquence, de la hauteur h en amont par une équation du type $hc = Kh$

Dans le cas d'une section rectangulaire de largeur l , on aura :

$$S_c = l \times h_c \tag{IV.9}$$

Avec :

$$hc = \frac{2}{3} H_c = \frac{2}{3} H \approx \frac{2}{3} h \tag{IV.10}$$

On peut déterminer le débit déversé par la formule suivante :

$$Q = C_d \times C_v \times S_c \times \sqrt{2gh(1 - K)} \tag{IV.11}$$

D'après les conditions de (IV.11), la formule devient :

$$Q = C_d \times C_v \times \frac{2}{3} \times l \times h \times \sqrt{2gh(1 - \frac{2}{3})} = 1.7 \times C_d \times C_v \times l \times h^{\frac{3}{2}} \tag{IV.12}$$

C_d : coefficient de débit.

C_v : coefficient de vitesse.

La valeur de C_d dépend des formes de construction, donnée par l'abaque (a) (voir annexe) ;

La valeur de C_v est donnée par l'abaque (b) (voir annexe)

Pour : $0,08 \leq h/b < 0,33$ et $h / (h + a) \leq 0,35$, prendre $C_d = 0,848$.

Pour des valeurs de $h/b > 0,33$, multiplier la valeur précédente par la valeur F , Extraite de l'abaque ci-dessous, en prenant $C_d = 0,848F$.

IV.4.1. Calcul de la largeur du déversoir

Tableau IV.4: Résultats du calcul de la largeur du déversoir.

Q m ² /s	h (m)	h ^{1.5}	a	b	h/b	hc	hc/(h+a)	F	CD	cd*(hc/(h+a))	cv	L (m)
929,71	3	5,196	0,5	8	0,375	2	0,572	1,02	0,894	0,511	1,065	114,25

IV.4.2. Calcul du débit max du canal (cas d'une pente nulle)

On suppose que la prise du canal est un déversoir, on applique la formule ci-après :

$$Q = 1.7 \times C_d \times C_v \times l \times h^{\frac{3}{2}} \tag{IV.13}$$

Tableau IV.5: Résultats récapitulatif du calcul du débit du canal.

Q(m ³ /s)	h	h ^{1.5}	a	b	$\frac{h}{b}$	hc	$\frac{hc}{h+a}$	F	CD	$cd * \frac{hc}{h+a}$	cv	L canal
77,28	3,5	6,547	0	9	0,388	2,33	0,67	1,073	0,909904	0,606602667	1,09	7

IV.4.3. Calcul de la largeur du déversoir (cas d'une pente nulle)

Tableau IV.6: Résultats récapitulatif du calcul de la largeur du déversoir.

Q(m ³ /s)	h	h ^{1.5}	a	b	$\frac{h}{b}$	hc	$\frac{hc}{h+a}$	F	CD	$cd * \frac{hc}{h+a}$	cv	L déversoir
954,52	3	5,196	0,5	9	0,33	2	0,571	1,024	0,868	0,496	1,09	114,165

Remarque

Le niveau de l'oued est à la côte 106,50 pour faciliter la réalisation on assure un enrochement de 1 mètre ce qui fait que le niveau sera à la côte 107,50 m.

IV.5. Digue

IV.5.1. Définition

Une digue est un ouvrage d'ingénierie hydraulique destiné à faire un obstacle aux eaux[3].

IV.5.2. Le choix de la digue

Plusieurs techniques ont été proposées, cependant au final on a opté pour la digue en gabion vu les avantages qu'elle présente, notamment :

- La facilité de réalisation ;
- L'existence des matériaux sur le site ;
- L'urgence du projet ;
- L'adaptation à une diversité de forme topographique des vallées.

IV.5.3. L'emplacement de la digue

L'emplacement de la digue est choisi selon [1] :

- La zone la plus étroite de l'oued.
- En dehors des terrains privés afin d'éviter toutes sortes de contraintes et doléances.

IV.5.4. Stabilités de la digue

Avant la réalisation de la digue, un près dimensionnement est indispensable afin d'assurer la stabilité de nos ouvrages. Dans notre projet, l'étude de stabilité est réalisée par un géotechnicien avec le logiciel Géo5 gabion.

Dans le cas de la digue l'étude se fait par rapport :

- Au glissement
- La capacité portante
- Renversement
- Dans le cas de canal, l'étude se fait par rapport à la stabilité des berges.

IV.5.5. Principe de réalisation du plan de la digue

Avant tout travail de réalisation des études topographiques et géotechniques doivent être effectuées en vue de savoir le bon sol et les caractéristiques du terrain dans lequel l'ouvrage sera implanté. Par la suite, on réalise un plan selon les étapes suivantes :

- Injecter les données topographiques sur l'autocad.

- A l'aide de Covadis, on effectue le profil en long (voir l'annexe 4) d'où on obtient le terrain naturel avec les pentes et différentes côtes (voir l'annexe 5).
- En prenant compte du rapport géotechnique, on commence l'excavation jusqu'à ce qu'on arrive au bon sol qui se trouve à 4 mètres de profondeur selon le rapport géotechnique donné par l'entreprise cosider (voir annexe2).
- On remanie le lit de l'oued d'une façon approprié.
- On commence par faire des couches en gabion étage par étage, on monte de 1m et on y rentre de 0,5m.

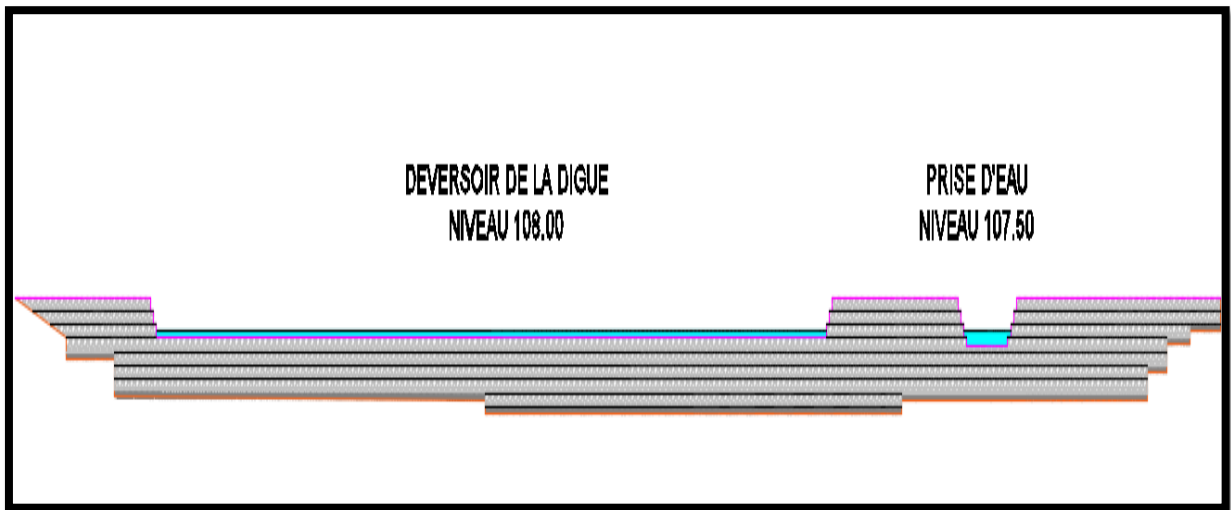


Figure IV.8: Représente la digue en gabion réalisée avec le logiciel Covadis.

IV.6. L'étanchéité des ouvrages réalisés

IV.6.1. En amont de la digue

- Un masque en argile.
- L'enrochement pour la fixation du géotextile.
- La géo-membrane pour éviter l'immigration des particules fines.

IV.6.2. En aval de la digue

Pour éviter le phénomène du ressaut à l'aval de la digue, un enrochement de 20 m a été réalisé .

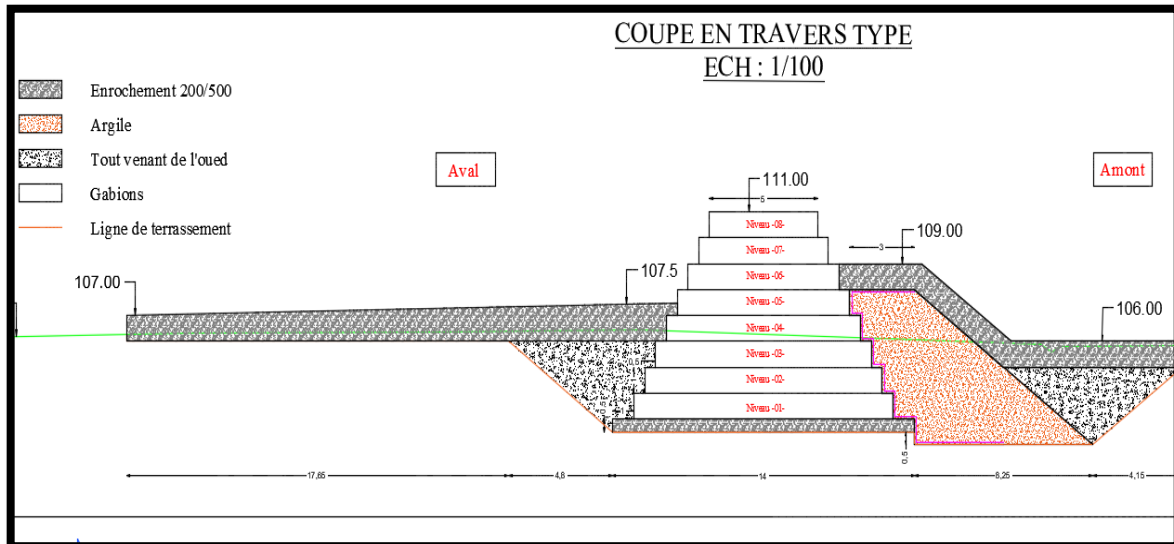


Figure IV.9: Représente la coupe transversale de digue en gabion réalisée avec le logiciel Covadis

IV.7. Conclusion

La digue est l'ouvrage important dans la dérivation des eaux de l'oued Sébaou, ancré dans ce cours d'eau à partir de la cote 103 sur une assise d'enrochement de 14 m de largeur et 1m de hauteur réalisé couche par couche jusqu'à la côte 111.

La différence de niveau entre le canal d'amené (voir l'annexe 6) et le déversoir nous permettra d'assurer un débit minimal de 3,5 m³/s pour le pompage.

Chapitre V

Station de pompage et conduite de refoulement

V.1. Introduction

Afin d'assurer le renforcement en eau du barrage de Taksebt en cette période de sécheresse hydrique, un système de pompage d'une capacité environ 300000 m³/j a été envisagé permettant la récupération d'une quantité des eaux de l'oued Sébaou, et cela, à travers deux phases : une phase d'urgence qui pompe un débit d'environ 10000m³/j et une phase définitive qui pompe un débit de 200000 m³/j, notamment qui sera l'objet de notre étude.

Dans ce chapitre, nous allons étudier le système de refoulement depuis la station de pompage définitive vers le barrage de Taksebt via une conduite en acier.

V.2. Description de la station de pompage définitive

La station de pompage définitive peut transiter jusqu'à 200000 m³/J, (un débit fixé par le maître d'ouvrage), moyennant des pompes submersibles (3+1) depuis l'étang inférieur (station de pompage 1) vers la station définitive et depuis cette station vers le barrage de Taksebt, en moyennant des pompes immergées (6+1).

Le bâtiment de la station de pompage se construira pour abriter des équipements hydrauliques, hydromécaniques principaux et auxiliaires. Appareillage électrique et locaux de personnel, etc...

- Parmi les éléments qui équiperont ladite station, on trouvera :
- Une bache 1200 m et pompes immergées (6+1) ;
- Des vannes et tuyaux de refoulement ;
- Des collecteurs et un clapet anti-retour qui permet d'éviter l'inversion du débit en cas de disjonction du moteur d'entraînement ;
- Un réservoir d'air qui protège la conduite de refoulement contre les coups de Bélier.

V.2.1. Choix des pompes

Les pompes ont été choisies de telle façon à ce qu'elles satisfassent les conditions ci-après :

- Le débit et la hauteur manométrique calculée ;
- Le meilleur rendement η_{\max} ;
- Assurer une capacité d'aspiration forte ;
- Une vitesse de rotation importante ;
- Anti- cavitation.

V.2.2. Choix du nombre de pompes

La station de pompage doit être équipée d'un nombre suffisant de pompes assurant le débit forcé :

$$N = n_p + 1 \quad (\text{V.1})$$

N : nombre de pompes installées ;

n_p : nombre de pompe choisis ;

Chiffre 1 veut dire qu'on a une pompe de secours installée.

Le nombre de pompes nécessaire, déterminé de la façon suivante :

- On varié le type de catégorie de la station de pompage jusqu'à obtenir le nombre qui assure le débit exact.
- Le nombre de pompes dans la station doit être le plus faible possible pour que les dimensions du bâtiment de la station soient plus réduites et plus raisonnables à construire

V.3. Description de la conduite de refoulement

V.3.1. Choix du tracé

Le tracé de la conduite est choisi selon certains facteurs d'ordre technique et économique, il exige les conditions suivantes [8] :

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible (sur-profondeur et sous-profondeur sont parfois inévitables) afin de réduire les frais d'investissement.
- Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement, car le cantonnement d'air engendre la rupture de la veine liquide.

Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques vannes de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.

- Les contres pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'aire plus au moins difficiles à évacuer, sont à éviter.
- Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

A cet effet, le parcours empreinté ne suivra pas facilement les accotements de la route. On préfère souvent de le concevoir le long des routes et les pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation, c'est-à-dire :

- Faciliter l'accès pour l'entretien et les réparations.
- Faciliter la détection des fuites et les vannes défectueuses.

V.3.2. Choix de la conduite

Le choix du matériau des conduites enterrées dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

Sur le plan technique, cette faisabilité dépend de plusieurs exigences, telles que :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et aux charges mobiles.

Adaptation aux terrains de pose.

- Bonne étanchéité.
- Facilitation d'entretien et de mise en service.

Sur le plan économique, elle dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et du transport.
- De leur disponibilité sur marché local.

Dans le présent projet, nous avons opté pour la conduite en acier, vu ce qu'elle présente comme avantage : bonne résistance aux chocs et aux charges compressives.

V.4. Etude technico-économique

Elle consiste à étudier le choix le plus économique pour le diamètre de la conduite, qui repose sur deux critères [8] :

Techniquement le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit à des vitesses accessibles, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite et la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 2 m/s.

Les frais d'investissement (Frais d'exploitation + Frais d'amortissement) sont proportionnels aux diamètres des conduites.

V.4.1. Calcul du diamètre économique

Afin d'obtenir un équilibre relatif entre ces deux facteurs, le diamètre doit être judicieusement choisi, de façon à avoir l'optimum économique. Pour cela, on dispose de deux corrélations établies par **BRESS** et **BONNIN** [8], qui permettent l'approximation de ce diamètre économique DN :

$$\bullet \text{ Formule de BONNIN : } DN_1 = \sqrt{Q} \quad (\text{V.2})$$

$$\bullet \text{ Formule de BONNIN : } DN_2 = 1.5\sqrt{Q} \quad (\text{V.3})$$

Avec :

Q : Débit transitant dans la conduite en (m³ /s).

DN : Diamètre de la conduite (m).

Ces deux formules nous donnent une approche du diamètre économique suivant plusieurs diamètres normalisés. Le plus économique sera celui qui présent un bilan minimal et une vitesse acceptable (0.5 m/s à 2 m/s).

V.4.2. Calcul de la vitesse

La vitesse sera calculée par la formule suivante :

D'après l'équation de continuité : $Q = V \times S$

$$V = Q * \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{V.4})$$

Avec :

Q : Débit (m³ /s).

D : Diamètre de la conduite (m).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

V.4.3. Calcul des pertes de charge

On prend deux types de pertes de charge en considération :

- Perte de charge linéaire : due aux frottements contre les parois internes du conduit.
- Perte de charge singulière : au niveau des clapets, coudes et les pièces spéciales.

V.4.4. Pertes de charge linéaire (HL)

Elles se déterminent à partir de la formule de **DARCY-WEISBACH** [9] :

$$H_L = \lambda * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g} \quad (\text{V.5})$$

Avec :

HL : Perte de charge par unité de longueur (m).

L : Longueur de la conduite (m).

λ : Coefficient de perte de charge de Darcy.

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

g : Accélération de la pesanteur (m^2/s^2).

Le coefficient de perte de charge λ , se calcule selon le régime d'écoulement qui est déterminé à partir de l'abaque de Moody (Annexe) en fonction du nombre de **REYNOLDS** et la rugosité relative. On peut appliquer les formules suivantes [9] :

En régime turbulent rugueux, λ est donné par la formule de **NIKURADZE** [9] :

$$\lambda = \left[1,14 - 0,86 * \ln\left(\frac{K}{D}\right) \right]^{-2} \quad (V.6)$$

En régime transitoire, λ est donné par la formule de **COLEBROOK** [9] :

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \log\left(\frac{K}{3,71 * D} + \frac{251}{\text{Re} \sqrt{\lambda}}\right) \quad (V.7)$$

Avec :

K : rugosité absolue de la conduite.

Pour la conduite en acier : $k=10^3\text{mm}$

Re : nombre de REYNOLDS donné par la formule ci-après :

$$\text{Re} = \frac{V \times D}{\nu} \quad (V.8)$$

Avec :

V : vitesse de l'eau (m/s)

ν : viscosité cinématique de l'eau,

$$\nu = \frac{0,0178}{1+0,00337T+0,000221T^2} \quad (V.9)$$

T : Température de l'eau en °C

- à 10 °C : $\nu = 1,30 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

- à 20 °C : $\nu = 1,00 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

V.4.5. Les pertes de charge singulières

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_S = 0.15 \times \Delta H_L \quad (\text{V.10})$$

Avec :

ΔH_S : pertes de charge singulières (m)

ΔH_L : pertes de charge linéaires (m).

Donc :

$$\sum \Delta H = 1.15 \times \Delta H_L \quad (\text{V.11})$$

V.4.6. Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt)

La hauteur manométrique totale sera calculée par la relation suivante :

$$\text{Hmt} = H_g + \sum \Delta H \quad (\text{V.12})$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m).

V.4.7. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est exprimée par la relation suivante :

$$P_a = \frac{\rho g Q \text{HMT}}{\eta} \quad (\text{V.13})$$

Avec :

Q : Débit à refouler (m³ /s).

η : Rendement de la pompe en % (généralement on prend 70%).

Pa : Puissance absorbée par la pompe en (KW).

V.4.8. Energie consommée par la pompe

Elle est donnée par la formule suivante :

$$E = Pa \times t \times 365 \quad (V.14)$$

Avec :

t : Temps de pompage (24h)

Pa : Puissance absorbée (Kwh)

V.4.9. Frais d'exploitation

Ils sont déterminés par la formule ci-après :

$$F_{exp} = E \times e \quad (V.15)$$

Avec :

E : Energie consommée par la pompe.

e = 4.2 Da : Prix d'un Kwh selon SONELGAZ.

V.4.10. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont le produit du prix de revient des conduites et de l'annuité, calculés à partir de la formule suivante :

$$F_{am} = Pu \times L \times A \quad (V.16)$$

Avec :

Pu : Prix de mètre linéaire de la conduite (Da/ml).

L : Longueur de tronçon (m).

A : Amortissement annuel(Annuité).

⇒ Calcul de l'annuité

L'annuité se calcule avec la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (V.17)$$

Avec :

i : Taux d'annuité annuel, $i=10\%$;

n : Nombre d'années d'amortissement ($n = 20$ ans)

Donc : $A = 0,116$.

V.5. Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$BL = F_{exp} + F_{am} \tag{V.18}$$

Tableau V.1: Tableau récapitulatif de l'étude technico-économique de la conduite de refoulement.

Prix unitaire	D (m)	L (m)	λ	V m/s	ΔH total	Hmt (m)	Frais d'exploitation (da)	Frais d'amortissement (da)	Frais totaux (da)
27 000	1,2	4 759	0,0079	2	7,83	105,8	105 492 441,23	15 092 739,57	120 585 180,80
36 400	1,4	4 779	0,0077	1,52	3,54	101,5	101 135 279,88	20 347 248,90	121 482 528,78
47 400	1,6	4 779	0,0075	1,16	1,78	99,8	99 384 293,69	26 496 142,79	125 880 436,48
59 900	1,8	4 779	0,0074	0,9	0,97	98,9	98 581 625,54	33 483 522,22	132 065 147,76

Remarque :

La vitesse admissible varie entre 0.5 m/s, comme vitesse inférieure, et 2.5 m/s comme vitesse maximum. Dans notre étude, on opte pour une conduite de 1200 mm la plus économique et qui correspond à une vitesse dans la conduite égale à 2,06 m/s.

V.6. Choix de la pompe dans notre projet

Le choix d'une pompe est en fonction de ses caractéristiques à savoir la hauteur manométrique, le débit de refoulement, la puissance de cette même pompe et son rendement.

Remarque

Le rendement de la pompe varie avec le débit et passe par un maximum pour le débit nominal autour duquel la pompe doit être utilisée.

Une fois on a le débit et calculé le HMT, on s'adresse aux fournisseur qui nous guidera à trouver la pompe approprié pour pomper un débit précis. Dans notre cas, le débit est de **2,33 m³/s** tandis que la hauteur manométrique est de **105 ,8m**. Ce qui est disponible sur le marché et nous permettra d'assurer le pompage de notre débit est 4 pompes immergées, le débit de chacune est **2100 m³/h de HMT=110 m**.

V.7. Cavitation**V.7.1. Définition**

La cavitation est la création d'un vide rempli de vapeur (ou de gaz) au sein d'un liquide en mouvement lorsque la pression en un point du liquide devient inférieure à la pression de vapeur de celui-ci. Cette pression dépend de [4] :

- La hauteur géométrique d'aspiration ;
- Pertes de charge de l'aspiration ;
- La tension de vapeur en fonction de la température de l'eau à pomper.

V.7.2. Phénomène de cavitation

Le phénomène de cavitation se manifeste quand la pression absolue du liquide à l'entrée de la pompe est trop faible [4].

Dans des situations pareilles, il se forme dans le liquide des bulles de vapeurs lesquelles en progression dans les canaux de la roue vers les zones de pression supérieures s'y résolvent violemment, provoquant des phénomènes d'implosion qui peuvent engendrer des zones très fortes, pression susceptible d'endommager et à la longue de détruire complètement le fonctionnement de la pompe.

Alors on en déduit que, pour que la pompe puisse fonctionner en toute sécurité, il faut que la pression absolue à l'ouïe d'aspiration soit maintenue largement au-dessus de la tension de vapeur du liquide.

V.7.3. Aspiration des pompes immergées**V.7.3.1. Notion de NPSH**

Le NPSH (Net Positive Suction Head = Hauteur de charge nette absolue) est la charge nette d'aspiration. L'utilisateur doit donner au constructeur le NPSH dont il peut disposer, appelé le NPSH disponible (NPSHd) [4].

V.7.3.2. Notion de NPSHd

Le *NPSHd* est la hauteur nette représentant la pression absolue à l'entrée de la pompe.

V.7.3.3. Notion de NPSHr

Par analogie avec la définition du *NPSHd*, le constructeur précise la hauteur d'aspiration positive nette *requis* (*NPSHr*) de la pompe qu'il offre à son client telle que, ceci étant une condition satisfaisante pour éviter la cavitation de la pompe.

V.7.4. Condition de non cavitation

Pour qu'il n'y ait pas de cavitation, il faut que :

$$NPSH \text{ disponible} > NPSH \text{ requis}$$

V.7.4.1. Calcul de NPSH disponible

Tableau V.2: Représente les données d'entrée.

Données d'entrée	
Pression de service dans la bache d'aspiration	Pe= 0 bar
Altitude de la station	Z=110 m
Température d'eau	20 °C
Altitude niveau d'eau min dans le bassin de pompage(au démarrage)	Zw,min=115,4 m
Altitude de l'axe d'orifice d'aspiration des pompes	Zs=114,5m
Altitude (niveau axe)de roue des pompes	Zi=115,2 m
Vitesse d'écoulement dans la bache d'aspiration	Ve=0 bar
Débit max de pompe	Qmax=2100 m³/h
Diamètre du tuyau d'aspiration interne	d=800 mm
Rugosité absolue de l'intérieur du tuyau d'aspiration	k=0.1 mm
Longueur de la section droite du tuyau d'aspiration	L=3
Somme des coefficient de pertes inférieures	$\sum \xi = 1,5$
NPSHrequis	9,4 m

➤ *Formule de NPSH disp*

$$NPSH_{\text{disponible}} = \frac{P_e + P_a - P_s}{g} + \frac{V_e^2}{2g} - \Delta H_s + H_{gs} S' \quad (V.19)$$

Avec :

DHs : Perte de charge dans la conduite d'aspiration.

$$h_{Sg} = Z_{w,\min} - Z_S \quad (V.20)$$

h_{Sg} : Perte de charge dans la conduite d'aspiration.

$$P_a = 1,013 * e^{-0,001186 * Z} \quad (V.21)$$

P_a : Pression d'air atmosphérique en bar.

$$\rho = 1000 * \left[1 - \frac{(20 + 288,9414) * (20 - 3,9863)^2}{508929,2 * (20 + 68,12963)} \right] \quad (V.22)$$

ρ : Densité de l'eau, dépendant de la température [kg/m³].

$$P_s = 610,78 * e^{\frac{T}{238,2694}} \quad (V.23)$$

P_s : Pression de saturation en bar.

$$s' = Z_S - Z_i \quad (V.24)$$

s' : différence de hauteur entre l'axe d'orifice d'aspiration et l'axe de roue [m] .

Tableau V.3: Tableau récapitulatif du calcul de NPSRH disp

hsg	Ps (bar)	Pa (bar)	DHs	ρ (kg/m ³)	s'	NPSH disp
0,9	0,0233	1	0,11	998,23364	-0,7	10,063784

V.8. Simulation de la conduite avec le logiciel Epanet

Afin d'acheminer l'eau de la station de pompage définitive vers le barrage Taksebt nous avons modéliser le comportement de la conduite d'acheminement avec Epanet (voir l'annexe 3) pour un débit de 2,33 m³/j, le schéma de cette dernière est représenté sur la figure (V.1).

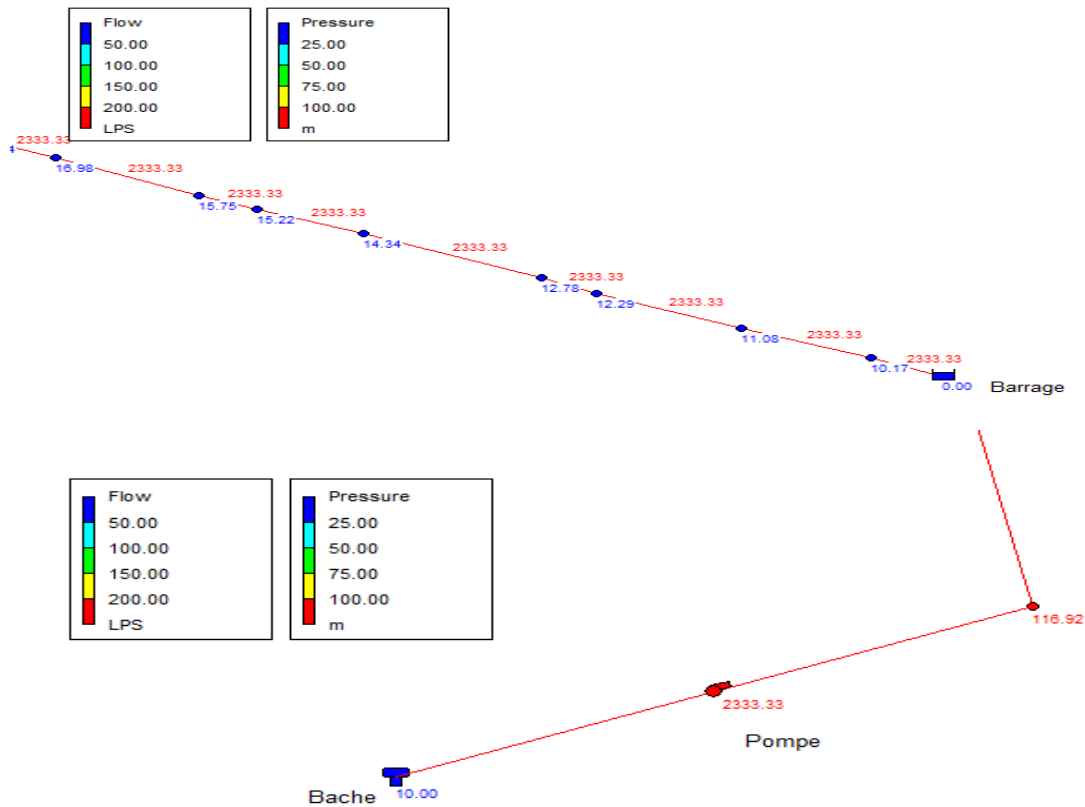


Figure V.1: Figure représente la conduite de refoulement avec le logiciel Epanet

V.9. Equipements de l'adduction

V.9.1. Robinet et Vanne

Permettant l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autre.

V.9.2. Ventouse

Placées au point les plus hauts, elles permettent l'évaluation des bulles d'air qui s'y accumulent.

V.9.3. Vidange

Elles seront placées aux points les plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoin.

V.9.4. Clapets

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point bas des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau).

V.10. Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons touché aux grands axes de l'étude : le calcul des différents paramètres, à savoir, la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, ainsi que les frais d'exploitations et les frais d'amortissements pour 1 tronçon de refoulement. Par conséquent, après cette étude technicoéconomique, nous avons opté pour la conduite en acier de diamètre 1200mm. De plus, nous avons choisi 4 pompes immergées et une de secours, le débit de chaque pompe est de 2100 m³/h et HMT= 110 m (voir annexe 7). La durée de pompage est de 24h ce qui nous permettra d'assurer le débit de 200000 m³/j voulu transférer vers le barrage de Taksebt.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

La maîtrise et la gestion de l'eau sont aujourd'hui des enjeux majeurs pour les élus locaux en charge de l'urbanisme car la sécurité et le confort de leurs administrés doivent être assurées.

Le projet du transfert des eaux de l'oued Sébaou vers le barrage de Taksebt est l'une des solutions proposées par les autorités, pour améliorer la situation de notre région, qui finalement bénéficie d'une pluviométrie importante avec une moyenne annuelle de 800 mm, qui se répartie selon deux périodes différentes.

Cette abondance de pluie résulte des débits d'écoulements superficiels qui augmente de Septembre à Mars , pluviométrie importante d'après l'analyse des caractéristiques de notre zone d'étude. Il en ressort également une température moyenne annuelle de 19.5°C

Vu la situation que connaît notre région, l'objectif de notre étude est :

- Capturer des volumes d'eaux du Sébaou et procéder à leur transfert vers le barrage de Taksebt. Dans le cadre de cette étude, nous avons opté pour la réalisation d'un ouvrage de captage d'eau sur le Sébaou. Ce dernier sera constitué de :
 - Une digue en gabion d'une hauteur de 8 m implantée à partir de la cote 103 m jusqu'à la cote 111 m, et d'une largeur totale de 204 m.
 - Un canal d'une longueur de 504,25 m en béton cyclopéen, tapissé d'une géo membrane pour l'étanchéité d'une largeur à la base de 7m avec un angle d'inclinaison de 40°.
 - Un bassin décanteur d'un volume de 10000 m³ implanté à la cote 106 m,
 - Un canal d'alimentation est lié d'un dégrilleur de 12900m³ qui infiltre les eaux brutes qui s'achemineront par la suite vers une station de pompage N°1.
 - La station de pompage N°1 comporte 3 pompes immergées et une de secours, le débit de chaque pompe est de 2800 m³/h et HMT=20 m. Les trois pompes sont raccordées à un collecteur.
 - Une conduite en acier du diamètre 1200 mm fait remonter l'eau vers la bache de la station de pompage définitive de 1200 m³
 - Quatre pompes et une de secours d'un débit de 2100 m³ /h et un HMT=110 aspire de l'eau de la bache pour le refouler dans une conduite en acier transférée vers le barrage.
- La durée de pompage est de 24h ce qui nous permet d'assurer le débit 300000 m³ /j voulu transférer dans ce projet.(voir le schéma synoptique du projet annexe 8)

Liste bibliographie

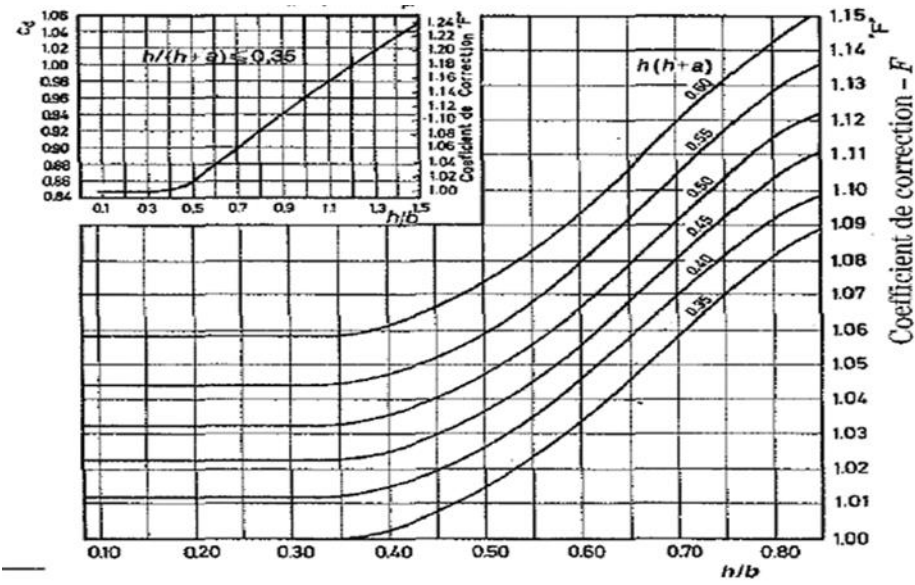
Liste bibliographie

- [1] **ARMANDO LENCASTRE**, Hydraulique Général (1957)
- [2] **Audrey Valery** : L'eau : une ressource rare et précieuse, article scientifique BIO & AGRI
- [3] **Beldjered L** : Renforcement des ressources en eau de la wilaya de Tizi-Ouzou : Transfert Sebaou-Taksebt.mémoire de fin d'étude 2021.
- [4] **BELLOUL. A.** Etude de l'adduction d'alimentation en eau potable à partir du barrage Ighil Emda vers la commune Draa El Gaid, wilaya de Bejaia. Mémoire de fin d'étude. ENSH,2010,
- [5] **BENHASSANE M. (1980)** : Recherche sur les modèles du relief et les formations superficielles dans la vallée de Sébaou (grande Kabylie, Thèse de 3e cycle, Université de Paris.
- [6] **BOUAKAZ ZAHIA, 2018, :** Contribution au diagnostic des formules empiriques de calcul de débits maximums dans des bassins versants non jauges. Cas de deux bassins-versants de nord de l'Algérie, mémoire de master, école nationale supérieure d'hydraulique -Arbaoui Abdellah
- [7] **HAMAD KARIMA** : bilan hydrologique du bassin versant de l'oued Sébaou. Mémoire de fin d'étude
- [8] **KADEM. S, HAMAMOUCHE .M, (2015)** : Etude de Renforcement de l'alimentation en eau potable des deux communes Larbaa Nath Irathen et Ait oumalou à partir de la chaine Rabta (piquage sur transfert barrage Taksebt vers Azazga), (w) de Tizi ouzou
- [9] **KHALDI.M. A, TAYABIL :** Étude d'aménagement de l'oued Belimour, Commune Belimour, दौर Bordj Ghedir, wilaya de Bordj Bou Arreredj
- [10] **LABORDE. J.P** : Éléments d'hydrologie de surface, (1987), P98.
- [11] **MARC MOREL** : acquisition et constitution d'une information hydrologique de base.1999
- [12] **ROUCH**, hydrologie de surface. 1963
- [13] **TOUAIBIA. B** : Manuel Pratique d'Hydrologie. Presses Madani Frères. Blida. Algérie, 1 page ,2004
- [14] **TOUMI A.H** : Cours de l'Hydraulique II, Université Badji Mokhtar – Annaba.

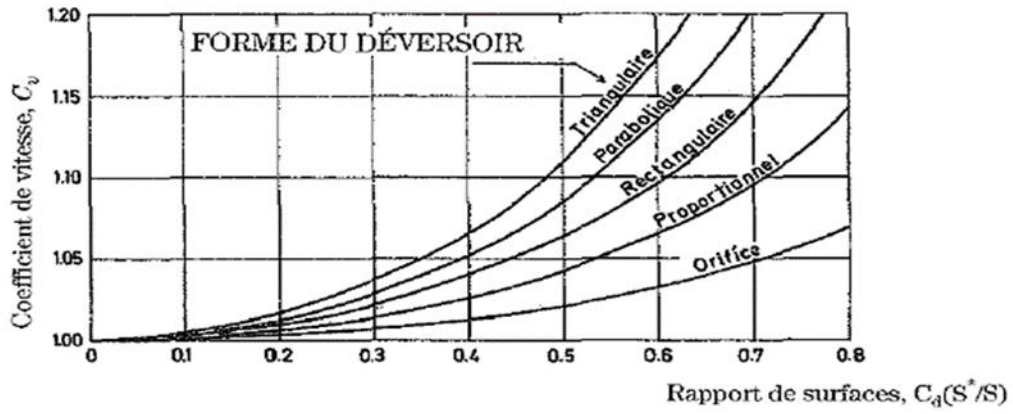
Annexes

Annexes 1

Abbaque (a)



Abaque (b)



Annexe 2

Cosider Canalisations, entreprise publique à aspect économique et la filiale la plus importante du Groupe Cosider Spa de par son activité. Issue de la scission de la filiale Cosider Travaux Publics, elle a été créée en janvier 2004.

Depuis, la filiale Cosider Canalisations s'est spécialisée et a développé son savoir-faire jusqu'à devenir leader national et rivalisant avec les entreprises internationales dans la pose de canalisations. Elle s'est développée autour de trois axes majeurs stratégiques et particulièrement porteurs.

Les principales missions de Cosider Canalisations consistent en la prise en charge de projets de :

- Construction d'ouvrages destinés au transport d'hydrocarbures liquides ou gazeux par oléoducs,
- Réalisation de tous types de canalisations hydrauliques,
- Réalisation d'installations de traitement d'eau potable et d'épuration des eaux usées.

Annexe 3

Définition

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes.

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution.

EPANET offre une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme par exemple :

- Utilisation en alternance des différentes ressources du système
- Modifier le régime de pompage
- Planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations ; etc.

Disponible sous Windows, EPANET fournit un environnement intégré pour :

- L'édition de données de réseau
- L'exécution de simulations hydrauliques et de simulations qualité
- L'affichage des résultats sous plusieurs formats

Modélisation Hydraulique

EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes [14] :

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chézy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, etc...

- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.

Les Étapes de l'utilisation d'EPANET

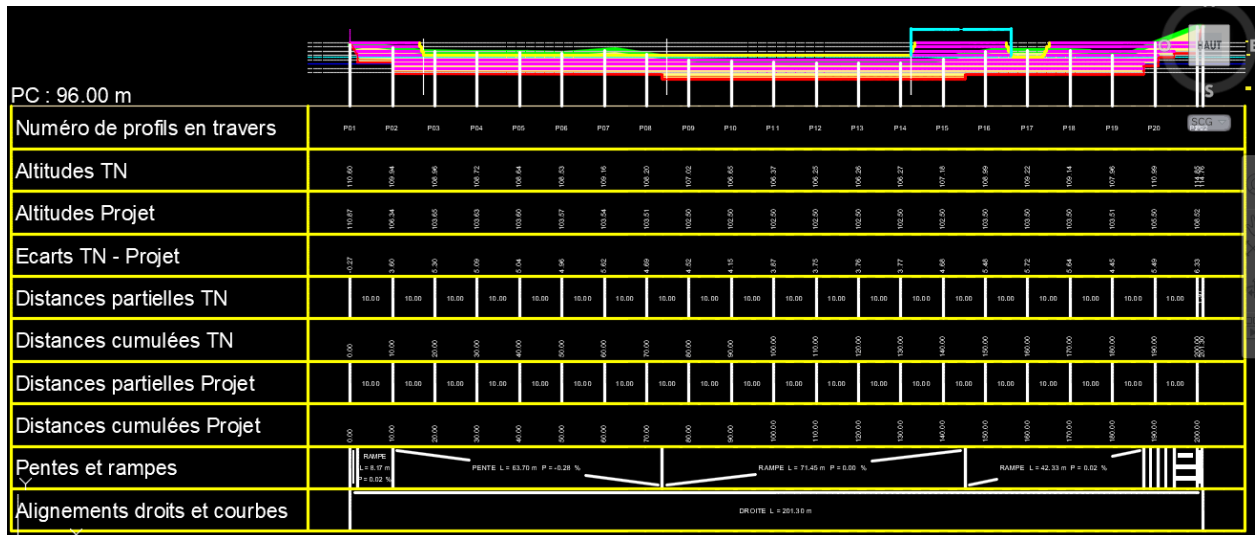
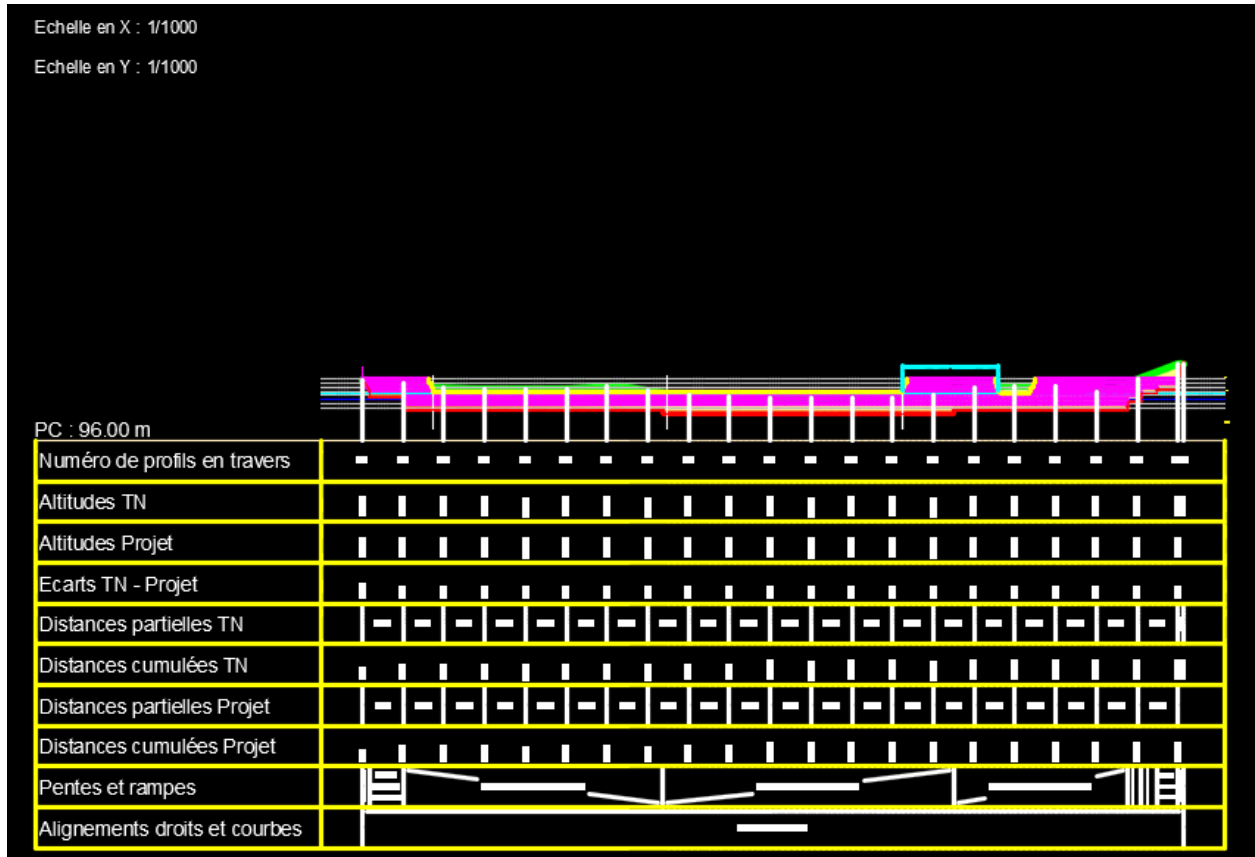
Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistré dans un fichier ;
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Décrire le fonctionnement système ;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- Visualiser les résultats d'une simulation sous plusieurs formats (des cartes avec des codes couleurs, des tableaux et des graphiques.)

Annexes

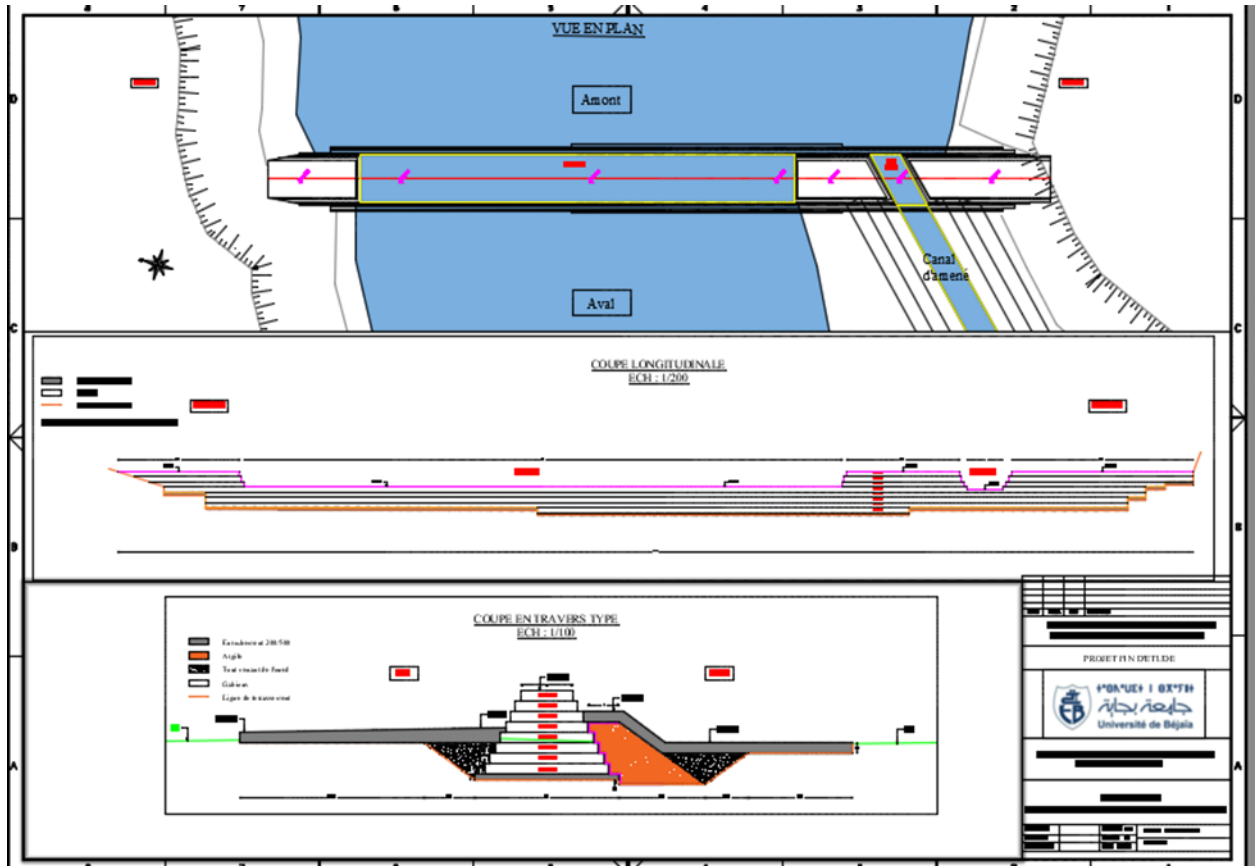
Annexe 4

Profil en long de la digue



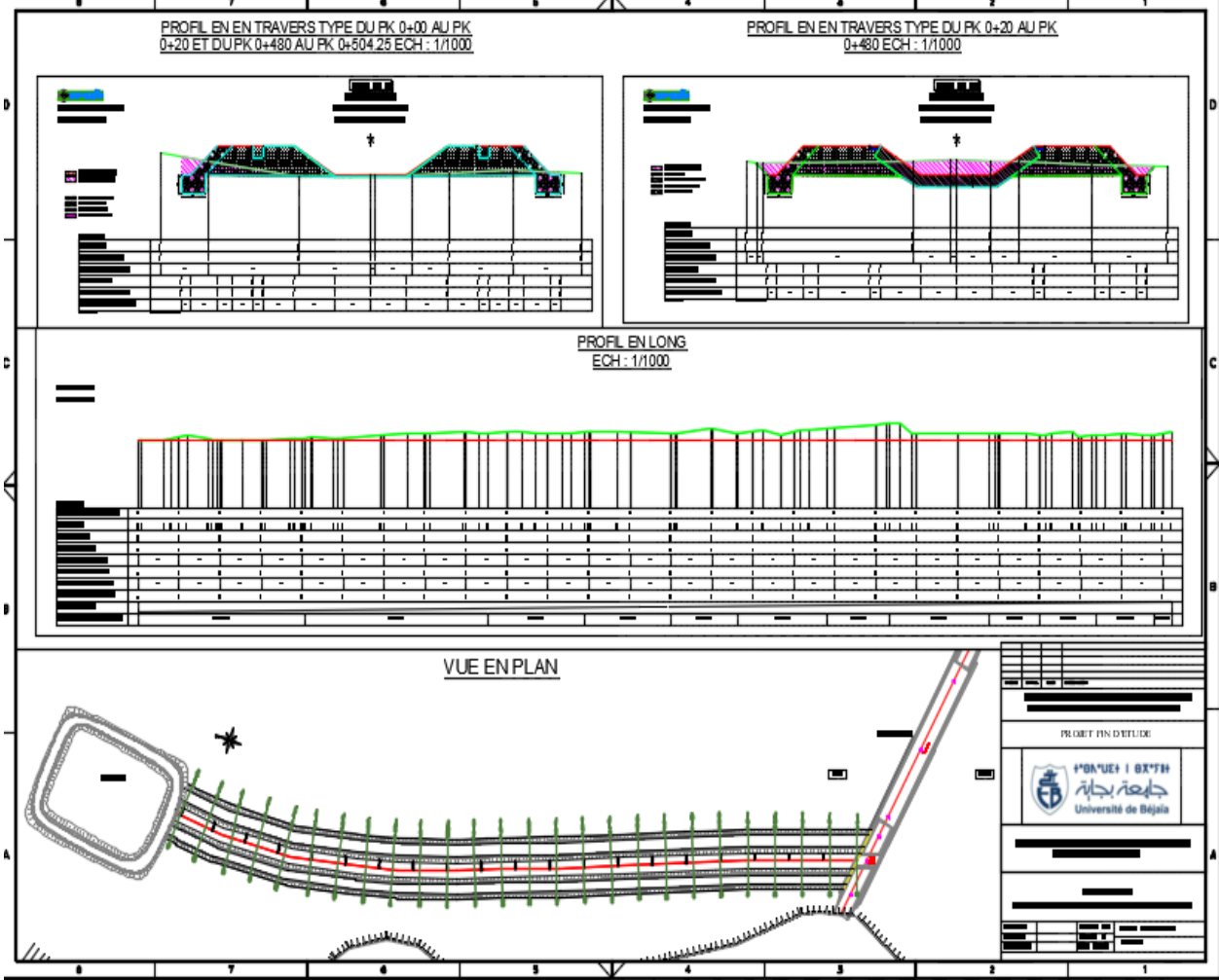
Annexe 5

Plan de la Digue



Annexe 6

Plan du Canal d'amené



Annexe 7

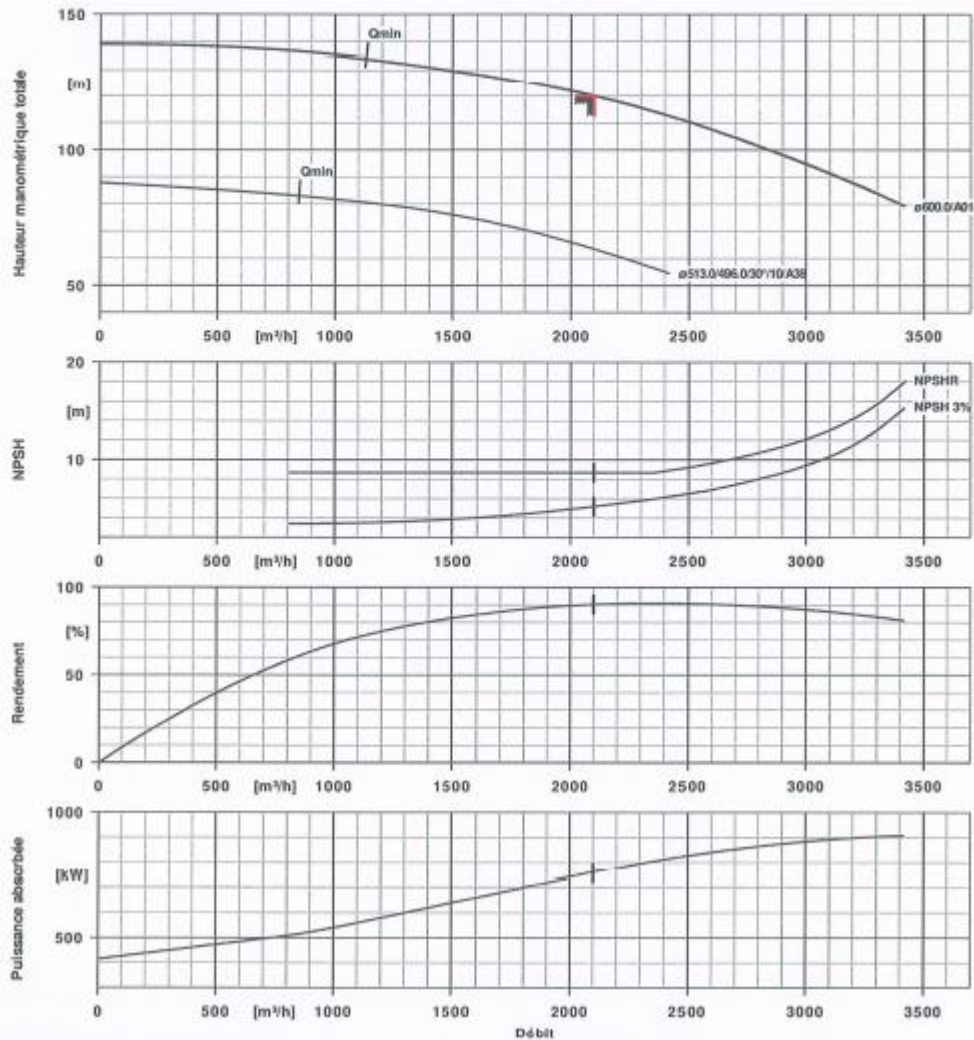
Courbes Caractéristiques de la pompe

N° de poste client:2100@120 RDLO
 Date de communication: 07/09/2021
 Nr de doc.: SEBAOU, Algerien
 Quantité: 5

Numéro: 4004477544
 Poste:600
 Date: 13/09/2021
 Page: 27 / 28

RDLO 350-575 A SB G F

No. de version: 3



Etude de transfert des eaux de l'oued Sébaou vers le barrage de Taksebt de Tizi-Ouzou

Résumé

Notre étude vise à transférer une partie des eaux de l'oued Sébaou vers le barrage de Taksebt dans le dessein de le renforcer avec un débit de 300000m³/j.

Afin d'aboutir à ce débit un système d'aménagement fiable et invulnérable a été envisagé. Nous avons d'abord collecter des données principales concernant la zone d'étude comme la détermination des caractéristiques climatiques et topographiques du bassin versant la deuxième partie est consacrée à l'étude hydrologique afin d'estimer les débits cinquantennaux de l'oued Sébaou, le diagnostic du terrain et nous ont permis de recenser les anomalies, ainsi que la détermination des différents paramètres hydrauliques de l'écoulement. Selon ce diagnostic nous avons proposé des solutions qui ont fait l'objet d'une étude technique.

Mots clés : Digue, prise d'eau, déversoir, Sébaou, station de pompage, conduite, Covadis, Autocad, canal.

Agzul

Tazrawt nney tud yer wayen ya3nan aggay n waman seg asif n Sibaw ar ubarağ n Taksebt, iwakken ad nessiwed ad neselheq azal 300000 m³/j n waman yef waya, yettuhegga-d yiwen n ttawil n laminajmu s wazal-is ara yettwaxdaman.

Di tazwara, n jem3ed akk isefka igejdanen iwatan i tezrawt umdiq agi, am uzlay n tmitar wakal d wayen nniđen.

Ahric wis sin, yettunefk i tezrawt n lidruluji i wakken anegzu s ihemmalen n wasif n Sibaw id yettuyal s 50 n sna, d tesleđt n wakal d wayen i cudden yer watas n yimsektayen n wamek id teddun waman.

Ambad akaz-agi, nessawed ar tifat d yiswi id yellan ilmend n tezrawt tarayt.

Etude de transfert des eaux de l'oued Sébaou vers le barrage de Taksebt de Tizi-Ouzou

Abstract

Our study aims to transfer part of the waters of the Sébaou wadi to the Taksebt dam in order to strengthen it with a flow of 300,000m³/d.

In order to achieve this flow, a reliable and invulnerable management system was considered. We first collected the main data concerning the study area such as the determination of the climatic and topographic characteristics of the watershed. The second part is devoted to the hydrological study in order to estimate the fifty-year flows of the Sébaou wadi, the diagnosis of the terrain and allowed us to identify the anomalies, as well as the determination of the various hydraulic parameters of the flow. According to this diagnosis, we have proposed solutions that have been the subject of a technical study.

Keywords : Dyke, water intake, weir, Sébaou, pumping station, pipe, Covadis, Autocad, canal.