



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Réutilisation Des Eaux Non Conventionnelles

THEME :

**Redimensionnement d'une STEP des eaux
usée de la commune de KHADRA (wilaya
de Mostaganem)**

PRESENTE PAR

HADJEBA Bensabeur Abdesabeur

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr DJELLAB Mohamed	Professeur	Président
Mme BETATACHE Hayet	M.C.B	Examineur
Mme MEDJOUB LEULMI Sonia	M.C.B	Examineur
Mr KOLIAI Djaffar	Associé	Examineur
Mme TAFAT Leila	M.A.A	Promoteur

Session September 2025

Remerciement

Au terme de ce travail, je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance à mon professeur encadrant, Madame **TAFAT Leila**, pour sa patience, sa disponibilité, et surtout ses précieux conseils, qui ont nourri et enrichi ma réflexion.

Mes dames **BETATACHE Hayat**, **LEULMI MEDJDOUB Sonia** méritent également toute ma gratitude pour les conseils avisés qu'elles m'ont prodigués tout au long de ce projet, ainsi que pour leur bienveillance et leur soutien.

Je remercie chaleureusement Mesdames et Messieurs les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail et pour le temps qu'ils ont consacré à l'examen de ce mémoire.

Je tiens à exprimer ma reconnaissance à l'ensemble des enseignants de l'ENSH, qui ont contribué de manière significative à ma formation.

Un remerciement particulier est adressé à toutes les personnes qui m'ont apporté des informations et des conseils précieux, notamment Messieurs **Bouziane Omar** et **Hachemi Abdelkader**.

Je remercie également **Ma mère**, **Ma famille** et **Mes amis** ainsi que tous ceux dont je n'ai pu mentionner leur nom ici.

Enfin, je souhaite exprimer ma profonde gratitude envers tous ceux qui, de près ou de loin, m'ont apporté leur aide, que ce soit par leur amitié, leurs conseils ou leur soutien moral. Que ces quelques lignes soient l'expression de mes remerciements les plus sincères.

Dédicace

À Ma mère, pour sa innombrable sacrifice, son amour, sa tendresse, son soutien et sa prières tout au long de mes études.

À mes chères amies, pour leur encouragement constant et leur précieux soutien moral.

À toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.

À toutes les personnes qui m'ont aidé ou soutenu, que ce travail soit l'accomplissement de vos souhaits les plus chers et le fruit de votre indéfectible soutien.

Merci d'avoir toujours été là pour moi.

Introduction générale.....	1
-----------------------------------	----------

Chapitre I : Caractéristiques générales de la zone d'étude

I.1) Introduction.....	3
I.2) Situation géographique du site... ..	3
I.3) Situation topographique.....	4
I.4) Situation climatique.....	4
I.4.1) Le climat.....	4
I.4.2) La température.....	4
I.4.3) La pluviométrie... ..	4
I.4.4) Le vent.....	5
I.4.5) L'humidité relative	5
I.5) Situation de l'épuration à travers la wilaya.....	6
I.5.1) Station d'épuration en exploitation 2025	6
I.5.2) Situation des stations de relevage au niveau de la wilaya	6
I.6) Les équipements de la ville... ..	7
I.7) Situation démographique.....	8
I.8) Conclusion	8

Chapitre II : Traitements et analyses des eaux usées au niveau de la STEP

II.1) Introduction.....	10
II.2) Procédés de Traitement des eaux usées dans la station (STEP)	11
II.1.1) Traitement préliminaire.....	11
II.1.1.1) Dégrillage... ..	11
II.1.1.2) Dessablage.....	12
II.1.1.3) Dégraissage-Déshuilage... ..	13
II.1.2) Traitements primaires.....	13
II.1.3) Traitements secondaires... ..	14
II.1.3.1 Traitements biologiques... ..	14
II.1.2.1) Boues actives... ..	14
II.1.3) Procédés de traitement des boues sur STEP.....	15
II.1.3.1) Epaississement... ..	15
II.1.3.2) Stabilisation de la matière organique... ..	16
II.1.3.3) Stabilisation biologique... ..	16
II.1.3.4) Déshydrations	16
II.5) Analyse physico chimique de l'eau usée.....	16
II.5.1) Mesure de PH... ..	17
II.1.4) Mesure de la température... ..	17
II.1.5) Oxygène dissous... ..	17
II.1.6) Mesure de la conductivité... ..	17
II.1.7) Matière décomposables et le V30... ..	18
II.1.8) Détermination des matières en Suspension	18
II.1.9) Dosage des matières en Suspension (MES)... ..	19
II.1.10) Matières volatiles en Suspension (MVS%).....	19
II.1.11) Demande chimique en oxygène (DCO)... ..	20

II.2) Détermination de la demande biochimique en oxygène (DBO ₅).....	21
II.3) Conclusion	24

Chapitre III : Etude hydrologique

III.1) Introduction	26
III.2) Le bassin versant... ..	26
III.3) Les averses	26
III.4) Choix de la période de retour... ..	26
III.5) Détermination de l'intensité moyenne de précipitations... ..	27
III.6) Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d'ajustement... ..	27
III.6.1) Analyse des données statistiques	28
III.6.2) Choix de la loi d'ajustement... ..	29
III.6.3) Ajustement à la loi de Galton (log-normal)	30
III.6.4) Ajustement à la loi de GEV... ..	31
III.6.5) Ajustement à la loi de Gumbel	33
III.7) Test d'adéquation	35
III.8) Calcul de la valeur de l'intensité à une période de retour donnée... ..	36
III.9) Calcul le débit pluvial.....	38
III.10) Conclusion.....	38

Chapitre IV : Calcul des besoins en eau et les charges polluantes

IV.1) Introduction.....	40
IV.1.1) Evaluation des besoins en eau.....	40
IV.1.2) Besoins domestique... ..	40
IV.1.3) Les fuites* des équipements	41
IV.1.4) Débit moyen journalier évacué... ..	41
IV.1.5) Débit moyen horaire... ..	42
IV.1.6) Débit de pointe par temps sec... ..	42
IV.1.7) Débit de pointe en temps de pluie... ..	43
IV.2) Evaluation des charges polluantes... ..	43
IV.3) Conclusion	45

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

V.1) Introduction	47
V.2) Dimensionnement des ouvrages de la STEP... ..	47
V.2.1) Déversoir d'orage.....	47
V.2.2) Prétraitement.....	47
V.2.2.1) Dégrileur.....	47
V.2.2.2) Dimensionnement du bassin de dessableur-déshuilleur.....	50
V.2.3) Traitement primaire... ..	53
V.2.3.1) Dimensionnement du décanteur primaire... ..	53
V.2.3.2) Calcul de la quantité de boues éliminées.....	55
V.2.4) Traitement secondaire... ..	55
V.2.4.1) Dimensionnement du bassin d'aération.....	55
V.2.4.2) Dimensionnement du clarificateur.....	59

V.2.4.3) Le bassin de désinfection	60
V.3) Traitement des boues... ..	61
V.3.1) Dimensionnement d'épaississeur.....	62
V.4) Conclusion.....	64

Le Chapitre VI : Organisation De Chantier

VI.1) Introduction	66
VI .2)Coût de la variante à moyenne charge.....	66
VI .2.1) Coût d'investissement	66
VI .2.1.1) Coût de terrassement	66
VI .2.1.2) Coût du béton armé	67
VI .2.1.3) Coût total du génie civil	68
VI .2.1.4) Coût des VRD.....	68
VI .2.1.5) Coût des équipements électromécaniques et électriques.....	68
VI .2.1.6) Coût total des investissements de la station	68
VI .2.2) Coût de fonctionnement	69
VI .2.2.1) Le coût de main d'œuvre.....	69
VI .2.2.2) Le coût de l'énergie (consommation électrique).....	69
VI .2.2.3) Le coût des réactifs chimiques	69
VI .2.2.4) Le coût de renouvellement du matériel électromécanique	69
VI .2.2.5) Le coût des frais financiers.....	69
VI .2.2.6) Le coût de fonctionnement total.....	70
VI .2.3) Calcul du prix du m ³ d'eau traitée.....	70
VI .2.4) Calcul du prix du m ³ d'eau épurée.....	70
VI.3) Conclusion	71
Conclusion générale... ..	72

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Caractéristiques générales de la zone d'étude

Tableau I.1 : Les valeurs mensuelles de la température.....	6
Tableau I.2 : Les variations moyennes mensuelles des précipitations de la station de Mostaganem.....	7
Tableau I.3 : Variations de l'évolution de la vitesse moyenne annuelle du vent de Mostaganem.....	7
Tableau I.4 : Variation de l'humidité relative moyenne mensuelle de Mostaganem	8
Tableau I.5 : Population future d'un centre urbain	10

Chapitre II : Traitements et analyses des eaux usées au niveau de la STEP

Tableau II.1 : Charge hydraulique entre STEP KHADRA.....	12
Tableau II.2 : Charge de pollution prise en compte -horizon 2055 (STEP KHADRA)....	12
Tableau II.3 : Qualité des eaux traitées (STEP KHADRA)	13
Tableau II.4 : Volume de l'échantillon en fonction de la valeur de la DCO	23
Tableau II.5 : Pesées d'inhibiteur de nitrification par rapport aux volumes de la DBO5.....	24
Tableau II.6 : Intervalle de l'indice de Boues	26

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III.1 : Précipitations mensuelles et maximales journalières à la station de Mostaganem.....	30
Tableau III.2 : Caractéristiques empirique de la série.....	31
Tableau III.3 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton.....	33
Tableau III.4 : Résultats d'ajustement à la loi GEV	34
Tableau III.5 : Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel	35
Tableau III.6 : Les résultats du test d'adéquation.....	36
Tableau III.7 : paramètre de la loi de Galton	38

Chapitre IV : Calcul des besoins en eau et les charges polluantes

Tableau IV.1: Tableau récapitulatif des besoins domestiques	42
Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des besoins des équipements	43
Tableau IV.3: Les débits moyen journalier évacué à l'horizon (2025, 2055).....	43
Tableau IV.4: Les débits moyen horaire à l'horizon (2025, 2055)....	44
Tableau IV.5: Les débits de pointe par temps sec à l'horizon (2025, 2055).....	45
Tableau IV.6: Les débits de pointe en temps de pluie à l'horizon (2025, 2055)....	45
Tableau IV.7: Tableau récapitulatif des charges polluantes.....	47

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau V.1 : espacement et épaisseur des barreaux.....	50
Tableau V.2 : Dimensionnement de dégrilleur grossier.....	51
Tableau V.3 : Dimensionnement de dégrilleur fin.....	52
Tableau V.4 : Dimensionnement du dessableur – déshuileur.....	55
Tableau V.5 : les valeurs de la vitesse limite.....	56

Le Chapitre VI : Organisation De Chantier

Tableau VI.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage.....	69
Tableau VI.2 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage.....	70
Tableau VI.3 : résultats de la variante à moyenne charge.....	71

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Caractéristiques générales de la zone d'étude

Figure I.1 : Carte du découpage administrative de la wilaya de Mostaganem.....	5
---	---

Chapitre II : Traitements et analyses des eaux usées au niveau de la STEP

Figure II.1 : Image de l'entrée de la station des eaux usée	13
Figure II.2 : Image des déchets dans le dégrillage grossier	14
Figure II.3 : Image des déchets dans le dégrillage fin.....	14
Figure II.4 : Dispositif de dessablage et de déshuilage.....	15
Figure II.5 : Bassin d'aération l'oxygène.....	16
Figure II.8 : Mesure du PH.....	19
Figure II.9 : Matières décantables.....	20
Figure II.10 : V30.....	20

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III.1 : Ajustement graphique à la loi log-normal	33
Figure III.2 : Ajustement graphique à la loi GEV	35
Figure III.3 : Résultats de l'ajustement de la loi de Gumbel	35
Figure III.4 : Comparaison entre les différentes lois d'ajustement.....	37

LISTE DES PLANCHES

Planche N°01 : Vue en plan de la station d'épuration de la ville KHADRA.

Planche N°02 : Profil hydraulique à travers.

Planche N°03 : Les Ouvrages De La Station.

Planche N°04 : Plan de décanteur.

Liste des abréviations

COT	Carbone organique total
CO ₂	Dioxyde de carbone
DBO	Demande biochimique en oxygène
DBO ₅	Demande biochimique en oxygène pendant 5 jours
DCO	Demande chimique en oxygène
DN	Diamètre nominal
EqH	Equivalent habitant
Hab	Habitant
H ₂ S	Hydrogène sulfuré
K	Coefficient de biodégradabilité
MES	Matières en suspension
MD	Matières décantables
MM	Matières minérale
MO	Matières organique
MVS	Matières volatiles en suspension
N	Azote
NH ₄ ⁺	Azote ammoniacal
NO ₃ ⁻	Nitrates
NO ₂ ⁻	Nitrites
NTK	Azote total Kjeldahl
O ₂	Oxygène
PEHD	Polyéthylène haute densité
PH	Potentiel Hydrogène
PO ₄ ³⁻	Phosphates
PT	Phosphore total
T	Température.
°C	Degré Celsius
Ab	Age des boues.
a'	Fraction de pollution transformé.
a _m	Coefficient de rendement cellulaire.
B	Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour.
b _m	Taux de mortalité.

في الجزائر، تتزايد كمية مياه الصرف الصحي المُصرَّفة في الوديان والبحار. ويؤثر هذا الوضع سلبيًا على صحة المواطنين ويفاقم التلوث البيئي. وهذا ما يحدث في بلدية خضرة بولاية مستغانم، حيث تُصرَّف مياه الصرف الصحي مباشرةً في الوادي دون أي معالجة مسبقة.

يهدف هذا المشروع إلى إعادة تصميم محطة معالجة مياه الصرف الصحي الحالية في بلدية خضرة حفاظًا على البيئة والصحة العامة. وقد مكَّن عملنا الحالي من تحديد حجم محطة المعالجة، التي ستتمكن من معالجة مياه الصرف الصحي لحوالي 24,000 شخص بحلول عام 2055.

Résumé

En Algérie, le volume des eaux usées rejetées dans les vallées et les mers est en augmentation. Cette situation a de graves répercussions sur la santé des citoyens et aggrave la pollution environnementale. C'est le cas de la commune de Khadra, dans la province de Mostaganem, où les eaux usées sont rejetées directement dans la vallée sans aucun traitement préalable.

Ce projet vise à redimensionner la station d'épuration en place dans la commune de Khadra afin de préserver l'environnement naturel et la santé publique.

Nos travaux actuels ont permis de déterminer la taille de la station d'épuration, qui permettra d'assainir les eaux usées d'environ 24 000 personnes d'ici 2055.

Abstract

In Algeria, the volume of wastewater discharged into valleys and seas is increasing. This situation has serious repercussions on the health of citizens and worsens environmental pollution. This is the case in the municipality of Khadra, in the province of Mostaganem, where wastewater is discharged directly into the valley without any prior treatment.

This project aims to resize the existing wastewater treatment plant in the municipality of Khadra in order to preserve the natural environment and public health.

Our current work has made it possible to determine the size of the treatment plant, which will be able to treat the wastewater of approximately 24,000 people by 2055.

Introduction générale

Les stations d'épuration jouent un rôle essentiel dans la préservation de la qualité des ressources hydriques en éliminant les polluants présents dans les eaux usées avant leur rejet dans l'environnement.

Le présent projet de dimensionnement de la station d'épuration "KHADRA" se situe à l'intersection de plusieurs impératifs : la protection de la santé publique, la préservation de l'écosystème aquatique

et la conformité aux normes environnementales et réglementaires en vigueur. À travers une approche

méthodique et technologique, ce projet vise à concevoir une station d'épuration efficace et adaptée aux besoins spécifiques de la communauté qu'elle desservira. Le dimensionnement de la STEP de la communauté "KHADRA" à l'horizon de 30 ans est motivé par plusieurs facteurs :

L'augmentation démographique et l'urbanisation rapide ont conduit à une hausse significative des eaux usées produites, mettant ainsi une pression croissante sur les infrastructures de traitement existantes. Dans ce cadre, il est impératif de concevoir de nouvelles stations d'épuration ou de moderniser les installations existantes pour répondre aux besoins actuels et futurs de gestion des eaux usées.

De plus, la prise de conscience croissante des enjeux environnementaux et sanitaires incite tant les autorités publiques que les acteurs privés à investir dans des solutions de traitement des eaux usées plus efficaces et durables. La mise en place de stations d'épuration performantes contribuera ainsi à réduire l'impact des déversements urbains sur les écosystèmes aquatiques et à garantir la qualité des ressources en eau pour les générations à venir.

La station sera destinée à traiter les eaux des rejets de la communauté de KHADRA. Les eaux ainsi traitées seront soit réutilisées soit rejetées dans l'environnement naturel. Pour mener à bien cette étude, le travail s'est articulé autour de six chapitres .

Chapitre I :

Caractéristiques générales de la zone d'étude

Chapitre I : Caractéristiques générales de la zone

I.1) Introduction:

Khadra est l'une des communes de la wilaya de Mostaganem qui bénéficie d'un approvisionnement en eau potable et d'un système d'assainissement en développement. Selon les données disponibles, la commune de Khadra a un taux de satisfaction en eau potable de 73%, avec une capacité de stockage de 2 820 m³.

Cela indique que la majorité des besoins en eau de la population sont satisfaits, mais il reste encore un déficit à combler. En termes d'infrastructures hydrauliques, la wilaya de Mostaganem, y compris Khadra, a mis en œuvre plusieurs projets pour valoriser les ressources en eau. Par exemple, il y a des efforts pour traiter les eaux épurées afin de les réutiliser dans l'agriculture, ce qui est crucial pour une région agricole comme Khadra.

De plus, des opérations ont été lancées pour améliorer l'approvisionnement en eau dans les zones rurales, ce qui inclut la commune de Khadra (M. Satin et B. Selmi, 2006, s. d.)

Situation géographique du site :

Mostaganem est la 27^{ème} wilaya dans l'administration territoriale Algérienne. Elle se trouve au Nord-Ouest de l'Algérie sur le littoral méditerranéen, à 350 Km à l'Ouest d'Alger et à 80 Km à l'Est d'Oran.

La wilaya de Mostaganem se compose de 32 communes, réparties sur 10 Daïras.

Les wilayas limitrophes de Mostaganem (Figure 1) à l'Est la Wilaya de Chlef, au Sud-Est la Wilaya de Relizane, à l'Ouest la Wilaya d'Oran, au Sud-Ouest la Wilaya de Mascara

La commune est à 70 km à l'est de Mostaganem et à 80 km à l'ouest de Ténès dans

le Dahra sur la côte méditerranéenne. Il s'y trouve la forêt des Zerrifa. (*Office national de l'assainissement de Mostaganem (ONA)*, s. d.)

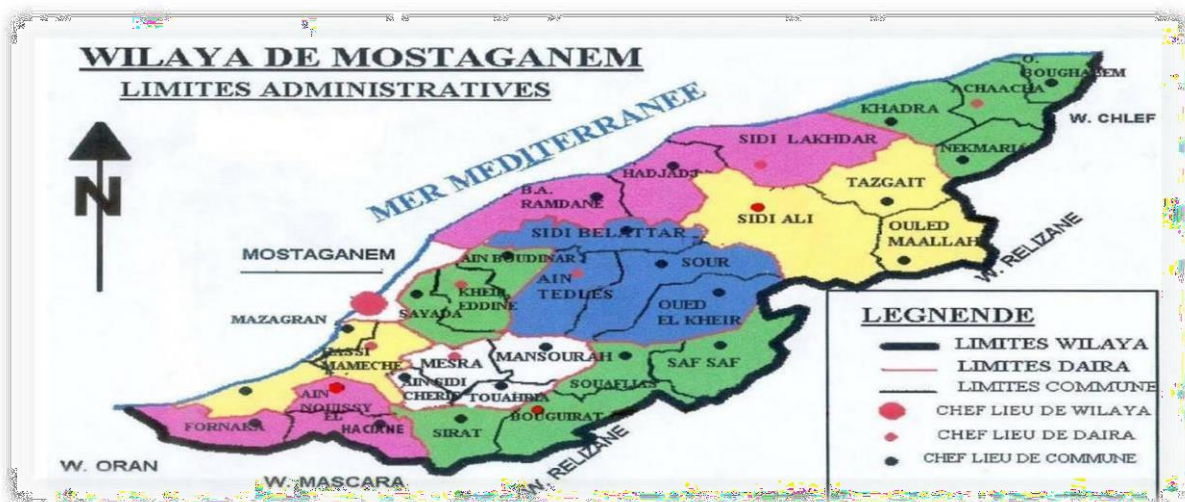


Figure I.1 : Carte du découpage administrative de la wilaya de Mostaganem

Chapitre I : Caractéristiques générales de la zone

I.2) Situation topographique :

KHADRA est une commune côtière de la wilaya de MOSTAGANEM

Avec :

Latitude	Longitude	Altitude
36° 15' 15''	0° 34' 29''	149 mètres

I.3) Situation climatique :

I.3.1) Le climat : Le climat de la wilaya de Mostaganem est un climat semi-aride. et une pluviométrie qui varie entre 350 mm sur le plateau et 400 mm sur les piémonts du Dahra (*Office national de l'assainissement de Mostaganem (ONA), s. d.*)

I.3.2) La température :

Les principales valeurs des moyennes climatiques sur la totalité de l'année à Mostaganem :

Tableau I.1 : Les valeurs mensuelles de la température

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	MA
M (°C)	36,30	33,44	27,16	23,51	20,98	23,26	27,44	28,03	31,82	38,29	40,75	39,68	30,88
m(°C)	12,34	8,54	4,27	1,62	0,71	2,42	2,06	4,22	7,08	10,68	14,74	15,66	7,02
T (M+m)/2(°C)	24,32	20,99	15,72	12,56	10,84	12,84	14,75	16,13	19,45	24,48	27,74	27,67	18,96

Source: ONM, Mostaganem 2020

I.3.3) La pluviométrie :

L'analyse des précipitations est essentielle car elle influence le débit des rivières et la quantité d'eau stockée dans les barrages pour l'irrigation, tout en déterminant la capacité d'absorption de l'environnement envers les eaux usées.

Les variations moyennes mensuelles de station est donnée par le tableau ci-dessous, elle représente les moyennes sur une série de 12 ans pour la station de Mostaganem.

Chapitre I : Caractéristiques générales de la zone

Tableau I.2 : Les variations moyennes mensuelles des précipitations de la station de Mostaganem

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Mostaganem	20,61	36,97	64,53	65,52	55,53	38,57	35,48	34,66	23,23	3,42	0,59	2,45

Source: ONM, Mostaganem 2020

La précipitation moyenne annuelle : 381,36 mm

I.3.4) Le vent :

Le vent est un élément le plus caractéristique du climat, car il a une influence directe sur les températures, l'humidité et active même l'évapotranspiration. Le vent dominant sur la zone vient de la mer (vents humides) qui provoque ce que l'on appelle la brise marine et les vents chauds et secs qui soufflent soient directement du Sud- est ou de l'Est (*Office national de l'assainissement de Mostaganem (ONA), s. d.*)

Tableau I.3 : Variations de l'évolution de la vitesse moyenne annuelle du vent de Mostaganem

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Vitesse (m/s)	1,65	1,8	1,77	1,7	1,24	1,73	1,72	2,66	2,09	1,85	1,6	1,6

Source : ONM Mostaganem 2020

I.3.5) L'humidité relative :

L'humidité relative exprime le taux de saturation de l'atmosphère, elle joue un rôle Important en matière d'apport de vapeur d'eau pour le sol et la végétation. Elle peut combler en partie le déficit hydrique accusée et ceci après les pertes considérables d'eau dues à l'évapotranspiration.

Tableau I.4 : Variation de l'humidité relative moyenne mensuelle de Mostaganem

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
H en %	76,2	74,8	78,2	82,7	82,5	78,83	81,25	74,4	70,82	60,62	64,4	65,97

Source: ONM, Mostaganem 2020

Chapitre I : Caractéristiques générales de la zone

I.4) Situation de l'épuration à travers la wilaya :

I.4.1) Station d'épuration en exploitation 2025 :

Commune	Station d'épuration	Désignation	Capacité (éq/hab)	Débit nominale (m³/j)	Volume journalier à traité (m³/j)	Procédé d'épuration	Date de mise en service	Quantité boues produits (m³)
Mostaganem	Mostaganem	Mostaganem		56000	36456	Boue active	7/5/17	1044
Sidi Lakhdar	Sidi Lakhdar	Sidi Lakhdar	35000	5600	2416	Boue Active	2/1/16	677
KHADRA	KHADRA	KHADRA	30000	4600	251	Boue active	2/1/16	190
Sidi Ali	Sidi Ali	Sidi Ali	40000	4800	3037	Boue activée faible charge	16/4/18	802

Source : Office national d'assainissement 2025

2- Situation des stations de relevage au niveau de la wilaya :

Nom de station de relevage	Nombre de pompe	Capacité de la station (m³/h)	HMT de la station	Gestionnaire de la station	Milieu Récepteur
Kharouba	02	436,3	55	ONA	STEP
Salamande	02	226,0	50	ONA	STEP
Debdada	03	104,5	12,5 - 50,5	ONA	STEP
Ouréah	02	17,3	51	ONA	STEP
Sablette	02	9,4	51	ONA	STEP
Kerichiche	03	88,6	41	ONA	STEP
Ain Sefra	04	898,1	53	ONA	STEP
Ouled Benattia	02	2,6	23,5	ONA	LA MER
Kharouba 2	04	21,0	29,69	ONA	STEP
Bougirrat	02	135,8	20	ONA	LAGUINE
Douar Djedid	02	5,0	40,0 – 36,0	ONA	STEP

Chapitre I : Caractéristiques générales de la zone

Stidia	03	84,1	81,67	ONA	STEP
Belhadri	02	3,8	15,5	ONA	RESEAU
Sidi Ali	02	45,7	21,1	ONA	RESEAU
Cheraifia	03	9,7	26	ONA	LA MER
Merzouka	02	5,3	53,6	ONA	RESEAU
16	40	2093	/	/	/

Source : Office nationale d'assainissement 2025

I.5) Les équipements de la ville :

Dans cette partie, nous étudions les équipements qui consomment beaucoup d'eau et risquent de polluer.

D'après le plan de masse de la commune de KHADRA :

Etablissement	Nombre
Ecole primaire	02
CEM	03
Lycée	01
Complexe sportif	01
Stade	02
Marché	01
Douche	02
Centre de santé	01
Poste de police	02
Gendarmerie	01
APC	01
Centre culturel	01
Mosquée	01
Bibliothèque	01
Loc. commerciaux	01

Chapitre I : Caractéristiques générales de la zone

I.6) Situation démographique :

Selon le recensement général de la population et de l'habitat de 2025, la population de la commune de KHADRA est évaluée à **23639** habitats

Pour le calcul de la population pour l'horizon visé, on utilise la formule du taux d'accroissement exponentiel :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n$$

P_n : population future ;

P_0 : population de l'année de référence (2025)

n : nombre de l'année de l'horizon d'étude

T : taux d'accroissement = 1.05 %

Tableau I.5 : Population future d'un centre urbain

Population en (2025)	Taux d'accroissement	Population à long terme (2055)
23639 hab	1,05 %	32338 hab

ONA(office nationale d'assainissement)

I.7) Conclusion :

L'Etat de l'épuration des eaux usées à wilaya de Mostaganem est bon. Elle se caractérise par un climat semi-aride frais avec une saison humide et une autre sèche. Ces études préliminaires influencent le choix de l'emplacement pour la station d'épuration.



Chapitre II :

Traitements et analyses des eaux usées au
niveau de la STEP

Chapitre II : Traitements et analyses des eaux usées au niveau de la station d'épuration

II.1) Introduction :

La station de traitement des eaux usées de KHADRA est raccordée au réseau d'assainissement des eaux usées urbain.

Les tableaux II.1, regroupent la charge hydraulique entre STEP KHADRA, charge de pollution prise en compte (horizon 2055) et la qualité des eaux traitées (STEP KHADRA).

- **Charges hydrauliques :**

Tableau II.1 : Charge hydraulique entre STEP KHADRA

DESIGNATION	UNITES	VALEURS
Capacité	éq.hab	30 000
Débit total	m3/j	3 510
Débit moyen	m3/h	146.25
Débit pointe par temps sec	m3/h	195
Débit pointe par temps pluie	m3/h	278

(Office national de l'assainissement de Mostaganem (ONA), s. d.)

- **Charges polluantes :**

Tableau II.2 : Charge de pollution prise en compte -horizon 2055 (STEP KHADRA)

DESIGNATION	UNITES	VALEURS
Charge biologique - DBO₅		
Charge totale	kg DBO ₅ /j	1350
Concentration moyenne	mg DBO ₅ /l	385
Demande chimique en oxygène - DCO		
Charge totale	kg DCO/j	2700
Concentration moyenne	mg DCO/l	770
Matières en suspension –MES		
Charge journalière	kg MES/j	1800
Concentration moyenne	mg MES/l	513
Azote kjeldhal – NTK		
Charge totale	kg NTK/j	360
Concentration moyenne	mg NTK/l	103

Chapitre II : Traitements et analyses des eaux usées au niveau de la

Tableau II.3 : Qualité des eaux traitées (STEP KHADRA)

Paramètre	Unité	Concentration	rendement minimum d'élimination en %
DCO	mg/l	≤ 90	≥ 80
DBO	mg/l	≤ 30	≥ 90
MES	mg/l	≤ 30	≥ 90

II. 2) Procédés de traitement des eaux usées de la station (STEP) :

Les stations d'épuration des eaux résiduaires, indépendamment du type de traitement, réduisent la charge organique et les solides en suspension et enlève les constituants chimiques des eaux usées qui peuvent être toxiques aux récoltes ainsi que les constituants biologique qui concernent la santé publique en général.

II. 2.1) Traitement préliminaire :

Le traitement préliminaire de l'eau désigne les processus de traitement mécaniques de l'eau visant à éliminer les objets ou détrit grossiers (Figure II.1) « eau potable, eaux destinées à des usages industriels ou eaux usées » ces traitements sont des procédés physiques : dégrillage, dessablage, déshuilage, et décantation. (COMMISSION EUROPEENNE 2001, s. d.)



Figure II.1 : Image de l'entrée de la station des eaux usée

II.2.1.1) Dégrillage:

Consiste en l'insertion d'une grille grossière et grille fine travers du courant d'eau usée à prétraiter, pour l'objectif d'éliminer les déchets et protéger l'installation.

Chapitre II : Traitements et analyses des eaux usées au niveau de la

II.2.1.1.1) Un dégrillage grossier :

L'eau brute passe à travers une première grille qui permet l'élimination des matières de diamètre supérieur à 40mm (Figure II.2). (COMMISSION EUROPEENNE 2001, s. d.)



Figure II.2 : Image des déchets dans le dégrillage grossier

II.2.1.1.2) Un dégrillage fin:

Après le relevage de l'eau par trois pompes en marche et une de secours ($140\text{m}^3/\text{h}$ pour chacune), il passe par deux grilles à câble composées de barreaux placés verticalement ou inclinés de 60 à 80° sur l'horizontale. L'espacement des barreaux est de 20mm , la vitesse moyenne de passage entre les barreaux est comprise entre $0,6$ et 1 m/s , l'élimination des matières de diamètre supérieur à 20mm . (COMMISSION EUROPEENNE 2001, s. d.)



Figure II.3 : Image des déchets dans le dégrillage fin

II. 2.1.2) Dessablage:

L'enlèvement de gravier consiste à extraire du gravier, du sable et d'autres particules métalliques d'une taille supérieure à $0,2\text{ mm}$ dans les eaux usées. Pour prévenir les

Chapitre II : Traitements et analyses des eaux usées au niveau de la

dépôts dans les canalisations, protéger les organes mécaniques (pompes) contre l'abrasion et éviter de perturber les autres étapes de traitement, les sables sont recueillis généralement par raclage en fond de bassin. (Figure II.4) (COMMISSION EUROPEENNE 2001, s. d.)



Figure II.4 : Dispositif de dessablage et de déshuilage

II. 2.1.3) Dégraissage-Déshuilage :

Le Dégraissage-Déshuilage est effectué dans le même bassin que l'étape de dessablage, la récupération des graisse et huiles se fait en surface. Les composés collectés seront alors incinérés (cas du traitement d'un effluent urbain) ou recyclés pour la fabrication de savons ou détergents (cas de certains effluents industriels) en fonction de leur qualité. (ABDELKADER GAÏD 1984, s. d.)

II. 2.2) Traitements primaires :

Le traitement s'effectue par voie physico-chimique pour but d'extraire le maximum de matière en suspension et de matières organiques facilement écartables. Après le prétraitement, l'eau s'écoule ensuite dans un grand bassin appelé décanter. La surface et le fond sont raclés délicatement pour récupérer les graisses par-dessus et les graviers et le sable par-dessous. Ces deux principes s'appellent la décantation primaire et flottation.

Durant la phase de traitement primaire, une quantité importante de la pollution totale est éliminée (abattement des matières en suspension pouvant atteindre 90% et de la demande biochimique en Oxygène de l'ordre de 35%). La DCO et la concentration en azote peuvent également être réduites durant cette phase de traitement. Les matières solides extraites représentent ce que l'on appelle les boues primaires.

Chapitre II : Traitements et analyses des eaux usées au niveau de la

II. 2.3) Traitements secondaires :

II.2.3.1) Traitements biologiques :

L'eau passe ensuite dans un bassin d'aération où sont ajoutées des bactéries qui se nourrissent des impuretés dissoutes et permettent d'éliminer petit à petit la pollution. Cette pollution est microscopique et impossible de la distinguer à l'œil nu. Ces minuscules êtres vivants, les bactéries, vont se charger d'éliminer la pollution, exactement comme dans un cours d'eau. La seule différence, c'est que dans une station d'épuration ce phénomène est concentré et intensifié pour faire face à la quantité de matière polluante qui est rejetée chaque jour. Cette étape se déroule dans le bassin d'aération. (ABDELKADER GAÏD 1984, s. d.)



Figure II.5 : Bassin d'aération l'oxygène

II.2.3.2) Boues activées :

Les traitements réalisés en station d'épuration consistent à dégrader et séparer les polluants de l'eau (particules, substances dissoutes, microorganismes) par des procédés physiques, chimiques et biologiques pour ne restituer au milieu aquatique qu'une eau de qualité suffisante au regard du milieu récepteur.

Le résultat de ces opérations est la production de boues qui est le principal sous-produit du cycle de traitement de l'eau. Donc les boues d'épuration urbaines résultent du traitement des eaux usées domestiques qui proviennent de l'activité des particuliers et éventuellement des rejets industriels dans les réseaux des collectivités après avoir suivi un prétraitement obligatoire. Une station de traitement par boues activées comprend dans tous les cas

- un bassin dit d'aération dans lequel l'eau à épurer est mise en contact avec la

Chapitre II : Traitements et analyses des eaux usées au niveau de la

masse bactérienne épuratrice,

- un clarificateur dans lequel s'effectue la séparation de l'eau épurée et de la culture bactérienne,
- un dispositif de recirculation assurant le retour vers le bassin d'aération de la boue biologique récupérée dans le clarificateur.

Cela permet de maintenir dans ce bassin la quantité (ou concentration) de micro-organismes nécessaires pour assurer le niveau d'épuration recherché,

- un dispositif d'extraction et d'évacuation des boues en excès, c'est-à-dire du surplus de culture bactérienne synthétisée en permanence à partir du substrat,
- un dispositif de fourniture d'oxygène à la masse bactérienne présente dans le bassin d'aération,

(ABDELKADER GAÏD 1984, s. d.)

II. 2.4) Procédés de traitement des boues sur STEP:

À la sortie des filières de traitement des eaux, les boues contiennent environ 95-99% d'eau. Le traitement des boues consiste donc tout d'abord à diminuer leur teneur en eau et à réduire de manière efficace leur charge polluante et fermentescible. Il s'agit de les préparer à une étape ultime de valorisation ou d'élimination. Il existe quatre principales techniques qui peuvent être complémentaires : l'épaississement, la stabilisation, la déshydratation et le séchage des boues. (HADJRABAH Mansour, s. d.)

II.2.4.1) Epaississement :

Il s'agit de la première étape de traitement des boues, qui s'opère en général avant le mélange des boues issues des différentes étapes d'épuration des eaux usées (boues primaires, secondaires, et éventuellement tertiaires). Cette étape peut être précédée de l'ajout de flocculant organiques de synthèse (poly électrolytes) ou minéraux (chaux, sels de fer ou d'aluminium), afin de faciliter la séparation des phases solide et liquide des boues.

L'épaississement consiste à laisser s'écouler les boues par gravitation à travers un silo placé au-dessus d'une table d'égouttage ou d'une toile semi-perméable. Autre technique de concentration : la flottation, basée sur l'injection de gaz dans les boues, ce qui sépare les phases liquides et solides par différence de densité. En sortie, les boues sont encore liquides avec une siccité de 4 à 6 %.

Chapitre II : Traitements et analyses des eaux usées au niveau de la

II.2.4.2) Stabilisation de la matière organique :

Cela consiste à diminuer le caractère fermentescible des boues et ainsi, notamment, de supprimer les mauvaises odeurs, les traitements de stabilisation des boues s'appliquent aux boues mixtes fraîches ou uniquement aux boues de traitement secondaire des eaux usées,. (HADJRABAH Mansour, s. d.)

II.2.4.3) Stabilisation biologique :

Elle s'opère selon deux voies biologiques possibles : aérobie (en présence d'oxygène) et anaérobie (en absence d'oxygène). La stabilisation aérobie consiste à mettre les dans des bassins d'aération dit aussi bassins destabilisation aérobie. En sortie. Les boues sont dite « aérobies » ou « stabilisées aérobies ».

II.2.4.4) Déshydrations :

La déshydratation permet de diminuer la teneur en eau des boues, et d'atteindre en sortie une siccité allant de 18 à 20 %, variable selon la filière de traitement des eaux, la nature des boues et la technique de déshydratation utilisée (déshydratation mécanique). Elle s'opère sur un mélange de boues primaire et secondaire. A la fin du traitement, l'eau épurée est rejetée dans la mer, l'eau peut enfin reprendre son cycle naturel.

L'eau épurée n'est pas potable, elle est juste suffisamment propre pour pouvoir être rejetée à lamer. (HADJRABAH Mansour, s. d.)

II.3) Analyse Physico chimique des eaux usée :

Dans toute station d'épuration des eaux usées il est nécessaire d'effectuer des analyses de l'eau brute (entrée) et de l'eau épurée (sortie) afin de déterminer les différents paramètres physicochimiques et bactériologiques permettant d'évaluer le niveau de pollution dans chaque phase de traitement et le rendement d'élimination des pollutions pour donner une bonne appréciation de performances épuratoires de la STEP. Nous avons suivi les paramètres suivant :Température, pH, DBO₅, DCO, MES, MVS.O₂. NO₂⁻, NO₃⁻, PO₄³⁻.

Pour chaque prélèvement d'échantillon, des mesures in situ sont effectuées, afin de déterminer certaines caractéristiques très sensibles aux conditions du milieu, comme

Chapitre II : Traitements et analyses des eaux usées au niveau de la

la température, et le PH.

II.3.1) Mesure de PH:

Mettre 100 ml d'eau à analyser dans un bécher puis l'électrode du PH-mètre dans le bécher, laisser le pH-mètre se stabiliser un moment puis prélever la valeur du PH affichée (figure II.8).



Figure II.8 : Mesure du PH

II.3.2) Mesure de la température :

La détermination de la température est faite par le thermomètre

Mettre 100 ml d'eau à analyser dans bécher, tremper le thermomètre dans le bécher puis notera valeur de température par le thermomètre. (HADJRABAH Mansour, s. d.)

II.3.3) Oxygène dissous :

La concentration en oxygène dissous est un paramètre essentiel dans le maintien de la vie, et donc dans les phénomènes de dégradation de la matière organique et de la photosynthèse.

Une eau très aérée est généralement sursaturée en oxygène, alors qu'une eau chargée en matières organiques dégradables par des micro-organismes est sous-saturée. En effet, la forte présence de matière organique, dans un plan d'eau par exemple, permet aux microorganismes de se développer tout en consommant de l'oxygène.

II.3.4) Mesure de la conductivité:

La mesure de la conductivité se ramène à celle de la résistance d'une colonne d'eau. On utilise un conductimètre qui n'est en fait qu'une résistivité un peu particulière. La conductivité est en fonction de la température. Toute mesure de conductivité doit donc se faire à température connue et stable.

Mettre 100 ml d'eau à analyser dans bécher, tremper l'électrode du conductimètre

Chapitre II : Traitements et analyses des eaux usées au niveau de la

dans le bécher, laisser l'appareil se stabiliser un moment puis noter la valeur de conductivité affichée. (HADJRABAH Mansour, s. d.)

II.3.5) Matière décantables et le V_{30} :

Les matières en suspension qui se déposent au bout un certain temps sont appelées matières décantables. Ces matières sont parfois supprimées dans un bassin de pré clarification (boues primaire).

Les matières décantables correspondent donc aux matières en suspension qui se déposent au repos pendant une durée fixe de 2 heures dans un cône d'Imhof (exprimé en ml).

Puis laisser descendre pour période de 30 min (V_{30}) exprimé en ml/L (Figure II.9-10)



Figure II.9 : Matières décantables



Figure II.10 : V_{30}

II.3.6) Détermination des matières en suspension:

Placer le filtre (la partie lisse en bas) sur le support de filtration. Agiter le flacon d'échantillon. Verser un volume convenable d'échantillon dans l'éprouvette graduée. Filtrer l'échantillon. Rincer les parois internes de l'éprouvette graduée avec de l'eau distillée. Libérer le dispositif sous vide lorsque le papier filtre est pratiquement sec. Retirer avec précaution le papier filtre à l'aide de pinces à extrémités plate. Placer le filtre sur un support de séchage (capsule). Sécher le filtre dans l'étuve à 105°C pendant 2 heures, peser, reporter la capsule à l'étuve puis dans le dessiccateur et peser. Renouveler ces opérations jusqu'à l'obtention d'un poids constant

(BALEH Kahina S .HOULI 2011, s. d.)

Chapitre II : Traitements et analyses des eaux usées au niveau de la

Le dosage de la teneur en MES se fait de l'expression suivante :

$$[MES] = 1000 \cdot (M1 - M0) / V \quad (II.1)$$

- [MES] : Teneur en MES en mg /L
- M1 : Masse de capsule contenant l'échantillon après l'étuvage à 105°C.
- M0 : Masse de la capsule vide (en mg)
- V : Volume de la prise d'essai

II.3.7) Dosage des matières en suspension (MES):

Les matières en suspension sont obtenues soit par filtration des effluents peu chargés, Soit par centrifugation des solutions, séchage jusqu'à l'évaporation totale d'eau.

Dans notre analyse, nous avons adopté la méthode de la filtration. L'eau est filtrée et le poids de matière retenues par le filtre et déterminé par pesée différentielle. Prélever des échantillons et les mettre dans un flacon, attendre qu'ils soient à température ambiante, puis homogénéiser le contenu du flacon par agitation. Introduire un volume de 200 ml de l'échantillon dans les tubes de la centrifugeuse, centrifuger pendant 20 minutes environ. Éliminer l'eau surnageant et recueillir le culot déposé dans une capsule préalablement et son contenu à 105°C et pesée. Rincer le pot de centrifugation deux fois avec de l'eau distillée et recueillir les eaux d'entraînement dans la capsule. Sécher la capsule et son contenu à 105°C, laisser refroidir le dessiccateur puis peser. Renouveler ces opérations jusqu'à l'obtention d'un poids ou la différence entre 2 pesés consécutives ne diffère pas plus de 0,5 mg.

(BALEH Kahina S .HOULI 2011, s. d.)

$$[MES] = (M2 - M1) 1000 / V_e \quad (II.2)$$

- [MES] : Teneur en MES en mg /L
- M2 : Masse de capsule contenant l'échantillon après l'étuvage 105°C.
- M1 : Masse de la capsule vide (en mg).
- Ve : Volume de l'échantillon introduit dans les pots de la centrifugeuse (en ML).

II.3.8) Matières Volatiles En Suspension (MVS%):

Cette analyse peut effectuer après la détermination de MES, MS ou de la siccité d'une boue à la fin de chacune de ces analyse. Déterminer PSEC en g (correspondant

Chapitre II : Traitements et analyses des eaux usées au niveau de la

poids de la capsule en porcelaine et des matières sèches qu'elle contient).

Placer ensuite la capsule en porcelaine dans un four à 560°C pendant une durée de 2 heures. Après refroidissement dans un dessiccateur, la capsule, ne contenant plus que les cendres, est à nouveau passée : PMIN en g, renouveler ces opérations jusqu'à l'obtention d'un poids constant (la différence entre 2 pesées consécutives ne diffère pas plus de 0,5 mg). (CHAIB A .2004, s. d.)

La teneur en matière organique est habituellement ramenée à la masse initiale en MES est donc exprimée en % des MVS

$$\text{Taux de MVS en \%} = [\text{MVS}] / [\text{MES}] \cdot 100 \quad (\text{II.3})$$

$$\text{MES} = \text{Matière organique (MVS)} + \text{Matière minérales (MM)}$$

II.3.9) Demande chimique en oxygène (DCO):

La DCO (Demanda chimique en oxygène) exprime la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder dans un certain contexte réactionnel, substances réductrice ou oxydables contenue dans l'échantillon (Tableau II.4). Ce paramètre offre une représentation plus ou moins complet des matières oxydables présentes dans l'échantillon (certains hydrocarbures ne sont, par exemple, pas oxydés dans ces conditions). Les matières seront oxydées par un excès de bichromate de potassium, en milieu acide, et à ébullition sous reflux ($T=150\text{ }^{\circ}\text{C}$), en présence de sulfate d'argent catalyseur pour faciliter l'oxydation de certains composés aliphatiques et de sulfate de mercure agent complexant des chlorures empêchant leur oxydation en Cl_2 gazeux par le bichromate. Dans ces conditions, 95 à 97% des composés organiques sont oxydés. Un dosage de l'excès de bichromate de potassium par une solution titrée de sulfate de fer et d'ammonium sachant que la concentration de la solution de Fe^{+2} n'est pas stable (oxydation à l'air), il est indispensable de déterminer le titre de la solution avant dosage. La mesure de DCO doit être faite simultanément sur les échantillons et sur l'eau distillée qui est utilisée pour faire les différentes dilutions. Cette mesure constitue ce que l'on appelle un « blanc ».

5ml de la solution bichromate de potassium sont additionnés à 10 ml l'échantillon. Le mélange est homogénéisé soigneusement puis mélangé à 15 ml d'acide sulfurique /sulfate d'argent est régulateur d'ébullition (les billes en verre) en réfrigérateurs

Chapitre II : Traitements et analyses des eaux usées au niveau de la

(récupération des vapeurs) dans un minéralisateur. Puis la solution soumise à une ébullition avec reflux pendant 2 heures sur une plaque chauffante à $T=150^{\circ}\text{C}$. Après refroidissement le volume de l'échantillon est complété à 100ml avec l'eau distillée en suite titrée avec sulfate de fer (II) et d'ammonium en présence d'une ou deux gouttes de solution féröien indicateur, la fin le point d'équivalence (le virage de la couleur au rouge brun). (CHAIB A .2004, s. d.)

Les valeurs de la DCO sont calculées à partir de la relation suivante :

$$\text{DCO} = (\text{V}_b - \text{V}_E/10)(2,4/\text{V}_{\text{ETALON}})8000 \quad (\text{II.4})$$

V_E = le volume en ml de sel de MOHR versé pour l'échantillon.

V_b = le volume en ml de sel de MOHR pour l'essai à blanc.

Tableau II.4 : Volume de l'échantillon en fonction de la valeur de la DCO

Volume de l'échantillon (ml)	DCO	Facteur
432	0-40	1
365	0-80	2
250	0-200	5
164	0-400	10
97	0-800	20
43.5	0-2000	50
22,7	0-4000	100

II.4) Détermination de la demande biochimique en oxygène (DBO5):

Elle dépend de la charge de l'échantillon, celle-ci dépend de l'origine de l'échantillon industrielle ou urbaine, de la couleur, de l'odeur et de la charge en matière en suspension.

(Joseph pronost et Rakha pronost, s. d.)

Chapitre II : Traitements et analyses des eaux usées au niveau de la

- Sélection du volume d'échantillon :

Le volume de l'échantillon dépend de la valeur de la DCO (tableau II.4).

Rincer le flacon avec l'échantillon, mettre exactement la quantité souhaitée d'échantillon saturé en oxygène dans le flacon (homogénéiser avec précaution), insérer un barreau magnétique dans le flacon et mettre le godet de caoutchouc dans le goulot du flacon .

Mettre 2 pastilles de soude dans le godet de caoutchouc à l'aide d'une pince puis visser directement sur le flacon d'échantillon (de manière étanche).

Appuyer sur les touches S et M simultanément jusqu' à ce que l'afficheur indique 00, maintenez le flacon de mesure à 20°C pendant 5 jours. L'échantillon est agité en continu pendant 5 jours. L'appareil mémorise automatiquement une valeur toutes les 24h sur 5 jours. Pour connaître la valeur courante appuyer sur la touche M.

Lire les valeurs mémorisées à la fin des 5 jours puis calculer la DBO5 (Tableau II.5).

Tableau II.5 : Pesées d'inhibiteur de nitrification par rapport aux volumes de la DBO5

Volume (ml)	Masse(g)
250	0,133
300	0,160
365	0,195
432	0,230
164	0,090

(Office national de l'assainissement de Mostaganem (ONA), s. d.)

Dosage des nitrates:

Méthode de réduction au cadmium (0,01-0,5 mg/l N-NO₃⁻) :

Remplir une éprouvette graduée de 25ml avec 15 ml d'échantillon, Transférer le contenu d'une pochette de réactif dans l'éprouvette (boucher l'éprouvette), appuyer sur OK. Une période de réaction de 3 minutes va commencer, agiter énergiquement l'éprouvette pendant 3 minutes, appuyer sur OK. Après 2 minutes de réaction, transférer avec précaution 10 ml de l'échantillon dans une cuve carrée.

Transférer le contenu d'une pochette de réactif dans la cuve (l'échantillon préparé).

Chapitre II : Traitements et analyses des eaux usées au niveau de la

Boucher, appuyer sur OK. Une période de réaction de 30 secondes va commencer, agiter doucement la cuve pendant 30 secondes. Une coloration rose apparaîtra en présence de nitrates. Une période de réaction de 15 minutes va commencer.

Introduire l'échantillon et faites la mesure.

Détermination de l'ammonium et azote ammoniacale:

25ml d'échantillons, plus 3 gouttes d'acide polyvinylique, plus 3 gouttes de stabilisateur, ajouté 1ml de réactif de Nessler.

Mettre la cuvette dans la chambre de mesure, Appuyer sur la touche test et après 1 minute de temps de réaction, il y a l'apparition de la coloration jaunes indique la présence des NH_4^+ et N-NH_3 . (Mr. BOUCELHA M Mr. HIDRA H 2018 – 2019, s. d.)

Faire la lecture dans le spectre

- Calcul V_{30} :

- BA1 : $V_{30} = 965 \text{ ml/L} > 350$
- BA2 : $V_{30} = 950 \text{ ml/L} > 350$

$$250 < V_{30} < 350$$

Donc :

Nous avant trouvé que V_{30} est supérieur à 350, nous utilisons donc la méthode de dilution, ou nous prenons l'échantillon d'un BA1 et BA2 et ajouter jusqu'à ce que nous atteignons 100ml. Pour le trouver entre 250 et 350, on calcule l'indice de mohmane.

- l'indice de mohmane = V_{30}/MES (II.5)

➤ BA1 :

$$\text{L'indice de mohmane} = 800/80,73 \times 100$$

$$\text{L'indice de mohmane} = 990,95$$

➤ BA2 :

$$\text{L'indice de mohmane} = 680/79,48 \times 100$$

$$\text{L'indice de mohmane} = 851,70$$

❖ Quand indice de mohmane est supérieur à 350 on multiplie par facteur 4.

$$\text{L'indice de Boues} = V_{30} \times \text{facteur dilution} / \text{MES} \text{ (II.6)}$$

Chapitre II : Traitements et analyses des eaux usées au niveau de la

L'indice de Boues = $340 \times 4 / (70,48 \times 100)$

L'indice de Boues = 0,19

Les résultats de l'indice de Boues (Ib) sont exprimés en multiple de 10 (voir exemple ci-après) pour tenir compte des incertitudes inhérentes à la procédure (représentative des prélèvements) (Tableau II.6)

Tableau II.6 : Intervalle de l'indice de Boues

Ib < 120ml/g	Très bonne decantation
120<Ib<150ml/g	Décantation correcte
150<Ib<200	Décantation moyenne, mais vigilance dès lors Ib>150ml/l
Ib>200ml/g	Les boues présentent de fortes difficultés pour décanter Les boues sont filamenteuses

Ib : l'indice de boues

BA1 : Bassin d'aération N°1

BA2 : Bassin d'aération N°2

Calcul DCO et DBO5

$V_B=10$ $V_E=4,9$ $V_{ETALON}=20,1$

$DCO = (10 - 4,9) / 10 \times (2,4 / 20,1) \times 8000$

$DCO=485,52 \text{ mg/l}$

$DBO5=485,52 \times 0,8$

$DBO5=388,464 \text{ mg/l}$

Chapitre II : Traitements et analyses des eaux usées au niveau de la

Tableau II.7: Qualité d'eaux a la sortie du station

DESIGNATION	UNITES	VALEURS
Charge biologique - DBO₅		
Charge totale	kg DBO ₅ /j	24
Concentration moyenne	mg DBO ₅ /l	107
Demande chimique en oxygène - DCO		
Matières en suspension –MES		
Charge journalière	kg MES/j	25
Azote kjeldhal – NTK		
Charge totale	kg NTK/j	21

II.5) Conclusion :

Les stations d'épuration jouent un rôle clé dans la réduction de la pollution aquatique. En raison de l'augmentation de la population urbaine, le processus naturel d'autoépuration est insuffisant pour traiter l'abondance des déchets polluants. Par conséquent, il est essentiel d'implanter des stations d'épuration qui, à travers une série de traitements, parviennent à éliminer progressivement presque toute la pollution. De plus, ces installations contribuent à la conservation de l'eau en permettant sa réutilisation. Néanmoins, cette pratique reste peu répandue à cause des coûts élevés associés à son déploiement.

Chapitre III :

Etude hydrologique

Chapitre III : Etude hydrologique

III.1) Introduction :

L'hydrologie peut être succinctement définie comme la science qui examine le cycle de l'eau dans la nature et sa transformation à la surface de la Terre et dans le sol, sous ses trois formes : gazeuse, liquide et solide. Une de ses branches principales se consacre à l'analyse du débit des cours d'eau.

La planification d'un système d'évacuation des eaux de pluie doit intégrer cette étude de dimensionner de manière optimale les structures par rapport à leurs objectifs. Les réseaux d'assainissement ont pour objectif principal de prévenir les inondations en ville, et leur conception implique nécessairement la prise en compte du risque de surcharge des infrastructures. En effet, comme la taille de ces infrastructures est directement liée à la variabilité des précipitations, qui présente un caractère aléatoire, les dispositifs d'assainissement ne peuvent fournir qu'une protection partielle. Ils doivent donc être conçus en fonction d'un risque spécifique, généralement exprimé en termes de période de retour d'anomalie.

L'estimation des débits des eaux pluviales vise à permettre le dimensionnement du réseau d'assainissement et des équipements connexes tels que les stations d'épuration, les déversoirs d'orage, les bassins de rétention, les bassins de décantation, tout en prenant en compte les conditions qui favorisent leur bon fonctionnement au fil du temps.

III.2) Le bassin versant :

En termes généraux, le bassin versant représente l'unité géographique fondamentale pour l'étude du cycle hydrologique et de ses conséquences. Plus précisément, un bassin versant, que l'on peut considérer comme un "système", correspond à une zone géographique hydrologiquement close, ce qui signifie qu'aucun écoulement externe n'y entre,

(J. Bontoux 1993, s. d.)

III.3) Les averses :

Ce sont des pluies subites et abondantes, généralement de courte durée ; dont cette dernière peut varier d'une minute à plusieurs heures.

Les averses sont caractérisées par un volume important et une forte intensité par unité de temps, exigeant ainsi, un système d'évacuation efficace. (1993, s. d.; M. Satin et B. Selmi, 2006, s. d.)

III.4) Choix de la période de retour :

La période de retour fait référence à la durée nécessaire pour qu'une pluie d'une certaine intensité se produise. Par exemple, une pluie avec une période de retour de 10 ans se produit en moyenne une fois tous les 10 ans. Lorsqu'il s'agit de projets d'assainissement, il est courant de choisir une pluie décennale comme référence. Le choix de la période de retour résulte d'un compromis entre divers facteurs, tels que le coût du réseau d'égouts, les besoins en entretien, ainsi que la protection contre les risques auxquels le réseau est exposé et ceux qu'il pourrait engendrer en cas de capacité insuffisante.

Chapitre III : Etude hydrologique

III.5) Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :

Dans le domaine de l'hydrologie urbaine, l'ingénieur hydrologue est souvent confronté à la nécessité d'obtenir des données spécifiques pour le projet en cours. Cependant, dans certaines situations, il peut être difficile de disposer de données spécifiques. C'est pourquoi il est parfois impératif de rassembler autant d'informations de base que possible pour faciliter l'analyse statistique des événements pluvieux, tout en identifiant leurs paramètres. Lors de l'analyse d'une averse, il est essentiel de déterminer les intensités moyennes maximales en fonction de la quantité de précipitations tombée au cours d'une période donnée, t , soit :

$$i(t ; T) = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots \dots \dots (III.1)$$

Im: intensité moyenne en mm/h.

h: hauteur de pluie tombée pendant la durée t .

Pour calculer l'intensité, plusieurs étapes sont nécessaires :

1. Examiner les données pluviométriques et sélectionner la loi auquel nos résultats doivent être ajustés.
2. Calculer les paramètres de la loi choisie et évaluer l'adéquation de ce choix.
3. Déterminer la valeur de l'intensité moyenne des précipitations.

III.6) Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d'ajustement :

Pour mener une étude sur les précipitations en assainissement, il est essentiel de disposer d'une série chronologique de données pluviométriques comprenant les valeurs maximales de précipitation enregistrées quotidiennement (P_{jmax}) sur la plus longue période possible.

La station pluviométrique choisie, la plus proche de la zone d'étude, est située à

L'analyse statistique des données pluviométriques implique l'examen des caractéristiques empiriques d'un échantillon composé de 20 ans d'observations de précipitations mensuelles et des valeurs maximales de précipitation journalière. La série de données des précipitations maximales journalières est présentée dans le tableau 1

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III.1 : Précipitations mensuelles et maximales journalières à la station de Mostaganem

année/ mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septem bre	Octobre	Novemb re	Décemb re	Pjmax
2001	55	9	35	2	20	2	0	0	14,1	27	94	65,6	94
2002	0,5	38	70	44	40	2	0	11	20	41	69	5	70
2003	38	32	8	62	14	1	0	1	20	36	74	58	74
2004	27	43	12	14	60	12	0	1	5	63	93	146	146
2005	11	65	25	5	23	1	0	1	20	43	108	41	108
2006	118	80	9	22	111	4	0	1	38	38	6	217	217
2007	57	40	63	83	23	0	0	1	39	76	51	24	83
2008	29	6	16	6	18	8	6	1	36	45	169	127	169
2009	64	16	35	43	20	1	0	0	28	0	10	34	64
2010	47	71	49	51	11	4	2	23	8	73	64	17	73
2011	72	22	29	87	50	1	0	0	4	31	78	44	87
2012	31	72	27	64	3	1	0	0	13	60	64	65	72
2013	55	38	35	37	12	1	3	2	25	6	74	134	134
2014	107	66	41	7	6	6	0	1	62	25	68	76	107
2015	83	92	27	1	9	4	0	0	5	49	28	65	92
2016	18	36	63	42	9	2	0	2	10	1	46	31	63
2017	153	11	19	4	3	1	0	1	11	27	51	41	153
2018	54	33	102	29	13	17	0	0	33	52	56,2	18,2	102
2019	54	1,4	16,6	53,2	7,7	0,4	0,3	0	21	33	54,8	38,8	54
2020	37,2	0	28	37	12	0	0,6	3	0,2	13,4	32,6	62,8	37

(Mr. BOUCELHA M Mr. HIDRA H 2018 – 2019, s. d.)

III.6.1) Analyse des données statistiques :

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières.

Chapitre III : Etude hydrologique

- **La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières P_{jmax}**

$$P_{j\bar{m}\bar{a}\bar{x}} = \frac{\sum_{i=1}^{n=30} P_{jmax}}{n} = 99.95 \text{ mm} \dots \dots (III.2)$$

Avec :

n : nombre d'années d'observations.

- **L'écart type**

Pour n=20 ans.

$$\delta x = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (P_{jmax} - P_{j\bar{m}\bar{a}\bar{x}})^2} = 44.2 \dots \dots \dots (III.3)$$

- **Coefficient de variation**

$$Cv = \frac{\delta x}{P_{j\bar{m}\bar{a}\bar{x}}} = 0.442 \dots \dots \dots (III.4)$$

- **La Médiane**

La Médiane = 89.5

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau **III.2** :

Tableau III.2 : Caractéristiques empirique de la série.

Nombres d'années d'observation	20
Valeur maximale (mm)	217
Valeur Minimale (mm)	37
Médiane (mm)	89,5
Moyenne (mm)	100
Ecart-type (mm)	44,2
Coefficient de variation	0,442

III.6.2) Choix de la loi d'ajustement :

Étant donné les diverses méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation repose sur plusieurs facteurs, à savoir :

- Certaines caractéristiques spécifiques de l'échantillon,

Chapitre III : Etude hydrologique

- La taille de l'échantillon,
- La loi de probabilité appropriée.

Le choix de la loi de probabilité la plus adaptée est généralement basé sur l'expérience et les pratiques courantes.

En Algérie, les précipitations maximales journalières sont couramment analysées à l'aide de la loi de Galton pour les valeurs moyennes, tandis que la loi de GEV et la loi Gumble sont privilégiées pour les valeurs extrêmes, car elles s'avèrent être les plus adaptées.

Dans le cadre de notre étude, nous allons nous concentrer sur les lois largement utilisées :

1. La loi de Galton (log-normale).
2. La loi de GEV.
3. La loi de Gumbel.

III.6.3) Ajustement à la loi de Galton (log-normal)

- La fonction de répartition de la loi Log-normale :

$$F(x) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\frac{\ln(x) - \bar{\ln(x)}}{\sigma}} e^{-\frac{u^2}{2}} du \dots \dots \dots (III.5)$$

Tel que u est la variable centrée réduite de Gausse :

$$u = \frac{\ln(x) - \bar{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \dots \dots \dots (III. 6)$$

Avec :

x : variable étudiée (Pjmax).

$\bar{\ln(x)}$: la moyenne des logarithmes de la variable x.

$\sigma_{\ln(x)}$: L'écart-type des logarithmes de la variable x.

- L'expression de quantile est alors

$$Q(x) = \bar{\ln(x)} + \sigma_{\ln(x)} \cdot \Phi^{-1}(x) \dots \dots \dots (III.7)$$
- Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance

$$\hat{\sigma}_{\ln(x)} = 4.518654 \quad \hat{\bar{\ln(x)}} = 0.424081$$
- Résultats de l'ajustement à la loi de Galton

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III.3 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton.

T(ans)	Q	Xt (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	246	45.8	156-336
50.0	0.9800	219	37.3	146-292
20.0	0.9500	184	27.2	131-238
10.0	0.9000	158	20.5	118-198
5.0	0.8000	131	14.6	102-160

Source : Hyfran

Avec :

T : période de retour

q : probabilité au non dépassement.

Xt : valeur théorique.

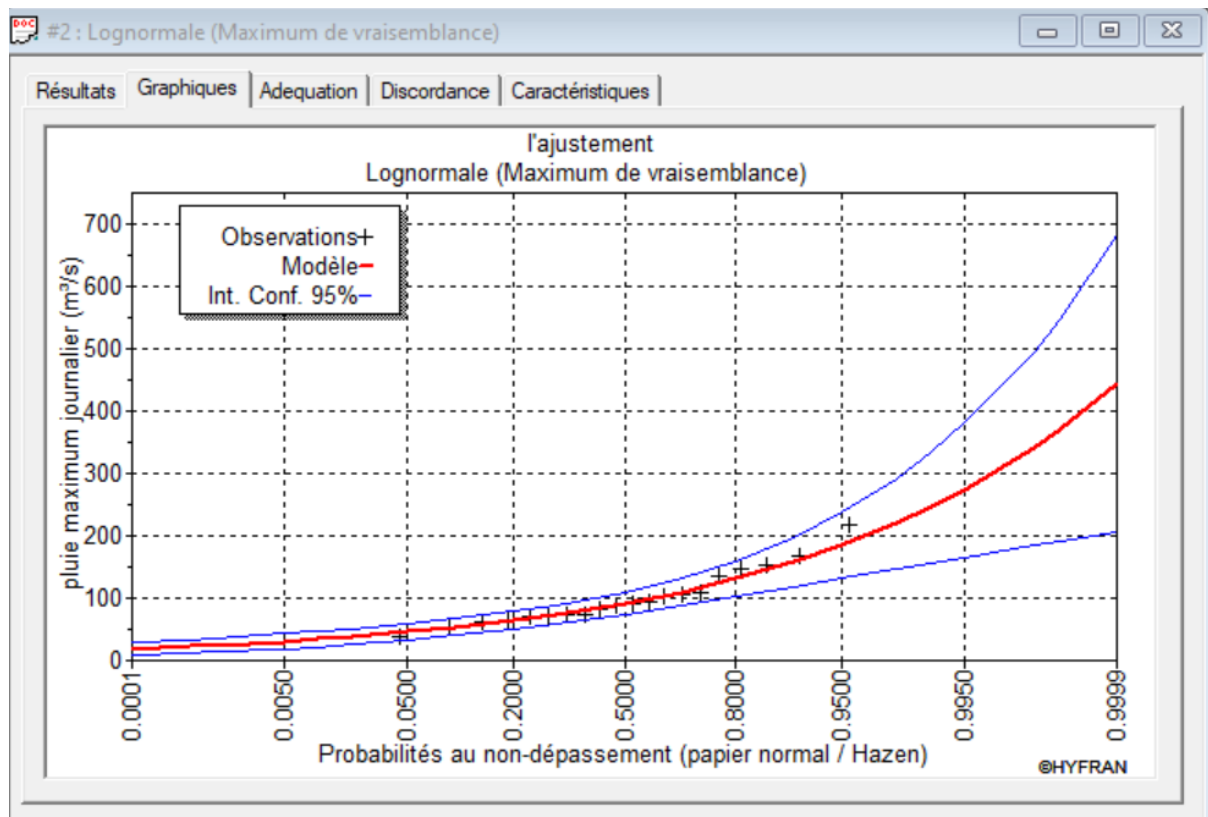


Figure III.1 : Ajustement graphique à la loi log-normal.

III.6.4) Ajustement à la loi de GEV :

- La fonction de répartition de la loi d'extrémum généralisée :

$$f(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{III.8})$$

Sachant que « y » est la variable réduite :

Chapitre III : Etude hydrologique

$$y = -\frac{1}{K} \ln \left[1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right] \dots \dots \dots (III.9)$$

Avec :

- x : variable étudiée Pmaxj.
- u : paramètre de position
- : paramètre de dispersion ($\alpha > 0$).
- : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

- L'expression de quantile est alors :

$$x = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky}) \dots \dots \dots (III.10)$$

- Les paramètres de la loi de GEV par la méthode du maximum de vraisemblance

$$u = 79.4014 ; \quad K = -0.0852823 ; \quad \alpha = 30.6803$$

- Résultats d'ajustement à la loi GEV :

Tableau III.4 : Résultats d'ajustement à la loi GEV.

T(ans)	Q	Xt (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	271	91.1	-
50.0	0.9800	234	62.8	-
20.0	0.9500	189	36.3	118-260
10.0	0.9000	158	23.3	112-203
5.0	0.8000	128	15.2	98.5-158

Source : Hyfran

Avec :

- T : période de retour
- q : probabilité au non dépassement.
- Xt : valeur théorique.

Chapitre III : Etude hydrologique

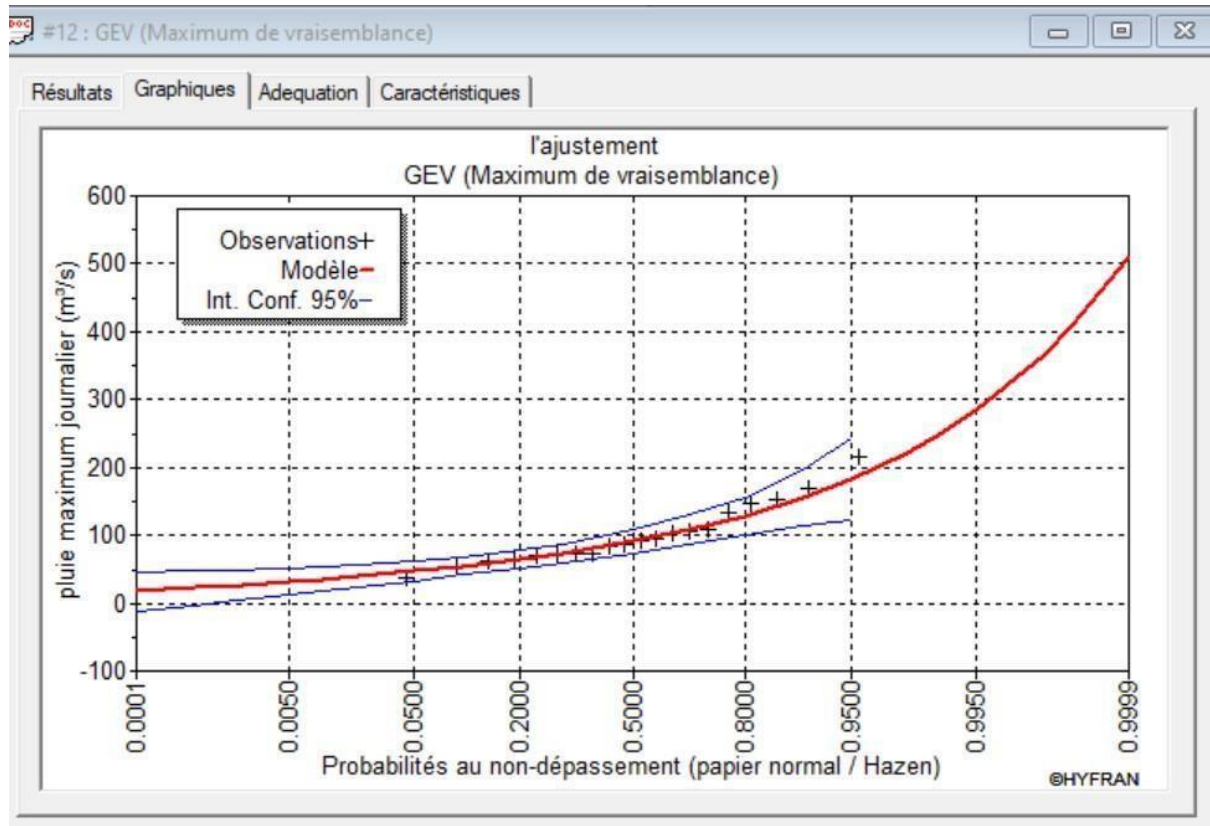


Figure III.2 : Ajustement graphique à la loi GEV.

III.6.5) Ajustement à la loi de Gumbel :

- La fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{a}}} \quad (\text{III.11})$$

Tel que ''y'' est la variante réduite de la loi de Gumbel.

$$y = \frac{x-x_0}{a} = -\ln(-F(x)) \quad (\text{III.12})$$

Avec :

x : variable étudiée (Pmaxj)

x_0 : paramètre de position (ordonnée à l'origine)

a : paramètre à l'échelle ($a > 0$) appelée aussi Gradex.

- L'expression de quantile est alors :

$$x = ay + x_0 \quad (\text{III.13})$$

- Les paramètres de la loi de Gumbel par la méthode du maximum de vraisemblance

Chapitre III : Etude hydrologique

$$\alpha = 34.4281 \quad ; \quad x_0 = 80.0775$$

- Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel :

Tableau III.5 : Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel.

T	q	Xt	Ecart type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	238	38.7	162-314
50.0	0.9800	214	33.3	149-280
20.0	0.9500	182	26	131-233
10.0	0.9000	157	20.6	117-198
5.0	0.8000	132	15.3	102-162

Source : Hyfran

Avec :

T : période de retour.

q : probabilité au non dépassement .

Xt : valeur théorique.

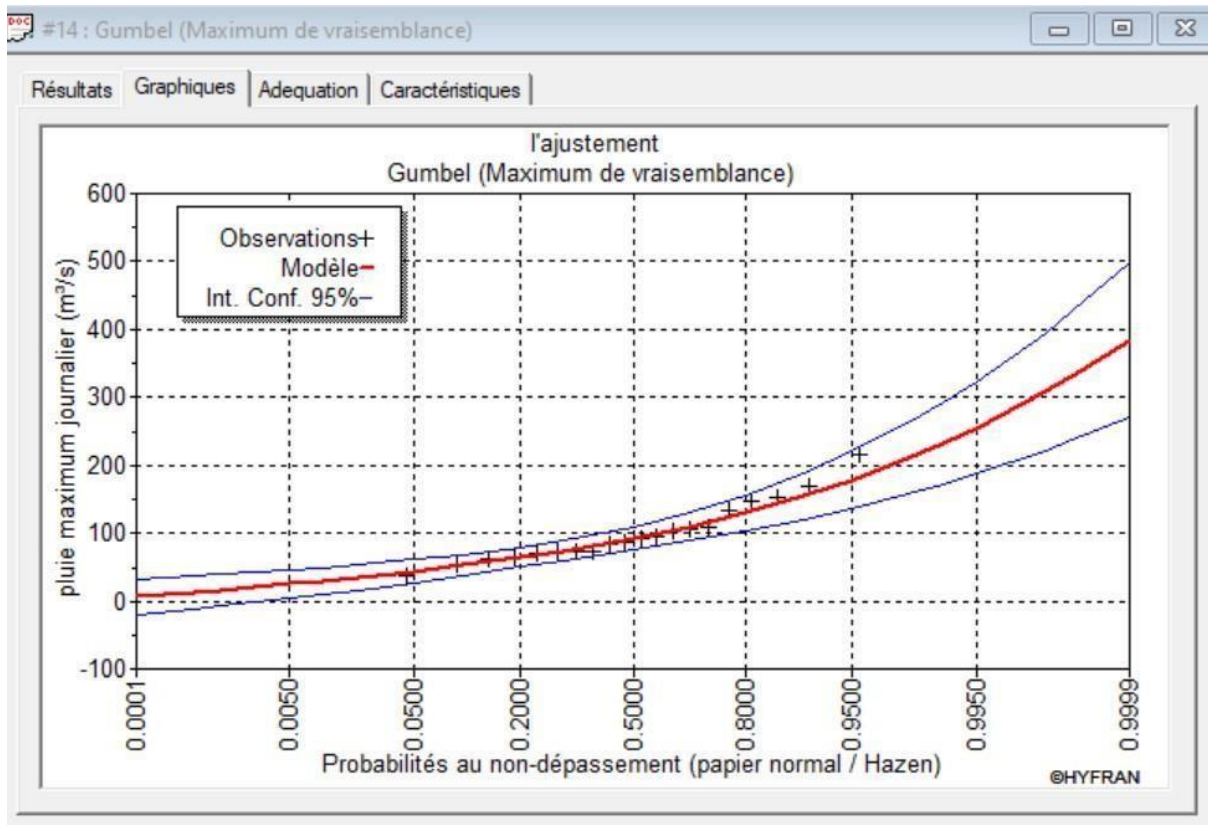


Figure III.3 : Résultats de l'ajustement de la loi de Gumbel.

Chapitre III : Etude hydrologique

III.7) Test d'adéquation :

Une fois que les données ont été ajustées conformément aux trois lois, il est essentiel d'évaluer l'adéquation de ces lois afin de déterminer le meilleur ajustement. Nous avons opté pour le test du Khi carré (χ^2), on compare les résultats obtenus par le logiciel HYFRAN avec les résultats obtenus par la table de Pearson (Annexe1).

La loi est adéquate si et seulement si $\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$.

Pour une probabilité $1 - \alpha$ Soit 95%.

Tableau III.6 : Les résultats du test d'adéquation.

Loi statistique	Degré de liberté	$\chi^2_{\text{calculé}}$	$\chi^2_{\text{théorique}}$	Condition
Loi de Galton	3	3.13	5.80	Vérifiée
Loi de GEV	2	5	4.60	Vérifiée
Loi de Gumbel	3	3.13	4.60	Vérifiée

Le test du Khi carré confirme que les lois log-normale (Galton), GEV et de Gumbel sont adéquates, comme le montre le tableau ci-dessus.

Alors on peut dire que la série s'ajuste pour les trois lois.

En conséquence, on peut conclure que la série s'adapte aux trois lois, cependant, il est nécessaire de sélectionner la loi la plus appropriée. Pour ce faire, un test graphique est effectué, qui repose sur une analyse visuelle des graphiques d'ajustement. L'objectif est d'évaluer la cohérence des points sur le papier de probabilité, afin de choisir la loi qui présente le meilleur alignement, sans distorsions indésirables

Chapitre III : Etude hydrologique

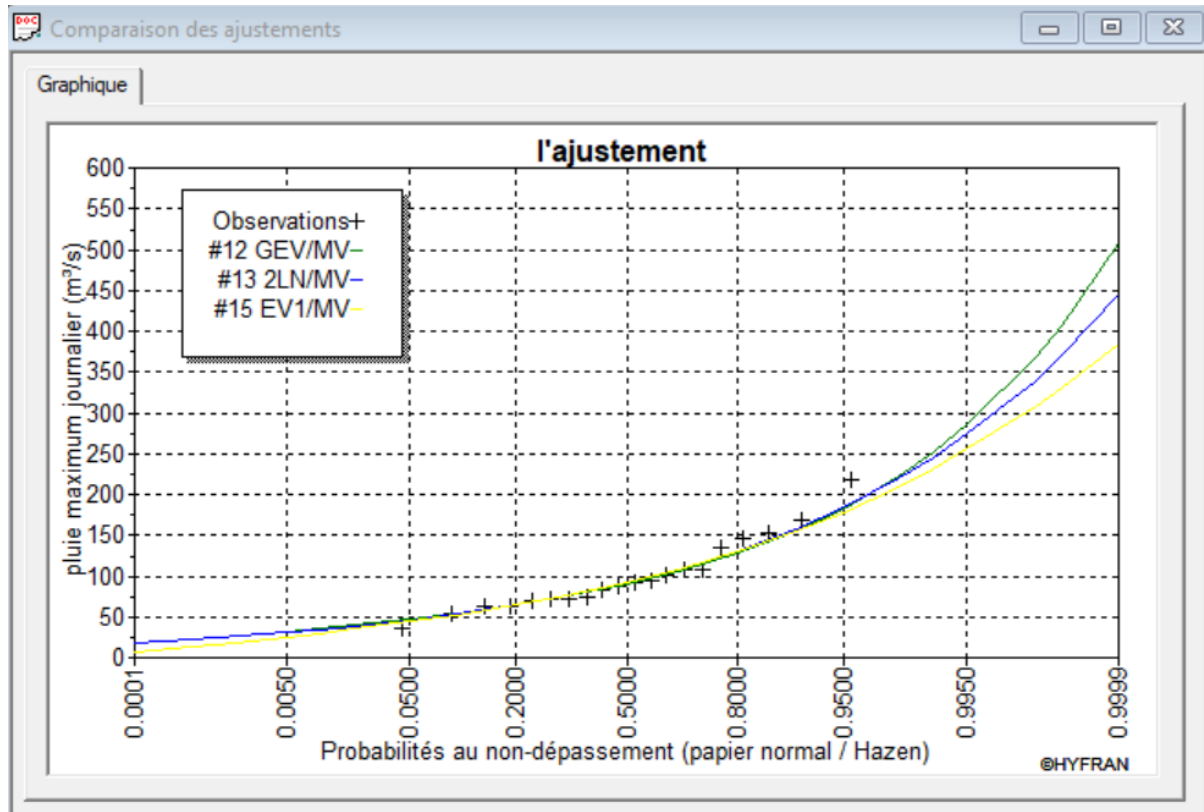


Figure III.4 : Comparaison entre les différentes lois d'ajustement.

Après une évaluation visuelle des graphiques d'ajustement présentés dans les figures et une comparaison des différentes lois d'ajustement à l'aide d'un test graphique (Hyfran), il est clair que la loi de la Log-normale (Galton) affiche la meilleure convergence avec l'ensemble de points, en particulier pour les probabilités de non-dépassement supérieures à 95%.

Étant donné que de nombreuses études en Hydrologie ont démontré que la loi Log-normale est la plus adaptée pour le Nord de l'Algérie, il est donc logique d'opter pour cette loi : La loi de Galton (log-normal).

III.8) Calcul de la valeur de l'intensité à une période de retour donnée :

Dans le contexte des projets d'assainissement, l'estimation des débits pluviaux se concentre généralement sur l'intensité moyenne maximale associée à une courte durée de $t = 15$ minutes et une période de retour $T = 10$ ans, principalement pour des considérations technico-économiques et de sécurité.

- Les pluies de courte durée, également appelées averses, sont évaluées en se basant sur les précipitations journalières maximales par la relation suivante :

$$P_{t,p\%} = P_{Max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (III.14)$$

Chapitre III : Etude hydrologique

Avec :

$P_{t,p\%}$: pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).

$P_{Max,j}$: pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).

t : durée de l'averse (h)

b : exposant climatique ; **0.28** pour la zone d'étude.

- Intensités moyenne des précipitations de courte durée :

Pour déterminer l'intensité moyenne " $i_{t,p\%}$ " des précipitations " $P_{t,p\%}$ " de courte durée " $t(h)$ " à une fréquence de dépassement donnée "p%", nous appliquons la formule de Montanari :

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \text{ (mm/h)} \dots \dots \dots \text{(III.15)}$$

Selon la loi choisie (Galton) nous avons :

Tableau III.7 : paramètre de la loi de Galton.

Période de retour T(ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique Xt (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10.0	0.9000	158	20.5	118-198

Source : Hyfran plus.

$$P_{15,10\%} = P_{Max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b = 158 \left(\frac{0.25}{24} \right)^{0.28} = 44.01$$

$$i_{15min,10\%} = \frac{P_{15min,10\%}}{t} = \frac{44.02}{0.25} = 176.08 \text{ (mm/h)}$$

$$i_{15min,10\%} = \frac{176.08 \times 1000}{3600} = \mathbf{48.907 \text{ (l/s/ha)}}$$

i_{15min} : Capture pendant 15 minutes

Chapitre III : Etude hydrologique

III.9) Calcul du debit pluvial :

On a : $S_t = 53.0321$ ha et $D_t = \frac{\text{number de population}}{S_t} = \frac{17473}{53.0321} = 329.48$ hab/ ha

Donc on va divisée la surface a 4 sous bassin :

SB	1	2	3	4
Surface (ha)	15.0585	15.0387	8.3972	11.4386

Calcul la densité et débit pluvial de chaque sous bassin

$$D_i = \frac{*D_t}{S_i} \quad Q_{pluv} = S_i * C_{ri} * i$$

SB	1	2	3	4
Di(hab/ ha)	93.556	98.187	52.17	71.066
C _{ri}	0.3	0.3	0.25	0.23
S _i (ha)	15.0585	15.0387	8.0972	11.4386
Q _{pluv} (l/s)	220.939	231.87	123.204	167.828

Donc : $Q_{pluv T} = \sum Q_{pluv i} = 220.939 + 231.87 + 123.204 + 167.828 = 743.841$ l/s

III.10) Conclusion:

L'analyse hydrologique réalisée dans ce chapitre nous a permis de calculer l'intensité moyenne des précipitations. En utilisant la droite de Galton comme loi d'ajustement la plus appropriée pour les précipitations maximales journalières, nous avons observé qu'il est préférable, pour la conception optimale de notre réseau, de retenir la valeur fournie par la loi de Galton. à savoir $I_{15min,10\%} = 48.907$ l/s/ha. Cette valeur représente l'intensité pluviale, qui peut être convertie en débit pluvial tels que $Q = 743.841$ l/s



Chapitre IV :

Calcul des besoins en eau et les charges
polluantes

Chapitre IV : Calcul des besoins en eau et les charges polluantes

IV.1) Introduction :

Lors de la conception d'une station d'épuration, il est crucial d'évaluer les volumes et les propriétés des eaux usées (notamment la charge polluante). Ces éléments constituent les critères fondamentaux pour déterminer les dimensions des structures nécessaires au traitement des eaux usées.

IV.2) Evaluation des besoins en eau :

IV.2.1) Besoins domestique :

Le nombre d'habitants en 2025 estimé par l'office nationale des statistiques suivant :

$$P_{2025} = 23639 \text{ hab}$$

Le nombre d'habitants en 2055 estimé par la relation suivante :

$$P_{2055} = P_{2025} [1 + (T/100)]^n \quad P_{2055} = 32338 \text{ hab}$$

Avec :

- le taux d'accroissement ($T = 1,05$) donnée par l'ONA.

Les besoins de la consommation domestique est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\text{cons}} = \text{dot} \times N_{\text{hab}} \text{ (IV.1)}$$

Avec :

Q_{cons} : le débit de consommation domestique (m^3/j).

dot : la dotation donnée par la DRE de la wilaya de Mostaganem (150 l/hab/j).

N_{hab} : le nombre d'habitants.

Donc :

Tableau IV.1: Tableau récapitulatif des besoins domestiques.

Agglomération	Horizons	
	2025	2055
Population	17473	23904
Dotation (l/hab/j)	150	
$Q_{\text{cons}} (\text{m}^3/\text{j})$	3546	4850.7

Chapitre IV : Calcul des besoins en eau et les charges polluantes

IV.2.2) Les fuites des équipements :

Pour tenir compte les fuites et le gaspillage, on fait une majoration de 15 % donc on aura :

$$Q_{\text{cons tot}} = 100\% Q_{\text{cons}} - 15\% Q_{\text{cons}}$$

$$Q_{\text{cons tot}} = 0.85 \times Q_{\text{cons}} \text{ (IV.2)}$$

On a :

Pour l'horizon 2025 :

$$Q_{\text{cons tot}} = 0.85 \times 2620.95 = 3014.09 \text{ (m}^3/\text{j)}$$

Pour l'horizon 2055 :

$$Q_{\text{cons tot}} = 0.85 \times 3585.6 = 4123.44 \text{ (m}^3/\text{j)}$$

Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des besoins des équipements.

Horizon	2025	2055
$Q_{\text{cons tot}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	3014.09	4123.44

IV.3) Evaluation des débits d'eaux usées :

IV.3.1) Débit moyen journalier évacué ($Q_{\text{moy.j}}$) :

Débit moyen journalier usée est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = Q_{\text{cons tot}} \times C_r \text{ (IV.3)}$$

Avec :

$Q_{\text{moy.j}}$: débit moyen journalier évacué.

$Q_{\text{cons tot}}$: débit de consommation urbain.

C_r : coefficient de réduction (80%).

Pour l'horizon 2025 :

$$Q_{\text{moy.j}} = 3014.09 \times 0.8 = 2411.27 \text{ (m}^3/\text{j)}$$

Pour l'horizon 2055 :

$$Q_{\text{moy.j}} = 4123.44 \times 0.8 = 3298.75 \text{ (m}^3/\text{j)}$$

Tableau IV.3: Les débits moyen journalier évacué à l'horizon (2025, 2055)

Horizon	2025	2055
$Q_{\text{moy.j}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	2411.27	3298.75

Chapitre IV : Calcul des besoins en eau et les charges polluantes

IV.3.2) Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy.h}} = Q_{\text{moy.j}} / 24 \text{ (IV.4)}$$

Pour l'horizon 2025 :

$$Q_{\text{moy.h}} = 2411.27 / 24 = 100.47 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

Pour l'horizon 2055 :

$$Q_{\text{moy.h}} = 3298.75 / 24 = 137.45 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

Tableau IV.4: Les débits moyen horaire à l'horizon (2025, 2055)

Horizon	2025	2055
$Q_{\text{moy.h}} \text{ (m}^3/\text{h)}$	100.47	137.45

IV.3.3) Débit de pointe par temps sec :

Le débit de pointe est calculé par la formule suivante :

$$Q_{\text{pts}} = Q_{\text{moy.j}} \times C_p \text{ (IV.5)}$$

Avec :

$Q_{\text{moy.j}}$: débit moyen journalier.

C_p : coefficient de pointe.

Le coefficient de pointe est calculé à partir du débit journalier par la formule suivante :

$$C_p = \begin{cases} 1.5 + (2.5 \times \frac{1}{\sqrt{Q_m}}) & \text{Si } Q_{\text{moy.s}} \geq 2.8 \text{ l/s} \\ 3 & \text{Si } Q_{\text{moy.s}} \leq 2.8 \text{ l/s} \end{cases}$$

Pour l'horizon 2025 :

On a $Q_{\text{moy.j}} = 27.91 \text{ l/s} \geq 2.8 \text{ l/s}$  $C_p = 1.97$

$$Q_{\text{pts}} = 1.97 \times 2411.27 = 4757.96 \text{ m}^3/\text{j}$$

Chapitre IV : Calcul des besoins en eau et les charges polluantes

Pour l'horizon 2055 :

On a $Q_{\text{moy},j} = 38.18 \text{ l/s} \geq 2.8 \text{ l/s}$  $C_p = 1.90$
 $Q_{\text{pts}} = 1.90 \times 3298.75 = 6267.36 \text{ m}^3/\text{j}$

Tableau IV.5: Les débits de pointe par temps sec à l'horizon (2025, 2055)

Horizon	2025	2055
C_p	1.97	1.90
$Q_{\text{pts}} (\text{m}^3/\text{j})$	4757.96	6267.36

IV.3.4) Débit de pointe en temps de pluie :

Le débit de pointe en temps de pluie est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{ptp}} = (2 \div 5) Q_{\text{pts}} \text{ (IV.6)}$$

Nous prenons :

$$Q_{\text{ptp}} = 3 Q_{\text{pts}} \text{ (IV.7)}$$

Pour l'horizon 2025 :

$$Q_{\text{ptp}} = 3 \times 2411.27 = 7233.81 \text{ m}^3/\text{j}$$

Pour l'horizon 2055 :

$$Q_{\text{ptp}} = 3 \times 3298.75 = 9892.25 \text{ m}^3/\text{j}$$

Horizon	2025	2055
$Q_{\text{ptp}} (\text{m}^3/\text{j})$	7233.81	9892.25

Tableau IV.6: Les débits de pointe en temps de pluie à l'horizon (2025, 2055)

IV.4) Evaluation des charges polluantes :

Pour le cas de la ville de KHADRA, on se basera sur les analyses effectuées :

Paramètres	C_{DBO5}	C_{DCO}	C_{MES}	C_p	C_{NTK}
Concentration (mg/l)	385	770	513	15.63	103

Chapitre IV : Calcul des besoins en eau et les charges polluantes

- **La charge moyenne journalière en DBO5 :**

$$DBO5 = C_{DBO5} \times Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

DBO5 : la charge moyenne journalière en DBO5 (Kg/j)

C_{DBO5} : la concentration en DBO5 moyenne (Kg/m^3)

$Q_{\text{moy.j}}$: Débit moyen journalier en (m^3/j)

- **La charge moyenne journalière en DCO :**

$$DCO = C_{DCO} \times Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{IV.9})$$

Avec :

DCO : la charge moyenne journalière en DCO (Kg/j)

C_{DCO} : la concentration en DCO moyenne (Kg/m^3)

- **La charge moyenne journalière en MES :**

$$MES = C_{MES} \times Q_{\text{moy.j}}$$

Avec :

MES : la charge moyenne journalière en MES (Kg/j)

C_{MES} : la concentration en MES moyenne (Kg/m^3)

- **La charge moyenne journalière en NTK :**

$$NTK = C_{NTK} \times Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

NTK : la charge moyenne journalière en NTK (Kg/j)

C_{NTK} : la concentration en NTK moyenne (Kg/m^3)

- **La charge moyenne journalière en Phosphore :**

$$P = C_P \times Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{IV.11})$$

Chapitre IV : Calcul des besoins en eau et les charges polluantes

P : la charge moyenne journalière en P (Kg/j)

C_P : la concentration en P moyenne (Kg/m³)

Et voici ci-dessous l'estimation des charges polluantes récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau IV.7: Tableau récapitulatif des charges polluantes.

Horizon	2025	2055
$Q_{\text{moy j}}$ (m ³ /J)	3546	4850.7
la charge moyenne journalière en DBO ₅ (Kg/j)	928.34	1270.02
la charge moyenne journalière en DCO (Kg/j)	1856.68	2540.04
la charge moyenne journalière en MES (Kg/j)	1236.98	1692
la charge moyenne journalière en NTK (Kg/j)	248.36	339.77
Le rapport $K = \text{DCO} / \text{DBO}_5$	2	2
la charge moyenne journalière en P (Kg/j)	37.69	51.56

IV.5) Conclusion:

Une fois les débits hydrauliques ainsi que les charges polluantes des eaux usées rejetées correctement évalués, il sera alors possible de procéder au dimensionnement technique des différents ouvrages constitutifs de la station d'épuration étudiée, tels que les unités de prétraitement, de traitement biologique et, le cas échéant, de traitement tertiaire.



Chapitre V :

Dimensionnement de la station d'épuration

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

V.1) Introduction :

Les eaux usées subissent dans le système d'épuration une série d'opération mécanique et physique dont l'objectif est d'éliminer au maximum les éléments de taille est de nature qui pourra constituer une gêne pour les étapes ultérieurs de traitement.

Le débit considéré pour le dimensionnement des bassins de la STEP est en générale le débit de pointe en temps de pluie (exprimé en m^3/s).

V.2) Dimensionnement des ouvrages de la STEP :

Pour pouvoir étudier un projet de réalisation d'une STEP ou proposer un procédé de traitement des eaux usées, il faut au préalable disposer de certaines données de bases requises pour le dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées, telles que :

- Débit total journalier (m^3/j)
- Débit moyen horaire (m^3/h)
- Débits de pointe en temps sec et en temps de pluie (m^3/h)
- Charges polluantes (DBO5 et MES) (kg/j).
- Un prétraitement (Dégrillage, Dessablage - Déshuilage)
- Un traitement biologique (bassin d'aération, décantation secondaire pour la clarification)
- Un traitement tertiaire (Bassin de désinfection)
- Un traitement des boues (Épaississement, Déshydratation, lit de séchage...). (HADJRABAH Mansour, s. d.)

V.2.1) Déversoir d'orage :

1. Temps de concentration (t_c)

C'est une caractéristique d'une surface définir comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné, en durée d'écoulement, pour attendre l'entrée de collecteur qui doit évacuer l'apport de la surface drainer. Il est calculé par la formule suivante :

$$t_c = t_1 + t_2 = t_2 + \frac{L}{60V} \dots \dots \dots V.1$$

On calcule le temps t_1 pour connaître s'il Ya une stagnation dans le collecteur.

$$t_1 = \frac{L}{60V}$$

Avec :

- t_2 : temps d'écoulement de surface, entre 2 et 20 minutes (ici : 15 min).
- L : longueur du collecteur principal (en mètres).
- V : vitesse moyenne d'écoulement (m/s), calculée sur l'ensemble des tronçons.

Application :

Dans le cadre de notre projet, le collecteur principal est formé de l'enchaînement des tronçons allant de C298 jusqu'au tronçon C330. Il constitue l'axe hydraulique principal du réseau d'assainissement et permet l'évacuation des eaux usées vers un déversoir, situé à l'aval du réseau. Donc le temps de concentration sera égal à la somme des temps des écoulement des tronçons en série :

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

$$t_c = t_2 + \frac{1}{60} \sum \frac{l_i}{v_i} = 15 + 8,23 = 23,23 \text{ min}$$

2. Coefficient de retardement (Z)

Le coefficient de retardement (Z) représente la capacité de la surface élémentaire à ralentir l'écoulement des eaux pluviales en fonction de ses caractéristiques physiques (occupation du sol, pente, rugosité, infiltration) Ce coefficient exprime l'atténuation du débit liée au temps de concentration :

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \dots \dots \dots \text{V.2}$$

$$Z = 1 - \frac{23,23}{100} = 1 - \frac{23,23}{100} = 0,77$$

3. Débit de dimensionnement (Q_c)

Il correspond au débit critique à prendre en compte pour le dimensionnement du déversoir :

$$Q_c = Z \times Q_t \dots \dots \dots \text{V. 3}$$

Avec

Q_t : *debit total*(m^3/S)

$$Q_c = 0,9 \times 0,114 = 0,148 \text{ m}^3/S$$

4. Débit admissible à la station d'épuration (Q_{step})

$$Q_{step} = c \times Q_{ts} \dots \dots \dots \text{V. 4}$$

Avec :

- $C_{dilution}$: coefficient de dilution (ici : 3) Pour diluer la charge polluante.
- Q_{ts} : débit par temps sec (m^3/s)

$$Q_{ts} = 3 \times 0,0725 = 0,114 \text{ m}^3/s$$

5. Débit déversé (Q_{dev})

C'est le débit excédentaire qui sera déversé par le déversoir d'orage :

$$Q_{dev} = Q_c - Q_{step} \dots \dots \dots \text{V.5}$$

$$Q_{dev} = 0,148 - 0,114 = 0,034 \text{ m}^3/s$$

6. Hauteurs d'eau correspondantes aux débits à l'amont du déversoir

Pour déterminer la hauteur d'eau correspondant à ces débits, on utilise l'abaque des vitesses et débits selon la hauteur de remplissage, basé sur la formule de Bazin.

Les résultats de ces correspondances sont présentés dans le Tableau (V.1)

Tableau V.1. Correspondance entre débits, rapports et hauteurs d'eau selon l'abaque de Bazin

	Q	R_Q	R_H		H
Q_c	$0,148 m^3/S$	0,78	0,63	hc	0.25
Q_{step}	$0,114 m^3/s$	0.21	0,25	h_{step}	0.15

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

7. Hauteur de déversement (H_{dev})

La hauteur de déversement correspond à la différence de niveau entre la ligne d'eau à l'amont du déversoir (H_c) et la ligne d'eau admissible vers la station d'épuration (H_{step}). Elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{dev} = H_c - H_{step} \dots \dots \dots V.6$$
$$H_{dev} = 0,25 - 0,15 = 0,10m$$

8. Longueur du seuil du déversoir (L)

Le débit déversé (Q_{dev}) est également relié à la longueur du seuil à travers cette expression :

$$Q_{dev} = m \times L \times \sqrt{2 \times g} \times H_{dev}^{3/2} \dots \dots \dots V.7$$

Avec :

- m : coefficient de débit (fonction du type de déversoir, ici 0,34 pour un seuil latéral),
- L : longueur du seuil (m).
- g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²).
- H_{dev} : hauteur de déversement (1,10 m).
- Q_{dev} : débit déversé (m³/s).

On isole L dans la formule :

$$L = \frac{Q_{dev}}{m \times H_{dev}^{3/2} \times \sqrt{2 \times g}}$$
$$L = \frac{0,034}{0,34 \times \sqrt{2 \times 9,81} \times 0,10^{3/2}} = 0.57m$$

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

V.2.2) Prétraitement :

V.2.2.1) Dégrilleur :

Cet ouvrage permet de stopper les déchets volumineux. Il est constitué d'un dégrilleur courbe de maille 20 mm, ce dégrilleur est installé sur le dessableur-dégraisieur.

Il sera pourvu d'une grille manuelle de by-pass dont l'écartement est assez faible pour pouvoir retenir les détritiques de petite dimension.

Les déchets seront transportés grâce à un compacteur et stockés dans une benne.

a)- surface de la grille :

$$S = \frac{Q_{ptp}}{v} \quad \text{(V.1)}$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement (m/s)

Q_{ptp} : débit de point en temps de pluie (m^3/s)

β : fraction de la surface occupée par les grilles donnée par la relation suivante :

$$\beta = \frac{d}{e + d} \quad \text{(V.2)}$$

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau V.1 : espacement et épaisseur des barreaux

Paramètres	Grilles grossières	Grilles fins
d (cm)	2	1
e (cm)	5 à 10	0.3 à 1

C : le coefficient de colmatage qui dépend de la qualité d'eau et du système de reprises des résidus.

Pour une grille manuelle : $0.1 \leq C \leq 0.3$.

___ Pour une grille mécanique : $0.4 \leq C \leq 0.5$.

Dans la STEP de KHADRA on a une grille manuelle donc : $C = 0.2$

b)- largeur des grilles :

Pour calcul de la largeur des grilles on applique cette formule :

$$L = \frac{Q_{\text{ptp}} \times \sin \alpha}{h_{\text{max}} \times V \times (1 - \beta) \times C}$$

Avec :

L : largeur des grilles

α : angle de l'inclinaison de la grille ($\alpha=60^\circ$).

h_{max} : hauteur maximale admissible sur une grille.

c)- dimensionnement du dégrilleur grossier :

Horizon 2025

paramètres	Q_{ptp} (m^3/s)	V (m/s)	α (°)	h_{max} (m)	d (cm)	e (cm)	C
Valeur	0.084	0.5	60	0.85	2	5	0.3

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

$$\beta = \frac{2}{2+5} = 0.29$$

$$S = \frac{0.084}{0.5} = 0.17 \text{ m}^2$$

$$L = \frac{0.084 \times \sin 60}{0.85 \times 0.5 \times (1-0.29) \times 0.3} = 0.804 \text{ m}$$

Horizon 2055

paramètres	Q_{pp} (m ³ /s)	V (m/s)	α (°)	$h_{\max}$ (m)	d (cm)	e (cm)	C
Valeur	0.11	0.5	60	0.85	2	5	0.3

D'où :

$$\beta = \frac{2}{2+5} = 0.29$$

$$S = \frac{0.11}{0.5} = 0.22 \text{ m}^2$$

$$L = \frac{0.11 \times \sin 60}{0.85 \times 0.5 \times (1-0.29) \times 0.3} = 1.05 \text{ m}$$

Tableau V.2 : Dimensionnement de dégrilleur fin

/	2025	2055
Surface (m ²)	0.17	0.22
Largeur (m)	0.804	1.05

d)- Dimensionnement de dégrilleur fin :

Horizon 2025

Paramètres	Q_{pp} (m ³ /s)	V (m/s)	α (°)	$h_{\max}$ (m)	d (cm)	e (cm)	C
Valeur	0.084	0.8	60	0.85	1	0.5	0.3

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

D'où :

$$\beta = \frac{1}{1+0.5} = 0.67$$

$$S = \frac{0.084}{0.8} = 0.11 \text{ m}^2$$

$$L = \frac{0.084 \times \sin 60}{0.85 \times 0.8 \times (1-0.67) \times 0.3} = 1.08 \text{ m}$$

Horizon 2055

paramètres	Q_{pp} (m ³ /s)	V (m/s)	α (°)	h_{max} (m)	d (cm)	e (cm)	C
Valeur	0.11	0.8	60	0.85	1	0.5	0.3

D'où :

$$\beta = \frac{1}{1+0.5} = 0.67$$

$$S = \frac{0.11}{0.8} = 0.14 \text{ m}^2$$

$$L = \frac{0.11 \times \sin 60}{0.85 \times 0.8 \times (1-0.67) \times 0.3} = 1.42 \text{ m}$$

Tableau V.3 : Dimensionnement de dégrilleur fin

/	2025	2055
Surface (m ²)	0.11	0.14
Largeur (m)	1.08	1.42

V.2.1.2) Dimensionnement du bassin de dessableur-déshuileur :

Pour la décantation des particules il faut vérifier la condition suivante :

$$\bar{L} < \frac{V_e}{HV_s} \quad \text{Ou} \quad V_e < V_s \quad (\text{V.3})$$

L : Longueur du bassin (m) ;

H : Profondeur du bassin (H = 1 à 3 m) ;

V_e : La vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est $V_e = (0,2 \text{ à } 0,5 \text{ m/s})$;

V_s : la vitesse de sédimentation ($V_s = 10 \text{ à } 15 \text{ m/h}$) ;

L/H : varié de 10 à 15 ;

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

T_s : le temps de séjour et compris entre 3 minute au débit de point.

Les paramètres proposés pour le dimensionnement de l'ouvrage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau : Les paramètres proposés pour le dimensionnement del'ouvrage

Paramètre	$Q_{ptp}(m^3/s)$	H(m)	$V_e(m/s)$	$V_s(m/s)$	L/H	$T_s(min)$
Valeur (2025)	0.084	1.5	0.3	0.014	10	5

- Volume du bassin : $V = Q_{ptp} \times T_s \rightarrow V = 0.084 \times (5 \times 60) = 25.2 m^3$
- Surface horizontale : $S_h = \frac{V}{H} \rightarrow S_h = \frac{25.2}{1.5} = 16.8 m^2$
- La longueur : $\frac{L}{H} = 10 \rightarrow L = 1.5 \times 10 = 15m$
- La largeur : $S_h = L \times l \rightarrow l = \frac{S_h}{L} = \frac{16.8}{15} = 1.12 m$
- Le volume d'air à insuffler dans le dessableur :

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1,5 m³ d'air / m³ d'eau

$$q_{air} = Q_{ptp} \times V$$

V : Volume d'air à injecter (m³), on prend $V=1,3 m^3$

Q_{ptp} : Débit de pointe de temps de pluie (m³/s)

$$q_{air} = 0,084 \times 1,3 = 0,1092 m^3 /s = 393.12 m^3 d'air /h$$

Vérification de la condition de dimensionnement :

$$\frac{L}{H} < \frac{V_e}{V_s} \rightarrow \frac{15}{1.5} < \frac{0.3}{0.014}$$

$10 < 21.428$: la condition de dimensionnement est vérifiée.

Paramètre	$Q_{ptp}(m^3/s)$	H(m)	$V_e(m/s)$	$V_s(m/s)$	L/H	$T_s(min)$
Valeur (2025)	0.11	1.5	0.3	0.014	10	5

- volumedu bassin : $V = Q_{ptp} \times T_s \rightarrow V = 0.11 \times (5 \times 60) = 33m^3$
- Surface horizontale : $S_h = \frac{V}{H} \rightarrow S_h = \frac{33}{1.5} = 22m^2$
- La longueur : $\frac{L}{H} = 10 \rightarrow L = 1.5 \times 10 = 15m$
- La largeur : $S_h = L \times l \rightarrow l = \frac{S_h}{L} = \frac{22}{15} = 1.47 m$
- Le volume d'air à insuffler dans le dessableur :

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1,5 m³ d'air / m³ d'eau

$$q_{air} = Q_{ptp} \times V \quad (V.4)$$

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

V : Volume d'air à injecter (m³), on prend V=1,3 m³

Q_{ptp} : Débit de pointe de temps de pluie (m³/s)

q_{air} = 0,11 × 1,3 = 0,143 m³/s = 514.8 m³ d'air /h

Vérification de la condition de dimensionnement :

$$\frac{L}{H} < \frac{V_e}{V_s} \rightarrow \frac{15}{1.5} < \frac{0.3}{0.014}$$

10 < 21.428 : la condition de dimensionnement est vérifiée.

- Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur :

Le pourcentage de MVS (matières volatiles en suspension) est obtenu en calculant le rapport (MES/DBO₅) et à l'aide de ce tableau ci-dessous :

MES/DBO ₅	1.5	1.17	1	0.83	0.67
% MVS	60	65	68	70	75

❖ En 2025 : dans notre cas le rapport MES/DBO₅=1236.98/928.3=1.33

- Par ces hypothèses on trouve :

$$\text{MES} = 65\% \text{ MVS} + 35\% \text{ MMS}$$

➔ **Les matières minérale totale :** MMS = 0.35×1236.98 =432.94 kg/j

➔ **Les matières volatiles en suspension :** MVS = 0.65×1236.98 = 804.04 kg/j

➔ **Les matières minérales éliminée par le dessableur :** MMe = 0.65×248.36 = 161.34 kg/j

➔ **Les matières minérales à la sortie du dessableur :** MMS = 248.36 – 161.34 = 87.02 kg/j

➔ **MES sortants du dessableur :** MES = MVS + MMs = 804.04 + 87.02 = 891.06 Kg/j

❖ En 2025 : dans notre cas le rapport MES/DBO₅=1692/1270.02=1.33

$$\text{MES} = 65\% \text{ MVS} + 35\% \text{ MMS (V.5)}$$

➔ **Les matières minérale totale :** MMS = 0.35×1692 =592.2 kg/j

➔ **Les matières volatiles en suspension :** MVS = 0.65×1692 = 1099.8 kg/j

➔ **Les matières minérales éliminée par le dessableur :** MMe = 0.65×339.77 = 220.85 kg/j

➔ **Les matières minérales à la sortie du dessableur :** MMS = 339.77 – 220.85 = 118.92 kg/j

➔ **MES sortants du dessableur :** MES = MVS + MMs = 1099.8 + 118.92 = 1218.72 Kg/j

Le tableau suivant résume les résultats de dimensionnement du dessableur-déshuileur pour l'horizon 2023-2053.

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau V.4 : Dimensionnement du dessableur – déshuileur

Paramètre	Unité	2025	2055
Volume (V)	m ³	9.9	13.14
Surface horizontale (Sh)	m ²	3.3	4.38
Hauteur (H)	M	3	3
Longueur (L)	M	30	30
Largeur (l)	M	0.11	0.15
Temps de séjour par temps sec (Ts)	Min	3	3
Quantité d'air à injecter (qair)	m ³ d'air/h	257.4	324
Les matières minérales totales (MM)	kg/j	432.94	592.2
Les matières volatiles en suspension (MVS)	kg/j	804.04	1099.8
Les matières minérales éliminées par le dessableur (MMe)	kg/j	161.34	220.85
Les matières minérales à la sortie de dessableur (MMs)	kg/j	87.02	118.92
Les matières en suspension à la sortie de dessableur (MES)	kg/j	891.06	1218.72

V.2.3) Traitement Primaire :

Le processus principal du traitement primaire est la décantation qui permet une séparation de deux phases liquide solide basées sur le phénomène de sédimentation pour but :

- D'éliminer 30 à 35% de la DBO5, 60% des MES et 90% des matières décantables.
- De retenir une fraction importante de la pollution organique. } D'alléger la charge du traitement biologique ultérieur.

(CHAIB A .2004, s. d.)

V .2.2.1) Dimensionnement du décanteur primaire : Dans la station d'épuration de KHADRA a un décanteur primaire de forme circulaire, car ce type présente quelques avantages par rapport au décanteur rectangulaire :

- Leurs constructions est relativement économique en raison de la faible épaisseur des parois circulaires de béton armé et de la faible densité d'armatures.
- les parties mobiles immergées ne sont pas sujettes à l'abrasion.

Le calcul du décanteur primaire se fera en fonction de la vitesse de chute limitée des particules et du temps de séjours compris entre 1 et 2 heures. (CHAIB A .2004, s. d.)

La charge superficielle (vitesse limite de chute) qui est définie par :

$$V_{lim} = Q_{ptp} / S \quad (V.6)$$

Avec :

Q_{ptp} : débit de la station.

S : surface totale Pour un réseau unitaire la vitesse limite est déterminée en fonction du rapport K: $Q_{pts}/Q_{moy.h}$

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Où :

Q_{pts} : débit de pointe par temps sec m^3 / h .

$Q_{moy.h}$: débit moyen horaire m^3 / h .

Tableau V.5 : les valeurs de la vitesse limite

K	2.5	3	5	8	10
V_{lim}	2	2.5	3.75	5	6

Horizon 2055

$Q_{ptp} (m^3 / j)$	$Q_{ots} (m^3 / j)$	$Q_{moyh} (m^3 / h)$	K	$V_{lim} (m / h)$
9892.25	6267.36	137.45	1.89	2m/h

1- Volume du décanteur :

On prendra $t_s = 1,25$ heure.

$$V = Q_{ptp} \times t_s = 216.14 \times 1.25 V = 515.22 \text{ m}^3$$

2- Hauteur du décanteur :

$$H = V / S_h = 515.22 / 206.08 \quad ; H = 2.5 \text{ m}$$

3- Le diamètre du décanteur :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{M}} = \sqrt{\frac{4 \times 515.22}{2.5 \times M}} \quad ; D = 17 \text{ m}$$

4- Détermination du temps de séjour :

- Pour le débit moyen horaire :

$$T_s = V / Q_{moy.h} = 515.22 / 137.45 \quad ; T_s = 4 \text{ h } 15 \text{ min}$$

- Pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = V / Q_{pts} = 515.22 / 261.14 \quad ; T_s = 2 \text{ h } 37 \text{ min}$$

- Pour le débit de pointe en temps de pluie :

$$T_s = V / Q_{ptp} = 515.22 / 412.18 \quad ; T_s = 1 \text{ h } 24 \text{ min}$$

Horizon 2055

$S_h (m^2)$	$V (m^3)$	$H (m)$	$D (m)$
206.08	515.22	2.5	17

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

V .2.2.2) Calcul de la quantité de boues éliminées :

On sait que la décantation primaire permet l'élimination de :

- 35% de DBO5

- 60% de MES

Connaissant les charges de pollution à l'entrée du décanteur :

- DBO5=1270.02 Kg/j

- MES1= 1218.72 Kg/j

Avec : MES1 : charge en matière en suspension à la sortie du dessableur.

- **Les charges éliminées par la décantation primaire sont :**

$$\text{DBO5}_{\text{élm}} = 0.35 \times \text{DBO5} = 0.35 \times 1270.02 = 444.51 \text{ Kg/j} \quad \text{DBO5}_{\text{élm}} = 444.51 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MES1}_{\text{élm}} = 0.60 \times \text{MES} = 0.60 \times 1218.72 = 731.23 \text{ Kg/j} \quad \text{MES}_{\text{élm}} = 731.23 \text{ Kg/j}$$

- **Les charges à la sortie du décanteur primaire :**

$$\text{DBO5}_s = \text{DBO5} - \text{DBO5}_{\text{élm}} = 1270.02 - 444.51 = 825.51 \text{ Kg/j} \quad \text{DBO5}_s = 825.51 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MES}_s = \text{MES1} - \text{MES}_{\text{élm}} = 1218.72 - 731.23 = 487.49 \text{ Kg/j} \quad \text{MES}_s = 487.49 \text{ Kg/j}$$

V .2.3) Traitement secondaire :

V .2.3.1) Dimensionnement du bassin d'aération :

C'est l'installation la plus importante de l'épuration par boues activées, c'est dans ce bassin qu'arrive d'une part les eaux usées et d'autre part les boues activées, il est considéré comme lieu privilégié de développement des bactéries grâce auxquelles s'opère l'épuration, ce processus est favorisé par les dispositifs d'agitation mécaniques des eaux ainsi que l'insufflation d'air. Le bassin d'aération choisi est de forme rectangulaire, . (HADJRABAH Mansour, s. d.)

1) Volume du bassin:

$$V = L0 / C_v = 952.2 / 1.2 = 793.5 \text{ m}^3 \quad V = 793.5 \text{ m}^3$$

On va projeter deux (2) bassins d'aération de volume : $V' = 396.75 \text{ m}^3$

2) Hauteur du bassin:

Elle est prise généralement entre 3 à 5 donc on prend : $H = 3 \text{ m}$ et 0.5 pour le débordement.

3) Surface horizontale du bassin:

$$Sh = V / h = 396.75 / 3 = 132.25 \text{ m}^2 \quad ; Sh = 132.25 \text{ m}^2$$

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

4) Largeur du bassin:

On prend : $L = 2B$, alors $S_h = 2B^2 \Rightarrow B = \sqrt{\frac{S_h}{2}} = \sqrt{\frac{132.25}{2}} ; B = 8.13$

5) Longueur du bassin :

$L = 2 \times B = 2 \times 8.13 = 16.26 \text{ m} ; L = 16.26 \text{ m}$

Alors la surface sera : $S = L \times B = 16.26 \times 8.13 = 132.19 \text{ m}^2$

6) La masse de boues dans le bassin :

$X_a = L_0 / C_m = 952.2 / 0.3 = 3174 \text{ Kg}$

7) Concentration de boues dans le bassin :

$[X_a] = X_a / V = 3174 / 793.5 = 4 \text{ Kg/m}^3 ; [X_a] = 4 \text{ g/l}$

8) Détermination du temps de séjour :

- pour le débit moyen horaire:

$T_s = V / Q_{\text{moy.h}} = 793.5 / 137.44 = 5\text{h}46\text{min} ; T_s = 3\text{h}15\text{min}$

- pour le débit de pointe en temps sec :

$T_s = V / Q_{\text{pts}} = 793.5 / 261.14 = 3\text{h}01\text{min} ; T_s = 1\text{h}47\text{min}$

Besoin en oxygène :

Les installations d'épuration biologiques fonctionnent généralement en présence d'oxygène, notant toutefois que la vitesse de dégradation dépend de la qualité d'oxygène nécessaire pour la synthèse cellulaire et la respiration endogène, cela permet de réaliser un bon contact entre l'air et l'eau, la vitesse de dissolution de l'oxygène dans l'eau dépend de : la température, l'altitude, le débit, la concentration de la pollution et la géométrie du bassin. (OFFICE INTERNATIONAL DE L'EAU., s. d.)

Les besoins en oxygène sont définis par l'expression suivante :

$$q_{O_2} = a' L_e + b' X_a \quad (\text{V.8})$$

Avec :

q_{O2} : Besoin en oxygène (Kg/j).

L_e : charges-en DBO5 éliminée (Kg/j).

X_a : la masse totale de boues présente dans le bassin d'aération (Kg).

a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution

b' : coefficient de cinétique de respiration endogène.

Le tableau suivant donne les valeurs de a' et b' suivant la charge massique appliquée

- **La quantité d'oxygène journalière est :**

$$q_{O_2} = (0.58 \times 883) + (0.10 \times 3174) = 829.54 \text{ Kg O}_2/\text{j} \quad q_{O_2} = 829.54 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

- **La quantité d'oxygène horaire :**

$$q_{O_2}(h) = q_{O_2}/24 = 829.54/24 = 34.56 \text{ Kg O}_2/\text{h} \quad q_{O_2}(h) = 34.56 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

- **La quantité d'oxygène nécessaire pour un m³ du bassin :**

$$q_{O_2}(m) = q_{O_2}/V = 829.54/793.5 = 1.04 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3.\text{j} \quad q_{O_2}(h) = 1.04 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3.\text{j}$$

- **La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe :**

$$q_{O_2}(p) = (a' \times L_e / T_d) + (b' \times X_a / 24)$$

T_d : période diurne en heures

$$T_d = 16\text{h.}$$

$$q_{O_2}(p) = (0.58 \times 883 / 16) + (0.1 \times 3174 / 24) = 45.23 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

$$q_{O_2}(p) = 45.23 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

La quantité des boues en excès : La quantité des en excès est déterminée par la relation suivante : $\Delta X = X_{\min} + X_{\text{dur}} + \alpha_m L_e - b X_a - X_{\text{eff}}$

Avec :

X_{min}: Boues minérales.

X_{dur}: Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0.3 à 0.35 de MVS.

α_m : coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/ g DBO5 éliminées).

$\alpha_m = 0.55$ (en moyenne), puisque $0.53 < \alpha < 0.56$

L_e : quantité de DBO5 à éliminer (Kg/j).

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

b: fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène. $b = b'/1.42$ tel que $b' = 0.10 \text{ k}$ (coefficient cinétique de respiration endogène). Donc : $b = 0.10/1.42 = 0.07$

Xa : masse totale de MVS dans le bassin (Kg)

Xeff : fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30 mg/l)

Alors :

La charge journalière en MES à la sortie de décanteur est Kg/j.

Les MES contiennent 30% de MM (boues minérales).

Les MES contiennent 70% de MVS (matière volatile en suspension).

$$X_{\min} = 0.3 \times 858 = 189 \text{ Kg/j.}$$

$$X_{\text{dur}} = 0.3 \times \text{MVS} = 0.3 \times (0.7 \times \text{MES}) = 0.3 \times (0.7 \times 858) = 180.18 \text{ Kg/j.}$$

$$\alpha_{\text{mLe}} = 0.55 \times 883 = 485.65 \text{ Kg/j.}$$

$$bX_a = 0.07 \times 3174 = 222.18 \text{ kg/j.}$$

$$X_{\text{eff}} = 0.03 \times Q_{\text{moy.j}} = 0.03 \times 3298.75 = 98.96 \text{ Kg/j}$$

$$\begin{aligned} \text{Soit un total de:} \quad \Delta X &= 189 + 180.18 + 485.65 - 222.18 - 98.96 = 533.69 \text{ Kg/j} \\ \Delta X &= 533.69 \text{ Kg/j} \end{aligned}$$

Concentration de boues en excès :

$$X_m = \frac{1200}{I_m}$$

X_m : concentration de boues en excès (g/l)

I_m : l'indice de Mohlman : indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette (100÷150) ml/g

Cet indice représente le volume occupé par un gramme de poids sec de boues après décantation d'une demi-heure dans une éprouvette de 1 litre

On prend : $I_m = 120 \text{ ml/g}$

D'où :

$$X_m = 1200/120 = 10 \text{ kg/m}^3 \quad \quad \quad X_m = 10 \text{ kg/m}^3$$

Le débit de boues en excès :

Ce débit est donné par :

$$Q_{\text{excès}} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{533.69}{10} = 53.36 \text{ m}^3/\text{j} \quad \quad \quad Q_{\text{excès}} = 53.36 \text{ m}^3/\text{j}$$

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

V.2.3.2) Dimensionnement du clarificateur :

Quelle que soit la filière de traitement retenue, la finalité du traitement des eaux consiste à séparer les boues de l'eau. En effet, à la sortie des bassins biologiques, l'eau épurée est mélangée à la biomasse formée. La séparation de ces éléments est réalisée dans un clarificateur où la biomasse, de densité plus élevée, va se déposer.

Les boues dans le clarificateur sont recyclées vers le bassin d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation). Les eaux épurées sont renvoyées vers le milieu naturel.

Alors, on opte pour un décanteur circulaire à fond incliné, muni d'un pont racleur de fond et de surface, conduisant les boues dans les fosses d'où elles sont reprises pour le recyclage et l'extraction de la fraction en excès. (OFFICE INTERNATIONAL DE L'EAU., s. d.)

Données :

$V_a = 2,25 \text{ m/h}$ / Le temps de séjour : $T_s = (1.5 \div 2)$ heures,

on prend $T_s = 1,5 \text{ h}$ $Q_{ptp} = 412.18 \text{ m}^3/\text{j}$

1) Le volume du clarificateur :

$$V = Q_{ptp} \times T_s = 412.18 \times 1.5 = 618.27 \text{ m}^3 \quad ; V = 618.27 \text{ m}^3$$

2) La surface horizontale du décanteur:

$$S_h = Q_{ptp} / V_a = 412.18 / 2.25 = 183.19 \text{ m}^2 \quad ; S_h = 183.19 \text{ m}^2$$

3) La hauteur du décanteur :

$$H = V / S_h = 618.27 / 183.19 = 3.38 \text{ m} \quad ; H = 3.38 \text{ m}$$

4) Le diamètre du décanteur :

$$D = \sqrt{\frac{V}{H \cdot M}} = \sqrt{\frac{4 \times 618.27}{3.38 \times M}} \quad ; D = 16 \text{ m}$$

5) Temps de séjours :

- Pour le débit moyen horaire :

$$T_s = V / Q_{moy.h} = 618.27 / 137.45 = 4 \text{ h } 30 \text{ min} \quad ; T_s = 4 \text{ h } 30 \text{ min}$$

- Pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = V / Q_{pts} = 618.27 / 261.14 = 2 \text{ h } 23 \text{ min} \quad ; T_s = 2 \text{ h } 23 \text{ min}$$

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

- Pour le débit de pointe en temps de pluie :

$$T_s = V/Q_{\text{ptp}} = 618.27/412.18 = 1 \text{ h } 30 \text{ min}$$

$$; T_s = 1 \text{ h } 30 \text{ min}$$

Horizon 2055

$S_h(\text{m}^2)$	$V(\text{m}^3)$	$H(\text{m})$	$D(\text{m})$
183.19	618.27	3.38	16

V.2.3.3) Le bassin de désinfection :

La désinfection est un traitement visant à éliminer les micro-organismes pathogènes, bactéries, virus et parasites ainsi que la majorité des germes banals moins résistants. C'est le moyen de fournir une eau bactériologiquement potable, tout est maintenant un pouvoir désinfectant suffisamment élevé pour éviter les reviviscences bactériennes dans les réseaux de distribution.

La désinfection est une post-oxydation. Elle est assurée par des oxydants chimiques tels que le chlore Cl_2 , le dioxyde de chlore ClO_2 , l'ozone O_3 , et dans certains cas, par un procédé physique comme le rayonnement UV.

En Algérie, l'hypochlorite de sodium (eau de javel) est le produit désinfectant le plus utilisé dans les stations d'épuration à cause de sa disponibilité sur le marché et son faible coût.

Dose du chlore à injecter :

La dose du chlore nécessaire dans les conditions normales pour un effluent traité est de 5 à 10 .mg/l pour un temps de contact de 30 minutes.

On utilise une dose de 10 mg/l pendant un temps de contact de 30 minutes.

1) La dose journalière :

$$D_{\text{journalière}} = Q_{\text{moy.j}} \times [\text{Cl}_2] = 3298,75 \times 0.01 = 32,9875 \text{ Kg/j}$$

2) La quantité d'hypochlorite nécessaire :

$$1 \text{ m}^3(\text{NaClO}) \longrightarrow 63.4 \text{ Kg de } \text{Cl}_2$$

$$Q_j \longrightarrow 32,9875 \text{ kg/j}$$

$$Q_j = 32,9875 / 63.4 = 0,52 \text{ m}^3(\text{NaClO})/\text{j} = 21,67 \text{ l/h}$$

3) La quantité annuelle d'hypochlorite :

$$Q_a = Q_j \times 365 = 0,52 \times 365 = 189,8 \text{ m}^3(\text{NaClO})/\text{ans}$$

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Dimensionnement de bassin de désinfection :

Horizon 2055 :

1) Le volume du bassin :

$$V = Q_{\text{ptp}} \times T_s \quad \text{avec : } T_s = 30 \text{ min}$$

$$V = 396 \times 30 / 60 = 198 \text{ m}^3$$

2) La hauteur du bassin :

On fixe $H = 4 \text{ m}$

3) La surface horizontale du bassin :

$$S_h = V / H = 198 / 4 = 49,5 \text{ m}^2$$

4) La largeur et la longueur :

$$l = \sqrt{S_h / 2} = \sqrt{49,5 / 2} = 4,97 \text{ m}$$

$$L = 2 \times l = 2 \times 4,97 = 9,95 \text{ m}$$

	Unité	2025	2055
La dose de Cl_2	mg/l	10	10
Le temps de séjour T_s	Min	30	30
La dose journalière du chlore D_j	Kg/j	24,11	32,9875
La quantité d'hypochlorite nécessaire Q_j	L(Naclo)/h	15,83	21,67
La quantité annuelle d'hypochlorite Q_a	$\text{m}^3(\text{Naclo})/\text{ans}$	138,7	189,8
Le volume V	m^3	86,4	198
La surface horizontale S_h	m^2	21,6	49,5

V.3) Traitement des boues :

La production de boues d'épuration résultant du traitement biologique des eaux est en croissance. La gestion de ces boues est devenue un enjeu environnemental de premier ordre.

Compte tenu de l'interdiction de mettre en décharge des produits dits non ultimes, les deux issues majeures pour les boues sont la valorisation énergétique et la valorisation agricole.

Le traitement des boues consiste donc tout d'abord à diminuer leur teneur en eau et à réduire de manière efficace leur charge polluante et fermentescible. Il s'agit de les préparer à une étape ultime de valorisation ou d'élimination. Les principales techniques qui peuvent être complémentaires

(OFFICE INTERNATIONAL DE L'EAU., s. d.)

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

➤ **Epaississement:**

L'épaississement constitue la première étape de la plupart des filières de traitement des boues, cette étape permet l'élimination de l'excédent en eau et d'augmenter la teneur en matière solide de la boue. Elle est réalisée par décantation et flottation. (E. Haouati 2005., s. d.)

➤ **Stabilisation:**

La stabilisation est un processus qui limite les fermentations en vue de favoriser la valorisation agricole des boues. On distingue les stabilisations chimiques ou biologiques. Pour ce dernier cas, les phénomènes peuvent être aérobies (présence d'oxygène) ou anaérobies (absence d'oxygène), il s'agit alors de l'étape de digestion des boues. (J. Bontoux 1993, s. d.)

➤ **Déshydratation:**

Les procédés de déshydratation ont pour objectif de faire passer la boue de l'état liquide à une consistance plus ou moins solide, qui devra évidemment reprendre aux exigences de désinfection choisie.

La filière de traitement des boues choisie pour notre STEP sera comme suit :

☞ Un épaisseur des boues circulaire.

☞ Une déshydratation sur lit de séchage.

V.3.1) Dimensionnement de l'épaisseur :

L'épaisseur sera dimensionné on fonction des charges polluantes éliminées dans le décanteur primaire et secondaire. (OFFICE INTERNATIONAL DE L'EAU., s. d.)

1) La production journalière des boues :

- Boues issues du décanteur primaire :

$$\Delta X_p = \text{DBO}_5 \text{ élm} + \text{MES}_{\text{élm}} = 444.51 + 731.23 = 1175.74 \text{ Kg/j}$$

$$\Delta X_p = 1175.74 \text{ Kg/j}$$

- Boues issues du décanteur secondaire :

$$\Delta X_s = 533.69 \text{ Kg/j (représente les boues en excès)}$$

$$\Delta X_s = 533.69 \text{ Kg/j}$$

- La quantité totale journalière des boues :

$$\Delta X_t = \Delta X_p + \Delta X_s = 1175.74 + 533.69 = 1709.43 \text{ Kg/j}$$

$$\Delta X_t = 1709.43 \text{ Kg/j}$$

2) Calcul du débit journalier reçu par l'épaisseur :

- La concentration des boues :

A l'entrée de l'épaississement les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

- boues primaire : $S_1 = (20 \div 30) \text{ g/l}$, on prendra $S_1 = 25 \text{ g/l}$
- boues secondaire : $S_2 = (10 \div 30) \text{ g/l}$, on prendra $S_2 = 10 \text{ g/l}$

- le débit arrivant du décanteur primaire :

$$Q_1 = \Delta X_p / S_1 = 1175.74 / 25 = 47.029 \text{ m}^3/\text{j} \quad Q_1 = 47.029 \text{ m}^3/\text{j}$$

- le débit arrivant du décanteur secondaire :

$$Q_2 = \Delta X_s / S_2 = 533.69 / 10 = 53.369 \text{ m}^3/\text{j} \quad Q_2 = 53.369 \text{ m}^3/\text{j}$$

- le débit total :

$$Q_t = Q_1 + Q_2 = 47.029 + 53.369 = 100.398 \text{ m}^3/\text{j} \quad Q_t = 100,398 \text{ m}^3/\text{j}$$

3) la concentration du mélange:

$$[S] = \Delta X_t / Q_t = 1709.43 / 100,398 = 17.026 \text{ kg/m}^3 \quad [S] = 17,026 \text{ kg/m}^3$$

4) le volume de l'épaississeur:

$$V = Q_t \times T_s = 100.398 \times 3 = 301,194 \text{ m}^3 \quad V = 301.194 \text{ m}^3$$

T_s : temps de séjours (1 à 15 j), on prendra : $T_s = 3\text{j}$.

5) la surface horizontale :

Pour une de $H = 4\text{m}$ on calcule :

$$S_h = V / H = 301.194 / 4 = 75.298 \text{ m}^2 \quad S_h = 75.298 \text{ m}^2$$

6) Le diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4V}{H \cdot \pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 301.194}{4 \times 3.14}} \quad ; D = 9.791 \text{ m}$$

V.3.2) Dimensionnement des lits de séchage :

Le dimensionnement de cet ouvrage se fait par la quantité de boues refoulées vers l'épaississeur qui est égale à **1709.43 Kg/j**.

1) Volume d'un lit:

- e : l'épaisseur maximale des boues qui est comprise entre (20 à 30) cm, on prend : $e = 25 \text{ cm}$
- La longueur $L = (20 \text{ à } 30) \text{ m}$, on prend : $L = 30 \text{ m}$.
- Hauteur : $H = 1 \text{ m}$.
- Largeur : $B = 15 \text{ m}$.

$$V = L \times B \times e = 30 \times 15 \times 0.25 = 112.5 \text{ m}^3 \quad V = 112.5 \text{ m}^3$$

La concentration de boues activées épaissies est de 20 à 50 g/l .

En prenant une concentration de 25 g/l le volume journalier des boues épandues sera :

$$V_e = \Delta X_t / 25 = 1709.43 / 25 = 68.377 \text{ m}^3/\text{j} \quad V_e = 68.377 \text{ m}^3/\text{j}$$

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

2) Volume des boues épandues par lit et par an :

On admet que le lit sert 12 fois par an :

$$\text{Donc : } V_a = 12 \times V = 12 \times 112.5 = 1350 \text{ m}^3$$

$$V_a = 1350 \text{ m}^3$$

3) Volume de boues sécher par an :

$$V_{an} = V_e \times 365 = 68.377 \times 365 = 24957.605 \text{ m}^3/\text{an}$$

$$V_{an} = 24957.605 \text{ m}^3/\text{an}$$

4) Nombre de lits nécessaire :

$$N = V_{an} / V_a = 24957.605 / 1350 = 19 \text{ lits}$$

$$N = 19 \text{ lits}$$

La surface totale des lits de séchage sera : $S_t = L \times B \times N = 30 \times 15 \times 19 = 8550 \text{ m}^2$.

V.4) Conclusion :

En conclusion, le dimensionnement des ouvrages d'une STEP nécessite une approche holistique qui intègre des considérations techniques, environnementales et opérationnelles. Un dimensionnement précis et bien pensé garantit le bon fonctionnement de la station d'épuration tout en minimisant les impacts négatifs sur l'environnement et en assurant une durabilité à long terme du système.

Chapitre VI :

Organisation du chantier

Chapitre VI : Organisation de chantier

VI.1) Introduction :

Après avoir établi les différentes chaînes de traitement d'eau usée, on doit faire une évaluation économique prendre une décision finale du choix de la variante la plus économique. De ce fait, on doit évaluer sur le plan économiques les deux variantes étudiées précédemment et qui sont la moyenne et la faible charge.

Ce qui nous permettra de confirmer notre choix de façon idoine.

Le coût estimatif du projet est établi sur la base du coût du mètre cube (m^3) d'eau épurée.

Ce coût est composé de :

Le coût d'investissement:

- Coût des travaux de génie civil (terrassement et coût des ouvrages en béton).
- Les équipements (racleurs, turbine, pompes aérateurs, tuyauterie...).

$$CT_i = C_{gc} + C_{eq} + C_{vrd}$$

Le coût de fonctionnement:

- Coût d'exploitation courante.
- Coût de renouvellement du matériel électromécanique.
- Frais financiers et de la main d'œuvre.

VI.2) Coût de la variante à moyenne charge :

VI.2.1) Coût d'investissement :

VI.2.1.1) Coût de terrassement :

L'épaisseur de la couche végétale sera estimée à 30 cm.

Le prix du mètre cube de terrassement sera évalué à 300 DA (donnée par bureau d'étude) On calculera le volume de la couche végétale par l'expression :

$$V = 0.3 \times Sh_i \quad (VI.1)$$

Avec : V : volume de terrassement de l'ouvrage considéré.

Sh_i : surface horizontale de l'ouvrage considéré.

Le coût d'un ouvrage sera donc :

$$C = 300 \times V \quad (VI.2)$$

Chapitre VI : Organisation de chantier

Tableau VI.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage.

Ouvrages	Nombre	Volume (m ³)	Coût (DA)
-Déssableur-déshuileur	01	13.14	3942
-Décanteur primaire	01	515.22	154566
-Bassin d'aération	02	396.75	238050
-clarrificateur	01	618.27	185481
-Bassin de désinfection	01	198	59400
-Epaississeur	01	301.194	90358.2
-Lit de séchage	19	112.5	641250

Donc le coût total du terrassement est $C_{terr} = 1373047.2 \text{ DA}$

VI.2.1.2) Coût du béton armé :

Le coût du béton revient actuellement à $P_u = 20000 \text{ DA/m}^3$.

$$C_b = P_u \times V_{tb} \quad (\text{VI.3})$$

C_b : le coût du béton.

V_{tb} : le volume total du béton.

Epaisseur des murs de l'ouvrage e_m : (0.15 à 0.5) m.

Epaisseur en radiers de l'ouvrage e_r : (0.3 à 0.4) m.

Calcul du volume de béton armé:

Le volume total du béton pour chaque ouvrage sera la somme des deux volumes :

$$V_{tb} = V_r + V_m \quad (\text{VI.4})$$

Tel que :

$$V_r = S_h \times e_r \quad (\text{VI.5}) \quad V_m = P \times H \times e_m \quad (\text{VI.6})$$

On prend :

L'épaisseur du mur $e_m = 0.5 \text{ m}$

L'épaisseur du radier $e_r = 0.4 \text{ m}$

V_r : volume du radier.

V_m : volume du mur.

P : périmètre de l'ouvrage.

H : Hauteur de l'ouvrage

Chapitre VI : Organisation de chantier

Tableau VI.2 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage.

OUVRAGES	NOMBRE	Vr (m³)	Vm (m³)	Vtb (m³)	Cout (DA)
-Déssableur-déshuileur	01	27,68	29,415	57,095	1084805
-Décanteur primaire	01	249,773	109,575	359,348333	6827618,33
-Bassin d'aération	02	49,82	71,01	120,83	2295770
-Clarificateur	01	199,824	148,48125	348,30525	6617799,75
-Bassin de désinfection	01	62,444	105,96	168,404	3199676
-Epaississeur	01	30,744	62,1	92,844	1764036
-Lit de séchage	19	3780	180	3960	75240000

Coût total du béton armé est **C_{ba} = 97029705,1 DA**

VI.2.1.3) Coût total du génie civil :

Le total du génie civil est la somme des deux coûts calculé précédemment :

$$C_{gc} = C_{terr} + C_{ba} = 1373047.2 + 97029705,1 = \mathbf{98402752,3 \text{ DA}}$$

VI .1.2.4) Coût des VRD :

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil donc :

$$C_{VRD} = 0.25 \times 98402752,3 = \mathbf{24600688.08 \text{ DA}}$$

VI .1.2.5) Coût des équipements électromécaniques et électriques et des installations hydromécaniques :

Il est estimé à 40% du ($C_{gc} + C_{VRD}$)

$$C_{eq} = 0.4 \times (98402752,3 + 24600688.08) = \mathbf{49201376.15 \text{ DA}}$$

VI .1.2.6) Coût total des investissements de la station :

$$C_{Ti} = C_{gc} + C_{VRD} + C_{eq} = 98402752.3 + 24600688.08 + 49201376.15 = \mathbf{172204816.5 \text{ DA}}$$

Chapitre VI : Organisation de chantier

VI.1.3) Coût de fonctionnement :

VI .1.3.1) Le coût de main d'œuvre :

Le coût de main d'œuvre est estimé à 5% du coût d'investissement :

$$C_{m.o}=0.05 \times C_{Ti}= 0.05 \times 172204816.5 = \mathbf{8610240.825 \text{ DA}}$$

VI .1.3.2) Le coût de l'énergie (consommation électrique) :

Les frais d'énergie sont calculés par l'expression suivante :

$$C_e = P_u \times E_c \quad (\text{VI.8})$$

P_u : prix unitaire du kwh, $P_u = 4.18 \text{ DA}$.

E_c : énergie totale consommée (kwh), $E_c = 1.5 \text{ kwh/m}^3$

$$C_{ea} = Q \times C_e = Q_a \times (P_u \times E_c)$$

Q_a : le débit annuel qui sera traité en 2055 est égal à $4850.7 \text{ m}^3/\text{j}$

$$C_{ea} = 4850.7 \times 365 \times 4.18 \times 1.5 = \mathbf{11101069.49 \text{ DA}}$$

VI .1.3.3) Le coût des réactifs chimiques :

La consommation en hypochlorite de sodium est égale à $55,2 \text{ Kg/j}$.

Le prix du Kg d'hypochlorite de sodium est estimé à 14 DA

Donc :

$$C_{rc} = P_u \times \text{consommation annuelle en hypochlorite de sodium.}$$

$$C_{rc} = 55,2 \times 365 \times 14 = \mathbf{282072 \text{ DA}}$$

VI .1.3.4) Le coût de renouvellement du matériel électromécanique :

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$C_{rm} = 0,05 \times 172204816.5 = \mathbf{8610240.825 \text{ DA}}$$

VI .1.3.5) Le coût des frais financiers :

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$$C_{ff} = 0,05 \times 172204816.5 = \mathbf{8610240.825 \text{ DA}}$$

VI.1.3.6) Le coût de fonctionnement total :

$$C_{Ft} = C_{mo} + C_e + C_{rc} + C_{rm} + C_{ff} = 11101069.49 + 282072 + (8610240.825 \times 3)$$

$$C_{Ft} = 37213863.97 \text{ DA}$$

VI .1.4) Calcul du prix du m³ d'eau traitée :

Le coût d'amortissement annuel :

$$C_{aa} = C_{Ti} / t \quad (\text{VI.9})$$

Avec :

t : durée d'amortissement t= 30 ans.

Donc :

$$C_{aa} = 172204816.5 / 30 = 5740160.55 \text{ DA}$$

➤ Coût annuel de la station :

$$C_{TS} = C_{aa} + C_{ft} = 5740160.55 + 37213863.97 = 42954024.52 \text{ DA}$$

VI .1.5) Calcul du prix du m³ d'eau épurée :

Le volume total annuel d'eau épurée en l'an 2055 est :

$$V_{an} = 4850.7 \times 365 = 1770505.5 \text{ m}^3.$$

Le coût du m³ épurée C_e se calcul alors :

$$C_e = C_{TS} / V_{an} = 42954024.52 / 1770505.5$$

$$C_e = 24.2608 \text{ DA}$$

Tableau VI.3 : résultats de la variante à moyenne charge.

Désignation	unité	Coûts
1. Coût d'investissement		
1.1. Coût de terrassement	DA	1373047.2
1.2. Coût total du béton armé	DA	97029705,1
1.3. Coût total de génie civil	DA	98402752,3
1.4. Coût des VRD	DA	24600688.08
1.5. Coût des équipements électromécaniques et électriques et des installations hydromécaniques	DA	55136165,78
Coût total des investissements de la station	DA	172204816.5
2. Coût de fonctionnement		
2.1. Coût de main d'œuvre	DA	8610240.825
2.2. Coût de l'énergie	DA	11101069.49
2.3. Coût des réactifs chimiques	DA	282072
2.4. Coût de renouvellement du matériel électromécanique	DA	8610240.825
2.5. Coût des frais financiers	DA	8610240.825
Coût de fonctionnement total	DA	37213863.97
3. Coût d'amortissement	DA	5740160.55
4. Coût total de la station	DA	42954024.52
5.TVA 19%	DA	8161264.65
6. Coût total de TTC		511152589.17
7. Coût de m ³ d'eau épurée	DA	24.2608

Conclusion :

À l'issue de l'étude technico-économique réalisée, il ressort que le projet de station d'épuration étudiée présente un compromis intéressant entre le coût d'investissement, le coût d'exploitation et les performances épuratoires. En effet, l'évaluation financière montre que le coût global de la station ainsi que le prix de revient du mètre cube d'eau traité, notamment en régime de charge moyenne, demeurent dans une fourchette économiquement convenable et compétitive par rapport aux solutions alternatives.

Conclusion générale :

L'objectif du traitement des eaux usées est de purifier l'eau afin qu'elle réponde aux normes légales Pour être rejetée en toute sécurité dans l'environnement naturel ou réutilisées dans des programmes de gestion de l'eau, comme le recyclage.

Dans le même esprit, notre objectif principal consiste à concevoir la station d'épuration des eaux usées Pour la commune de KHADRA (W.MOSTAGANEM). Cette station, une fois conçue, traitera les eaux résiduaires provenant d'une population croissante, passant de 23639 à 32338 habitants d'ici 2025 et 2055.

Le processus de traitement des eaux usées pour la future station débute par une phase de purification physique de toutes les eaux entrantes, suivie d'une étape de purification biologique utilisant la méthode des boues activées, et se termine par une désinfection.

En fin, il est essentiel de souligner que l'efficacité et la durabilité d'une station d'épuration sont étroitement liées à son entretien et à sa gestion.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE :

Office national de l'assainissement de Mostaganem (ONA)

Joseph pronost et Rakha pronost,

Station d'épuration :disposition constructive pour améliorer leur fonctionnement et faciliter leur exploitation, december 2002.

CHAIB A .2004

bioépuration par lagunage .bulletin des energies renouvelables n 5

COMMISSION EUROPEENNE 2001

procédés extensifs d'épuration des eaux usées adaptés aux petites et moyennes collectivités, office des publications officielles des communautés européennes, Luxembourg,.

HADJRABAH Mansour

Contribution à l'étude de traitabilité de la station d'épuration de Réghaia. PFE, (ENP) promotion 2004/2005

Mr. BOUCELHA M Mr. HIDRA H 2018 – 2019

Mémoire master :Etude des performances de la station d'épuration de la commune de Sidi Ali (W Mostaganem)

BALEH Kahina S .HOULI 2011

Conception de la station d'épuration de La ville d'azazga (w Tizi ousou), MFE, ENSH, promotion 2011

ABDELKADER GAÏD 1984

Épuration biologique des eaux usées urbaines, tome 2, office de publication universitaire, Alger, 260 p.

OFFICE INTERNATIONAL DE L'EAU.

conception / dimensionnement : Le traitement par boues activées. RP F7.doc\05/04/2005

E. Haouati 2005.,

Etude de Réhabilitation et d'extension de la station d'épuration de la ville de Djelfa, Mémoire de fin d'études, Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique Abdallah Arbaoui,

D. Gaujous 1995.

La pollution des milieux aquatiques : aide-mémoire. Edition Technique et Documentation Lavoisier,

J. Bontoux 1993,

Introduction à l'étude des eaux douces : eaux naturelles, eaux usées, eaux de boisson. Qualité et santé. Edition Cebedoc, Liège,.

M. Satin et B. Selmi, 2006

Guide Technique de l'Assainissement 3e Edition, Le Moniteur,.

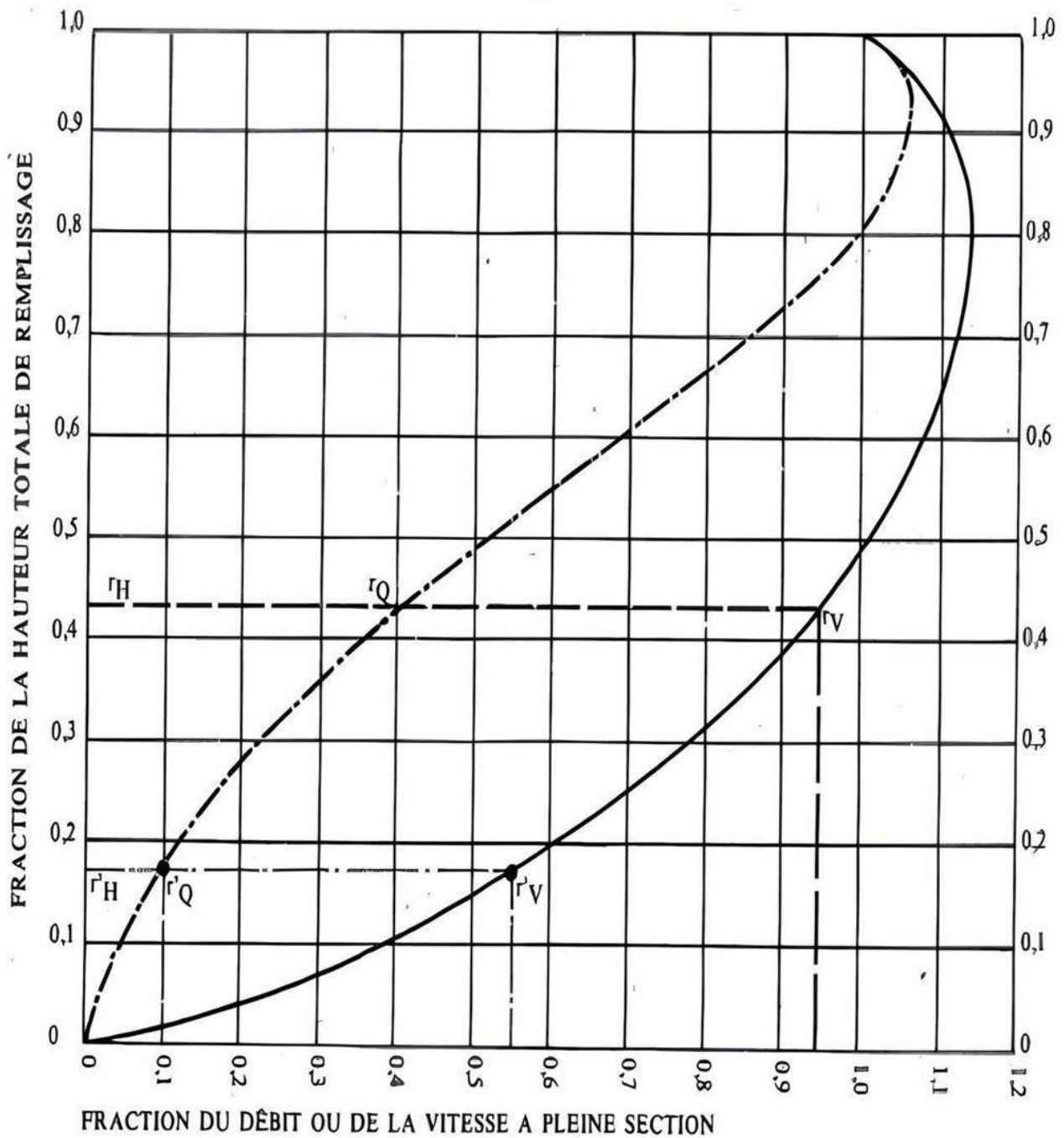
ANNEXE

Annexe 01

Variation des débits et vitesses en fonction du remplissage ouvrage circulaire (KERLOC'H B, MAELSTAF D, 1977)

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

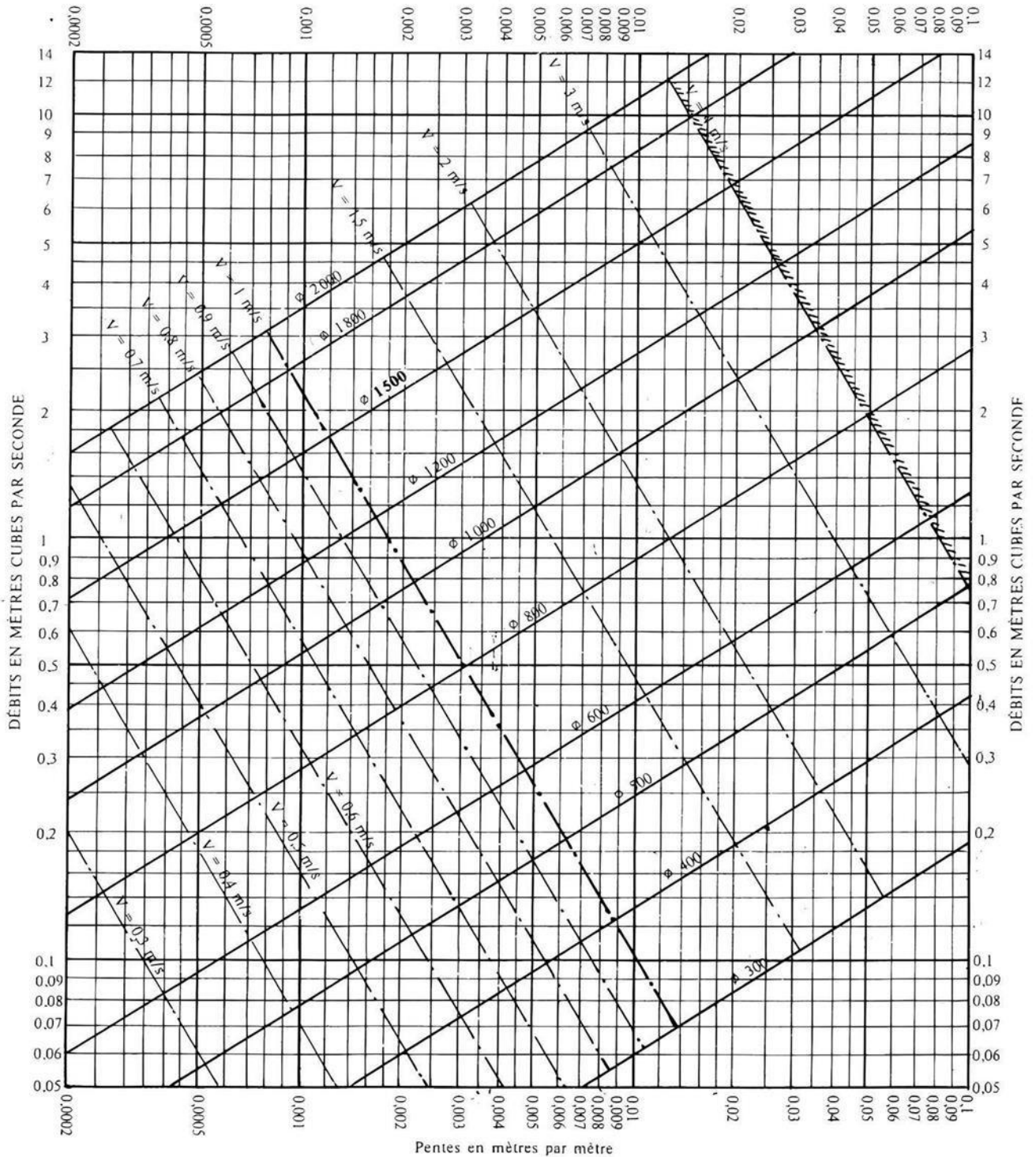
a) Ouvrages circulaires



Annexe 02

Abaque pour réseau pluviaux en système unitaire ou séparatif canalisation circulaire (KERLOC'H B, MAELSTAF D, 1977)

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires)



Nota. — La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($V = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.