

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-  
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

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

**Option : ASSAINISSEMENT**

**THEME :**

**DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU SYSTEME  
D'ASSAINISSEMENT DE LA COMMUNE DU CHETTIA  
(W.CHLEF)**

**Présenté Par :**

TAHRI Malika

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M. MEDDI Hind	M.C.A	Président
M.SALHI Chahrazed	M.A.A	Examineur
M. HACHEMI Abdelkader	M.C.B	Examineur
M.KHALED/HOULI Samia	M.A.A	Examineur
M.SALAH Boualem	Professeur	Promoteur

**Session 2017- 2018**

## ∞ Remerciements ∞

*Avant tout, je remercie le bon Dieu qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de force et de sagesse, ainsi la bonne volonté pour achever ce modeste travail.*

*Mes profonds remerciements s'adressent à mon promoteur Pr. B. SALAH, qui s'est toujours montrée disponible et à l'écoute tout au long de l'élaboration de ce mémoire, et pour l'aide qu'il m'a offert durant la période de la réalisation de ce travail.*

*A l'ensemble des ingénieurs du centre d'assainissement de CHLEF qui m'ont aidé.*

*A monsieur H. AHMEEB LKHAL pour sa disponibilité et son soutien tout au long de la réalisation de ce travail.*

*A Madame H. MEDDI qui me fait l'honneur de présider mon jury. A monsieur A. HACHEMI, madame S. HOULI et madame C. Salhi qui m'ont fait l'honneur d'examiner mon travail. Je les remercie également de m'avoir enseignées durant mon cursus universitaire.*

*Mes remerciements vont à tous les enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique et particulièrement à ceux et celles qui ont contribué à ma formation.*

*TAHRI Malika*

# œ Dédicace œ

*Je dédie ce mémoire en priorité à ma famille :*

*Ma mère OUZINA et Ma sœur SOUMIA*

*Qui m'ont toujours guidés et orientés sans jamais se lasser et en particulier pour leurs encouragements durant tout mon cursus universitaire. Recevez à travers ce modeste travail l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude. Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent que vous m'avez donné.*

*Je tiens également à dédier ce mémoire à ma grand-mère FAFÀ*

*ET À MES AMIES.*

*Merci à tous ceux qui m'ont soutenue au cours de la réalisation de ce mémoire*

*TAHRI Malika*

## ملخص

تعرف بلدية الشطية المتواجدة بولاية شلف تطورا ملحوظا في عدد السكان و الذي أدى إلى زيادة كمية مياه الصرف كما تشهد خلال الفترة الممطرة فيضانات تعقد الحياة اليومية للسكان .  
الهدف من هذه الدراسة هو تحسين نظام الصرف الصحي بالمدينة و إيجاد حل للفيضانات و ذلك من خلال القيام بعملية تشخيص لمعرفة نقاط الخلل في شبكة مياه الصرف الصحي ومياه الأمطار و قدرة هذا الأخير .  
بغرض تحقيق الأهداف المسطرة يقوم عملنا على التشخيص الفيزيائي و الهيدروليكي المتعلق بنظام الصرف من اجل معرفة سلوك الشبكة و قد تم تحديد عدة نقاط ضعف منها الميول السالبة إلى أقطار غير كافية في نهاية هذه الدراسة قمنا باقتراح تجديد المخطط الذي سيؤدي إلى ضمان السير الحسن للشبكة .

## Résumé :

La commune de CHETTIA située dans la wilaya de CHLEF connaît un développement de la population considérable ce qui engendre une augmentation de la quantité des rejets ainsi qu'un problème d'inondation et débordement bloquant toute activité.

Le but de cette étude est d'améliorer le système d'assainissement de la ville et de trouver une solution contre les inondations à partir d'un diagnostic pour connaître les points de dysfonctionnement du réseau d'eaux usées et d'eaux pluviales et la capacité de ce dernier.

Pour atteindre les objectifs de cette étude un diagnostic physique et hydraulique a été fait afin de connaître le comportement du réseau d'assainissement ou des contre pentes et un sous dimensionnement des conduites a été détecté de ce fait on a proposé une rénovation de système d'assainissement pour garantir le bon fonctionnement.

## Abstract:

The commune of CHETTIA located in the city of CHLEF knows a considerable development of population which generates an increase of the quantity of the rejections as well as the problem of flood and overflow blocking all activity.

The purpose of this study is to improve the sanitation system of the commune and find a solution against floods based on diagnosis to identify the dysfunction of waste water network its capacity and rainwater.

In order to achieve the objectives of this study a physical and hydraulic diagnosis was made in order to know the behavior of the drainage network. Several negatives slopes and under estimated diameters were detected .finally, we proposed a renovation of sanitation system to ensure an adequate functioning.

# Table des matières

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
I.2. Situation de la zone d'étude :	Erreur ! Signet non défini.
I.2.1. Situation géographique :	Erreur ! Signet non défini.
I.2.2. Situation topographique :	Erreur ! Signet non défini.
I.2.3. Analyse géologique :	Erreur ! Signet non défini.
I.2.4. Contexte climatique :	Erreur ! Signet non défini.
I.2.5. Population :	Erreur ! Signet non défini.
I.2.6. Les équipements :	Erreur ! Signet non défini.
I.3. Situation hydraulique :	Erreur ! Signet non défini.
I.3.1. Alimentation en eau potable :	Erreur ! Signet non défini.
I.3.2. Assainissement :	Erreur ! Signet non défini.
I.4. Conclusion :	Erreur ! Signet non défini.

## Chapitre II: Etude hydrologique

II.1. Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
II.2. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :	Erreur ! Signet non défini.
II.3. Analyse et choix des données :	Erreur ! Signet non défini.
II.4. Vérification de l'homogénéité de la série :	Erreur ! Signet non défini.
II.5. Choix de la loi d'ajustement :	Erreur ! Signet non défini.
II.5.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :	Erreur ! Signet non défini.
II.5.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON :	Erreur ! Signet non défini.

II.6. Contrôle de l'ajustement : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.7. Pluie de courte durée : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.8. Conclusion : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

### **Chapitre III: Diagnostic du système d'évacuation existant**

III.1. Introduction : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.2. Aperçu général du réseau d'assainissement existant : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3. Diagnostic : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.1. Diagnostic physique : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.2. Diagnostic hydraulique : ..... 31

III.4. Recommandation : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5. Conclusion : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

### **Chapitre IV: Calcul de base**

IV.1. Introduction : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.2. Evaluation de la population: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.3. Délimitation des sous bassins : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.4. Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.4.1. Système séparatif : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.4.2. Système unitaire	.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.4.3. Système mixte	.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.4.4. Système pseudo séparatif	.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.4.5. Système composite	.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.4.6. Systèmes spéciaux	.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.5- Choix du système d'évacuation :	.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.6. Schémas d'évacuation	.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.7. Choix du schéma du réseau d'évacuation	.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.8. Choix du coefficient de ruissellement :	.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.9. Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :	.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.9.1. Coefficient de ruissellement pondéré:	.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.9.2. Calcul de la densité partielle :	.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.10 Conclusion :	.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## **Chapitre V: Evaluation des débits**

V.1. Introduction :	.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2. Evaluation des débits d'eaux usées :	.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.1. Généralités :	.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.2. Nature des eaux usées à évacuer :	.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.3. Consommation en eau potable :	.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.4. Estimation des débits d'eaux usées :	.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

V.2.4.1. Estimation des débits d'eaux usées domestiques : ..	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.5. Evaluation des débits des équipements : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.2.6. Evaluation du débit moyen journalier et le débit rejeté:	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3. Evaluation des débits d'eaux pluviales : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.1.Méthode rationnelle : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.1.1. Les hypothèses de la méthode rationnelle : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.1.2. Validation de la méthode rationnelle: .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3.1.3. Temps de concentration : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.3. Evaluation Des débits des eaux parasites .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.4. Evaluation des débits totaux.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
V.5. Conclusion.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## **Chapitre VI: Calcul hydraulique du réseau**

VI.1. Introduction.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.2. Conditions d'implantation des réseaux.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.3. Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.4. Mode de calcul .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VI.5. Conclusion .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## **Chapitre VII: Dimensionnement d'une station de refoulement**

VII.1. Introduction .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.2. Choix de la variante de la trace de refoulement et l'emplacement de la station de refoulement.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.2.1. Les stations de refoulement : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>



VII.2.2. Exigences principales soumises à la station de refoulement :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.2.3. Choix de l'emplacement de la station de refoulement :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.2.4. Donnée de base initiale :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.2.5. Calcul de la hauteur manométrique totale :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.3. Dimensionnement de la bache de stockage	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.3.1. Volume de la bache :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.3.2. Surface de la bache :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.3.3. Longueur et largeur de la bache :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.4. Choix des équipements hydromécanique et énergétique	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.4.1. Détermination de nombre de pompes :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.4.2. Les critères à respecter dans le choix :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.4.3. Choix du nombre de pompe centrifuge suivant le catalogue :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.4.4. Calcul du rendement de la station :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.4.5. Choix du moteur électrique :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.4.6. Equipement hydrauliques en aval des pompes :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.4.7. Les accessoires :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.5 Appareillage de commande	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.6. Dimensionnement du Bâti de la station de refoulement	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.6.1. Les types du bâtiment de la station de refoulement :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.6.2. Modalité de construction du bâtiment :	69
VII.6.3. Choix du bâtiment :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.6.4. Consigne à respecter lors du dimensionnement :	70
VII.7. Choix de nombre de collecteur de refoulement et leur dimensionnement	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.7.1. Choix du tracé :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.7.2. Choix du matériau de la conduite :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.7.3. Diamètre économique de la conduite (Partie refoulement) :	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.8. Conclusion	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## Chapitre VIII : Les éléments du réseau d'évacuation

VIII.1.	
Introduction .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.2. Les ouvrages principaux .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.2.1. Les canalisations : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.2.2. Critères de choix de matériaux La canalisation d'assainissement doit essentiellement : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.2.3 . Les joints des conduites en béton armé : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.2.4. Différentes actions supportées par la conduite : .....	81
VIII.2.5. Essais des tuyaux préfabriqués : .....	81
VIII.3. Les ouvrages annexes .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.3.1. Les ouvrages normaux : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.3.1.1. Les branchements : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.3.1.2. Les bouches d'égout : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.3.1.3. Les caniveaux : .....	83
VIII.3.1.4. Les regards : .....	83
VIII.3.2. Ouvrages spéciaux : .....	84
VIII.3.2.1. Les déversoirs d'orage : .....	84
VIII.4. Dimensionnement du déversoir d'orage .....	85
VIII.4.1. Paramètres de calcul du débit critique : .....	85
VIII.4.2. Calcul du débit critique : .....	86
VIII.4.3. Calcul du débit déversé : .....	86
VIII.4.4. Hauteur d'eau allant vers la station : .....	86
VIII.4.5. Hauteur de la lame déversant : .....	86
VIII.4.6. Longueur de déversoir : .....	86
VIII.5. Les bassins de retentions à sec .....	87
VIII.5.1. Dimensionnement de bassin de rétention : .....	88
VIII.5.2. Méthode de calcul . .....	88
VIII.5.3. Dimensionnement du bassin de retenue d'eaux pluviales : .....	90
VIII. 5.4. Conception du bassin : .....	90
VIII.5.5. Ouvrage de décharge du bassin et de protection du milieu naturel .....	91
VIII.6. Conclusion .....	93

## **Chapitre IX : Organisation de chantier**

IX.1. Introduction.....	94
IX.2. Les étapes à suivre .....	94
IX.3. Pose des canalisations .....	94
IX.3.1. Emplacement des canalisations : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.3.2. Exécution des travaux : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.3.3. Manutention et stockage des conduites : [07].....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.3.4. Décapage de la couche de terre végétale : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.3.5. Emplacement des jalons des piquets (piquetage) :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.3.6. Exécution des tranchées et les regards :.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.3.7. Aménagement du lit de sable : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.3.8. Pose des canalisations en tranchées : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.3.9. Confection des joints : .....	99
IX.3.10. Réalisation des regards : .....	99
IX.3.11. Remblaiement et compactage des tranchées:.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.4. Les travaux de la station de refoulement .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.4.1. Détermination des volumes de travaux de la station de refoulement: .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.5. Engins utilisés .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.6. Devis quantitatif et estimatif .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.7. Sécurité de travail .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.7.1. Les cause des accidents : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.7.2. Les actions et conditions dangereuses : .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.7.3. Organisation de La prévention des accidents du travail : .....	111
IX.8 Conclusion.....	111

# Liste des figures

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1. Situation géographique de la commune de Chettia.....	2
Figure I.2. Situation géologique de la commune de Chettia .....	3

## Chapitre II: Etude hydrologique

Figure II.1. Représentation de la droite de GUMBEL.....	19
Figure II.2. Représentation de la droite de GALTON.....	22

## Chapitre III: Diagnostic du système d'évacuation existant

Figure III.1. Représente un débordement d'un regard .....	30
Figure III.2. Représente l'état dégradé d'une bouche d'égout .....	30

## Chapitre IV: Calcul de base

Figure IV.1. Divers systèmes d'évacuation.....	42
--	----

## Chapitre VII: Dimensionnement d'une station de refoulement

Figure VII.4. Graphe de diamètres économique.....	77
---	----

## Chapitre VIII: Les éléments du réseau d'évacuation

Figure VIII.1. Conduite en béton.....	78
Figure VIII.2. Conduites en PVC.....	79
Figure VIII.3. Déversoirs à seuil fronta.....	85
Figure VIII.4. Bassin de rétention sec à ciel ouvert. Source.....	91
Figure VIII.5. : Drainage du bassin.....	92

## Chapitre IX : Organisation de chantier

Figure IX.1. Chargement et transport.....	95
Figure IX.2. Pipe layer (pose de la canalisation) .....	98
Figure IX.3. Pose de la canalisation.....	98
Figure IX.4. Niveleuse automotrice .....	104
Figure IX.5. Pelle équipée en rétro.....	104

Figure IX.6. Chargeur.....	105
Figure IX.7. Compacteur.....	105
Figure IX .8. Camion malaxeur.....	106

## **Liste des tableaux**

### **Chapitre I : Présentation de la zone d'étude**

<b>Tableau I.1</b> : Variations des températures moyennes mensuelles 2016. ....	4
<b>Tableau.I.2</b> :Evaporation mensuelle moyenne en 2002.....	4
<b>Tableau I.3</b> : Récapitulatif du résultat de l'enquête bâti .....	5
<b>Tableau I.4</b> : Capacité du secteur scolaire.....	5
<b>Tableau 1.5</b> :Composition du secteur sanitaire.....	6
<b>Tableau I.6.</b> Superficie de secteur commercial.....	6
<b>Tableau I.7.</b> Capacité et superficie de secteur commercial .....	7
<b>Tableau I.8.</b> Capacité des équipements administratifs.....	7
<b>Tableau I.9.</b> Capacité des équipements industriels.....	8

### **Chapitre II: Etude hydrologique**

<b>Tableau II.1.</b> Station de référence.....	11
<b>Tableau II.2.</b> Série d'observation de précipitation mensuelle et maximale journalières Station expérimentale CHLEF (code : 012219) .....	11
<b>Tableau II.3</b> : Ajustement des précipitations maximales 1journalières à la loi de Gumbel.....	17
<b>Tableau II.4.</b> Calcul des quantiles par la droite de GUMBEL.....	18
<b>Tableau II.5</b> : Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Galton.....	21
<b>Tableau II.6.</b> Calcul des quantiles par la droite de GALTON.....	22
<b>Tableau II.7.</b> Les paramètres de test $\text{Khi}^2$ .....	24
<b>Tableau II.8</b> : Valeurs des intensités de pluie en mm/h.....	25

### **Chapitre IV: Calcul de base**

<b>Tableau IV.1</b> : Répartition de la population à différents horizons de calcul.....	40
<b>Tableau IV.2</b> : Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux.....	40
<b>Tableau IV.3:</b> Estimation du coefficient de ruissellement suivant la nature des surfaces. ....	46
<b>Tableau IV.4</b> :coefficient de ruissèlement en fonction de la surface drainée.....	40
<b>Tableau IV.5</b> :Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	40
<b>Tableau IV.6</b> : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population....	40
<b>Tableau IV.7</b> : Coefficient de ruissèlement de chaque sous bassin.....	48

## **Chapitre V: Evaluation des débits**

<b>Tableau V.1 :</b> Evaluation des débits d'eaux usées des équipements.....	46
<b>Tableau V.2 :</b> Evaluation du débit moyen journalier et le débit rejeté.....	48
<b>Tableau V.4 :</b> Evaluation de débit des eaux pluviale.....	50
<b>Tableau V.5:</b> Evaluation Des débits des eaux parasites.....	51
<b>Tableau V.6 :</b> Evaluation des débits totaux. ....	51

## **Chapitre VI: Calcul hydraulique du réseau**

<b>Tableau VI.1 :</b> liste des coefficients de rugosité $K_s$ en (m <sup>1/3</sup> /s) de la formule de Manning.....	55
---	----

## **Chapitre VII: Dimensionnement d'une station de refoulement**

<b>Tableau VII.1:</b> Variantes pour le choix du nombre de pompes.....	62
<b>Tableau VII.2:</b> Variantes pour le choix du nombre de pompes.....	63
<b>Tableau VII.3 :</b> Variation du coefficient K en fonction de la puissance P.....	65
<b>Tableau VII.4:</b> Calcul des grilles.....	68
<b>Tableau VII.5 :</b> tableau de choix du type de bâtiment.....	70
<b>Tableaux VII.6 :</b> Représente frais d'amortissement.....	75
<b>Tableau VII.7 :</b> Calcul des pertes de charge totale pour les différents diamètres.....	76

## **Chapitre VIII: Les éléments du réseau d'évacuation**

<b>Tableau VIII.1 :</b> Les dimensions d'un regard.....	84
<b>Tableau VIII.2 :</b> Représente le dimensionnement des déversoirs d'orages.....	87

## **Chapitre IX : Organisation de chantier**

<b>Tableau IX.1 :</b> Coefficient de foisonnement.....	100
<b>Tableau IX.2 :</b> Le devis quantitatif et estimatif du réseau d'assainissement.....	107
<b>Tableau IX.3 :</b> Le devis quantitatif et estimatif de la station de refoulement.....	107
<b>Tableau IX.4 :</b> Devis estimatif global.....	109

## **LISTE DES PLANCHES**

**Planche N01** : Plan de masse et réseau projetée (A).

**Planche N02** : Plan de masse et réseau projetée (B).

**Planche N03** : Plan de masse et réseau projetée (C).

**Planche N04** : Plan de masse et réseau projetée (D).

**Planche N05** :Eléments du réseau d'égout.

**Planche N06** : Plan d'encombrement et dimensions de la station de refoulement.

**Planche N07** : Plan de masse et réseau existant.

**Planche N08** : Profil au long de la conduite de refoulement.

**Planche N09** :Profil au long de l'émissaire.

# INTRODUCTION

L'assainissement d'une agglomération est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique le plus rapidement possible et sans stagnation des déchets provenant d'une agglomération urbaine ; dans des conditions satisfaisantes.

Notre étude porte sur le diagnostic et la réhabilitation du système d'assainissement de la commune de CHETTIA wilaya du CHLEF. Devant l'extension de la ville et la croissance démographique le réseau existant connaît beaucoup d'anomalies liées à la fiabilité de l'évacuation des eaux pluviales et usées. On note aussi le problème des contre pentes et des regards en trop plein ainsi que l'inexistence de réseau dans certaine zone et leurs vétustés.

Toutes ces conditions font des stagnations des eaux usées dans les rues et du débordassions des regards.

Afin de remédier à cette situation, par le biais de ce travail, nous proposons, un diagnostic du système d'assainissement pour qu'on puisse connaître les solutions pour assurer l'évacuation des eaux pluviales et usées dans des bonnes conditions.

Notre étude nécessite de passer par les étapes suivantes :

Relever l'état actuel du système d'assainissement existant en effectuant plusieurs visites du terrain.

Calculer le débit des eaux usées et débit des eaux pluviales provenant de la zone d'étude ce qui nécessite une étude hydrologique pour évaluer l'intensité moyenne des précipitations qui se traduiront en débit pluvial.

Le calcul hydraulique nous permettra de dimensionner le réseau et de définir les paramètres existants en proposant une autre variante de modification nécessaire dans le cas où les collecteurs actuels ne remplissent plus leurs missions.





# Chapitre I

PRESENTATION  
DE LA ZONE  
D'ETUDE

# **Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

---

## **I.1. Introduction :**

Le réseau d'assainissement de la ville de Chettia est réalisé dans le cadre d'un programme d'urgence après le séisme de 1980, ce qui a causé l'apparition de certaines anomalies qui sont survenues avec le temps, et qui ne répondent guère aux normes techniques appliquées et cela suite à l'évolution de la population et l'extension du tissu urbain. C'est pour cette raison on a proposé cette étude, qui prend en charge :

- Le maintien du réseau répondant à la différente sollicitation actuelle et future.
- La rénovation des tronçons ne vérifiant pas les normes techniques.
- L'extension du réseau pour les endroits qui ne sont pas encore couverts par le réseau actuel.
- Translater les tronçons du réseau situant sous constructions.

## **I.2. Situation de la zone d'étude :**

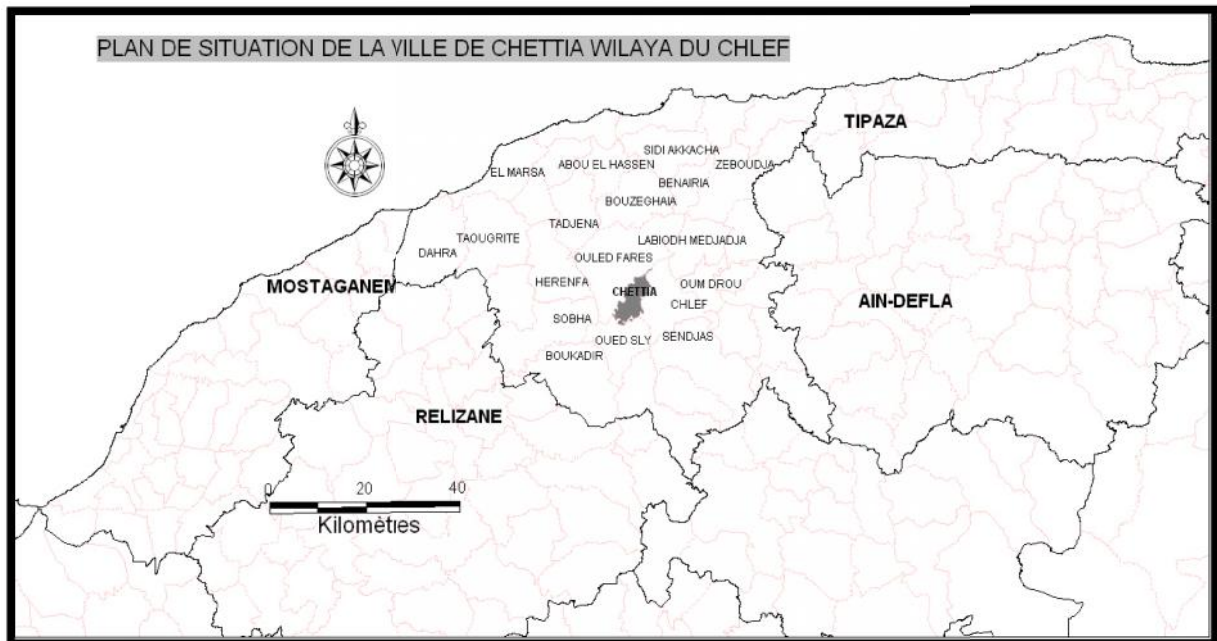
### **I.2.1. Situation géographique :**

La ville de Chettia fait partie de la daïra d'OueledFares. Elle est située à 10 km environ du Nord-Ouest de la wilaya de Chlef.

Elle est limitée :

- Au Nord : Par la commune d'OuledFares.
- Au sud : Par la commune d'Ouedsly.
- A l'Est : Par la commune de Chlef.
- A l'Ouest : Par la commune d'OuledFares.

# Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE



**Figure I.1.** Situation géographique de la commune de Chettia ; Source( A.N.R.H Blida : agence nationale des ressources hydrauliques de Blida).

## I.2.2. Situation topographique :

Le chef-lieu de Chettia est partagé en deux (02) sites différents séparés par la RN19.

-La partie haute (au-dessus de la RN19) présente un terrain en pente qui favorise un bon écoulement gravitaire des eaux usées et pluviales.

-La partie basse (au-dessous de la RN19) présente des terrains agricoles de faible pente (terrain plats).

## I.2.3. Analyse géologique :

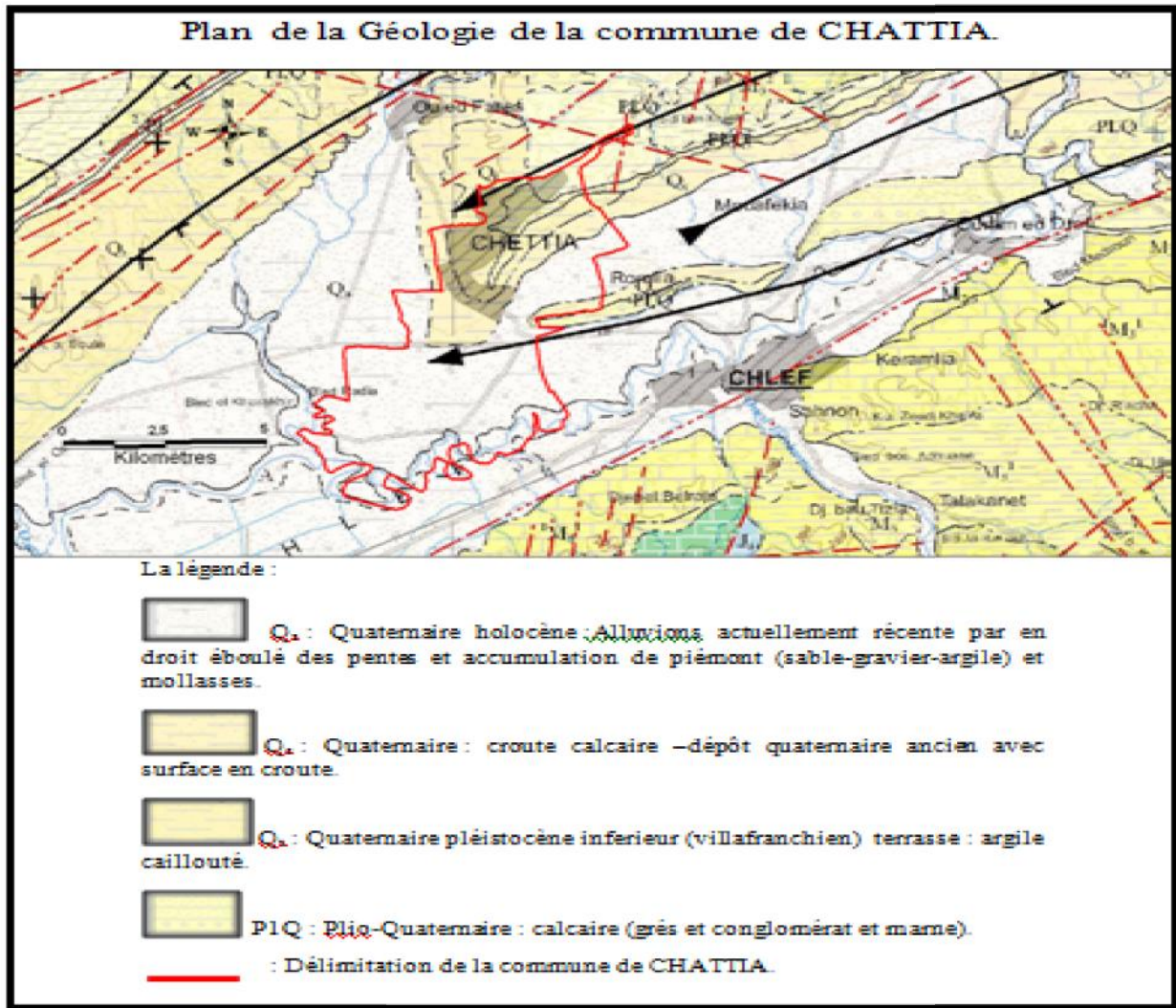
La sédimentation miocène dans cette région est très épaisse et s'épaissit d'avantage dans le bassin néogène du Chelif. Elle vient, sans doute, compenser la subsidence active de ce bassin.

Une subsidence qui ne cesse de s'accroître jusqu'à présent, d'autant plus que les facteurs géodynamiques dans cette région sont activés par la sismicité et le surpoids des sédiments. La sédimentation miocène dans cette région, dans le Dahra, comme dans l'Ouarsenis et dans le bassin du Chelif, débute par une alternance de grès, de calcaires et de poudingues datés du Miocène inférieur (Burdigalien).

Plus précisément la commune de Chettia contient les formations géologiques suivantes :

-Q<sub>a</sub> : Quaternaire holocène : Alluvions actuellement récents par des pentes et accumulation de piémont (sable-gravier-argile) et mollasses.

# Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE



**Figure I.2.** Situation géologique de la commune de Chattia ; Source (A.N.R.H Blida : agence nationale des ressources hydrauliques de Blida)

## I.2.4. Contexte climatique :

La commune est caractérisée par un climat méditerranéen subhumide dans la partie Nord et un climat continental au Sud, froid en hiver et chaud en été.

### a. Température :

La température atteint son maximum au mois de juillet avec plus de 39°C en été, son minimum au mois de janvier avec +08°C en hiver.

Le tableau ci-dessous, résume les moyennes mensuelles des températures minimales, moyennes et maximales pour l'année 2016.

# Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

**Tableau I.1 :** Variations des températures moyennes mensuelles 2016.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout
T <sub>max</sub>	34.2	30.9	121.1	17.3	18.7	18.7	18.9	23.9	28.6	34.7	39.5	37.5
T <sub>min</sub>	20.4	18.2	12.2	9.2	8.6	9.3	7.7	11.0	14.4	19	22.8	22.2
T	27.2	24.6	16.7	13.3	13.7	14.1	13.3	17.6	21.4	26.8	31.0	29.9

Source (A.N.R.H Blida : agence nationale des ressources hydrauliques de Blida)

**T<sub>max</sub>** : température moyenne maximale (°C).

**T<sub>min</sub>** : température moyenne minimale (°C).

**T** : température moyenne (°C).

## b. Pluviométrie :

Pour l'étude des pluies nous avons utilisé la série pluviométrique de la station de Chlef (012219) qui dispose d'une série de 31 ans (1986-2017) ; la série pluviométrique et présenter dans le Tableau II.2.

## c. Evaporation :

Cette évaporation est mesurée sous l'abri à l'évaporationPiche de la station de chlef.

Nous remarquons que l'évaporation est importante aux mois Juin, Juillet et Aout et elle est faible aux mois de Décembre ,Janvier et Février.

**Tableau.I.2 :**Evaporation mensuelle moyenne en 2002.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fé	Mar	Avr	Ma	Jui	Juil	Aot
Evaporation (mm)	154	97	53	37	43	58	90	139	181	214	245	222

Source  
(A.N.  
R.H  
Blida)

## d. Les vents :

Les vents dominants dans la zone soufflent essentiellement de l'Ouest et du Nord Est.

Le sirocco : vent chaud et sec de direction WSW souffle généralement de 5 à 7 jours de juin à septembre avec un maximum en Aout.

Dans la vallée du Chélif, les pressions atmosphériques sont plus élevées le matin (07 heures) que le soir ; alors que la situation s'inverse sur littoral à (13 heures) car l'abaissement absolu est très important dans le Chélif et assez faible sur le littoral (ceci pour Mai à Juin). Ce phénomène explique l'importance des vents locaux.

## e. Sismicité :

## Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

La région de Chlef (ex El Asnam) située à 200 km à l'ouest de la capitale Alger, est une zone qui souffre en permanence d'activités sismiques. Durant le siècle dernier, quatre évènements d'intensité EMS supérieure à 7 ont secoué la région. Le dernier, celui du 10 Octobre 1980, de magnitude 7.3 a détruit plus de 70 % de la ville.

La wilaya est classée en zone sismique qui représente une intensité sismique moyenne, selon le RPA99 (Règle Parasismiques Algériennes), modifiée en 2003.

### I.2.5. Population :

L'analyse de la population et des logements a été obtenue à partir des données de l'enquête bâtie exhaustive effectuée sur terrain concernant le site de pôle urbaine Chettia, et dont les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau I.3 :** Récapitulatif du résultat de l'enquête bâtie en (31/12/2017).

Pôle urbain	Nombre de logements	Population (hab)	Nbre d'habitants /log
CHATTIA	21513	88166	07

Source (DRE Chlef : direction de ressource en eau de la wilaya de chlef).

### I.2.6. Les équipements :

La ville de Chettia est très urbanisée comprenant les équipements existants suivants :

#### a. Equipements scolaires :

La commune de Chettia comprend actuellement :

-24 Ecoles primaires ;

-07 C.E.M ;

-03 lycées ;

-01 technicum ;

-01 C.F.P.A ;

D'où la capacité de ce secteur scolaire est indiquée dans le tableau ci-dessous

**Tableau I.4 :** Capacité du secteur scolaire.

## Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Natures des équipements	Nombre	Capacité (élèves)
Ecoles primaires	20	10080
C.E.M	05	2940
Lycées	02	3150
C.F.P.A	02	383

Source (DRE Chlef : direction des ressources en eau de la wilaya de chlef)

### b. Equipements sanitaires :

La commune de Chettia comprend actuellement :

- 01 Hôpital ;
- 03 Centres de santé ;
- 01 Polyclinique ;
- 01 Centre paramédical ;
- 01 Centre des handicapés ;
- 01 Dispensaire ;

D'où la capacité de ce secteur sanitaire est indiquée dans le tableau sous dessous :

**Tableau 1.5 :**Composition du secteur sanitaire

Nature des équipements	Nombre	Capacité (lit)
Hôpital	01	800
Centre de santé	03	450
Centre paramédical	01	150
Centre des handicapés	01	120
Dispensaire	01	25

Source (DRE Chlef : direction de ressource en eau de la wilaya de chlef)

### c. Equipements commerciaux :

La commune de Chettia est caractérisée par des activités commerciales très importantes. La capacité de ces différents équipements commerciaux est indiquée dans le tableau ci-dessous :

**Tableau I.6.**Superficie de secteur commercial

## **Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

Nature des équipements	Nombre	Superficie (m <sup>2</sup> )
Commerce	608	3648

Source(DREChlef : direction de ressource en eau de la wilaya de chlef)

### **d. Equipement culturel :**

**Tableau I.7.** Capacité et superficie de secteur commercial

Nature des équipements	Nombre	Superficie (m <sup>2</sup> )
Mosquée	11	7800 (7650 fideles)
Salle de prière	06	1200 (450 fideles)
Crèche	03	6000
Centre culturel	01	4000
Salle de sport polyvalente	02	6000
Piscine	01	1500
Stade	03	60000
Cinéma	01	1500

Source (DRE Chlef : direction de ressource en eau de la wilaya de chlef)

### **e. Equipements administratif :**

Les 'équipements administratifs de la ville de Chettia sont indiqués dans le tableau suivant :

**Tableau I.8.** Capacité des équipements administratifs

Nature des équipements	Nombre	Capacité (employé)
Centrale télécommunication	02	38
Protection civile	01	57
A.D.E	01	65
Section de l'impôt intercommunale	01	12
Impôts Chettia	01	18
Inspection des impôts	01	16
Garage CERFA	01	15
Bureau de poste de Chettia V.S.A	01	10
Nature des équipements	Nombre	Capacité (employé)
CNASAT	01	10
Sonelgaz	01	12
Antenne APC(V.S.A)	01	02



## Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Bureau de poste annexe	01	20
BMPJ	01	150
OPGI	01	12
Tribunal	01	30

Source (DRE Chlef : direction de ressource en eau de la wilaya de chlef)

### f. Equipements industriels :

**Tableau I.9.** Capacité des équipements industriels

Natures des équipements	Nombre	Capacité (employé)
Limonadière Saidia	01	1500
Limonadière Firmia	01	1200
Limonadière Cherchar	01	2000
Les grands moulins Ladjeraf	01	1000
Station de lavage –graissage Mheni	01	100
Entreprise prives des produits laitiers	01	1200
Sogerwel Ouest	01	200
Imprimerie et papeterie	01	250

Source (DRE Chlef : direction de ressource en eau de la wilaya de chlef)

### 1.3. Situation hydraulique :

#### 1.3.1. Alimentation en eau potable :

La commune de CHETTIA est dotée d'un système d'alimentation en eau potable alimenté à partir d'un piquage sur la conduite d'adduction de diamètre 1200 mm de la SDEM de TENES. La conduite de diamètre 500 mm, de longueur 579 m, véhicule un débit d'eau de 258.21 l/s après on a une ramification avec une conduite de 500 mm et une longueur de 1345 m qui véhicule un débit d'eau de 175.41 l/s vers la station de reprise SR2 qui refoule un débit d'eau de 90.58 l/s vers le réservoir de volume  $2 \times 2000 \text{ m}^3$  qui alimente la zone S8 et un réservoir de volume  $2 \times 2000 \text{ m}^3$  qui alimente le réservoir tampon de H'bair de volume  $2 \times 250 \text{ m}^3$  ce réservoir alimente douar el H'bair par un débit de 6.72 l/s ,et la deuxième ramification de débit d'eau de 82.8l/s allé vers les réservoirs de volume  $1500 \text{ m}^3$  et  $2 \times 2000 \text{ m}^3$  qui alimente la zone D3 et le réservoir de volume  $500 \text{ m}^3$  qui alimente Bartali .

On 'a trois forages sont F4 de débit d'exploitation 5l/s et F5 de débit d'exploitation de 21 l/s et F6 de débit d'exploitation d'eau 24 l/s, mais elles sont hors fonctionnement après la réalisation de la SDEM de TENES.

Pour le réseau de distribution d'eau potable la commune de Chettiaest dotée d'un réseau maillé, en utilisant des conduits en PEHD du diamètre varie entre  $\phi 63$  a  $\phi 250$  mm PN 16.

Source (DRE Chlef : direction de ressource en eau de la wilaya de chlef)

# **Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

---

## **I.3.2. Assainissement :**

Le réseau d'assainissement de la ville de Chettia est du type unitaire avec néanmoins la présence de caniveaux conçus pour les' eaux pluviales il' est composé de collecteurs gravitaires, variant de Ø200 à Ø1000 en béton comprimé et béton armée.

Le schéma directeur conçu initialement par la direction de l'hydraulique en 1980 n'a été réalisé que partiellement, nous avons constaté que la majorité des branchements a été réalisée d'une façon illicite (réseau dimensionné, sans regards et passant sous des constructions). Après l'extension de la ville, le rejet final des eaux collectées se fait vers l'OUED de CHLEF mais il y 'a des rejets secondaires qui sont :

- La zone D3 déverse directement sur, chaaba qui touche l'agglomération d El-H'baïr.
- La zone 05 dont le déversement direct touche les habitations se trouvant en face du parc communal.

Le réseau d'assainissement est dans un état vétuste et défectueux de telle façon qu'il soit rénové en respectant les normes et l'extension de la ville avec le temps.

Source (DRE Chlef : direction de ressource en eau de la wilaya de chlef)

## **I.4. Conclusion :**

Dans cette partie nous 'avons défini les données nécessaires concernant notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique qui montre que le système d'évacuation se trouve dans l'incapacité d'assurer les rejets notamment des eaux pluviales.



# Chapitre II

ETUDE  
HYDROLOGIQUE

## Chapitre II ETUDE HYDROLOGIQUE

---

### II.1. Introduction :

L'hydrologie est une science de devenir. Elle est à la fois la connaissance des processus de la nature, comme la climatologie et météorologie regroupées au sein d'une même discipline.

L'étude hydrologique a pour objectif d'estimer des débits des eaux pluviales indispensable pour pouvoir dimensionner les réseaux d'assainissement et ses ouvrages annexes ainsi que les conditions favorables à leur fonctionnement en temps de pluie.

Les averses

Une averse est un mode de précipitations se caractérisant par un début et une fin brusque et par des variations rapides d'intensité. C'est une période de forte pluie qui peut varier d'une minute à plusieurs heures. Les averses sont caractérisées par un volume important et une forte intensité par unité de temps. [03]

### II.2. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :

En hydrologie urbaine, l'ingénieur hydrologue est appelé à avoir des données spécifiques au projet étudié, mais dans certaines conditions il est rare de recourir à des données spécifiques.

C'est la raison pour laquelle on est contraint à réunir une information de base la plus complète possible, pour aider à analyser par la statistique les événements pluvieux tout en identifiant leurs paramètres.

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales qui se définissent par rapport à la hauteur d'eau tombée pendant une durée  $t$ , soit :

$$i_m = \frac{h}{t} \dots\dots\dots (II.1)$$

$i_m$  : intensité moyenne en mm/h.

$h$  : hauteur de pluie tombée pendant la durée  $t$  en mm.

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.

Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.

Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

### II.3. Analyse et choix des données :

## Chapitre II ETUDE HYDROLOGIQUE

---

On est disposé d'une série de données comportant les totaux des précipitations mensuelle et les maximaux journaliers pour 31 années d'observation. Les valeurs de cette série sont reportés dans le tableau II.2.

### Caractéristiques de la station pluviométrique :

La station choisie est la station 012219 située à Chlef qui dispose d'une série de 31 ans (1986-2017).

**Tableau II.1.** Station de référence.

Station	Code	X (km)	Y (km)	Z (m)	Période d'observation	Nbre d'année
Chlef	012219	378.65	320.5	110	1986-2017	31

(Source A.N.R.H Blida).

**Tableau II.2.** Série d'observation de précipitation maximale journalières Station expérimentale CHLEF (code : 012219) .

Années	Précipitation (mm)	Max
--------	--------------------	-----

## Chapitre II ETUDE HYDROLOGIQUE

	Sept	Oct	nov	dec	Janv	Fev	ars	avril	mai	juin	Juil	Aout	
1986/1987	25,6	33,6	9,3	24,8	8,0	19,6	9,4	1,2	12,7	1,2	0,0	0,0	33,6
1987/1988	9,80	25,3	25,9	7,8	21,7	2,3	12,2	6,8	18,0	1,8	0,0	0,0	25,9
1988/1989	9,0	9,5	13,3	20,9	6,8	10,3	12,9	3,7	1,7	2,7	0,0	11,9	20,9
1989/1990	2,7	7,0	8,6	13,0	16,4	0,0	24,0	7,7	4,2	1,2	0,4	2,5	24,0
1990/1991	0,3	26,7	21,2	10,1	9,0	6,7	15,7	6,0	9,6	2,1	0,0	1,3	26,7
1991/1992	2,4	11,5	9,4	0,7	17,6	4,7	23,2	14,4	20,1	7,0	4,9	0,0	23,2
1992/1993	0,0	17,5	5,2	8,8	3,4	30,2	7,3	18,5	6,7	0,0	0,0	0,2	30,2
1993/1994	21,0	8,3	11,0	5,5	9,9	6,7	1,0	5,7	8,5	0,0	0,0	0,0	21,0
1994/1995	41,9	18,9	13,8	15,5	16,6	8,9	14,4	4,2	0,0	2,2	0,0	23,0	41,9
1995/1996	20,4	10,0	23,5	12,9	15,8	23,0	27,3	19,5	16,0	1,7	9,7	2,4	27,3
1996/1997	34,2	10,7	2,5	9,0	14,0	2,7	0,0	49,2	8,0	0,4	5,1	9,2	49,2
1997/1998	18,9	14,4	25,2	7,3	5,0	5,0	3,2	36,2	30,0	0,8	0,0	1,4	36,2
1998/1999	15,0	13,5	5,8	7,4	31,5	22,0	44,7	3,5	6,1	0,0	0,0	0,0	44,7
1999/2000	18,2	5,5	20,2	21,2	1,5	0,0	20,5	3,0	4,0	0,0	0,0	0,0	21,2
2000/2001	22,3	60,0	30,2	27,7	19,7	4,6	2,3	14,0	6,0	0,0	0,0	0,0	60,0
2001/2002	12,1	3,4	52,4	15,2	8,3	2,1	17,9	17,5	18,6	0,0	0,0	5,1	52,4
2002/2003	0,0	10,1	16,7	24,4	14,7	13,0	6,3	14,5	24,5	1,0	0,0	5,2	24,5
2003/2004	0,0	8,4	24,5	17,5	21,0	15,7	9,5	5,0	31,5	4,3	0,0	0,0	31,5
2004/2008	0,0	16,0	17,3	15,5	8,0	19,4	8,0	1,5	1,0	0,0	0,0	0,3	19,4
2005/2006	11,5	17,1	22,9	17,9	12,4	21,4	5,2	3,7	49,5	4,0	0,5	1,2	49,5
2006/2007	9,8	0,0	0,0	18,8	16,4	31,5	12,0	17,6	29,6	0,0	0,0	0,0	31,5
2007/2008	23,6	12,0	18,0	8,0	8,3	11,0	13,8	11,8	15,9	11,0	6,0	0,0	23,6
2008/2009	6,4	15,2	10,8	27,5	8,9	6,1	20,1	23,3	11,0	1,0	0,0	2,0	27,5
2009/2010	21,7	24,5	18,3	11,8	17,6	24,0	25,0	13,0	8,3	1,3	0,0	34,6	34,6
2010/2011	10,5	20,0	39,7	7,0	42,0	17,3	7,0	20,2	41,8	18,0	0,8	0,0	42,0
2011/2012	6,4	8,1	19,7	5,7	13,9	26,1	15,0	49,0	4,3	0,0	0,0	0,0	49,0
2012/2013	0,0	13,0	23,4	4,0	17,6	2,8	21,5	18,7	26,9	0,0	1,5	1,3	26,9
2013/2014	9,8	12,0	15,0	23,5	9,2	14,9	14,0	3,6	8,7	22,0	0,0	0,0	23,5
2014/2015	37,2	19,0	17,2	10,5	9,5	21,9	10,0	0,0	2,6	0,0	0,0	4,2	37,2
2015/2016	6,5	10,0	20,3	0,0	12,8	28,0	32,5	17,0	5,0	0,0	0,0	0,0	32,5
2016/2017	2,5	0,0	12,2	16,0	45,0	2,5	18,5	0,0	2,4	9,0	0,0	0,0	45,0

Source (A.N.R.H Blida)

Les caractéristiques de cette série sont :

- La somme des précipitations maximales journalières durant 31 ans d'observation :  
1036.7 mm

## Chapitre II ETUDE HYDROLOGIQUE

---

- Moyenne des précipitations maximales journalières :

$$\bar{p}_{\max,j} = \frac{\sum_{i=1}^n p_{\max,j}}{n} = \frac{1036.7}{31} = 33.44 \text{ mm} \dots\dots\dots (II.2)$$

**n** : le nombre d'années d'observation (N=31 ans).

- Ecart type  $\sigma_x$

Pour (  $n > 30$  ans ) on a :

$$\sigma_{p_{\max,j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (p_{\max,j} - \bar{p}_{\max,j})^2}{n}} \dots\dots\dots (II.3)$$

$$\sigma_{p_{\max,j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{31} (p_{\max,j} - 33.44)^2}{31}} = 10.96 \text{ mm}$$

- Coefficient de variabilité :

$$C_v = \frac{\sigma_{p_{\max,j}}}{\bar{p}_{\max,j}} \dots\dots\dots (II.4)$$

$$C_v = \frac{10.96}{33.44} = 0.33$$

- Exposant climatique

Il est donné par l'A.N.R.H de Blida tel que :  $b=0.3$

### II.4. Vérification de l'homogénéité de la série :

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement. L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente

#### Test de Mood : Test de la Médiane

On vérifie l'homogénéité de notre série par la méthode de test de la médiane dont le principe est :

- \* Classer l'échantillon par ordre croissant ;

## Chapitre II ETUDE HYDROLOGIQUE

---

\* Déterminer la médiane  $M_e$  ;

\* Remplacer la série des valeurs non classes par un signe (-) ou un signe (+)

(+) pour  $X_i > M_e$

(-) pour  $X_i < M_e$

Calculons les quantités  $N_s$  et  $T_s$ , avec :

$N_s$  : nombre totale de séries de (+) ou de (-)

$T_s$  : taille de la plus grande série de (+) ou de (-)

$$N_s > 1/2 (n + 1 - u_{1-(\alpha/2)} \sqrt{n + 1}) \dots \dots \dots (II.5)$$

$$T_s < 3,3 (\log n + 1) \dots \dots \dots (II.6)$$

Si les conditions sont vérifiées donc l'homogénéité de l'échantillon est vérifiée.

Après le classement de la série de la plus petite valeur jusqu'à la plus grande, on calcule :

### La médiane :

Puisque la série est impaire, le médiane est observée en rang  $(n+1)/2$  c'est à dire en rang 16.

Médiane ( $X_{50\%}$ ) = 31.5 mm.

Donc:  $M_e = 31.5$

$N_s = 15$

$T_s = 7$

On a :  $U_{1-\alpha/2} = 1.96$

AN :

$$1/2 (31+1-1,96\sqrt{32})=10.45 \text{ donc } N_s > 10.45 .$$

$$3,3 (\log 31+1)=8,22 \text{ donc } T_s < 8.22$$

Les deux conditions du test sont vérifiées, on conclut que la série a étudié est homogène.

### II.5. Choix de la loi d'ajustement :

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent pas être appliquées à un échantillon, que si seulement si les conditions d'homogénéité sont réunies.



## Chapitre II ETUDE HYDROLOGIQUE

---

- ❖ Loi de GALTON ou loi log normale.
- ❖ Loi de GUMBEL.

### II.5.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{(x-x_0)}{\alpha}}} \dots\dots\dots (II.7)$$

F(x) : Fréquence au dépassement de la valeur de x.

$\alpha$ ,  $x_0$  : Coefficients d'ajustement.

$x_0$  : Paramètre de position (mode).

$\alpha$  : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex »

Par changement de variable  $y = \frac{x-x_0}{\alpha}$  la loi de GUMBEL s'écrit :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (II.8)$$

$y = \frac{\alpha}{(x-x_0)}$  Variable réduite de GUMBEL.

L'intervalle de variation de x est ;  $x \in ]-\infty, +\infty [$ .

L'équation présente sous la forme :  $X = \left(\frac{1}{\alpha}\right)y + x_0$  est l'équation d'une droite qui représente la loi de GUMBEL sur papier à probabilité GUMBEL.

#### ❖ Procédé d'ajustement

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3, ..... n.
- Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale F(x) par la formule de Hazen :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \dots\dots\dots (II.9)$$

Avec :

m : rang de précipitation

n : la taille de la série

- Calculer la variable réduite de Gumbel donnée par la formule :

$$Y = -[\ln(-\ln F(x))] \dots\dots\dots (II.10)$$

- Calculer les paramètres d'ajustement « a » et «  $x_0$  »
- Représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier Gumbel.

## Chapitre II ETUDE HYDROLOGIQUE

---

### ❖ Estimation des paramètres d'ajustement de la loi de GUMBEL à partir de la méthode des moments

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \sigma_x = 0.78 \sigma_x = 8.54 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{II.11})$$

$$x_0 = \bar{x} - 0.577\alpha = 33.37 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{II.12})$$

$1/\alpha$  : représente la pente de la droite de Gumbel.

$x_0$  : représente l'ordonnée à l'origine

En remplaçant les relations (II.11) et (II.12) dans (II.8) on trouve la droite de Gumbel qui s'écrit comme suit :

$$p_{maxj} p\% = 8.54 y + 33.37 \dots\dots\dots(\text{II.13})$$

## Chapitre II ETUDE HYDROLOGIQUE

**Tableau II.3 :** Ajustement des précipitations maximales 1journalières à la loi de Gumbel

valeurs classées	ordre de classement	fréquence expérimentale	variable réduite	valeurs théorique
19,400	1	0,016	-1,418	23,910
20,900	2	0,048	-1,108	25,480
21.000	3	0,081	-0,923	26,710
21,200	4	0,113	-0,780	27,760
23,200	5	0,145	-0,657	28,690
23,500	6	0,177	-0,548	29,560
23,600	7	0,210	-0,446	30,380
24.000	8	0,242	-0,350	30,380
24,500	9	0,274	-0,258	31,170
25,900	10	0,306	-0,168	31,940
26,700	11	0,339	-0,079	32,690
26,900	12	0,371	0,008	33,440
27,300	13	0,403	0,096	34,190
27,500	14	0,435	0,184	34,950
30,200	15	0,468	0,274	35,720
31,500	16	0,500	0,366	36,50
31,500	17	0,532	0,461	37,310
32,500	18	0,565	0,559	38,140
33,600	19	0,597	0,661	39,020
34,600	20	0,629	0,769	39,940
36,200	21	0,661	0,883	40,910
37,200	22	0,694	1,005	41,960
41,900	23	0,726	1,138	43,090
42.000	24	0,758	1,284	44,330
44,700	25	0,790	1,447	45,730
45.000	26	0,823	1,633	47,320
49.000	27	0,855	1,853	49,190
49,200	28	0,887	2,122	51,490
49,500	29	0,919	2,476	54,510
52,400	30	0,952	3,004	59,020
60.000	31	0,984	4,119	68,550

### ❖ Choix de la période de retour :

La période de retour est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester, est néanmoins trompeuse car elle pourrait laisser croire que les crues se produisent régulièrement toutes T années.

Le choix de la période de retour est le résultat d'un compromis entre le cout du réseau d'égout, l'entretien et la protection de ce dernier contre les risques auxquels il est exposé et ceux qu'il risque de provoquer en cas d'insuffisance.

## Chapitre II ETUDE HYDROLOGIQUE

Pour les projets d'assainissement, nous optons généralement pour une pluie décennale, une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans.

### ❖ Calcul des quantiles :

Après avoir calculé les paramètres de la loi de GUMBEL, on fixe les périodes de retour pour lesquelles on veut déterminer les quantiles à savoir [100, 50, 20, 10, 5, 2 ans].

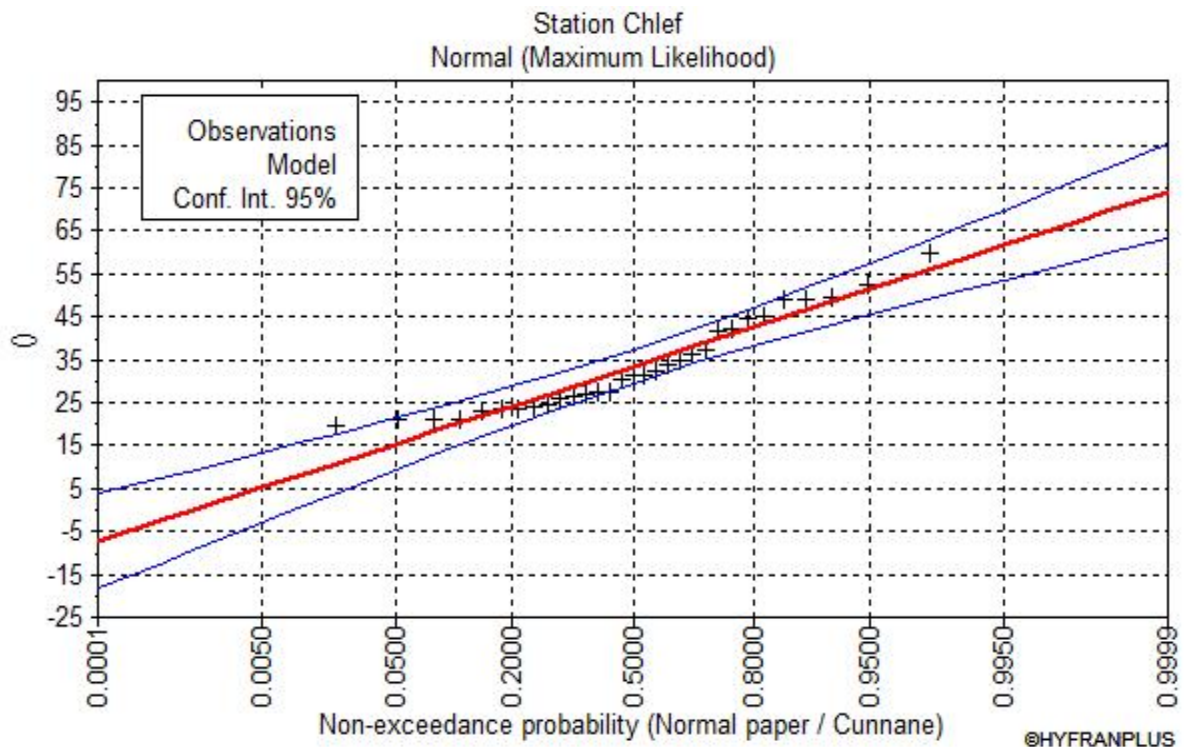
La probabilité au non dépassement est calculée par la formule suivante :

$$q = 1 - \frac{1}{T}$$

Pour les différentes périodes de retour, les résultats de l'ajustement à la loi de GUMEL issus de logiciel Hyfran, avec l'utilisation de la méthode des moments sont représenté dans le tableau suivant :

**Tableau II.4.** Calcul des quantiles par la droite de GUMBEL.

Période de retour T (ans)	Fréquence q ( % )	Valeurs théoriques $p_{\max,j}(q\%)$	Ecart type (mm)	Intervalle de confiance 95 %
100	99.00	59.00	3.84	51.40-66.50
50	98.00	56.00	3.51	49.10-62.80
20	95.00	51.50	3.05	45.50-57.50
10	90.00	47.50	2.68	42.20-52.70
5	80.00	42.70	2.30	38.20-47.20
2	50.00	33.40	1.97	29.60-37.30



**Figure II.1.** Représentation de la droite de GUMBEL.

**REMARQUE :**

Les données des pluies maximales s’ajustent à la loi de Gumbel.

**II.5.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON :**

La fonction de répartition de la loi de Galton s’exprime selon la formule suivante : [3]

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{u^2}{2}} du \dots\dots\dots (II.14)$$

Où :

F(x) : fréquence au non dépassement

u : variable réduite de GAUSS

$$u = \frac{\ln x_i - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \dots\dots\dots (II.15)$$

C’est l’équation d’une droite sur papier Gauss -logarithmique.

$$\ln x(p\%) = \overline{\ln x} + u \sigma_{\ln x} \dots\dots\dots (II.16)$$

## Chapitre II ETUDE HYDROLOGIQUE

---

❖ **Le procédé d'ajustement :**

- Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au dépassement).
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de série initiale  $\bar{x}$  et  $\sigma$ .
- Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme  $\bar{\ln x}$  et  $\sigma_{\ln x}$ .
- Reporter les valeurs sur papier Gauss-logarithmique.
- Détermination de la droite de Galton  $\ln x (p\%) = \bar{\ln x} + u\sigma_{\ln x}$ .
- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :  $x (p\%) = e^{\ln x (p\%)}$ .
- Tracer la droite de Galton.

**Calcul des paramètres d'ajustement de la loi de GALTON**

$$\bar{\ln x} = \sum_{i=1}^n \frac{\ln x_i}{n} = 3.46 \quad \dots\dots\dots (II.17)$$

$$\sigma_{\ln x} = 0.31 \quad \dots\dots\dots (II.18)$$

En remplaçant les relations (II.17) et (II.18) dans La relation (II.16) on trouve la droite de GALTON comme suit :

$$\begin{aligned} \ln x_{p\%} &= \bar{\ln x} + u\sigma_{\ln x} \\ &= 3.46 + u_{p\%} 0.31 \end{aligned}$$

Donc :

$$X_{p\%} = e^{3.46 + 0.31u_{p\%}}$$

## Chapitre II ETUDE HYDROLOGIQUE

**Tableau II.5 :** Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Galton

valeurs classées	ordre de classement	Ln Pjmax	fréquence expérimentale	U	Ln (moyenne)	droite de Galton
60.000	1	4,094	0,016	2,046	3.460	3,465
52,400	2	3,959	0,048	1,609	3.460	3,475
49,500	3	3,902	0,081	1,426	3.460	3,485
49,200	4	3,896	0,113	1,406	3.460	3,495
49.000	5	3,892	0,145	1,393	3.460	3,505
45.000	6	3,807	0,177	1,118	3.460	3,515
44,700	7	3,800	0,210	1,097	3.460	3,525
42.000	8	3,738	0,242	0,895	3.460	3,535
41,900	9	3,735	0,274	0,888	3.460	3,545
37,200	10	3,616	0,306	0,504	3.460	3,555
36,200	11	3,589	0,339	0,416	3.460	3,565
34,600	12	3,544	0,371	0,271	3.460	3,575
33,600	13	3,515	0,403	0,176	3.460	3,585
32,500	14	3,481	0,435	0,069	3.460	3,595
31,500	15	3,450	0,468	-0,032	3.460	3,605
31,500	16	3,450	0,500	-0,032	3.460	3,615
30,200	17	3,408	0,532	-0,168	3.460	3,625
27.500	18	5,617	0,565	6,953	3.460	3,635
27,300	19	3,307	0,597	-0,494	3.460	3,645
26,900	20	3,292	0,629	-0,542	3.460	3,655
26,700	21	3,285	0,661	-0,566	3.460	3,665
25,900	22	3,254	0,694	-0,664	3.460	3,675
24,500	23	3,199	0,726	-0,843	3.460	3,685
24.000	24	3,178	0,758	-0,910	3.460	3,695
23,600	25	3,161	0,790	-0,964	3.460	3,705
23,500	26	3,157	0,823	-0,977	3.460	3,715
23,200	27	3,144	0,855	-1,019	3.460	3,725
21,200	28	3,054	0,887	-1,310	3.460	3,735
21.000	29	3,045	0,919	-1,340	3.460	3,745
20,900	30	3,040	0,952	-1,356	3.460	3,755
19,400	31	2,965	0,984	-1,596	3.460	3,765

❖ **Calcul des quantiles :**

## Chapitre II ETUDE HYDROLOGIQUE

Après avoir calculé les paramètres de la loi de GALTON, on fixe les périodes de retour pour lesquelles on veut déterminer les quantiles à savoir [100, 50, 20, 10, 5, 2 ans].

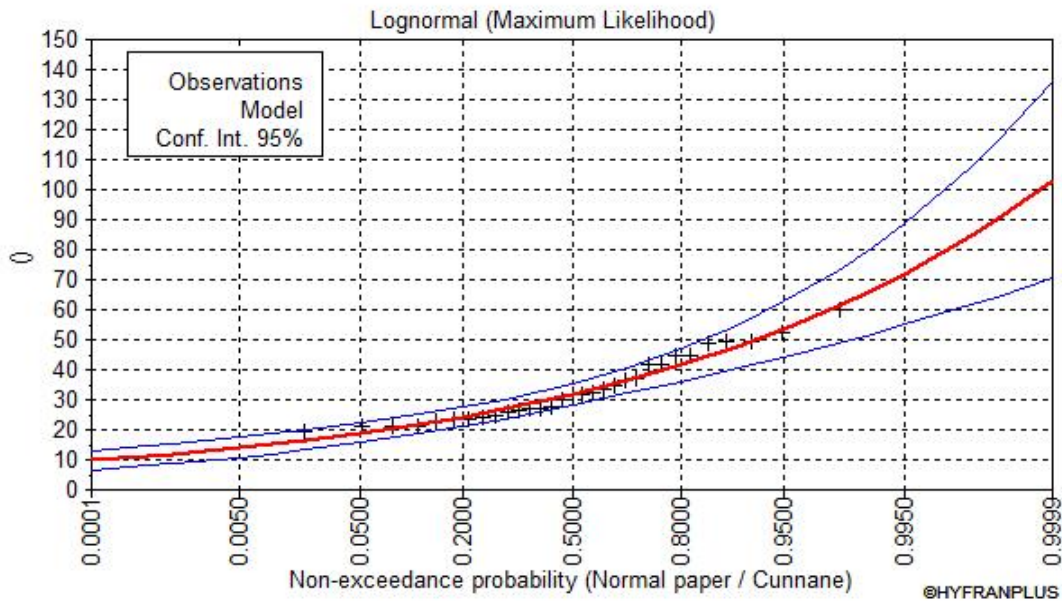
La probabilité au non dépassement est calculée par la formule suivante :

$$q = 1 - \frac{1}{T}$$

Pour les différentes périodes de retour, les résultats de l'ajustement à la loi de GALTON issus de logiciel Hyfran, sont représenté dans le tableau suivant :

**Tableau II.6.** Calcul des quantiles par la droite de GALTON.

Période de retour T (ans)	Fréquence q (%)	valeurs théoriques $p_{\max,j}(q\%)$	Ecart type (mm)	Intervalle de confiance 95 %
100	99.00	66.40	7.35	52.00-80.80
50	98.00	60.90	6.17	48.80-73.00
20	95.00	53.50	4.71	44.30-62.80
10	90.00	47.70	3.69	40.50-55.00
5	80.00	41.50	2.76	36.10-46.90
2	50.00	31.80	1.81	28.30-35.40



**Figure II.2.** Représentation de la droite de GALTON.

**REMARQUE :**

Les données des pluies maximales s'ajustent à la loi de GALTON.



### II.6. Contrôle de l'ajustement :

On remarque que les deux méthodes nous donnent des résultats proches, donc l'examen graphique ne peut suffire, il faut pouvoir tester par le calcul la qualité d'ajustement réalisé. ce test d'adéquation consiste à prendre une règle de décision concernant la validité d'une hypothèse relative à l'accorde globale d'une distribution empirique avec une distribution théorique spécifiée à priori ou ajustée sur les observations.

On l'utilise le test de  $\chi^2$  pour qu'on peut définir les méthodes la plus adéquates.

#### Test de khi carré

Comme critère de comparaison, la variable  $\chi^2$  est utilisé pour un risque  $\alpha = 0.05$  et un nombre de degré de liberté

$$\gamma = k - 1 - m \dots\dots\dots (II.19)$$

Avec :

k : Nombre de classes.

m : Nombre de paramètre de la loi.

$$\chi^2 = \sum \frac{(n_i - v_i)}{v_i} \dots\dots\dots (II.20)$$

Ou

$n_i$  : nombre d'observations contenues dans la classe  $i$ .

$v_i$  : n'ombre d'observation théorique calculés dans la classe  $i$ .

Ce nombre doit être supérieur à 5.

$\chi^2$  est une variable aléatoire qui peut varier de 0 à  $\infty$

On pose l'hypothèse nulle  $H_0$  : Est que la loi de distribution de fréquence théorique  $P$  ajuste la courbe ou droite expérimentale  $F$  ?

$H_0: P = F$  contre  $H_1: P \neq F$

Pour que  $P = F$  soit vérifié il faut que :

$$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}.[03]$$

#### ❖ Test de validité de l'ajustement

## Chapitre II ETUDE HYDROLOGIQUE

- On détermine le  $X^2$  calculé et le nombre de degré de liberté (à l'aide du logiciel HYFRAN).
- On détermine le  $X^2$  théorique sur la table de  $Khi^2$  (voir l'annexe II)

la loi est adéquate pour une erreur  $\alpha = 0.05$  si et seulement si :

$$X^2_{\text{calculé}} < X^2_{\text{théorique}}$$

Les résultats statistiques  $Khi^2$  issus de logiciel Hyfran, est représenté dans le tableau suivant :

**Tableau II.7.** Les paramètres de test  $Khi^2$ .

Distribution statistique	Nombre de classe	$p$	$X^2$ calculé	$X^2$ théorique	$H_0$
Gumbel	7	0.4	4.90	4.87	N'est pas vérifier
Galton	7	0.3	4.00	4.12	Vérifier

### Interprétation

D'après le test khi-carré, on voit nettement que l'ajustement des pluies maximales est meilleur avec la loi Log-normale (GALTON) on retient donc cette loi pour l'extrapolation des pluies à différentes périodes de retour.

### II.7. Pluie de courte durée :

On calcul l'intensité de pluie de durée (15 ; 30) minutes et (1 ; 2 ; 6 ; 12 ; 24) heure de période de retour (de 2 ; 5 ; 10) ans par la formule de Montana ri :

$$I_{t(15 \text{ min}), P\%} = I_{24, P\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots \dots \dots \text{(II.21)}$$

Où :

$I_{24, P\%}$  : Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée.

T : durée de l'averse en heure, t pour une période de retour de (10 ; 2 ; 5) ans.

b : exposant climatique de la région, il est donnée par l'A.N.R.H de Blida (b=0.3).

Pour l'estimation de l'intensité, on prend une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans durant 15 min, qui va être la valeur optimale.

$$I_{t(15 \text{ min}), 10\%} = I_{24, 10\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{P_{24, 10\%}}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

## Chapitre II ETUDE HYDROLOGIQUE

### Exposant climatique :

Il est donné par l'A.N.R.H. Pour notre région, il est égal à : 0,3<sub>[03]</sub>

**Tableau II.8 :** Valeurs des intensités de pluie en mm/h.

T / t	15 min
2 ans	32.34
5 ans	42.21
10 ans	48.52

La connaissance des pluies de courte durée est très importante dans l'assainissement l'intensité moyen maximale de durée de 15mn, pour une période de retour de 10 ans

( $I_{15\text{min}, 10\%}$ ) rentre dans le calcul des débits pluviaux drainés par le collecteurs.

➤ D'après la loi de GALTON :

$$I_{t(15\text{ min}),10\%} = \frac{47.7}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.3-1} = 48.52 \text{ mm/h}$$

$$I_{t(15\text{ min}),10\%} = 48.52 \text{ mm/h}$$

$$q = \frac{I_{t(15\text{ min}),10\%} \times 1000}{3600} \dots\dots\dots(\text{II.22})$$

$$q = 134.78 \text{ l/s.ha}$$

### II.8. Conclusion :

## **Chapitre II ETUDE HYDROLOGIQUE**

---

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale des précipitations.

On observe que les résultats obtenus par les deux lois d'ajustement (loi de GUMBEL et loi de GALTON) soit analytiquement ou graphiquement sont très rapprochés. Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement on va prendre la valeur obtenue par la loi de GALTON et on déterminera la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique.



## **Chapitre III :**

DIAGNOSTIC DU SYSTEME  
D'EVACUATION EXISTANT

### III.1. Introduction :

En assainissement, l'objectif des études du diagnostic du réseau est d'acquérir une bonne connaissance de son état et de fonctionnement de ses installations, en vue de le réhabiliter, de les restructurer, et de prévoir des extensions liées au développement urbain.

La ville de Chettia est une ville à été créée après le séisme de 1980, donc elle possède un réseau d'assainissement vétuste qui s'avère insuffisant devant le développement qu'elle a connu en matière d'urbanisme et de mode de vie des habitants. Cette étude a pour objet de relever les problèmes et les anomalies que posent le réseau d'assainissement, ainsi la détermination des zones d'insuffisance afin de prévoir des travaux de conception et gestion du réseau d'assainissement.

### III.2. Aperçu général du réseau d'assainissement existant :

La commune de Chettia est dotée d'un réseau de type unitaire très ancien ainsi que un réseau de type séparatif, les eaux usées domestiques, pluviales et industrielles sont véhiculées par des collecteurs principale de diamètre variant entre 600 et 800, 1000mm.

### III.3. Diagnostic :

La structure du système s'explique par l'historique des réseaux et des réalisations dans l'espace et dans le temps, des collecteurs et des ouvrages de leur modification successive renforcement et extensions.

#### III.3.1. Diagnostic physique :

Après un diagnostic effectué sur terrain, l'agglomération de Chettia comporte un réseau qui présente les aspects suivants :

##### a. Etat du réseau :

-le réseau d'assainissement de la zone préfabriquée est réalisé en 1980 inaccessible (tampons non apparents, ancien réseau non visitable, dalots oubliés).On constate une intrusion d'eau claire et des pollutions.

-Des ouvrages anciens sous forme de drains constitués de dalots et des tuyaux sans joints, sans regards de visite.

-Des collecteurs détériorés et corrodés, avec la présence des racines.

-Des inondations provoquées par une surcharge par temps de pluie.

-Un faible taux de raccordement dans les secteurs de la zone d'activité et des habitations périphériques du réservoir d'eau surélevé de volume 200 m<sup>3</sup>. Ces deux secteurs sont équipés par des fosses fixes ou autre installations.

## Chapitre IV CALCUL DE BASE

---

- Un absence totale de système d'assainissement dans le Nord-Ouest de la zone 08 (Batbata) et le Nord-Ouest de l'école Omar El Arbaoui à proximité de la mosquée Omar Ibn El Khatab et à côté du lycée Khawarizmi.

-Des collecteurs colmatés (tronçons R<sub>9</sub> –R<sub>10</sub> passant sous les constructions ; tronçons R<sub>72</sub> – R<sub>92</sub> et tronçons R<sub>93</sub> –R<sub>94</sub> passant à côté de la maison des jeunes, tronçons R<sub>316</sub> –R<sub>464</sub> en face unité ADE ; tronçons R<sub>420</sub> –R<sub>489</sub>-R<sub>490</sub> ; tronçons R<sub>628</sub> –R<sub>629</sub> à côté de l'école primaire BenzouaouiMohmed ; tronçons R<sub>607</sub> –R<sub>589</sub> en 96 logements ; tronçon (R<sub>116</sub>-R<sub>117</sub>) à coté le CEM GhanemKaddour est colmaté).

-Des diamètres importants se trouvent en dessous des constructions :

- Des collecteurs de diamètre 400mm ,600mm, en PES à côté du CEM Taib El Okbi.
- Des collecteurs de diamètre 600 mm, 1000mm en PES, un collecteur principal au côté Est de la zone S8.
- Un collecteur de diamètre 600 mm en PES, c'est un collecteur principal qui passe dans une zone fermée sous les baraques zone D3.
- Un collecteur de 600 mm en face la Gendarmerie Nationale.
- Des collecteurs de diamètre 600 mm, 800 mm en PES zone 05.
- Un collecteur de diamètre 500 mm zone 09.
- Des collecteurs de diamètre 600 mm, 800 mm et 1000 mm en PES sous constructions zone 04.
- Des collecteurs d'assainissement à côté de la nouvelle école primaire de la zone 08 tronçons (R<sub>1</sub> –R<sub>2</sub>-R<sub>3</sub>) réalisés en béton comprimée (B.C) passant sous les constructions.

-Un Raccordement direct de la buse se trouvant dans la zone D3 et qui est sans regard.

-la majorité des collecteurs tertiaires de diamètre 200mm trouvent en dessous constructions.

-Des Collecteurs non raccordés au réseau public du lotissement se trouvant à côté du marché hebdomadaire.

-La zone 10 comporte un réseau séparatif. Le réseau des eaux usées est sous constructions et le réseau des eaux pluviales est totalement disparu.

-Zone A01 comporte un réseau séparatif en 200 mm, certains collecteurs d'eaux usées sont sous les constructions par contre les rigoles des eaux pluviales sont totalement disparues à cause des extensions des constructions.

-Des collecteurs en PES fissurés :

- un collecteur de diamètre 600 mm en PES, tronçons (R<sub>202</sub> –R<sub>203</sub>).
- un collecteur de diamètre 1000 mm en PES à côté de la cité militaire zone B1.
- Des collecteurs de diamètre 800 mm, 1000mm en PES, tronçons (R<sub>592</sub> –R<sub>594</sub>) zone B2.
- un collecteur de diamètre 600 mm en PES, les tronçons (R<sub>152</sub> –R<sub>166</sub>, R<sub>170</sub> –R<sub>176</sub>).

## Chapitre IV CALCUL DE BASE

---

-Des tronçons (R<sub>213</sub> –R<sub>214</sub>-R<sub>215</sub>) réaliser en par une conduite de diamètre 300mm mais raccordée à une conduite de diamètre 200 mm.

-Des Collecteurs en acier, les tronçons (R<sub>526</sub>-R<sub>527</sub>-R<sub>529</sub>-R<sub>530</sub>-R<sub>532</sub>) de diamètre 500 mm.

-L'existence des collecteurs apparents.

### **b. Etat des ouvrages annexes :**

#### **b.1. Etat des déversoirs d'orage :**

Des déversoirs d'orage sous dimensionnés :

- Un déversoir DO1 de la zone D3 déverse directement sur chàaba et qui touche l'agglomération d'El-H'baïr, le diamètre d'entrée est de 1000 mm, celui de la sortie est de 400 mm en PES (DO1 à R<sub>206</sub>).
- Un déversoir DO2 se trouvant en face le château d'eau de volume 2000 m<sup>3</sup> (R<sub>2000</sub>), le diamètre d'entrée est de 500 mm et 600 mm en PES, le diamètre de sortie est de 600 mm PES qui déverse juste à côté d'El Hamam. les eaux pluviales (DO2 a R<sub>222</sub>). en 1000 mm et de collecteur 222 (R<sub>222</sub>) jusqu' au chàaba en 400 mm, le déversement se fait directement sur chàaba.
- Un déversoir DO3 qui se trouvent en zone 05 déversements directs touche les habitations en face le parc communal.
- Le collecteur 2×600 mm venant de la zone 11 déverse vers le déversoir DO4 qui touché les constructions.
- Le déversoir DO5 sa rentrée avec un collecteur de diamètre 500 mm, la sortie des eaux pluviales en 2×600 PES vers des terrains agricoles et la sortie des eaux usées en 2×600 mm en PES.

#### **b.2. Etat des regards de visite :**

Lors de notre enquête ; nous avons remarqué :

-Des regards obturés, dont la hauteur des dépôts (ordures; vase; troncs d'arbres) dépasse la section des conduites, ce problème est lié aux facteurs suivants

- la nature de la couverture du sol.
- la capacité des canalisations.

-Débordement des regards : R<sub>237</sub>, R<sub>240</sub>, R<sub>585</sub> à côté de l'école primaire Benzouaoui Mohamed.

-Des regards sans tampons qui favorisent l'introduction de toutes sortes de déchets et de pierres (CNEP en 300 mm; coté du CEM Mohamed EL Aid EL Khelifa).

-Des regards surélevés par rapport à la construction à côté du CEM Mohamed EL Aid EL Khelifa non opérationnel.

-Des regards non profonds ce qui favorise le retour des' eaux usées, les habitations au-dessous des regards.



## Chapitre IV CALCUL DE BASE

---

-Des regards cimentés par le dépôt des sédiments qui constituent une couche solide difficile à extraire.

-le regard R<sub>177</sub>, déversant vers le drain qui va être raccordé au collecteur principal venant d' El-H'baïr.

### **b.3. Etat des bouches d'égout :**

D'après le constat on a remarqué que les bouches d'égout existent dans quelques rues seulement. Elles sont toutes en moyen état ou fermées par les boues, cela est dû à l'absence d'entretien, ainsi que les eaux pluviales de RN 19 sont collectées par un canal ouvert trapézoïdal le long de RN19 coté Est.

### **b.4. Etat des joints :**

D'après les services hydrauliques, la connexion entre les conduites d'assainissement est assurée par des joints au niveau du raccordement. On trouve des joints en mortier ciment et d'autres en béton.

Vue l'ancienneté du réseau, ceci provoque le détachement des conduites et éventuellement une pénétration de la matière externe dans les collecteurs tel que le sable, les racines....

### **b.5. Etat de rejet :**

On a découvert que les collecteurs initiaux déversaient dans le milieu naturel urbanisé étaient souvent très anciens. Ces derniers représentent un grand pourcentage des flux épurés, ainsi que l'existence de 5 rejets, dont 04 rejets déversent dans le canal naturel d'El-H'baïr et qui affluent vers un nouveau collecteur d'El-H'baïr, et le cinquième rejet est le rejet principal déversant directement sur l'Oued Chlef.

Des lotissements sont bâtis au sein de Chàaba assainies avec des collecteurs de diamètres 400 mm en béton comprimé B.C et qui déversent ses eaux vers la rentrée de la zone 12. Cette situation pose beaucoup de problèmes et il y a même des risques d'apparition de maladies à transmission hydrique.



**Figure III.1.** Représente un débordement d'un regard ; (07/05/2018)



**Figure III.2.** Représente l'état dégradé d'une bouche d'égout ; (07/05/2018)

### III.3.2. Diagnostic hydraulique :

Le problème majeur de réseau d'assainissement est que les collecteurs sont à faibles pentes et vitesses favorisant le dépôt et provoquant un colmatage des collecteurs, avec un retour d'eau vers habitants. On remarque que les collecteurs ne peuvent assurer l'évacuation des eaux en période de crue d'où un risque majeur d'inondations.

On a un sous dimensionnement des déversoirs d'orage, qui provoque une pollution au milieu naturel tel que la quantité d'eau évacuée est très importante en période de crue, ainsi qu'en période sèche.

### III.4. Recommandation :

Après le diagnostic du réseau nous proposons ce qui suit :

- De mener une étude minutieuse dans laquelle l'agglomération sera divisée en plusieurs sous bassins pour pouvoir faire une bonne estimation des débits d'eaux usées et pluviales.
- Vérifier les conditions d'écoulement et de dimensionnement de tout le réseau (collecteur en bon état ou mauvais état).
- Remplacer les collecteurs vétustes.
- Les bouches d'égout et les regards doivent être nettoyés périodiquement de tous les déchets qui peuvent perturber l'écoulement et engendrer des problèmes laborieux sur le fonctionnement hydraulique normal du réseau.
- Choisir les meilleurs tracés pour les collecteurs à remplacer, si ceci s'avère nécessaire, pour assurer le bon fonctionnement du réseau.
- Remplacer les conduites et prévoir toutes les extensions du réseau pour les zones non assainies.
- Prévoir des déversoirs d'orage chaque fois que nécessaire.

## Chapitre IV CALCUL DE BASE

---

- Projeter une station d'épuration à proximité de l'Oued Chlefpour l'épuration des eaux usées à l'aval del'agglomération afin d'éviter la propagation des maladies à transmissionhydrique ainsi que d'éventuelle atteinte à l'environnement.
- Assurer la bonne réalisation du projet (pose de conduites, implantation des déversoirs d'orages et des regards...etc.)
- Disposer en face de la canalisation d'amenée d'une cloison (déflecteur) quiempêche la projection directe de l'eau sur les parois et qui réduit la turbulence à l'intérieur du regard.
- Rénovation des tronçons colmatés et sous dimensionnés.
- Rénovation des tronçons se trouvant sous les constructions illicites.
- Extension du réseau sur les parties non couvertes.[09]

### III.5. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'avoir des informations sur l'état actuel de notre réseau d'assainissement suite à un diagnostic approfondi, tandis que la majorité des tronçons exige la rénovation totale à cela s'ajoute la zone d'extension qui est dépourvue de réseau .Vu les problèmes causés par les rejets, la projection d'un réseau est obligatoire pour les habitations concernées par ces ouvrages. Le mauvais entretien du réseau et des ouvrages spéciaux vétustes note l'absence totale de la gestion périodique du réseau.

On constate qu'il est nécessaire de procéder à une rénovation totale du système d'assainissement de la commune de Chettia.



# **Chapitre IV**

**CALCUL**

**DE**

**BASE**

## Chapitre IV CALCUL DE BASE

---

### IV.1. Introduction :

L'assainissement des agglomérations est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique au plus bas prix, le plus rapidement possible et sans stagnation des eaux usées de différentes origines, provenant d'une agglomération ou d'un centre d'activité, de telle façon que les produits évacués ne puissent polluer l'environnement.

Dans ce contexte, le dimensionnement d'un réseau d'assainissement est indispensable, il est contraint de passer par certaines phases préliminaires, parmi lesquelles on trouve, le calcul de base.

Dans ce chapitre ; on va s'intéresser au calcul de base du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales et de l'estimation du nombre d'habitants pour L'horizon 2028, le choix du système de réseau et du schéma ; le nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

### IV.2. Evaluation de la population :

La population de la commune de Chettia est estimée actuellement à 88166 habitants d'après le recensement de 2018 avec un taux d'accroissement de 2.6 % (d'après le service technique de l'APC de Chettia) ; dans notre projet on doit estimer la population future durant la durée de vie du réseau projeté, on utilisera la formule de croissance géométrique.

$$p_n = p_0 * (1 + \tau)^n \dots \dots \dots (IV.1)$$

Avec :

$P_n$ : Population à l'horizon de calcul.

$P_0$ : Population de référence. (88166 habitants en 2018)

$\tau$  : taux d'accroissement démographique. (2.6%).

$n$  : nombre d'années séparant l'année de référence de l'horizon de calcul (2018-2028) ;  $N=10$  ans.

**Tableau IV.1** : Répartition de la population à différents horizons de calcul

Horizon d'étude	2018	2028
Population	88166	113965

### IV.3. Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales:

L'établissement du réseau d'une agglomération doit répondre à deux catégories de préoccupation, à savoir :

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et d'éviter toute stagnation après les averses.
- Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, ainsi que les eaux résiduaires industrielles.

Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement.

Plusieurs systèmes d'évacuations sont susceptibles d'être mis en service :

- Système unitaire.
- Système séparatif.
- Système pseudo séparatif.
- Systèmes spéciaux.

#### IV.3.1. Système séparatif :

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et, sous certaines Réserves, de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau.

#### IV.3.2. Système unitaire :

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par sur verse, D'une partie des eaux dans le milieu naturel.

#### IV.3.3. Système mixte :

On appelle communément système mixte un réseau constitué suivant les zones en partie en Système unitaire et en partie en système séparatif.

#### IV.3.4. Système pseudo séparatif :

L'usage a prévalu de désigner sous ce vocable des réseaux séparatifs où le réseau d'eaux usées Peut recevoir certaines eaux pluviales provenant des propriétés riveraines.

#### IV.3.5. Système composite :

C'est une variante du système séparatif qui prévoit, grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eaux usées en vue de leur traitement.

#### IV.3.6. Systèmes spéciaux :

## Chapitre IV CALCUL DE BASE

L'usage de ces systèmes n'est à envisager que dans les cas exceptionnels, On distingue :

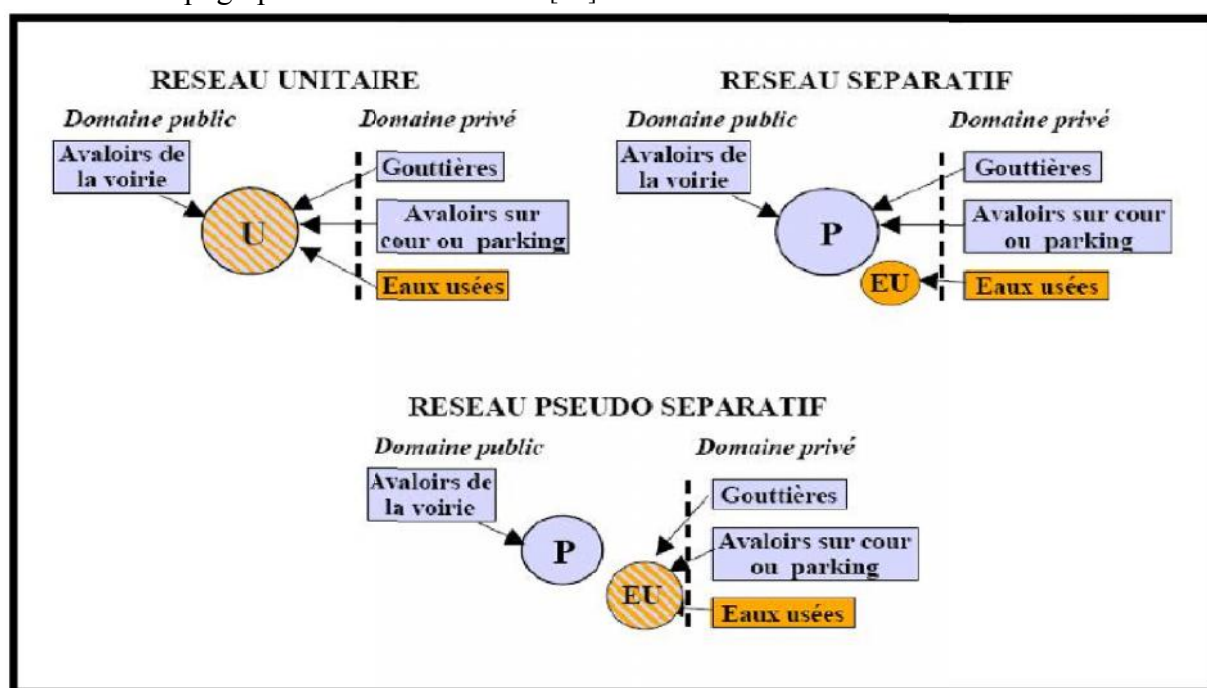
**Système sous pression sur la totalité du parcours :** Charge de façon permanente sur la totalité du parcours.

**Système sous dépression :** canalisations en dépression.

### IV.4- Choix du système d'évacuation :

Les paramètres prépondérants pour le choix du système d'assainissement sont :

- L'aspect économique une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
- Il faut tenir compte des conditions de rejet.
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant.
- La topographie du terrain naturel.[04]



**Figure IV.1.** Divers systèmes d'évacuation.

**Tableau IV.2:** Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux.

Système	Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	-milieu récepteur éloigné des points de collecte. - topographie à faible relief. - imperméabilisation	-conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. - encombrement réduit du sous-sol. - à priori	- débit à la station d'épuration très variable. - lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales.	-entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. - difficulté d'évaluation des

## Chapitre IV CALCUL DE BASE

	<p>importante et topographie accentuée de la commune.</p> <p>- débit d'étiage du cours d'eau récepteur important</p>	<p>économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales).</p> <p>- aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités.</p> <p>- pas de risque d'inversion de branchement.</p>	<p>- apport de sable important à la station d'épuration.</p> <p>- acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche.</p> <p>- rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage.</p>	<p>rejets directs vers le milieu récepteur.</p>
Séparatif	<p>-petites et moyennes agglomérations.</p> <p>- extension des villes.</p> <p>- faible débit d'étiage du cours d'eaux réceptrices.</p>	<p>- diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées.</p> <p>- exploitation plus facile de la station d'épuration.</p> <p>- meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques.</p> <p>- certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents).</p>	<p>- encombrement important du sous-sol.</p> <p>- coût d'investissement élevé.</p> <p>- risque important d'erreur de branchement.</p>	<p>Surveillance accrue des branchements.</p> <p>- entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales).</p> <p>- entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs).</p> <p>- entretien des postes de relèvement et des chambres à sables.</p>



## Chapitre IV CALCUL DE BASE

Spéciaux	<p>-L'utilisation de ces systèmes correspond à des cas d'espèce et leurs avantages dépendent de conditions locales spécifiques :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- topographies spéciales.</li> <li>- liaisons intercommunale.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- utilisable en terrain plat.</li> <li>- adapté lorsque la nappe est proche de la surface.</li> <li>- pas de sur profondeur des canalisations</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- coût d'exploitation plus élevé qu'avec un système gravitaire.</li> <li>- risque de développement de gaz toxique et corrosif (H<sub>2</sub>S) sur les refoulements de grande longueur.</li> <li>- équipements fragiles : pompe, pompe à vide, vanne automatique d'isolement, etc.</li> <li>- les systèmes en dépression ne fonctionnent plus en cas de fuite</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- entretien et contrôle régulier des postes de pompage et des vannes automatiques d'isolement.</li> <li>- contrôle de l'étanchéité des réseaux en dépression.</li> <li>- traitement des effluents septiques (cas d'H<sub>2</sub>S).</li> <li>- détection et localisation des arrivées d'eaux parasites.</li> </ul>
----------	--	---	---	---

Source : Office International de l'Eau

### REMARQUE :

Dans notre travail nous avons projeté un réseau d'assainissement de type unitaire afin d'évacuer avec le moindre coût les eaux usées et pluviale en même temps.

### IV.5. Schémas d'évacuation :

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions diverses selon le système choisit.

### IV.6. Choix du schéma du réseau d'évacuation :

Le choix du schéma du réseau d'évacuation à adopter, dépend des divers paramètres :

- Les conditions techniques et locales du site, du système existant, de la topographie du terrain et de la répartition géographique des habitants à desservir.
- Les conditions économiques ; le coût et les frais d'investissement et d'entretien.
- les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.[01]
- 

### REMARQUE :

## Chapitre IV CALCUL DE BASE

---

Pour notre agglomération, on adoptera le réseau d'eau usée avec schéma à déplacement latéral. Ce schéma permet de ne pas charger les collecteurs et de ne pas avoir des diamètres importants au centre de l'agglomération.

### IV.7. Délimitation des sous bassins :

En général, le bassin versant est un secteur géographique limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux, elle est définie comme l'aire de collecte qui recueille les eaux de ruissellement, il les concentre vers le point de sortie appelé exutoire.

Un bassin versant est caractérisé par sa surface, sa pente moyenne, sa longueur hydraulique et son coefficient de ruissellement. Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.

Le découpage du site en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

- La nature des sols.
- La densité des habitations.
- Les courbes de niveau.
- Les routes et les voiries existantes.
- Les pentes et les contre pentes.
- Les limites naturelles (oueds, talwegs.....).

Pour notre projet, le découpage de la zone à étudier se fait suivant la nature du sol et les routes, les pentes et les contres pentes.[01]

### IV.8. Choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement  $C_r$  est le rapport caractérisant le volume d'eau ruisselée sur une surface, au volume d'eau tombée sur cette surface. Autrement dit c'est le taux d'imperméabilisation, si « A » est La surface totale du bassin versant, « A' » la superficie de surface revêtue donc :

$$C_r = \frac{A'}{A} \dots\dots\dots(IV.2)$$

Ce coefficient dépend de plusieurs facteurs :

- La durée de pluie, et l'humidité de l'air.
- La nature du sol.
- La pente du terrain.

## Chapitre IV CALCUL DE BASE

---

- Le mode d'occupation du sol.
- La densité de la population.[01]

Comme une estimation erronée du coefficient de ruissellement conduit à un sous ou surdimensionnement du réseau, tous ces facteurs doivent être pris en considération pour la détermination de ce coefficient.

Le coefficient de ruissellement est estimé suivant deux cas :

- **Premier cas** : en fonction de la nature des surfaces à drainer. Les valeurs du coefficient de ruissellement de ces surfaces sont estimées d'une façon approchée, vu l'hétérogénéité de la nature de ces surfaces.

**Tableau IV.3:** Estimation du coefficient de ruissellement suivant la nature des surfaces.

Nature de la surface	Valeurs du coefficient de ruissèlement
Toit en métal, tuile, ardoise	0.9
Chaussées avec peu de joints	0.85-0.9
Pavés en pierre naturelles	0.75-0.85
Pavage en blocages	0.40-0.50
Surfaces goudronnées	0.25-0.60
Chemins en graviers	0.25-0.30
Gare, terrain de sport	0.10-0.30
Parcs, jardins, gazon	0.05-0.25
Forets	0.01-0.20

Source (SALAH, B., 1993 « polycopé d'assainissement »)

**Tableau IV.4 :** coefficient de ruissèlement en fonction de la surface drainée.

Surface	Coefficient de ruissèlement
Chaussées en béton asphaltée	0.70-0.95
Chaussée en brique	0.70-0.85
Toiture	0.75-0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux	
Plat (pente <2 %)	0.13-0.17
Pente moyenne 2 a 7 %	0.18-0.22
Pente abrupte	0.25-0.35
Entrée de garage en gravier	0.15-0.30

Source (SALAH, B., 1993 « polycopé d'assainissement »)

**Tableau IV.5 :** Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.

## Chapitre IV CALCUL DE BASE

Zones d'urbanisme	Cr
Zones très denses	0.90
Zones denses	0.60 – 0.70
Zones moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Squares, jardins, prairies	0.05 – 0.20

Source (SALAH, B., 1993 « polycope d'assainissement »)

- **Deuxième cas** : la densité de population influe énormément sur le coefficient de ruissellement, étant donné que les surfaces habitables sont revêtues (toitures ou surfaces goudronnées) Il a été constaté que plus la densité de population est importante plus le coefficient de ruissellement augmente, ce qui rend son estimation difficile pour des sous bassins préurbains vu la densité de population très éparse et faible.

**Tableau IV.6** : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population.

Densité de la population (hab /km <sup>2</sup> )	Cr
20	0.20
30– 60	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150– 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300– 400	0.60 – 0.80
400– 600	0.70 – 0.90

### REMARQUE :

Le coefficient de ruissellement de chaque sous bassin va être déterminé en fonction de la nature d'urbanisation.

### IV.9. Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :

A défaut de connaître le nombre exact d'habitants de chaque sous bassins, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier.

- On estime le coefficient de ruissellement de chaque sous bassin ;
- On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total ;
- On calcule la densité partielle de chaque sous bassin ;
- On déduit le nombre d'habitant dans chaque sous bassins.

#### IV.9.1. Coefficient de ruissellement pondéré :

## Chapitre IV CALCUL DE BASE

Dans le cas où la surface du bassin est formée de plusieurs aires élémentaires « Ai », auxquelles on affecte le coefficient de ruissellement « Cri », on calcule le coefficient de ruissellement pondéré par :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i \times C_{ri}}{A} \dots\dots\dots (IV.3)$$

Avec :

A : surface totale en (ha).

C<sub>ri</sub> : coefficient de ruissellement partiel.

C<sub>rp</sub> : coefficient de ruissellement total pondéré.

### IV.9.2. Calcul de la densité partielle :

$$D_i = \frac{C_{ri} \times P_t}{C_{rp} \times A} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Avec :

D<sub>i</sub> : densité partielle pour chaque sous bassin (hab / ha).

C<sub>rp</sub> : coefficient de ruissellement total pondéré.

A : surface totale (ha) A=601.22 ha.

P<sub>t</sub> : nombre total d'habitants (hab.) à l'horizon 2028 = 113965 hab

C<sub>ri</sub> : coefficient de ruissellement partiel.

On procède par la suite au calcul du nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin par la relation ci-dessous :

$$P_i = D_i \times A_i \dots\dots\dots (IV.5)$$

Les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont reportés dans le tableau IV.7

**Tableau IV.7 :** Coefficient de ruissèlement de chaque sous bassin.

Sous bassin	Surface (ha)	C <sub>rpi</sub>	D <sub>i</sub>	N <sub>i</sub>
SB (A)	43.02	0,90	177.43	76313
SB (B)	43.82	0,87	226.47	9922
SB (C)	69.70	0,85	221.26	21396
SB (D)	49.12	0,84	218.66	10738
SB (E)	70.02	0,82	213.45	14946
SB (F)	74.57	0,72	187.42	13976
SB (G)	105.71	0,68	177.01	18712
SB (H)	118.27	0,67	140.57	16625

## **Chapitre IV CALCUL DE BASE**

---

### **IV.10 Conclusion :**

Ce chapitre nous a permis de regrouper les renseignements suivants :

- Le système adopté pour notre agglomération est le système unitaire.
- Le découpage de l'aire d'étude nous a permis d'avoir 08 sous bassins caractérisés par des coefficients de ruissellement différents.
- Le nombre d'habitants à l'horizon 2028.



# Chapitre V

## EVALUATION DES DEBITS

# Chapitre V: EVALUATION DES DEBITS

---

## V.1. Introduction :

Le réseau d'assainissement est appelé pour assurer l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origine domestique. Avant de passer au dimensionnement des collecteurs, il faut que l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales porte essentiellement sur l'estimation de la quantité et de la qualité des rejets qui se caractérisent en fonction du type d'agglomération et des diverses catégories du sol.

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite l'étape initiale et primordiale qui est la détermination des débits d'eaux pluviaux et le débit d'eaux usées domestique et d'équipement.

De ce fait, nous ne devons pas nous faire des estimations aléatoires, mais bien au contraire nous devons mettre en évidence des valeurs approchées par le biais des méthodes appropriées, dont les plus utilisées sont :

- Méthode rationnelle.
- La méthode superficielle.

## V.2. Evaluation des débits d'eaux usées :

### V.2.1. Généralités :

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité des rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activités.

Comme ces eaux ont une composition qui peut être source de maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde ; fièvre paratyphoïde ; dysenterie ; diarrhées infectieuses), il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr.

D'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

### V.2.2. Nature des eaux usées à évacuer :

La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine des ces eaux usées.

On distingue :       - Les eaux usées d'origine domestique ;  
                              - Les eaux usées d'origine industrielle.

#### a. Les eaux usées d'origine domestique :

Ce sont des eaux qui trouvent leur origine à partir des habitations de l'agglomération,

Elles sont constituées essentiellement d'eaux ménagères et d'eaux vannes.

- les eaux ménagères englobent les eaux des vaisselles, de lavage, de bain et de douche.

- les eaux vannes englobent les eaux provenant des sanitaires.



## Chapitre V: EVALUATION DES DEBITS

---

### Quantités à évacuer

La quantité des eaux à évacuer dépend des normes de consommation en eaux potable et qui à leur tour dépendent de l'évaluation de la consommation actuelle.

Pour la quantification actuelle ou prévisible de la consommation en eaux potable, on a les facteurs suivants qui interviennent :

- Type d'habitats et leur degré de confort.
- Dotation en eaux potable.
- Conditions climatiques.

### b. Les eaux des services publics :

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics et pour éteindre les incendies. Ces eaux sont généralement chargées de matières grasses.

### c. Les eaux usées industrielles :

Ces eaux proviennent de diverses usines .Elles contiennent des substances chimiques (acide, basique) et toxiques.

La quantité d'eaux évacuées par les industries dépend de plusieurs facteurs :

- Nature de l'industrie : (Fabrications ou de transformations) ;
- Procédé de fabrication utilisé ;
- Taux de recyclage effectivement réalisé.

Mis à part la quantité à évacuer, il y a toujours certains paramètres à prendre en considération à savoir :

- Les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C.
- Elles ne doivent pas contenir de matières corrosives, solides ou toxiques. Si non elles doivent subir un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle.

### d. Eaux usées d'équipements :

On appelle équipements différents services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique. L'estimation se fait à base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité.

Chaque activité, à titre d'exemple :

Ecoles : 10 l/j/ élève.

CEM : 10 l/j/ élève.

Lycée : 10 l/j/ élève.

Douche : 250 l/ client.

Mosquée : 5 l/ fidèle.

### e. Les eaux parasites :

## Chapitre V: EVALUATION DES DEBITES

---

Les eaux parasites proviennent des nappes ou du réseau d'alimentation en eau potable, elles doivent être mesurées sur le réseau, mais en absence de valeurs mesurées la directive Allemande ATV préconise de prendre un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha. [08]

### V.2.3. Consommation en eau potable :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération dépend de certains

- Le développement urbain de la ville.
- Le niveau de vie de la population
- Le nombre d'habitants

Vu le développement qu'a connu la commune de Chettia en sens d'urbanisme et de mode de vie de la population ainsi que la disponibilité des ressources d'eaux, on a adopté une dotation en eau potable de **200 l/j/ha.**(ADE Chlef)

### V.2.4. Estimation des débits d'eaux usées :

L'évaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer journallement s'effectuera à partir de la consommation d'eau par habitant.

L'évacuation quantitative des rejets est fonction du type de l'agglomération ainsi que le mode d'occupation du sol. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée.

#### V.2.4.1. Estimation des débits d'eaux usées domestiques :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 200 l/j hab, et nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

#### a. Evaluation du débit moyen journalier :

Le débit moyen journalier rejeté est calculé par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,j}} = \frac{K_r \times D \times N}{86400} \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec:

Q moy j: débit moyen journalier d'eau usées domestique en (l/s) ;

Kr : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée ;

D : dotation journalière prise égale à 200 l/j hab ;

N : nombre d'habitants à l'horizon étudié (hab).

#### b. Evaluation du débit de pointe :

## Chapitre V: EVALUATION DES DEBITES

On estimera les valeurs de débits moyens journaliers  $Q_{moyj}$  applicables aux différents points stratégiques du réseau et auxquels on affectera le facteur de pointe correspondant calculé par cette formule :

$$k_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy}}} \quad \text{Si } Q_{moy} \geq 2.8 \text{ l/s} \quad \dots\dots\dots (V.2)$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si } Q_{moy} < 2.8 \text{ l/s} ;$$

Avec :  $K_p$  : coefficient de pointe ;

$Q_{moyj}$  : débit moyenne journalière ;[01]

Le débit de pointe est donné par la formule suivante :

$$Q_{pte} = K_p \times Q_{moyj} \dots\dots\dots (V.3)$$

### V.2.5. Evaluation des débits des équipements :

**Tableau V.1** :Evaluation des débits d'eaux usées des équipements.

sous bassin	Equipement	Unité de mesure	Nbr d'unité	Dotation	$Q_{moy\text{équi}}$	$K_p$	$Q_{t_{pt}\text{équi}}$
				l/j/u	l/s		l/s
A	(03) Ecoles primaires	élève	1300	10	0,12	3	0.89
	BMPJ	employé	150	15	0,021		
	Centre de santé	patient	100	50	0,046		
	Stade	mètre carrée	60	50	0,028		
	Maison de jeune		80	100	0,074		
	(02) Salles de prière	fidèle	150	5	0,007		
B	(02) Ecoles primaires	élève	750	10	0,069	3	0.63
	C E M	élève	430	10	0,04		
	Mosquée	fidèle	709	5	0,033		
	Centre de santé	patient	150	50	0,069		
C	CFPA	stagiaire	191	15	0,027	3	1.21
	Garage communale	employé	25	15	0,003		
	Salle omnisport	sportif	56	80	0,041		
	Stade	mètre carrée	50	50	0,023		
	(02) Lycées	élève	800	10	0,074		
	(03) Ecoles primaire	élève	110	10	0,01		
	Centre de santé	patient	200	50	0,093		

## Chapitre V: EVALUATION DES DEBITS

	Mosquée	fidèle	709	5	0,033		
	CEM	élève	588	10	0,054		
	Centre culturel	mètre carrée	800	5	0,037		
	Impôt Chettia	employé	18	5	8E-04		
	Salle de prière	fidèle	75	5	0,003		
	Sonelgaz	employé	12	15	0,002		
D	(02) Ecoles primaire	élève	600	10	0,056	3	1.5
	Mosquée	fidèle	709	5	0,033		
	CEM	élève	450	10	0,042		
	Central de télécommunication	employé	18	5	0.001		
	Centre des handicapés	Lit	120	200	0,222		
	Salle de prière (02)	fidèle	150	5	0,007		
	Station de lavage	voiture	100	150	0,139		
E	Lycée	élève	520	10	0,048	3	7.51
	CFPA	stagiaire	192	15	0,027		
	Garage CERFA	employé	15	15	0,002		
	Paramédicale	stagiaire	150	15	0,021		
	Mosquée	fidèle	709	5	0,033		
	Hôpital	Lit	800	300	2,222		
	Ecole primaire	élève	345	10	0,032		
	Marché couvert	mètre carrée	400	5	0,019		
	CEM	élève	320	10	0,03		
	Section de l'impôt intercommunale	employé	12	15	0,002		
	Cinéma	mètre carrée	1500	5	0,069		
F	(02) Mosquées	fidèle	1418	5	0,066	3	0.63
	Ecole primaire	élève	430	10	0,04		
	NORGAZ	employé	200	15	0,028		
	Piscine	mètre carrée	1500	5	0,069		
	Bureau de poste de Chettia	employé	10	15	0,001		
	OPGI	employé	10	15	0,001		
	Tribunal	employé	30	15	0,004		
G	GIPEC	employé	90	15	0,013		
	SOGERWAL	kilo de sucre	200	100	0,185		
	CNAS	employé	10	15	0,001		

## Chapitre V: EVALUATION DES DEBITS

	Protection civile	employé	57	15	0,008	3	3.44
	(04) Ecoles primaire	élève	1350	10	0,125		
	Mosquée	fidèle	709	5	0,033		
	Centre de santé	patient	110	50	0,051		
	Terrain math éco	mètre carrée	300	5	0,014		
	CEM	élève	420	10	0,039		
	Douche	personne	154	250	0,356		
	Central de télécommunication	employé	20	15	0,003		
	Inspection des impôts	employé	16	15	0,002		
	Salle de prière	fidèle	75	5	0,003		
	Imprimerie	employé	250	15	0,035		
	Salle polyvalent	mètre carrée	6000	5	0,278		
	H	Laiterie	litre de lait traité	1200	5		
A D E		employé	65	10	0,006		
C E M		élève	388	10	0,036		
(02) Stades		mètre carrée	140	50	0,065		
(02) Mosquées		fidèle	1418	5	0,066		
(02) Ecoles primaire		élève	580	10	0,054		
Limonadière Saidia		bouteille	605	5	0,028		
Limonadière frimia		bouteille	800	5	0,037		
Limonadière Cherchar		bouteille	1050	5	0,049		

### V.2.6. Evaluation du débit moyen journalier et le débit rejeté :

**Tableau V.2 :** Evaluation du débit moyen journalier et le débit rejeté.

Sous bassin	Nbr d'habitants	Dotation (l/j/hab)	Q <sub>moy</sub> ; usées (l/s)	K <sub>p</sub>	Q <sub>usées</sub> ; p (l/s)
A	76313.00	200.00	141.32	1.71	241.70
B	9922.00		18.37	2.08	38.56
C	21396.00		39.62	1.90	75.17
D	10738.00		19.89	2.06	40.98
E	14946.00		27.68	1.98	54.67
F	13976.00		25.88	1.99	51.54
G	18712.00		34.65	1.92	66.69

## Chapitre V: EVALUATION DES DEBITS

H	16625.00		30.79	1.95	60.05
---	----------	--	-------	------	-------

### V.3. Evaluation des débits d'eaux pluviales :

Les eaux pluviales sont celles qui proviennent des précipitations atmosphériques. Et sont assimilées à des eaux pluviales provenant des eaux d'arrosage et de lavage des voies publiques et privées, des jardins, des cours d'immeubles, des eaux de vidange de bassins de natation. Ce sont donc essentiellement des eaux de ruissellement de surface.

Pour l'estimation des eaux pluviales, on fait un découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassin, suivant des critères bien précis, en suite on attribue à chaque sous bassin un coefficient de ruissellement pondéré en fonction de la nature du sol drainé. La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application de différentes méthodes, comme la méthode superficielle ou rationnelle.[01]

#### V.3.1. Méthode rationnelle :

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en sous bassin, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS, c'est une méthode qui a fait et fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface

Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne « i » supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ». La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot i \cdot A \quad (l/s) \dots\dots\dots (V.16)$$

Avec :

Q : débit d'eau de ruissellement (l / s) ;

A : surface de l'aire d'influence (ha) ;

Cr : coefficient de ruissellement ;

i : intensité de précipitation (l / s / ha);

$\alpha$ : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie. Dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin.[01]

#### V.3.1.1. Les hypothèses de la méthode rationnelle :

Les hypothèses de base sont les suivantes :

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.
- Le débit de pointe  $Q_p$  en m<sup>3</sup>/s de l'hydro gramme de ruissellement est une fonction du débit précipité i, A.

## Chapitre V: EVALUATION DES DEBITS

- L'intervalle de la récurrence du débit de pointe  $Q_p$  est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme  $i$ .
- En fin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre. [5]

### V.3.1.2. Validation de la méthode rationnelle:

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées, le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, ainsi elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée que pour les zones étendues, car les calculs deviendront fastidieux cette c'était avant l'ajoutant de coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie.

### V.3.1.3. Temps de concentration :

Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné. On considère que le temps de concentration est issu de trois temps de concentrations différents :  $t_1$ ,  $t_2$  et  $t_3$  :

$t_1 = \frac{L}{60 \cdot v}$  : C'est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites. (En Minutes)

$t_2$  : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement on l'estime compris entre 2 et 20 minutes.

$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}}$  : Temps de ruissellement sur un parcours ne comportant pas de canalisation. (En Minutes)

Où :

$L$  : Longueur de la conduite (m).

$v$  : Vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite. (m/s).

$I$  : Pente moyenne du chemin parcouru par l'eau (m).[01]

### REMARQUE :

Suivant la configuration de chaque sous bassin on évaluera le temps de concentration qui lui corresponde.

**Tableau V.4 :** Evaluation de débit des eaux pluviales.

Sous bassin	Surface (ha)	$C_r_p$	Intensité $I(l/s/ha)$	$\alpha$	$Q_{pluvial}$ (l/s)
A	43.01	0.9		0.87	453.96
B	43.81	0.87		0.88	420.65
C	96,7	0.85		0.86	9638.07

## Chapitre V: EVALUATION DES DEBITS

D	49,11	0.84	134.78	0.89	4948.40
E	70,02	0.82		0.88	6809.95
F	74,57	0.72		0.84	6078.57
G	105,71	0.68		0.80	7750.69
H	118,27	0.67		0.84	8971.27

### V.3. Evaluation Des débits des eaux parasites :

Généralement le débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha.

Dans notre cas on prend:

$$Q_{\text{eaux parasites}} = 0,15 \times A \dots\dots\dots (V.19)$$

Avec :

A : surface du bassin en hectare

**Tableau V.5:** Evaluation Des débits des eaux parasites.

Sous bassin	Surface (ha)	Q parasite (l/s)
A	43.01	6.45
B	43.81	6.57
C	96,7	14,51
D	49,11	7,37
E	70,02	10,50
F	74,57	11,19
G	105,71	15,87
H	118,27	17,74

### V.4. Evaluation des débits totaux :

**Tableau V.6 :** Evaluation des débits totaux à l'horizon 2028.

Sous bassin	Q usée,p (l/s)	Q équipement (l/s)	Q parasite (l/s)	Q pluviale (l/s)	Q total (ls)
A	241.7	0.89	6.45	4538.96	4565.705
B	38.56	0.63	6.57	4520.65	4787.47
C	75.17	1.20	14.51	9638.07	9727.83
D	40.98	1.50	7.37	4948.40	4996.91
E	54.67	7.50	10.50	6809.95	7217.40
F	51.54	0.63	11.19	6078.57	6144.57
G	66.69	3.44	15.87	7750.69	7818.29



## Chapitre V: EVALUATION DES DEBITS

---

H	60.05	1.19	17.74	8971.27	9049.23
---	-------	------	-------	---------	---------

### V.5. Conclusion:

Dans ce chapitre on a pu quantifier les débits d'eaux usées et pluvieux pour dimensionnées le réseau d'assainissement.

D'après les valeurs des débits obtenues, nous constatons que les débits d'eaux usées ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux.



# Chapitre VI

## CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU

## Chapitre VI : CALCUL HYDRAULIQUE DURESEAU

---

### VI.1. Introduction :

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit du réseau. Le calcul hydraulique consiste à dimensionner les ouvrages d'évacuation (collecteurs et ouvrages annexes) tout en respectant les normes d'écoulement. Un réseau d'assainissement doit assurer l'évacuation rapide des matières fécales hors des habitations, le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes autrement dit toute mesure possible d'être auto-cureur. Donc il est important de vérifier les vitesses d'écoulement pour les faibles débits : C'est-à-dire qu'il doit être conçu de telle manière que les sables soient automatiquement entraînés par des débits pluviaux.

L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs.

### VI.2. Conditions d'implantation des réseaux :

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto-curage. La pente minimale souhaitable est de 0,003m/ m.

La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements. Cette profondeur doit être faite de façon à ce que le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter. [6]

### VI.3. Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

L'écoulement en assainissement est gravitaire dans la mesure du possible, elle est liée à la topographie du terrain naturel, le dimensionnement du réseau d'assainissement du type unitaire doit permettre l'entraînement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

Lorsqu'il s'agit du réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites.

- La vitesse d'auto curage : comme les eaux usées sont des eaux chargées, qui contiennent du sable, facilement décantable. Pour empêcher ce phénomène il faut avoir une vitesse d'écoulement qui satisfait les conditions suivantes :
  - Une vitesse d'au moins 0,6 m/s pour un dixième du débit de pleine section.
  - Une vitesse d'au moins 0,3 m/s pour un centième du débit de pleine section.
- Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des curages périodiques ou des chasses automatiques.
- La vitesse d'érosion : c'est la limite supérieure (entre 4 et 5 m/s), au-dessus de celle-ci les parois internes des conduites seront soumises à une forte érosion due au sable. [6]

## Chapitre VI : CALCUL HYDRAULIQUE DURESEAU

### VI.4. Mode de calcul :

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère les hypothèses suivantes :

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau on définit les paramètres suivants :

- Périmètre mouillé (P) : C'est la longueur du périmètre de la conduite qui est au contact de l'eau (m)
- Section mouillée (S) : C'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau elle est exprimée en (m<sup>2</sup>).
- Rayon hydraulique (Rh) : C'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé. Exprimé en (m).
- Vitesse moyenne (v) : C'est le rapport entre le débit volumique (m<sup>2</sup>/s) et la section (m<sup>2</sup>). Cette dernière est exprimée en (m/s).

- le rapport des débits :  $R_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} \dots \dots \dots (VI.1)$

- rapport des vitesses :  $R_V = \frac{v}{v_{ps}} \dots \dots \dots (VI.2)$

- rapport des hauteurs :  $R_h = \frac{h}{D} \dots \dots \dots (VI.3)$

Avec :

Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire en (m<sup>3</sup>/s) ;

V : Vitesse d'écoulement en (m/s) ;

h : Hauteur de remplissage dans la conduite en (m) ;

D: diamètre normalisé de la conduite en (mm) ;

Q<sub>ps</sub> : Débit de pleine section en (m<sup>3</sup>/s) ;

V<sub>ps</sub> : Vitesse à pleine section en (m/s).

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre dans la plus part du temps régi par la formule de la continuité :

$$Q = V \times S \dots \dots \dots (VI.4)$$

Avec :

Q : Débit (m<sup>3</sup>/s).

S : Section mouillée (m<sup>2</sup>).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

## Chapitre VI : CALCUL HYDRAULIQUE DURESEAU

Cette vitesse se calcule par différentes expressions. Si on choisit la formule de Manning, la vitesse en m/s est déterminée par l'expression :

$$V = K_s \times R^{2/3} \times I^{1/2} \dots\dots\dots(VI.5)$$

Où :

$K_s$  : Coefficient de rugosité.

R : Le rayon hydraulique (m).

I : Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné (m/m).

- Coefficient de rugosité de STIRICKLER qui dépend de la paroi de la conduite.

**Tableau VI.1** : liste des coefficients de rugosité  $K_s$  en (m<sup>1/3</sup>/s) de la formule de Manning.

Type de collecteur	Eaux pluviales	Eaux usée
Fossé naturelle en très mauvais état et pente faible	10	-
Fossé naturelle en très mauvais état, de pente $\geq 3\%$	20	-
Caniveau rugueux (galets, herbes ...)	30	-
Caniveau en terrain naturelle ordinaire	30 40	-
Caniveau en grosses maçonnerie ou en stabilisé	45 60	-
Caniveau en enrobé	60	-
Caniveau fermi en béton type dalot	60 70	-
Réseau avec dévotes susceptible de se former	50 55	-
Réseau pourvu de bouche à décantation	60 65	-
Réseau tenant compte d'intrusion de boues	-	-
Réseau bien conçu, bien construit et très bien entretenu	-	70
Collecteur en béton, grès, fonte ... encrassé ou avec incrustations ou dégradations superficielles.	65	65
<b>Collecteur en béton avec de nombreux branchements, des cunettes et raccordement en maçonnerie.</b>	70	<b>70 à 75</b>
Collecteur en béton, grès, fonte ... dans des conditions normales d'exploitions.	80	85
Collecteur gros diamètre en béton, en élément ou coulé en place, ou projeté bien lissé.	85 90	-
Collecteur gros diamètre en fonte	95	-
<b>Collecteur PVC et analogues en secteur pavillonnaire (peu de branchement) et bien entretenu</b>	-	<b>100</b>

**REMARQUE :**

Notre cas, on prend  $K_s = 75$  pour les tronçons en Béton Armée et  $K_s=100$  pour le tronçon en Dans PVC.

## Chapitre VI : CALCUL HYDRAULIQUE DURESEAU

---

Concernant le diamètre, il sera calculé par la formule suivante :

$$D = \left( \frac{3.2 \times Q_t}{K_s \times \sqrt{I_m}} \right)^{\frac{3}{8}} \dots\dots\dots (VI.6)$$

Tel que :  $Q_t = Q_{usée} + Q_{pluv}$ ,

Avec :

$Q_{usée}$  : débit d'eau usée ( $m^3/s$ ).

$Q_{pluv}$ : débit d'eau pluviale ( $m^3/s$ ).

- Le débit à pleine section est donné par la relation suivante :

$$Q_{ps} = \frac{\pi \times D_{nor}^2 \times V_{ps}}{4} \dots\dots\dots (VI.7)$$

- Le calcul de la vitesse à pleine section se fera par l'intermédiaire de la relation suivante:

$$V_{ps} = K_s \left( \frac{D_{nor}}{4} \right)^{2/3} \sqrt{I} \dots\dots\dots (VI.8)$$

Avec :

$Q$  : Débit véhiculé par la conduite circulaire en ( $m^3/S$ ).

$V$ : Vitesse d'écoulement en ( $m/s$ ).

$h$  : Hauteur de remplissage dans la conduite en ( $m$ ).

$D_{nor}$ : diamètre normalisé de la conduite en ( $mm$ ).

$I$  : Pente du collecteur en ( $m/m$ ).

$Q_{ps}$ : Débit de pleine section en ( $m^3/s$ ).

$V_{ps}$ : Vitesse à pleine section en ( $m/s$ ).

Les valeurs de  $R_v$  et  $R_h$  sont données en fonction  $R_q$  à l'aide des relations suivantes :

$$R_h = 0,029 - 0.86R_q^{0.5} + 32.70R_q - 336.44R_q^{1.5} + 1923R_q^2 - 6621.64R_q^{2.5} + 14266.02R_q^3 - 19348.04R_q^{3.5} + 16030.81R_q^4 - 7406.85R_q^{4.5} + 1461.66R_q^5 \dots\dots\dots (VI.9)$$

$$R_v = 0.18 + 13.02R_q + 147.41R_q^2 + 1453.71R_q^3 - 7013.42R_q^4 + 20892.22R_q^5 + 47540R_q^7 - 35211.58R_q^8 + 14635R_q^9 - 2611.51R_q^{10} \dots\dots\dots (VI.10)$$

## **Chapitre VI : CALCUL HYDRAULIQUE DURESEAU**

---

Le dimensionnement du réseau d'assainissement en gravitaire considère les hypothèses suivantes :

- L'écoulement est permanent uniforme à surface libre.
- La pente de la ligne d'énergie est assimilée à celle du radier du collecteur,
- Les pertes de charge engendrées dans la conduite d'une longueur donnée représentent exactement l'énergie potentielle donnée par la différence des cotes entre les extrémités Amont et aval. [6]

### **REMARQUE :**

Les résultats de notre dimensionnement sont représentés en annexe I.

### **VI.5. Conclusion :**

L'objectif de ce chapitre est de dimensionner les collecteurs principaux et secondaires ainsi que l'émissaire, D'après les tableaux du calcul hydraulique qu'on a fait, on peut dire que la rénovation de système d'assainissement va résoudre les problèmes constatés.

La condition principale de l'auto-curage va être vérifiée, et le fonctionnement du réseau est bon en périodes sèches et humides. Pour une bonne exploitation de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites ce qui nous a amené à opter pour des conduites en PVC et béton armé.



# Chapitre VII

## DIMENSIONNEMENT D'UNE STATION DE REFOULEMENT



### **VII.1. Introduction :**

L'assainissement des agglomérations au sens où l'entend la présente instruction a pour objet d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

En assainissement, les stations de refoulement sont destinées à élever les eaux d'un niveau à un autre, soit pour le franchissement d'un obstacle, soit pour modifier des tracés devenus économiquement inacceptables avec les données d'aval.

On peut dire que le problème principal qui exige l'implantation de la station de refoulement des eaux usées est la pente de son terrain, et que cette station sera coûteuse.

Dans ce chapitre on va faire un dimensionnement d'une station de refoulement avec ses équipements d'une façon technico-économique afin d'assurer un bon fonctionnement c'est à dire satisfaire les besoins et avec un prix raisonnable.

### **VII.2. Choix de la variante de la trace de refoulement et l'emplacement de la station de refoulement :**

#### **VII.2.1. Les stations de refoulement :**

La station de pompage permet de refouler les eaux usées quand le terrain est trop plan.

La station de refoulement est nécessaire quand la pente du terrain ne permet pas un écoulement de l'eau par gravité. Elle se place avant la fosse ou entre celle-ci et la filière de traitement.

#### **VII.2.2. Exigences principales soumises à la station de refoulement :**

Tous projet de station de refoulement doit tenir compte des recommandations suivantes :

- Diminution possible du coût de génie civil.
- Organisation de l'exécution des travaux en phases.
- Utilisation des matériaux de conception récente.
- Normalisation des solutions techniques.
- Utilisation des projets-types.
- Il faut éviter les zones inondables.

### VII.2.3. Choix de l'emplacement de la station de refoulement :

L'implantation et le type de la station de refoulement sont établis suivant des considérations techniques et économiques :

- Le site doit être géologiquement stable.
- Eviter les zones inondables.
- Tenir compte de l'emplacement du déversoir d'orage.
- Le rapprochement des ouvrages le plus possible (trace économique).
- Eviter les contre pentes.
- La surface d'occupation de la station de refoulement doit être la plus économique possible.
- Eviter les stations balnéaires et les propriétés privées.
- Distance entre aéroport et la station de refoulement doit être de 30 km au minimum.
- Prévoir la dérivation des eaux pluviales.
- Prévoir une plateforme à l'entrée de la station de refoulement.
- Réduire les travaux de terrassement.
- Assurant l'accès des voitures, des engins, des pompiers, à tout le bâtiment et à tout ouvrage (visite et réparation).
- Elle dépend du relief d'accès de l'alimentation en énergie électrique ; des conditions géologiques.
- Prévoir de la verdure autour de la station.
- La station de refoulement doit être située au mieux par rapport :
  - aux besoins à satisfaire.
  - à la ressource en eau.
  - aux contraintes liées à la nature de la ressource en eau.[10]

### VII.2.4. Donnée de base initiale :

Les données nécessaires à l'élaboration de notre station de refoulement sont les suivantes :

- Notre station reçoit un débit total de point des eaux usées qui est égale à 100 [l/s] à l'horizon 2028.

**Tableau VII.1** : représente l'estimation de débit refoulé à l'horizon 2028.

Zone A01				
Superficie (ha)	Q <sub>usées</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>plv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>Total</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>dim</sub> (m <sup>3</sup> /s)
5.01	0.05	3.84	3.89	0.1

## Chapitre VII : DIMENSIONNEMENT D'UNE STATION DE REFOULEMENT

-Plan topographique : ce plan permet de faire le choix de l'emplacement de la station et du tracé la conduite de refoulement avec les différentes côtes topographiques.

-La source d'énergie électrique : elle permet de faire le choix technico-économique de certains équipements (il existe une ligne de haute tension qui est proche de la station).

-La nature du sol : permet de faire le choix du bâtiment de la station, et du type de matériau.

### VII.2.5. Calcul de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale c'est donné par la formule suivant :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H \dots \dots \dots (VII.1)$$

Avec :

$H_g$  : la hauteur géométrique est la différence de cote entre la cote de niveau min du puisard et la cote du point la plus élevé de cette conduite de refoulement.

La cote du terrain naturel de du puisard =198 m.

La cote du terrain naturel du point le plus élevé (cote de la conduite gravitaire) =214 m

Donc : la hauteur géométrique :  $H_g = 214 - 198 = 16$  m

$\Delta H$  : Les pertes de charge totales.

$$\Delta H = \Delta H_{linéaire} + \Delta H_{singulaire} \dots \dots \dots (VII.2)$$

Avec :

$\Delta H_{linéaire}$  : pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_{linéaire} = \lambda \times \frac{V^2 \times L}{2g \times D} \dots \dots \dots (VII.3)$$

Avec  $\lambda = f(\text{Re}; \frac{\varepsilon}{D})$

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \dots \dots \dots (VII.4)$$

$\Delta H_{singulière}$  : pertes de charge singulières.

$\Delta H_{singulaire} = (5 \text{ à } 10) \% \Delta H_{linéaire}$  Alors  $\Delta H = (1.05 \text{ à } 1.1) \Delta H_{linéaire}$

Selon la méthode de Bona :

$$D_{calculé} = \sqrt{Q} \dots \dots \dots (VII.5)$$

$V = \frac{Q}{S}$  avec v : c'est la vitesse.

**A.N** :  $D_{calculé} = \sqrt{0.1} = 316$  mm donc le diamètre approximatif  $D = 320$  mm

On prend la rugosité d'un conduite PVC  $\varepsilon = 0.029 \times 10^{-5}$  m.

$$V = \frac{0.1}{0.08} = 1.25 \text{ m/s}$$

$$\lambda = 4.33 \times 10^{-3}$$

$$\Delta H_{linéaire} = 0.71 \text{ m}$$

Alors HMT = 16 + 0.75 = 16.75 m

$$\text{HMT} = 16.75 \text{ m}$$

### VII.3. Dimensionnement de la bête de stockage :

Sachant que le d'bit arriv' à la station est un d'bit total  $Q = 0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ , pour notre station la bête de stockage à deux fonctions la premi'ere est de stocker les eaux us'ees qui arrivent du collecteur d'amen'ee et la deuxi'eme d'etre une bête d'aspiration pour les pompes de refolement.

#### VII.3.1. Volume de la bête :

Le volume de la bête de stockage de la station est adopt' e'gale au d'bit total qui arrivant en un temps d'etermin'.

On à :  $V_t = Q \times T \dots\dots\dots$  (VII.6)

$V_t$  : volume de la bête en ( $\text{m}^3$ ).

$Q$  : d'bit total qui arriv'ees à la station de relevage.

$T$  : temps de stockage des eaux dans la bête pendant l'arr'et des pompes, pour un meilleur fonctionnement des pompes, et un bon entretien du mat'riel, la dur'ee du cycle s'echelonne entre 6 et 15 min.

Donc : on fixe  $T = 15$  minutes.

$$V_t = 0.1 \times 60 \times 15 = 90 \text{ m}^3.$$

Le volume total de la bête sera :  $V_t = 90 \text{ m}^3$ .

#### VII.3.2. Surface de la bête :

On a :  $S = \frac{V_t}{H}$  (la forme de bête est rectangulaire).

$S$  : surface de la bête en ( $\text{m}^2$ ) ;  $V$  : volume de la bête en ( $\text{m}^3$ ).

$H$  : la hauteur de la chambre en (m), on fixe cette hauteur à  $H = 3$  m.

#### VII.3.3. Longueur et largeur de la bête :

On a :  $S = B \times L$  (la forme de la bête est rectangulaire).

$L$  : La longueur de la bête en (mm).

$B$  : La largeur de la bête  $B = \sqrt{\frac{S}{2}}$  en (m).

**Tableau VII.2:** Variantes pour le choix du nombre de pompes.

Dimensions	Chambre
Volume (m <sup>3</sup> )	90.0
Hauteur (m)	2.5
Surface (m <sup>2</sup> )	36.0
Longueur (m)	9.0
Largeur (m)	4.0

### VII.4.Choix des équipements hydromécanique et énergétique :

#### VII.4.1. Détermination de nombre de pompes :

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit max, donc il faudra choisir un nombre de pompes qui assure un débit total égal à ce débit maximum.

Il faut aussi assurer le secours de la station, par une, ou deux pompes de secours, pour les utiliser en cas de panne.

Le nombre des pompes principales repose sur le rendement, la puissance, l'encombrement....

#### VII.4.2. Les critères à respecter dans le choix :

Les critères à respecter dans le choix sont :

- Nombre minimal de pompes
- Le meilleur Rendement.
- NPSH requis minimal.
- Puissance absorbée minimale.
- Le nombre de tours par min plus important.

#### VII.4.3. Choix du nombre de pompe centrifuge suivant le catalogue :

Pour cela on travaille avec la formule suivante :

$$N_{inst}=N_p+n. \dots\dots\dots(VII.7)$$

Avec :

$N_p$ : nombre de pompes principales en fonctionnement.

$n$  : nombre de pompes de secours.

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise le Logiciel «CAPRARI ».

## Chapitre VII : DIMENSIONNEMENT D'UNE STATION DE REFOULEMENT

On a besoin de refouler un débit total égale 100 l/s sur une hauteur de 16.75m Donc le choix se fait à partir des variantes suivantes :

### 1. pour n=1 :

Pour deux pompes on a :

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = 100 \text{ l/s}$$

D'autre part on a :  $H_{cal} = 16.75\text{m}$

### 2. pour n=2 :

Pour deux pompes on à :

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = \frac{100}{2} = 50 \text{ l/s}$$

D'autre part on à :  $H_{cal} = 16.75\text{m}$

### 3. pour n =3

On Pour trois pompes a :

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ l/s}$$

D'autre part on à :  $H_{cal} = 16.75\text{m}$

D'où d'après le logiciel on trouve que cette pompe à comme caractéristiques.

**Tableau VII.3: Variantes pour le choix du nombre de pompes.**

N	Type de pompe	Débit (l/s)	HMT (m)	Rend(%)	P <sub>abs</sub> (kw)	N <sub>tr</sub> (tr/min)	NPSHr (m)
1	KCM250 R	133.00	17.30	73.70	29.90	950	3.68
	KCMN	103.00	16.80	70.00	24.00	1450	5.56
	KCD200 N	101.00	16.80	67.00	24.80	1450	3.99
2	KCMIL 4P	45.70	16.60	73.90	10.10	1450	0.00
	KCMIN	46.40	16.16	61.40	12.30	1450	6.03
	KCMMP	51.10	16.80	58.20	14.50	980	-3.11
3	KCMIL 4P	42.40	17.20	72.10	9.92	1450	0.00
	KCMFL	34.27	16.80	63.20	9.00	2900	0.00
	KCMMP	44.60	17.30	52.80	10.4	980	-5.10

Les pompes choisies sont des pompes immergées de type KCM FL. On remarque que les meilleures caractéristiques pour la 3<sup>ème</sup> variante donc on prend une installation de trois

pompes (trois en fonctionnement et une de secours) sachant que chaque groupe refoule un débit de 34.27 l/s.

Caractéristique de la pompe choisit présenter dans l'Annexe III

### VII.4.4. Calcul du rendement de la station :

Le rendement de la station de pompage est donnée par :

$$\eta_{sp} = \eta_p \times \eta_m \times \eta_{tr} \times \eta_{re} \dots \dots \dots (VII.8)$$

- $\eta_{sp}$ : Rendement de la station de pompage.
- $\eta_p$ : Rendement de la pompe qui est égale à 0.789.
- $\eta_m$ : Rendement de moteur électrique qui est égale à 0.95.
- $\eta_{tr}$ : Rendement de transmission qui est égale à 1.
- $\eta_{re}$ : Rendement de réseau électrique qui est égale à 0.99.

Donc :  $\eta_{sp} = 74.20 \%$

Le Temps de pompage sera 24 h/jr.

### VII.4.5. Choix du moteur électrique :

Puisque la pompe demande un moteur électrique pour la faire tourner il faut avoir des critères pour choisir le moteur le plus adapté avec la pompe choisie, et parmi ces critères on peut citer les suivants :

- Prendre en considération la puissance absorbée.
- Position de l'arbre de moteur (vertical ou horizontal).
- Vérification de nombre de tours de moteur, il faut qu'elle soit égale, plus 200 tr/min ou moins 200 tr/min par rapport à la vitesse de rotation de la pompe.
- La tension d'alimentation du moteur électrique.
- Prendre en considération la variation de la vitesse.

Et pour choisir le type de moteur on a besoin de :

#### a. La vitesse de rotation de moteur :

Tel que :  $N_{mot} = N_{Pompe}$  plus ou moins 200.

$$N_{mot} = 2900 \text{ plus ou moins } 200$$

#### b. La puissance fournie par le moteur électrique :

## Chapitre VII : DIMENSIONNEMENT D'UNE STATION DE REFOULEMENT

La puissance du moteur électrique est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi \cdot Q_{\max} \cdot Hc_{\min} \cdot K}{\eta_p \cdot \eta_{acc} \cdot \eta_m} \dots\dots\dots (VII.9)$$

Avec :

$\eta_{acc} \approx 1$  Accouplement.

$\eta_m$  : Rendement du moteur (0,92 – 0,95).

$\eta_p$  : Rendement de la pompe (0,632).

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur, les valeurs du coefficient K sont données dans le tableau VII.3:

**Tableau VII.4 :** Variation du coefficient K en fonction de la puissance P.

P (Kw)	1÷2	2÷10	10÷50	50÷100	100÷200	>200
K	2	2÷1,3	1,3÷1,2	1,2÷1,1	1,1÷1,05	1,05

Pour  $P = 38.2 Kw$  ;  $K=1,2$ .

$$P_m = \frac{9810 \times 0.1 \times 16.75 \times 1,3}{1 \times 0.632 \times 0,95} = 35.58 Kw$$

Après la correction de la puissance absorbée avec l'augmentation de sécurité la puissance absorbée sera :

$$P_m = 35.58 \times 1,3 = 46.25 Kw$$

$$P_m = 46.25 Kw$$

### VII.4.6. Equipement hydrauliques en aval des pompes:

La station de refoulement n'est pas composée avec que des pompes et des moteurs électriques mais elle est composée de plusieurs autres accessoires, qui font assurer et guider le bon fonctionnement de la station.

#### a. Equipement en aval :

Les équipements sont :

- Les tuyaux de refoulement.
- Les robinets vannent.
- Les divergent.
- Les joints.

#### b. Définition et condition techniques :



## Chapitre VII : DIMENSIONNEMENT D'UNE STATION DE REFOULEMENT

---

Pour le choix des équipements cités au-dessus il faut tenir compte des exigences suivantes :

-Une attention particulière sera donnée au joints afin de supprimer toutes possibilités des fuites, en générale on préfère les joints soudés, pour le raccordement sur les appareillages, (vanne, pompe, clapet) on utilisera les joints à brides pour l'entretien ou réparation des appareillages.

-La vitesse de l'eau à la sortir de la pompe peut être (3-7) m/s, par conséquent il faut ralentir l'écoulement afin de garder une vitesse dans la plage des vitesses admissibles en plaçant un divergent.[10]

La longueur du divergent est déterminer par :

$$L_d = (3,5 \text{ à } 4) (D_r - d_r) \dots \dots \dots (VII.10)$$

Où :  $D_r$  : diamètre de la conduite de refoulement.

$d_r$  : diamètre de la tubulure de refoulement.

On a du logiciel Caprari que notre pompe est une pompe de type immergé, et le diamètre

$$D_r = 250 \text{ mm.}$$

$$\text{Donc : } d_r = 0,25 D_r$$

$$\text{Tronçon de tranquillisation : } L_{tr} > 2D_r$$

A.N:

$$d_r = 0,25 \times 250 = 62.5 \text{ mm.}$$

$$L_d = 4 \times (250 - 62.5) = 750 \text{ mm.}$$

$$L_{tr} > 2D_r = 2 \times 250 = 500 \text{ mm.}$$

-Vérification de la vitesse :

$$V = \frac{4Q}{\pi \cdot D a^2} = \frac{4 \times 0.33}{\pi \cdot 0.32^2} = 1.24 \text{ m/s}, \text{ condition vérifier.}$$

Distance entre les collecteurs : 0,7 m car  $D < 400 \text{ mm.}$

-Après chaque pompe, on place un clapet anti-retour dont le rôle sera d'empêcher l'inversion de l'eau lors de l'arrêt de la pompe.

-Les vannes d'isolement à l'intérieur de la chambre des vannes permettent le démontage de la pompe ou du clapet sans arrêter les autres pompes.

-Installation pour accouplement automatique composée de:

-Pied d'assise en fonte, avec orifice de refoulement à bride de raccord positionnée à la verticale.

-Support en fonte, pour 2 barres de guidage.

- Corps: fonte sphéroïdale.

### VII.4.7. Les accessoires :

- Barre de guidage tube.

Barres de guidage en acier galvanisé à chaud.

➤ Chaîne CAT D ,10[m].

Chaîne en acier galvanisé à chaud.

### VII.5 Appareillage de commande :

- ❖ Régulateur de niveau marche arrêt (flotteur).
- ❖ Coffret de commande : relai à la régulateur de niveau et le câble et relai à la pompe.
- ❖ Ventilation pour :
  - le renouvellement de l'aire.
  - le maintien d'une température et d'une humidité acceptables.
  - l'évacuation des gaz chauds en cas d'incendie.
- ❖ Levage à commande électrique.
- ❖ Panier dégrilleur : il permet de la protection contre l'arrivée de gros objets flottants et de particules volumineux pouvant nuire aux pompes.

### Calcul Des Grilles :

Le calcul s'effectue par la méthode De Kirschmer :

-La largeur de la grille est donnée par la formule suivante :

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} (1 - \beta) \delta} \quad \dots\dots\dots(VII.11)$$

S : Section mouillée de la grille  $S = \frac{Q_p}{V} (m^2)$

$Q_p$  : débit de pointe en temps sec ( $m^3 / s$ ).

V : Vitesse d'écoulement de l'effluent en (m/s) entre les barreaux, peut aller de 0,5 m/s à 1,5 m/s.

$h_{\max}$ : Hauteur maximale d'eau admissible sur la grille.

$\beta$ : Fraction de surface occupée par les barreaux :

$$\beta = \frac{e}{d} \dots\dots\dots(VII.12)$$

d : espacement des barreaux.

e : épaisseur des barreaux.

Grilles grossière  $e = 2 \text{ cm}$  ;  $d (5 \text{ à } 10) \text{ cm}$ .

Grille fines  $e = 1 \text{ cm}$  ;  $d (0.3 \text{ à } 1) \text{ cm}$ .

$\delta$  : Coefficient de colmatage de la grille généralement compris entre (0,3 et 0,8).

## Chapitre VII : DIMENSIONNEMENT D'UNE STATION DE REFOULEMENT

0,5 pour les grilles mécaniques.

$\alpha$  : Angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal, compris généralement entre 60° et 80°.

-Calcul Des Pertes De Charges:

Une grille provoque des pertes de charges, selon KIRSCHMER, ces dernières sont fonction de :

- La forme des barreaux,
- L'espacement entre les barreaux,
- La largeur des barreaux,
- La vitesse d'approche,
- L'inclinaison de la grille.

Elles peuvent être calculées par la formule suivante :

$$\Delta h = \beta' \cdot \frac{(e)^{4/3}}{(d)^{4/3}} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot \sin\alpha \quad \dots\dots\dots(VII.13)$$

$\Delta h$  : Perte de charge en mètre d'eau

$e$  : épaisseur d'un barreau (cm),

$d$  : Espacement entre les barreaux (cm),

$V$  : Vitesse d'approche ou vitesse de l'eau devant la grille (m/s),

$\alpha$  : Angle d'inclinaison de la grille, par rapport à l'horizontale

$\beta'$  : Coefficient de forme des barreaux,

- pour barreaux ronds 1,75

$g$  : Accélération de la pesanteur (9.81m/s<sup>2</sup>).

**Tableau VII.5:** Calcul des grilles.

	V (m/s)	S (m <sup>2</sup> )	$\delta$	e (cm)	D (cm)	hmax	$\beta$	$\alpha$ (°)	L (m)	$\beta'$	$\Delta h$ (m)
Grilles fines	1.00	0.10	0.50	1.00	0.50	0.50	0.67	60.00	1.05	1.75	0.19
Grille grossière	1.00	0.10	0.50	2.00	7.00	0.50	0.22	60.00	0.55	1.75	0.01

Le choix optimale pour notre station de refoulement est un degriilleur grossier, car la vitesse de passage (V) à travers les barreaux est entre (0.5 à 1.2) m/s, et es pertes de charges sont inférieurs à 0,4 m.

- ❖ Système d'anti bélier.

- ❖ Système d'éclairage.
- ❖ Système d'incendie (extincteur).

### VII.6. Dimensionnement du Bâti de la station de refoulement :

Le dimensionnement de la station est basé généralement sur l'encombrement des équipements qu'elle abrite, à cela s'ajoute une surface de réparation, qui se calcul par considération de l'équipement le plus encombrement, il faut tenir compte aussi de normaliser les dimensions et l'espacement entre les groupes soit standard.

#### VII.6.1. Les types du bâtiment de la station de refoulement :

Le type de construction de la station de refoulement est déterminé prenant en considération plusieurs paramètres :

- Mode de raccordement du bâtiment à la prise d'eau.
- Variation de plan d'eau d'aspiration.
- Type de matériaux de construction du bâtiment et sa disponibilité.
- Conditions géologiques et hydrologiques.
- Type des moteurs et pompes utilisés.

Les bâtiments des stations de refoulement se différenciés l'un à l'autre par les paramètres que nous avons mentionnés dans le paragraphe précédent. Et parmi ces types des bâtiments on peut citer les suivant :

- Bâtiment type surface.
- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bâche mouillé avec une pompe noyée
- Bâtiment type bâche mouillé avec une pompe dénoyée

Le bâtiment est constitué de deux parties

- Une partie souterraine
- Une partie supérieure constitue de briques ou de dalles préfabriqués.

#### VII.6.2. Modalité de construction du bâtiment :

La partie souterraine est exécutée en béton armé, on peut la faire en préfabriqué, on utilise aussi la brique pour les murs. Pour le dimensionnement de la station de refoulement il faut prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de refoulement comme la bâche à eau, le conduite de refoulement. L'élément essentiel pour le dimensionnement de la station de refoulement réside en l'encombrement des groupes et des conduites, ainsi que les pièces spéciales, le nombre des pompes, et la pompe de secours qui doit être installée. Les groupes sont souvent installés en lignes, si le nombre des pompes dépasse 5, les Pompes seront installées en parallèle. Le contact entre le sol et la fondation ne doit présenter des déformations, ou bien des défauts dans la construction, les travaux de bétonnage devront être faits Soigneusement et avec précaution.

**VII.6.3. Choix du bâtiment :**

**Tableau VII.6 :** tableau de choix du type de bâtiment.

paramètres	Type de bâtiment			
	Bloc	Bâche sèche	Bâche mouillé	surface
Débit Q(m <sup>3</sup> /s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale à axe verticale ou horizontale	Pompe centrifuge	A axe verticale noyé	Pompe centrifuge
Hauteur admissible à l'aspiration (m)	-	<0 >0	<0 >0	aspiration
D : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1-2	1-3	-	importante

D'après ce tableau On choisit un bâtiment de type bâche mouille à cause de sa structure légère et la simplicité du branchement électrique, la réduction de l'encombrement ainsi que on obtient un meilleur rendement, dans ce type d'installation le groupe est directement raccordé à sa canalisation de refoulement la manipulation des groupes se fait automatiquement de la surface.

**VII.6.4. Consigne à respecter lors du dimensionnement :**

**a. Disposition des groupes :**

Les consignes de sécurité dans les installations électriques et les stations de refoulement recommandent de respecter un passage admissible de 1 m au moins entre les rangs des groupes.

On dispose sous chaque groupe un socle dont les dimensions sont supérieures à celle des pompes.

**b. Disposition des conduites :**

En conformité avec les règles de sécurité du travail, les installations des conduites doivent être de 50 cm au moins sur plancher.

**c. Disposition du système de levage :**

## Chapitre VII : DIMENSIONNEMENT D'UNE STATION DE REFOULEMENT

---

En hauteur, la salle de la station est menée d'un mécanisme de levage, il est choisi en fonction du poids de l'équipement le plus lourd et la possibilité de déchargement sur la plateforme. Entre les murs et l'extrémité du chariot, il faut laisser au moins 10 cm.

### d. Dispositions des portes et fenêtres

Les portes principales à pour dimensions (3×3) outre, il est impératif de prévoir les portes tous les locaux de dimensions (1.9×0.75).

La surface des fenêtres de la salle des machines et des locaux de service constitue au moins 12.5% de celle de la surface du plancher de la salle lui-même et du bureau à ce propos les dimensions des fenêtres de la salle des machines, ou prend (1.5×1.5) et celle du local du personnel prend (1×1).

### e. Locaux de service de la station :

Afin de faciliter les travaux d'exploitation et de contrôle des équipements de la station, le bâtiment est équipé de locaux de personnel. Les dimensions, sont déterminées selon l'importance de la station, comme notre station est de moyenne importance on trouve :

- Bureau de chef d'exploitation :  
 $H=3 \text{ m}$  ;  $S=2.75 \times 2.25 = 6.2 \text{ m}^2$ .  
Avec H : hauteur de locale ; S : surface approximative intérieure.
- Poste de garde :  
 $H=3 \text{ m}$  ;  $S=2.25 \times 2.25 = 5.06 \text{ m}^2$ .
- Salle électrique (Armoires des puissances et de contrôle)  
 $H=3 \text{ m}$  ;  $S=2 \times 2.25 = 4.5 \text{ m}^2$ .
- Magasin d'entretien et de Stockage :  
 $H=3 \text{ m}$  ;  $S=3 \times 2 = 6 \text{ m}^2$ .
- Salle sanitaire :  
 $H=3 \text{ m}$  ;  $S=2.25 \times 1.5 = 3.37 \text{ m}^2$ .

On prend le dimensionnement locaux de service de la station :

-La largeur de bâtiment qui est égale à 5 m.

-La longueur de bâtiment qui est égale à 8 m.

-La hauteur de bâtiment qui est égale à 3 m.

### Le nombre de fenêtre :

$$n_f = \frac{\sum \text{surface}}{\text{surface de la fenêtre (Sf)}}$$

$$S = 5 \times 8 = 40 \text{ m}^2$$

D'autre part on a  $n_f = 12.5 \% S$

$$\Rightarrow n_f = 0.125 \times 40 \approx 5 \text{ fenetre} \text{ Alors } n_f = 5 \text{ fenetres}$$

### f. La salle de la bache de stockage :

### f.1. Hauteur du bâtiment :

Il est en fonction de la hauteur du système de levage.

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \dots\dots\dots(VII.14)$$

Avec :

$h_5$  : Distance verticale

$$h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}} \dots\dots\dots(VII.15)$$

$h_p$  : Hauteur de la pompe.

$h_{\text{socle}}$  : Hauteur de socle = 0.3m

$h_{\text{reserve}}$  : Hauteur de réserve = 0.5m

$h_6$  : Hauteur réserve à l'homme  $h_6 = 2.2\text{m}$

$h_7$  : Hauteur de chariot  $h_7 = 0.3\text{m}$

$h_8$  : Hauteur de profilée  $h_8 = 0.8\text{m}$

$h_9$  : Hauteur de sécurité  $h_9 = 0.5\text{m}$

Alors la hauteur de bâti  $H_b = 7\text{ m}$ .

### f.2. Longueur du bâtiment :

Elle est en fonctions des dimensions de la bache de stockage et de la chambre des vannes

$$L_b = (n_p * L) + L_{\text{int}} + L_{\text{pf}} \dots\dots\dots(VII.16)$$

Avec :

$n_p$  = nombre d pompe + pompe de secours  $\Rightarrow 1+3 = 4$  pompes

$L$  : Longueur de la pompe + moteur = 2.658 m

$L_{\text{int}}$  : Distance entre 2 deux pompes voisines = 0.8 m  $\Rightarrow$  car  $U = 400\text{ volts} < 1000\text{ volts}$

Alors  $L < 1\text{ m}$

$L_{\text{pf}}$  : Longueur de la plateforme de montage 1.75m

La longueur du bâtiment est donc :  $L_b = 9.215\text{m}$

On prend comme longueur normalise  $L_b = 9.5\text{ m}$

### f.3. Largeur du bâtiment :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_4 \dots\dots\dots (VII.17)$$

Avec :

$l_1$  : Distance entre le mur et le 1er organe = 0,3m

$l_2$  : Distance entre les tubulures = 0,9 m

$l_4$  : Longueur des accessoires au refoulement.

$$l_4 = l_p + l_{tr} + l_j \dots \dots \dots (VII.18)$$

$l_p$  : Longueur de la pompe = 1.1 m

$l_{tr}$  : Longueur de tubulure de refoulement = 0.2 m

$l_j$  : Longueur entre collecteur = 0.7 m

Donc :  $l_b = 8.2$  m

On prend comme largeur de bâtiment une largeur normalise qui est égale a 8.2 m.

**Le nombre de fenêtre :**

$$n_f = \frac{\sum \text{surface}}{\text{surface de la fen\^etre (Sf)}} \dots \dots \dots (VII.19)$$

$$S = 9.5 \times 8.2 = 77.9 \text{ m}^2$$

D'autre part on a  $n_f = 12.5 \% S$

$$\Rightarrow n_f = 0.125 \times 77.9 \approx 9.7 \text{ fenetre} \text{ Alors } n_f = 10 \text{ fenetres .}$$

### VII.7. Choix de nombre de collecteur de refoulement et leur dimensionnement :

#### VII.7.1. Choix du tracé :

Dans ce projet, on a établi un conduite de refoulement à partir de notre station et jusqu'au regard (H247) là où il y a le branchement de conduite de refoulement à enlever, puis l'écoulement se fait gravitairement, le tracé de la conduite de refoulement et montré sur la planche N°3.

#### VII.7.2. Choix du matériau de la conduite :

Le choix entre les différents types de matériaux des tuyaux est basé sur des critères techniques à savoir le diamètre, la pression de service les conditions de pose et sur des critères économique qui englobent le prix, la fourniture et le transport. Le choix aussi doit répondre aux trois points :

- Résistance aux actions chimiques du sol.
- Résistance aux actions mécaniques dues aux charges externes.

Le choix de matériau pour la partie de refoulement est en PVC et aussi pour la partie gravitaire.



Caractéristique de PVC sont :

Propriétés mécaniques ou physiques :

- Résistance à l'abrasion.
- Résistance aux charges extérieures.
- Tenue à la pression.
- Etanchéité.

Propriétés chimiques :

- Résistance à la corrosion et aux divers agents atmosphériques.
- Résistance à l'H<sub>2</sub>S (hydrogène sulfuré) et aux traitements chlorés.

Qualités économiques :

- Duré de vie supérieure à 50 ans.
- Facilités de la mise en œuvre, simplicité d'entretien.

### VII.7.3. Diamètre économique de la conduite (Partie refoulement) :

#### a. Conditions économiques :

L'étude consiste à la détermination du diamètre économique du conduit reliant la station de refoulement au regard (H247).

Nous savons que les investissements sont proportionnels aux diamètres, mais l'énergie consommée pour un même débit avec des différents diamètres est inversement proportionnelle. Notre but consiste à la détermination du diamètre qui engendre le moins de frais, Ce qu'on appelle le diamètre économique.

Il existe un diamètre résultant d'un compromis entre les deux paramètres :

- Les frais d'exploitation qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge.
- Les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec le diamètre de la canalisation.

#### b. Calcul du diamètre :

Nous avons envisagé plusieurs variantes de diamètres et on calcule le cout total de la canalisation de refoulement ; ou il faut respecter la vitesse dans la conduite de refoulement .

#### c. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement augmentent avec le diamètre de la canalisation, on doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement, qui amortit un capital investi au taux (i) pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel (conduite) qui est égale à 25 ans.

$$F_a = A \cdot P_{\text{rix,uni}} \cdot L_r \dots \dots \dots (VII.20)$$

A : coefficient d'amortissement.

## Chapitre VII : DIMENSIONNEMENT D'UNE STATION DE REFOULEMENT

---

$L_r$  : longueur de la conduite de refoulement.

$$A = \frac{i}{(i+1)^{n-1}} + i \dots \dots \dots (VII.21)$$

Avec :

$$i = (8-12)\%$$

$n$  : nombre d'année d'amortissement c'est 25 ans.

$P_{rix,uni}$  : prix unitaire de la longueur de la conduite on ml .

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{25-1}} + 0.08 = 0.93679$$

### d. Détermination de diamètre approximatif :

Avec :

Formule de Bona  $D = \sqrt{Q} \dots \dots \dots (VII.22)$

$$D = \sqrt{0.1} = 316.22 \text{ mm}$$

L' utilisation simultanée de ces deux formules fournit l' intervalle de diamètre optimaux suivant : (200-250 – 315– 400 – 500–630 )mm

**Tableaux VII.7:** Représente frais d'amortissement.

Diamètre (mm)	Prix (ml)	Annuité	Longueur	Frais d'amortissement (DA)
200	1 431,17	0.94	653.00	87548,09
250	2 180,63	0.94	653.00	133394,3
315	3 390,83	0.94	653.00	207425,2
400	5 427,28	0.94	653.00	331999,7
500	8 462,41	0.94	653.00	517665,8
630	13 165,93	0.94	653.00	805391,4

### e. Frais d'exploitation :

## Chapitre VII : DIMENSIONNEMENT D'UNE STATION DE REFOULEMENT

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge engendrées dans les canalisations et connaissant la hauteur géométrique, on peut déterminer les hauteurs manométriques totales(HMT) correspondantes à chaque diam être.

La hauteur géométrique  $H_g=16$  m.

Les pertes de charge pour chaque diamètre seront calculées par la formule de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi \times g \times D^5} \dots \dots \dots (VII.23)$$

On prend la rugosité d'un conduite PVC  $\epsilon=0.029$  mm

### f. Dépense d'énergie :

$$E = p \times n \times I \dots \dots \dots (VII.24)$$

Avec :

I : durée de pompage 24 h /jr.

E : énergie consommé kw.

n : nombre de pompe on fonctionnement dans notre cas on a 2 pompes.

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times \Delta H}{\eta_{sp}} \dots \dots \dots (VII.25)$$

$\rho$  : Eaux usées chargée à 50%.

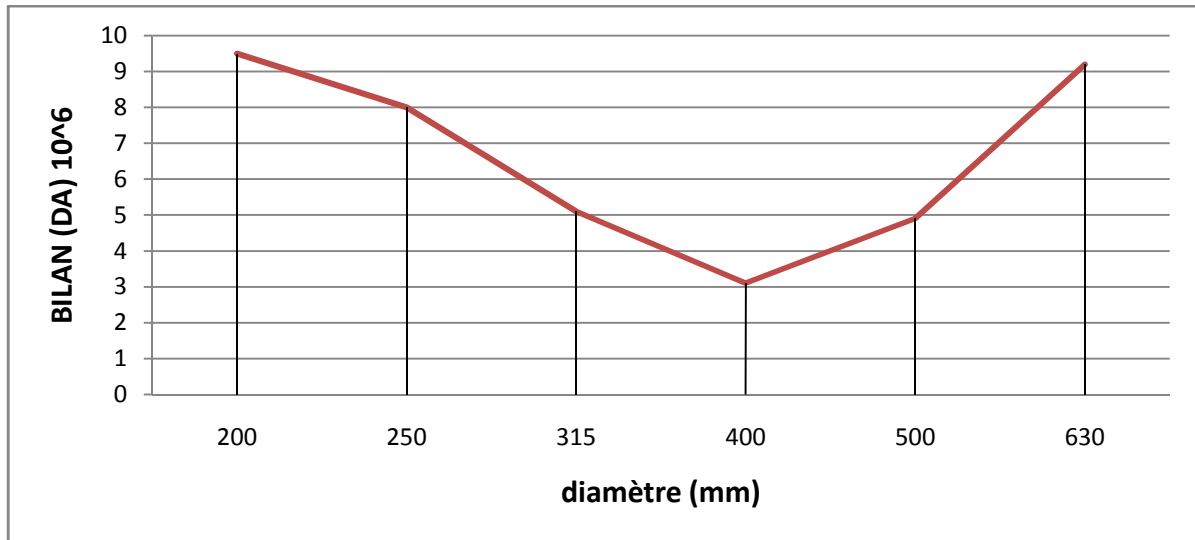
$$P_e = E * P_{rix ; kwh} (DA) \dots \dots \dots (VII.26)$$

$$F_{exp} = P_e \times 365 (DA) \dots \dots \dots (VII.27)$$

$$\text{Cout totale : } C_t = F_{xp} + F_{amort} \dots \dots \dots (VII.28)$$

**Tableau VII.8 :** Calcul des pertes de charge totale pour les différents diamètres.

D (mm)	$\lambda$	$\Delta H(m)$	HMT (m)	P	Ea (kw)	Fex (DA)	V m/s	L(m)	C tot (DA)
200	0,013	69,360	85,36	112,9	2636228,8	16212807	3,18	653	1 431,17
250	0,013	21,760	37,76	331,5	7743784,4	47624274	2,04	653	2 180,63
315	0,012	6,557	22,56	198,0	4625848,9	28448970	1,28	653	3 390,83
400	0,011	1,900	17,90	157,1	3670690,7	22574748	0,80	653	5 427,28
500	0,011	0,598	16,60	145,7	3403705,0	20932786	0,51	653	8 462,41
630	0,011	0,181	16,18	142,0	3318179,1	20406801	0,32	653	13 165,93



**Figure VII.4 :** Courbe d'optimisation du diamètre de refoulement

**Interprétation :**

Le tableau et le graphe ci-dessus représente la variation des charges réduites annuelle en fonction de diamètre, le diamètre économique correspond à la charge annuelle minimale et par projection on aura :  $D_{\text{éc}} = D_r = 400 \text{ mm}$

**VII.8. Conclusion :**

A la lumière de cette étude, on constate que le bilan d'amortissement et d'exploitation est minimal pour un diamètre 400mm, et nous avons déterminé le type de pompe favorable aux conditions de refoulement ainsi que les dimensions des différents équipements de bâtiment.



# Chapitre VIII

LES ELEMENTS  
DU RESEAU  
D'EVACUATION

### VIII.1. Introduction :

La priorité des réseaux d'assainissement est de transférer les eaux usées et pluviales vers la station d'épuration tout en garantissant la sauvegarde du milieu naturel, à travers le passage par différents éléments constitutifs du réseau qui doivent assurer Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux usées

### VIII.2. Les ouvrages principaux :

#### VIII.2.1. Les canalisations :

##### ➤ Conduites en béton armé :

Les conduites d'égout en béton armé préfabriqué sont les plus utilisées en assainissement. On y fait appel pour évacuer les eaux usées par gravité. On rend étanches les jonctions entre les tronçons de conduite par l'installation de garnitures de caoutchouc, obligatoirement de nos jours pour les réseaux d'égout sanitaire et pluviaux. Afin d'éviter l'infiltration d'eau aux raccordements des branchements[11].

##### ✓ **Avantage :**

- Résistent très bien aux charges mortes et aux charges vives.
- Sont disponibles dans une grande variété de diamètre et de classes.
- Bonne étanchéité.
- bonne stabilité dans les tranchées.
- Pose et assemblage facile



**Figure VIII.1.**Conduite en béton ;Source([http://www.made-in-tunisia.net/vitrine/3\\_catalogue.php?id\\_ps=205258&tc1=IKqRlqeS](http://www.made-in-tunisia.net/vitrine/3_catalogue.php?id_ps=205258&tc1=IKqRlqeS)).

##### ➤ **Conduite en PVC :**

Les conduites en PVC s'utilisent principalement pour les évacuations des eaux usées. Ces tubes sont d'un usage pratique par leur légèreté et leur relative facilité à mettre en œuvre. Le PVC rigide non plastifié, utilisé en assainissement, est opaque et de couleur normalisée

gris clair. Il offre une exceptionnelle résistance à l'agression d'ordre chimique. Il est sensible à l'effet de température.

Les caractéristiques du (PVC) sont:

- Matière plastifiée de synthèse polychlorure de vinyle (CH<sub>2</sub>-CHCL) ;
- Imperméable ;
- Facilite du transport et du branchement ;
- Légère de poids ;
- Résistance aux gaz chimiques ;
- La longueur minimale est de 6 m ;
- Résistance mécanique aux chocs, à l'abrasion et à la corrosion ;
- Recyclable.

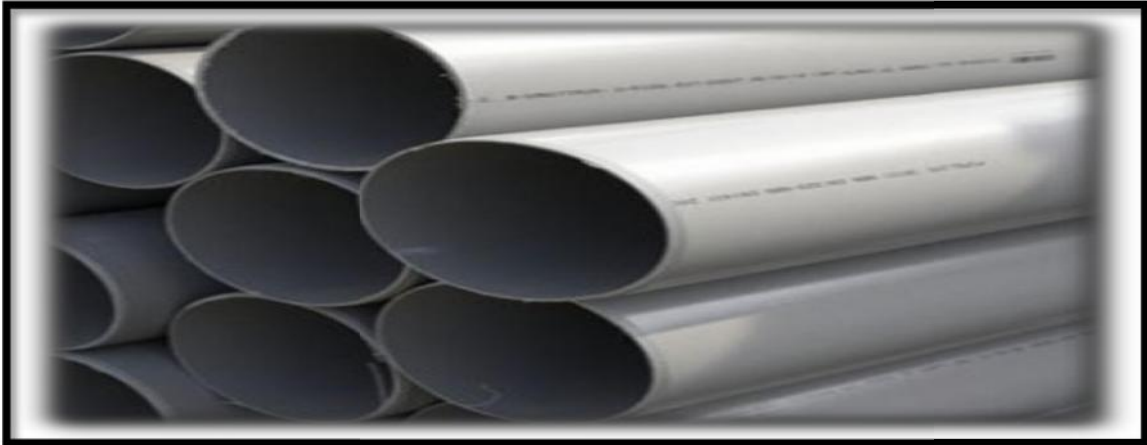


Figure VIII.2. Conduites en PVC.Source([https://www.pointp-tp.fr/tuyau-pvc-cr8-a-joint/x3visu\\_dig\\_onv3\\_2002512](https://www.pointp-tp.fr/tuyau-pvc-cr8-a-joint/x3visu_dig_onv3_2002512))

### VIII.2.2. Critères de choix de matériaux La canalisation d'assainissement doit essentiellement :

- Résister à son propre poids et à celui de l'effluent, aux poids des terres, aux surcharges routières de surface, aux tassements différentiels et aux poussées horizontales des terres.
- Etre étanche pour éviter l'exfiltration des eaux transportées (pour ne pas polluer l'environnement extérieur : nappe ...) et l'infiltration d'eaux parasites (eaux de Nappe ...).
- Etre inerte pour ne pas réagir avec les polluants contenus dans les effluents transportés (donc pour ne pas se corroder).

- Etre suffisamment lisse pour faciliter l'écoulement (pour réduire l'érosion notamment).

### **REMARQUE :**

Dans notre projet nous avons opté pour l'utilisation des conduites en BETON ARME et PVC pour les avantages qu'elles représentent.

### **VIII.2.3 : Les joints des conduites en béton armé :**

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Ce dernier est en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis à vis de la stabilité du sol et, en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur). Pour les tuyaux en béton armé on a différents types des joints à utiliser :

#### **a. Joint type Rocla :**

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées et les eaux extérieures. Ce joint est valable pour tous les diamètres.

#### **b. Joint à demi-emboîtement :**

Avec cordon de bourrage en mortier de ciment, ce joint est utilisé dans les terrains stables .Il y a risque de suintement si la pression est trop élevée. Il est à éviter pour les terrains à forte pente.

#### **c. Joint torique :**

Il est utilisé pour des diamètres variant entre 700 et 900mm, assure une bonne étanchéité pour les faibles pressions.

#### **d. Joint à collet :**

C'est un joint à emboîtement rigide, avec collage en ciment, il est utilisé que dans les bons sols et terrains à pente faible, à éviter dans les terrains argileux.

#### **e. Joint plastique :**

Ce Joint assure une bonne étanchéité même si la conduite est en charge, la présence du cordon de la butée en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribuent à la bonne étanchéité, s'adapte à presque tous les sols si la confection est bien faite.



### VIII.2.4. Différentes actions supportées par la conduite :

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures. Pour cela, ces canalisations doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont : Les actions mécaniques ; les actions statiques et les actions chimiques.

#### a. Actions mécaniques :

Ce type d'action résulte de l'agressivité des particules de sable et de gravier qui forment le remblai et le radier des canalisations. Cette agressivité provoque la détérioration des parois intérieures par le phénomène d'érosion dû essentiellement à de grandes vitesses imposées généralement par le relief.

#### b. Actions chimiques :

Elles sont généralement à l'intérieur de la conduite. Une baisse de pH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique (H<sub>2</sub>S) corrosif et néfaste aux conduites.

#### c. Actions statiques :

Les actions statiques sont dues aux surcharges fixes ou mobiles comme le remblai, au mouvement de l'eau dans les canalisations ainsi qu'aux charges dues au trafic routier.

### VIII.2.5. Essais des tuyaux préfabriqués :

Avant d'entamer la pose des canalisations ; il est obligatoire de faire quelques essais notamment l'essai à l'écrasement, à l'étanchéité et à la corrosion. Ces essais sont exécutés sur des tuyaux prélevés au hasard à raison de cinq éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai à l'écrasement et de dix éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai d'étanchéité.

#### a. Essai à l'étanchéité :

L'essai à l'étanchéité est effectué sous pression d'eau sur deux tuyaux assemblés, de manière à vérifier la bonne tenue des éléments de jonction et des bagues d'étanchéité.

On procède comme suit :

- Les tuyaux à base de ciment sont fabriqués depuis au moins 21 jours et préalablement imbibés d'eau pendant 48 heures par remplissage total.
- Les tuyaux sont disposés à plat, la mise en pression est assurée pendant 30 mn Par une presse hydraulique, La pression d'essai est de 0,5 bar pour les ovoïdes et de 1 bar pour les autres tuyaux.

#### b. Essai à l'écrasement :

Les ouvrages doivent résister aux charges permanentes des remblais d'une part, aux surcharges dans les zones accessibles aux véhicules routiers d'autre part. Ce qui nous

oblige de faire l'essai de l'écrasement. L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de tuyau. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement. À une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute. Cet essai permet de déterminer la charge de rupture.

### **c. Essai de corrosion :**

Les eaux ménagères et les eaux industrielles évacuées par les canalisations en béton renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'hydrogène Sulfuré (H<sub>2</sub>S) produit par les fermentations anaérobies et des composés acides divers des eaux industrielles. Sous l'action de ces agents, le béton est corrodé et ce matériau se détériore. L'épreuve de corrosion se fait par addition des produits, après on fait un lavage à l'eau douce. Après un séchage à l'étuve on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées.

### **VIII.3. Les ouvrages annexes :**

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout. Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée : Fonction de recette des effluents, de fenêtres ouvertes sur les réseaux pour en faciliter l'entretien, du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts.

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages spéciaux ;
- Les ouvrages normaux.

#### **VIII.3.1. Les ouvrages normaux :**

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants indispensables en amont ou sur le cours des réseaux. Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

##### **VIII.3.1.1. Les branchements :**

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles. Un branchement comprend trois parties essentielles ;

- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés la nature et aux dimensions du réseau public ;
- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement ;

- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou. 60° par rapport à l'axe général du réseau public.[11]

### VIII.3.1.2. Les bouches d'égout :

Les bouches d'égouts sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir. La distance entre les deux bouches d'égout est en moyenne de 50 m. la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

### VIII.3.1.3. Les caniveaux :

Sont destinés au recueil des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

### VIII.3.1.4. Les regards :

Les regards permettent au personnel d'entretien d'y pénétrer afin d'assurer le service et la surveillance du réseau. Ce type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation, et on distingue.

#### ➤ **Regard de ventilation :**

La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydrogène gazeux, la ventilation s'opère par :

- Les tampons des regards munis d'orifices appropriés.
- Les tuyaux de chute qui doivent être prolongés jusqu'à l'air libre.
- Les cheminées placées sur l'axe de la canalisation.

#### ➤ **Regard de visite :**

Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières, l'intervalle d'espacement est de 35 à 80m.

#### ➤ **Regard de chute :**

C'est l'ouvrage le plus répandu en Assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté.

### ➤ Regard de jonction :

Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections ; ils sont construits de telle manière à avoir :

- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard).
- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs.
- Une absence de reflux d'eau par temps sec.

**Tableau VIII.1 :** Les dimensions d'un regard.

Diamètres des conduites (mm)	Dimension du regard (m×m)
300	1,1×1,1
400	1,1×1,1
500	1,2×1,2
600	1,2×1,2
800	1,6×1,6
1000	2,0×2,0
1200	2,2×2,2
1500	2,5×2,5
1800	3,0×3,0
2000	3.5×3.5

### VIII.3.2. Ouvrages spéciaux :

#### VIII.3.2.1.Les déversoirs d'orage :

Les déversoirs d'orage sont des ouvrages utilisés sur le réseau d'évacuation des eaux des agglomérations possédant un réseau unitaire. Ils permettent de rejeter une partie des effluents dans le milieu naturel ou dans un bassin de rétention, sans passer par la station d'épuration. On distingue plusieurs types de déversoirs.

#### ➤ Déversoirs à seuil frontal :

Le seuil est alors rectiligne et perpendiculaire à l'écoulement. Parmi les déversoirs à seuils frontaux, on peut encore établir une sous-catégorie selon la présence ou non d'une contraction au niveau du seuil, selon la mise en charge de la conduite aval et selon l'orientation de cette même conduite par rapport à la crête. [4]

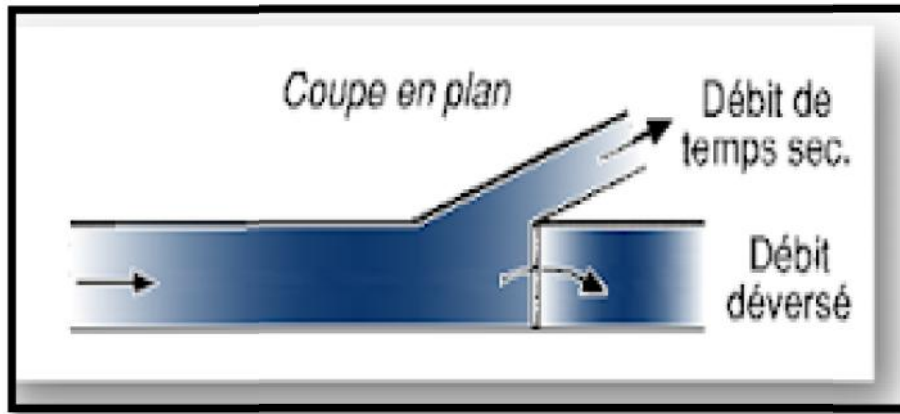


Figure VIII.4. Déversoirs à seuil frontal.

source(<http://hydrauliqueformation.blogspot.com/2013/07/deversoir-dorage.html>)

#### VIII.4. Dimensionnement du déversoir d'orage :

Pour notre cas nous optons pour la double dilution, c'est à dire, une partie d'eau usée domestique pour une partie d'eau pluviale. Donc, le débit qui se dirige vers la station d'épuration par l'intermédiaire du déversoir d'orage est égal à deux fois le débit de temps sec. Le débit restant sera rejeté vers l'exutoire par caniveaux ou par conduite.

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil frontal. On doit adopter :

- Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits d'eaux ( $Q_{us}$ ) et du débit pluvial ( $Q_p$ ).

$$Q_t = Q_p + Q_{us} \dots \dots \dots (VIII.1)$$

- Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers la station d'épuration :

$$Q_{ts} = 2 Q_{us} \dots \dots \dots (VIII.2)$$

- Le débit rejeté vers l'exutoire:

$$Q_r = Q_t - Q_{ts} \dots \dots \dots (VIII.3)$$

- On détermine la valeur de la lame déversée ( $H_{dév}$ ).
- On détermine la longueur du seuil, déversant ( $L$ ).

##### VIII.4.1. Paramètres de calcul du débit critique :

- **Temps de concentration ( $t_c$ ) :**

Correspond au temps nécessaire pour permettre à l'eau de ruisseler du point le plus éloigné du bassin versant jusqu'à l'exutoire.

Dans notre cas, le bassin est urbanisé et comporte une canalisation, donc le temps de concentration est donné par la formule suivante

$$t_c = t_1 + t_2 \dots \dots \dots \text{(VIII.4)}$$

➤ **Coefficient de retardement Z :**

Le coefficient de retardement a pour but la diminution des débits pluviaux, cette diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement des Déversoirs d'orage.

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \dots \dots \dots \text{(VIII.5)}$$

$t_c$  = temps de concentration 15(min)

Alors  $Z = 0.85$

**VIII.4.2. Calcul du débit critique :**

$$Q_{cr} = Z \times Q_T \dots \dots \dots \text{(VIII.6)}$$

**VIII.4.3. Calcul du débit déversé :**

Le débit critique se compose :

- Du débit déversé :  $Q_{dév} = Q_r$
- Du débit au temps sec :  $Q_{ts}$

$$Q_{cr} = Q_{dév} + Q_{ts} \text{ où :}$$

$$Q_{dév} = Q_{cr} - Q_{ts} \dots \dots \dots \text{(VIII.7)}$$

**VIII.4.4. Hauteur d'eau allant vers la station :**

Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers la station d'épuration on doit passer au calcul de:

$$Rq = \frac{Q_{ts}}{Q_{ps}}$$

Rh est calculée partir de la sa formule dans le chapitre du dimensionnement.

$$Rh = H / D \text{ donc } H = Rh * D$$

Pour éviter le problème de dépôts au niveau de seuil et pour le bon fonctionnement du déversoir, nous supposons que la hauteur du seuil est égale à :

$$H_{seuil} = H + 20\% H \dots \dots \dots \text{(VIII.8)}$$

**VIII.4.5. Hauteur de la lame déversant :**

La hauteur de la lame déversant sera calculée par la formule suivante :  $H_{dév} = H_e - H_{ts}$ .

**VIII.4.6. Longueur de déversoir :**

Pour calculer ce paramètre on applique la formule de BAZIN :

## Chapitre VIII :LES ELEMENTS DU RESEAU D'EVACUATION

$$Q_{dev} = \mu L \sqrt{2g} (h_{dev})^{2/3} \dots\dots\dots (VIII.9)$$

Avec :

$\mu$ : coefficient de contraction de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ( $\mu=0,45$ ).

L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) exprimée en mètres.

g : accélération La pesanteur :  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ .

$H_{dév}$  : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir.

La longueur du déversoir est calculée par la formule suivante :

$$L = \frac{Q_{dev}}{\mu h_{dev} e^{2/3} \sqrt{2g}} \dots\dots\dots (VIII.10)$$

**Tableau VIII.2 :** Représente le dimensionnement des déversoirs d'orages.

DO	$Q_T$	$Q_{cr}$	$Q_{dév}$	$Q_{ts}$	Rq (ts)	Rh	$H_{ts}$ (mm)	D sortie (mm)	$H_{seuil}$ calculé (mm)	$H_{seuil ; n}$	H entré (mm)	$H_{dév}$ (mm)	L (m)
A 01	4,04	3,43	2,22	1,21	0,9	0.75	597	135A-0800	716,4	700	770	70	0.5
B 01	3,09	2,63	1,73	0,9	0,61	0.56	678	135A-1200	813,6	800	636	164	2,54
C 01	5,66	4,81	3,69	1,12	0,59	0.56	444	135A-0800	532,8	500	1069	569	2,61
H 02	6	5,1	4,1	1	0,81	0.68	822	135A-1200	986,4	900	1604	704	2,60
G 02	2,32	1,97	1,67	0,3	0,96	0.79	510	135A-0650	612	600	1046	446	1,4244

### VIII.5. Les bassins de retentions à sec :

Le bassin de retenue d'eaux pluviales sec est projeté en aval de la zone assainie et à proximité de l'oued de chlef. Il sera prévu pour être remplir pendant les périodes de pluie et à partir du collecteur principal.

On admet généralement que les ouvrages d'assainissement doivent satisfaire aux conditions d'orage exceptionnelles dans le but de protéger la terre agricole contre les inondations.

En résumé, la régulation et la rétention conduisent à une réduction des débits de pointe et par conséquent présentant un avantage économique certain sur l'investissement des réseaux.

### VIII.5.1. Dimensionnement de bassin de rétention :

Deux méthodes pour le calcul du volume d'un bassin qui sont la méthode dite des pluies et la méthode dite des volumes.

Ces deux méthodes supposant que le débit sortant est constant.

Le calcul de volume d'un bassin, tient compte de certains paramètres qui ne sont pas négligés :

- la quantité d'eau de pluie tombée directement sur la surface du bassin.
- des apports d'eau de ruissèlement recueillis en amont pendant une précipitation.
- les sources alimentant de manière contenue la retenue.

Tous ces facteurs permettent le remplissage de la retenue, parallèlement d'autres paramètres tendant à vidanger la retenue à savoir :

Le débit d'évacuation destiné à d'autres utilisations (irrigation, station d'épuration)

Les pertes d'eau par évaporation.

Les pertes d'eau par infiltration.

### VIII.5.2. Méthode de calcul :

Pour le calcul du volume d'un bassin de retenue l'instruction technique cite plusieurs méthodes :

- La méthode dite (des pluies).
- La méthode dite (des volumes).
- La méthode dite (du bilan de la formule rationnelle).
- La méthode dite (des débits variables).

Dans notre cas on procède pour le calcul du volume de la retenue du bassin sec par les méthodes dites simplifiées (des volumes), vue leurs facilités.

#### Méthode des volumes ;<sup>[01]</sup>

Le principe est le même que la méthode des pluies, appliquée non plus à la courbe enveloppe d'événements pluviaux, mais à la courbe d'intensité moyenne maximale.

L'application de cette méthode revient à calculer un volume V en fonction du temps T, le volume sera maximum quand  $\frac{dV}{dt} = 0$

La formule de base pour la capacité d'un bassin d'accumulation ou de rétention est simple et s'écrit :

$$V = h \times S \times C_a - Q \times T \dots \dots \dots (VIII.11)$$

Dans laquelle :

V : Volume de retenue en m<sup>3</sup>.



## Chapitre VIII : LES ELEMENTS DU RESEAU D'EVACUATION

---

$$H : \frac{at}{b+t} \text{ ou } A.T^B.T=A.T^{(1-B)}$$

Avec : a et b ou (A et B) sont les paramètres de la formule d'intensité pour une fréquence f donnée, a ou A sont multiplié par  $10^{-3}$  pour obtenir h en mètres (m).

S : surface en  $m^2$ .

$C_{ap}$  : coefficient d'apport.

Q : débit admissible a l'aval du bassin en  $m^3$ /minutes.

T : temps en minute.

Les formules d'application sont les suivantes :

$$T = \left[ \frac{A.S.C_a(1-B)}{Q} \right]^{1/B} \dots\dots\dots (VIII.12)$$

$$V = A.S.C_{ap}T^{1-B} - Q.T \dots\dots\dots (VIII.13)$$

Avec les même significations et unités que dans la formule générale ci-dessus.

On trouve

T : durée de l'averse  $t=15 \text{ min}=0.25 \text{ heure}$ .

b : exposant climatique de la région  $b=0.3$  .

Par analogie on peut adopter les coefficients a (F) et b (F).

Donc :

$$b(F) = b - 1$$

$$a(F) = \frac{P_{24}(F)}{24 \times 60} \times \frac{1}{(24 \times 60)^{b-1}} \dots\dots\dots (VIII.14)$$

$P_{24}(F)$  : Précipitation maximale journalière de fréquence F. calculé dans le chapitre II ;

$$P_{24}(F) = 48.52 \text{ mm/h.}$$

### Calcul de la surface active :

$$S_a = C_a \cdot S \dots\dots\dots (VIII.15)$$

Avec :

$C_a$  : coefficient d'apport du bassin versant.

S : Surface totale du bassin versant en (ha).

$S_a$  : Surface active du bassin versant (ha).

En pratique la détermination du coefficient  $C_a$  mesurant le rendement global des précipitations n'est pas facile.

La définition est la notion de coefficient d'apport, ou fraction du volume précipité, qui s'exprime de la manière suivante :

$$C_a = \frac{S_a}{S} \dots \dots \dots (VIII.16)$$

Avec :

$$S = \sum A_i$$

$$S_a = \sum A_i \times C_{rp}$$

Calcul de la surface active

$$S_a = C_a \times S$$

Avec

$C_a$  : coefficient d'apport du bassin versant.

$S$  : surface du bassin versant en (ha) :  $S=601.2$  ha.

$S_a$  : surface active du bassin versant (ha) :  $S_a=447.13$  ha.

Alors  $C_a=0.6$

A.N :

$$b(F) = b - 1 = 0.3 - 1 = -0.7$$

$$a(F) = \frac{47.7}{24 \times 60} \times \frac{1}{(24 \times 60)^{0.3-1}} = 5.38$$

$$H(t) = A \cdot T^{(1-B)} = 0.80 \text{ m.}$$

$$V(t) = 34785.81 \text{ m}^3.$$

### VIII.5.3. Dimensionnement du bassin de retenue d'eaux pluviales :

Les dimensions sont choisies pour assurer les pentes des talus, donc la forme géométrique adéquate est la forme rectangulaire pour que on ne consomme pas d'espace et il est facile à réaliser.

Si on prend la profondeur d'eau dans le bassin  $H=3$  m.

Longueur=110 m.

Largeur=105 m.

### VIII. 5.4. Conception du bassin :

Le bassin est constitué par un corps de bassin réalisé en creusant à faible profondeur de 3m.

Les fonds sont profilés selon les pentes convergentes réglées vers l'axe de symétrie de l'ouvrage pour favoriser les vidanges à faible débit et l'entretien. Ces pentes doivent rester égales ou inférieures à 5 %, pour éviter les stagnations des dépôts néfastes.

Les talus doivent être profilés, selon les cas d'utilisation, avec des pentes inférieures ou égales à 1/6, suivant que l'accès est susceptible d'être autorisé au public, nous avons pris dans notre cas une pente égale à 1/2. L'accès sera strictement interdit au public.

Nous avons réalisé aussi, une rigole d'évacuation à faible débit au fond du bassin (cunette).

On évitera éventuellement les constructions bétonnées, afin d'amortir le coût de sa réalisation.

Pour cela, on utilisera les techniques d'étanchéité par bâche (géomembrane), sur le fond et sur le versant du bassin, à cause du type de sol constitutif (alluvionnaire), d'où la perméabilité est quasiment importante.

La vidange du bassin sera gravitairement dans un collecteur en aval, de diamètre minimal 800mm, afin d'atteindre le cours d'eau naturel situé à 451 m .



Figure VIII.5. Bassin de rétention sec à ciel ouvert. Source (<https://www.a150-albea.fr/la150-et-lenvironnement/eau/>)

### VIII.5.5. Ouvrage de décharge du bassin et de protection du milieu naturel :

#### a. les seuils flottants :

Ce sont des dispositifs d'évacuation à débit pratiquement constant. La prise d'eau est en surface, un seuil déversant dans une trémie est porté par deux flotteurs latéraux tarés pour une gamme de débit. L'eau se déverse dans une conduite rigide ou souple fixée à la trémie.

Cette disposition permet d'assurer un débit de fuite constant, répondant ainsi à l'objectif essentiel, éviter la perturbation du cours d'eau.

L'aménagement classique d'un orifice statique de 800mm de diamètre, évacue en fonction de la hauteur de remplissage du bassin 3m, le débit pouvant varier de 100 à 400 l/s.

### b. les collecteurs de décharge :

Les collecteurs de décharge acheminent les eaux pluviales dans le milieu naturel, ils peuvent être constitués à l'extrémité de :

- ✓ Mur droit en béton.
- ✓ en maçonnerie.

### c. Drainage du bassin : [01]

Le drainage doit être prévu sous le bassin pour contrôler les fuites éventuelles et le cas échéant éliminer les sous pressions dues à la montée de la nappe phréatique.

Suivant l'importance du bassin et des venues d'eaux probables, les drains peuvent être constitués par :

- ✓ Un drain élémentaire en tuyau plastique  $\varnothing 100$  placé tous les trois à quatre mètres sous le radier du bassin dans une tranchée.
- ✓ Drainage complet comprenant une couche drainante en gros granulats en dessous de laquelle sont placés les drains comme le montre (Figure VIII.5 ).

Dans les deux cas ces drains sont reliés à un regard accessible qui permet de contrôler le débit de fuite puis l'évacuer vers un exutoire.

De plus un drainage en crête, à la périphérie, est utile pour arrêter les eaux de ruissellement.

Ce drainage indispensable pour les bassins revêtus de feuilles plastique, est conseillé, il empêche le soulèvement sous la pression de l'eau accumulée dans le terrain lors des vidanges.

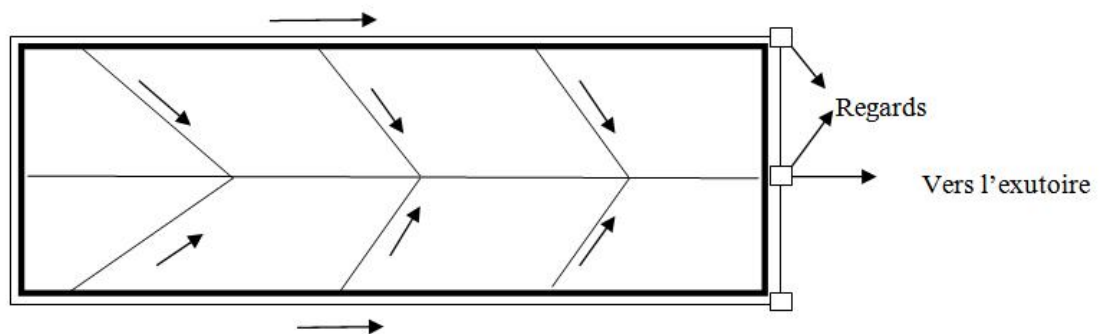


Figure VIII.5 : Drainage du bassin

### VIII.6. Conclusion :

Pour une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, et après avoir exposé les divers types de conduites, nous avons opté pour des conduites circulaires en béton armé et pvc. D'autre part On a implanté un bassin de rétention à sec, qui a comme rôle de préserver les eaux souterraines, et de bénéficier les agriculteurs des eaux de stockage ainsi que pour la réduction des débits de pointe et par conséquent présentant un avantage économique certain sur l'investissement des réseaux.

Pour assurer une meilleure sécurité à notre réseau, on a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égout.



# Chapitre IX

## ORGANISATION DE CHANTIER

## **Chapitre IX : ORGANISATION DE CHANTIER**

---

### **IX.1. Introduction :**

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions d'un projet ou d'un travail quelconque.

Cette organisation consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter.

Organiser un chantier revient donc à prendre toutes mesures pour que la réalisation du projet se face:

- en conformité avec les plans établis;
- de bonne qualité;
- aux moindres délais;
- aux moindres coûts;
- sans accidents humains.

### **IX.2. Les étapes à suivre :**

- Définir les volumes des travaux de :
  - La station de refoulement
  - Le réseau d'assainissement.
- Définir dans chaque partie du projet les engins adaptés aux usages envisagés.
- Citer les conditions de travail et la sécurité de travail.

### **IX.3. Pose des canalisations :**

#### **IX.3.1. Emplacement des canalisations :**

Dans les rues de moins de 1.5m de largeur, les conduites sont placées en général dans l'axe de la chaussée.

Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'impose.

#### **IX.3.2. Exécution des travaux :**

Les principales opérations à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites ;
- Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de végétation ;
- Emplacement des jalons des piquets ;
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;
- Aménagement du lit de pose ;
- La mise en place des canalisations en tranchée ;

## Chapitre IX : ORGANISATION DE CHANTIER

- Assemblage des tuyaux ;
- Essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- Construction des regards ;
- Remblai des tranchées.

### IX.3.3. Manutention et stockage des conduites : [07]

#### a. Chargement et transport :

Le chargement des véhicules doit être effectué de façon à ce qu'aucune détérioration ou déformation des tubes et des accessoires ne se produise pendant le transport. Eviter

- Tout contact des tubes et des raccords avec des pièces métalliques saillantes.
- les tubes avec emboîture doivent être alternés. les emboîtures doivent dépasser la pile.

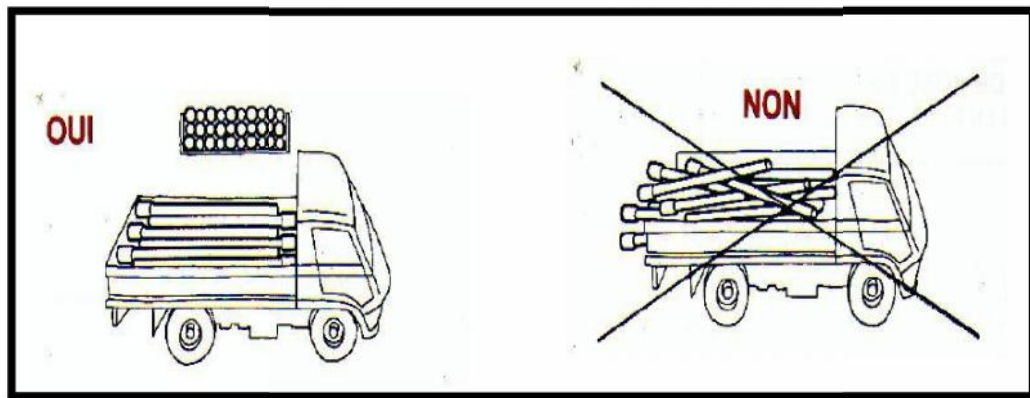


Figure IX.1. Chargement et transport.

#### Stockage :

- L'aire destinée à recevoir les tubes et les raccords doit être nivelée et plane ;
- L'empilement doit se faire en alternant les emboîtures et en laissant celles-ci dépasser la pile ;
- Les tubes et les accessoires doivent être stockés à l'abri du soleil. (la décoloration du tube n'affecte en rien ses caractéristiques mécaniques) ;
- Les accessoires ne doivent être déballés qu'au moment de leur utilisation ;
- Eviter le contact avec l'huile les solvants et autres substances chimiques ;
- Le stockage des tubes doit assurer leur protection mécanique et contre la chaleur.



## Chapitre IX : ORGANISATION DE CHANTIER

---

### IX.3.4. Décapage de la couche de terre végétale :

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs, le volume de la couche à décapier est :  $V = B \times h \times L \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(IX.1)}$

Avec :

B : largeur de la couche végétale (m) ;

h : hauteur de la couche (h=0.1m) ;

L : longueur totale des tranchées (m).

### IX.3.5. Emplacement des jalons des piquets (piquetage) :

Suivant les tracés du plan de masse, les jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'un regard à chaque changement de direction ou de pente et à chaque branchement ou jonction de canalisation.

### IX.3.6. Exécution des tranchées et les regards :

La largeur de la tranchée dépend essentiellement des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux, de la fondation, de l'espace minimum nécessaire entre la canalisation et la paroi de la tranchée pour réaliser une pose correcte et un remblayage latéral de capacité adéquate, de la profondeur de pose de la place disponible pour l'exécution des fouilles, de la nature des terrains rencontrés, notamment si les terrassements ne sont pas réalisés à l'abri d'un blindage. Economiquement, il n'est pas intéressant d'établir des tranchées trop larges, vu le coût des terrassements ; on s'oriente donc vers l'exécution de fouilles de largeurs minimales.

L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées est réalisée par une pelle mécanique équipée en rétro de l'aval vers l'amont du réseau.

Les aptitudes de la pelle rétro sont :

- creuser au dessous de la surface d'appui ;
- creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical ;
- creuser à une profondeur importante ;
- creuser dans la direction de la machine.

#### a) Profondeur de la tranchée :

La profondeur est donnée par la formule suivante :  $H = e + d + h$

Avec:

H : profondeur de la tranchée en (m) ;

e : épaisseur de lit de sable en (m), e = 20 cm ;

## Chapitre IX : ORGANISATION DE CHANTIER

---

D : diamètre de la conduite en (m) ;

h : la hauteur du remblai au dessus de la conduite en (m).

### b) Largeur de la tranchée :

La largeur d'ouverture de tranchée est donnée par la formule :

$$B = d + (2 \times 0,3) \dots \dots \dots (IX.2)$$

B : largeur de la tranchée en (m) ;

D : diamètre de la conduite en (m).

### IX.3.7. Aménagement du lit de sable :

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 20 cm. Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Le volume du sable est calculé par la formule suivante :

$$V_s = L \times B \times e \dots \dots \dots (IX.3)$$

$V_s$  = volume du sable en ( $m^3$ ) ;

L : Longueur de la tranchée en (m) ;

B : Largeur de la tranchée en (m) ;

e : épaisseur du sable, e = 20 cm.

### IX.3.8. Pose des canalisations en tranchées :

De plus, des règles de bonne pratique sont à respecter ; ainsi, il est conseillé :

- D'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale.
- De réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur.
- De creuser le fond de fouille, lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur sur tout leur pourtour, de façon à éviter que les collets ne portent sur le sol.
- De placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches.
- D'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries, ...) qui constituent des tasseaux naturels.
- En sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damé avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier.
- En sols mouvants, marécageux ou organique, de prévoir un appui en béton, éventuellement sur pieux, ou de procéder au remplacement du sol insuffisamment portant.

## Chapitre IX : ORGANISATION DE CHANTIER

- En terrains où l'eau peut ruisseler ou s'accumuler, de confectionner un appui en matériaux pulvérulents capable d'assurer un bon drainage.
- De réaliser, si possible dans tous les cas, un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc au moins égal au quart de sa circonférence extérieure ; plus le diamètre est grand, plus la surface d'appui doit être soignée.

### a. Mise en place des conduites :

La mise en place des conduites se fait par des engins appropriés « pipelayers ».



Figure IX.2. Pipe layer (pose de la canalisation) :  
Source (<http://www.wikitp.fr/dico-tp/pipe-layer>).

Une photo qui représente la pose de la canalisation sur terrain :



Figure IX.3. Pose de la canalisation ;(10/06/2018).

## Chapitre IX : ORGANISATION DE CHANTIER

---

### **b. Assemblage des conduites :**

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

### **c. Essais sur les joints et les canalisations :**

C'est une épreuve d'étanchéité au quelle sont soumises les conduites déjà placées au fond de la tranchée.

L'essai est réalisé avec de l'eau, de l'air, de la fumée ou un mélange d'eau et d'air.

### **d. Essais d'étanchéité des tuyaux :**

L'essai à l'étanchéité est obligatoire sur le chantier, l'un des trois essais suivants peut être envisagé.

- **L'essai à l'eau** : effectué pendant 30mn pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 8 bars.
- **L'essai à la fumée** : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.
- **L'essai à l'air**: Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0,5 bar durant 3 minutes, Pour les conduites circulaires.

### **IX.3.9. Confection des joints :**

Les joints doivent confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants de tuyaux.

A noter que, dans le cas de joints en mortier de ciment dans des canalisations dont le diamètre est supérieur à 600 mm, le joint doit faire l'objet, à l'intérieur de la canalisation, d'un ragréage au mortier de ciment.

### **IX.3.10. Réalisation des regards :**

Les regards sont généralement de forme carrée; leurs dimensions varient en fonction des collecteurs, La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre, La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé, On peut avoir des regards préfabriqués.

Les tampons doivent comporter un orifice, ayant pour but de faciliter leur levage ainsi que l'aération de l'égout.

Les différentes étapes d'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard;
- Exécution de la couche du béton de propreté;
- Ferrailage du radier de regard;
- Bétonnage du radier;
- Ferrailage des parois;
- Coffrage des parois;
- Bétonnage des parois;

## Chapitre IX : ORGANISATION DE CHANTIER

---

- Décoffrage des parois;
- Ferrailage de la dalle;
- Coffrage de la dalle;
- Bétonnage de la dalle;
- Décoffrage de la dalle.

### IX.3.11. Remblaiement et compactage des tranchées:

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, un remblayage de qualité est nécessaire sur une certaine hauteur au-dessus de la génératrice supérieure pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges agissant sur la canalisation et, d'autre part, sa protection contre tout dégât lors de l'exécution du remblai supérieur.

Le matériau utilisé est similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral.

L'exécution d'un remblayage de qualité doit être effectuée sur une hauteur minimale de 10cm au-dessus de la génératrice supérieure,

#### Calcul des volumes :

Volume des déblais :

$$V_d = L \times B \times H \dots\dots\dots (IX.4)$$

$V_d$  : Volume de déblais de la tranchée en (m<sup>3</sup>) ;

L : Longueur de la tranchée en (m) ;

B : Largeur de la tranchée en (m) ;

H : Profondeur de la tranchée en (m).

Volume des Remblais :

$$V_r = V_d - (V_c + V_s) \dots\dots\dots (IX.5)$$

$V_r$  : volume de remblai de la tranchée

$$V_c : \text{volume de la conduite} = \left[ \frac{\pi D^2}{4} \right] \times L$$

Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

$V_{exc}$  : Volume du sol excédentaire en (m<sup>3</sup>) ;

$V_f$  : Volume du sol foisonné en (m<sup>3</sup>).

Tel que  $V_f = V_d \cdot K_f$

$K_f$  : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol.

**Tableau IX.1** : Coefficient de foisonnement.

## Chapitre IX : ORGANISATION DE CHANTIER

Type de sol	$K_f$
sable, matériaux fins	1.08-1.17
Limon argileux	1.14-1.28
Argile	1.25-1.3

Pour notre cas on a :  $K_f = 1,25$ .

### IX.4. Les travaux de la station de refoulement :

La station de refoulement est un bâtiment de surface généralement normalisée qui dépend des différents équipements qui se trouve à l'intérieur à savoir : les groupes électropompes, les tables de commande, la chambre de commande ...etc.

La station de refoulement est composée des ouvrages suivants :

- Les semelles ;
- Les demi-poteaux ;
- La longrine (ceinture inférieure) ;
- La chape inférieure (plateforme) ;
- Les poteaux ;
- La ceinture supérieure ;
- La maçonnerie ;
- La dalle.

#### IX.4.1. Détermination des volumes de travaux de la station de refoulement:

##### a) Détermination du volume de déblais :

Le volume de déblais de chaque semelle peut être calculé de la manière suivante :

$$V_s = 1.5 \times 1.5 \times 1.5 = 3,375 \text{m}^3$$

##### REMARQUE :

Le nombre de fouilles est déterminé en fonction de la distance admissible entre deux poteaux qui est de 4 à 5 mètres afin de permettre l'entrée des véhicules (exemple : Camion des pompiers). Dans notre cas le nombre de fouilles est de 21.

- Le volume de déblais pour toutes les semelles (21 semelles) sera :

$$V_{ds} = 3.375 \times 21 = 70.875 \text{m}^3$$

$$V_{ds} = 70.875 \text{m}^3$$

- Le volume de déblais pour le découpage des terres végétales à une profondeur de 0,2m, d'où :

## Chapitre IX : ORGANISATION DE CHANTIER

$$V_{TV} = 17.5 \times 10 \times 0.2 = 35 \text{ m}^3$$

$$V_{TV} = 35 \text{ m}^3$$

➤ Le volume de déblais total sera :

$$V_d = V_{ds} + V_{TV} = 70.875 + 35 = 105.875 \text{ m}^3$$

$$V_d = 105.875 \text{ m}^3$$

### b. Détermination du volume de béton :

➤ volume du béton de propreté :  $V_1 = (1.5 \times 1.5 \times 0.1) \times 21 = 4.725 \text{ m}^3$

➤ volume du béton des semelles (béton armé) :  $V_2 = (1.5 \times 1.5 \times 0.3) \times 18 = 14.175 \text{ m}^3$

➤ volume du béton des demi-poteaux :  $V_3 = (1.7 \times 0.3 \times 0.3) \times 21 = 3.213 \text{ m}^3$

➤ volume du béton des poteaux :  $V_4 = (0.3 \times 0.3 \times 3) \times 21 = 5.67 \text{ m}^3$

➤ volume du béton de la chape inférieure (plate forme) :  $V_5 = 13 \times 10 \times 0.07 = 9.1 \text{ m}^3$

➤ volume du béton de la ceinture inférieure (longrines):

$$V_6 = (0.3 \times 0.4 \times 13 \times 3) + (10 \times 6 \times 0.3 \times 0.4) = 11.88 \text{ m}^3$$

➤ volume du béton de la dalle supérieure :  $V_7 = 0.07 \times 13 \times 10 = 9.1 \text{ m}^3$

➤ volume du béton de la ceinture supérieure (poutres):

$$V_8 = (0.3 \times 0.4 \times 13 \times 3) + (10 \times 6 \times 0.3 \times 0.4) = 11.88 \text{ m}^3$$

### c. Quantité des briques utilisées dans la construction des murs :

Pour les murs on a utilisé des murs doubles cloison en brique de (30-20-15).

$$S_{\text{briques}} = S_{\text{mur}} - S_{\text{portes}} - S_{\text{fenêtres}} \dots \dots \dots \text{(IX.6)}$$

On a:

$$S_{\text{mur}} = 3 \times 2 \times (13 - (0.3 \times 4 + 0.15 \times 2)) + 2 \times 3 \times (10 - (0.3 \times 4 + 0.15 \times 2)) = 128.46 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{fenêtres}} = 0.125 \times 128.46 = 16.05 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{portes}} = (3 \times 3 \times 2) + (0.75 \times 1.9 \times 6) = 26.55 \text{ m}^2$$

Alors la surface des briques est égale :

$$S_{\text{briques}} = 128.46 - 16.05 - 26.5 = 85.4 \text{ m}^2$$

### d. Détermination du volume d'excavation :



## Chapitre IX : ORGANISATION DE CHANTIER

---

Puisque notre station de refoulement est de type bêche mouille d'une hauteur de 4 m et une largeur 4.5 m et une longueur de 9 m.

D'où le déblai de la bêche :

$$V_{db} = 4.5 \times 4 \times 9 = 162 \text{m}^3.$$

### IX.5. Engins utilisés :

Dans cette partie nous citons les engins qu'on rencontre dans la progression des travaux, pour chaque travail ou opération nous avons l'engin correspondant (le plus approprié).

#### a. Pour le décapage de la couche de la terre végétale :

Le meilleur engin adopter à ce type de travaux c'est bien la niveleuse, On distingue la niveleuse automotrice appelée moto grader et la niveleuse tractée appelée grader.

Utilisation des niveleuses :

La niveleuse en plus de son travail de terrassement et de finition ces emplois sont multiples :

- Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou de grosses pierres.
- Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur.
- Creusement ou Curage des fossés en inclinant la lame sur le coté, les terres extraites par la lame remontent le long de celle-ci et viennent se déposer en cavalier sur le bord du fossé.



**Figure IX.4 :** Niveleuse automotrice ;Source  
(<http://christiandurieux.com/blog/2014/1/13/les-engins-hybrides-ont-la-cote-1>)

#### b. Pour l'excavation des tranchées :



## Chapitre IX : ORGANISATION DE CHANTIER

---

On utilise une pelle équipée en rétro les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains.

Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille.
- Temps de transport.
- Temps de déchargement.
- Temps de remise en position de déblais.

Ces engins sont très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.



**Figure IX.5** : Pelle équipée en rétro;Source (<http://christiandurieux.com/blog/2014/1/13/les-engins-hybrides-ont-la-cote-1>).

### **c. Pour le remblaiement des tranchées :**

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.



**Figure IX.6 :** Chargeur ; Source ([http:// christiandurieux.com / blog /2014 /1/13/les-engins-hybrides-ont-la-cote-1](http://christiandurieux.com/blog/2014/1/13/les-engins-hybrides-ont-la-cote-1)).

#### **d. Pour le compactage :**

Les compacteurs sont utilisés pour le compactage, se distingues par leurs poids et leur roues ayant des formes particulières, pour augmenter leur poids on utilise le sable ou le lest qu'on met dans les cylindres (roues), ou directement des blocs de béton montés sur le compacteur.



**Figure IX.7 :** Compacteur; Source([http:// christiandurieux .com/blog /2014/1/13/les-engins-hybrides-ont-la-cote-1](http://christiandurieux.com/blog/2014/1/13/les-engins-hybrides-ont-la-cote-1)).

## Chapitre IX : ORGANISATION DE CHANTIER

---

### e. Camion malaxeur :

Son rôle est de transporter le béton prêt à partir de la centrale à béton aux ouvrages à construire.



**Figure IX .8 :**Camion malaxeur ; Source (<http://www.directindustry.fr/prod/cifa-spa/product-50140-683193.html>).

### IX.6. Devis quantitatif et estimatif :

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif.

Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

## Chapitre IX : ORGANISATION DE CHANTIER

**Tableau IX.2 : Le devis quantitatif et estimatif du réseau d'assainissement.**

N°	Désignation de travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage	m <sup>3</sup>	2902.96	120.00	348355,20
2	Déblai	m <sup>3</sup>	80734.53	170.00	13724870,10
3	Pose du lit de sable	m <sup>3</sup>	10230.47	600.00	6138282.00
4	Remblai de tranchée Compacté	m <sup>3</sup>	28139.60	180.00	5065128.00
5	Evacuation des déblaies excédentaires	m <sup>3</sup>	72778.56	300.00	21833568.00
B	canalisation				
1	Fourniture, transport et pose de Canalisation en PVC classe CR8				
2	300	ml	382.00	14 000,00	5348000.00
3	400	ml	753.00	1 723,88	1298081,64
4	450	ml	215.00	2 776,80	597012.00
5	500	ml	2337.00	7 000,00	16359000.00
6	600	ml	883.00	7 500,00	6622500.00
7	Canalisation en Béton armé classe 135A				
8	650	ml	170.00	8000.00	1360000.00
9	800	ml	1846.00	9200.00	16983200.00
10	1000	ml	2161.00	15000.00	32415000.00
11	1200	ml	3161,50	18000.00	56907000.00
12	1400	ml	1685.00	1900.00	3201500.00
13	1500	ml	5839.00	30000.00	175170000.00
14	1800	ml	2036.00	35000.00	71260000.00
15	2000	ml	5445.00	400000.00	2178000000.00
C	Construction				
1	Construction des regards en béton armé	U	492.00	52000.00	25584000.00
2	Exécution des déversoirs d'orage	U	09.00	500000.00	4500000.00
Source (Entreprise EURL-STRAPHYD)				THT	2642715497.60
				TVA 19%	502115944,40
				TTC	3144831441.00

Arrête le présent devis estimatif à la somme de : 3144831441.00DA (Trois mille cent quarante-quatre million huit cent Trent-un mille quatre cent quarrent-un dinar), pour le délai de réalisation de 2 ans.

**Tableau IX.3 : Le devis quantitatif et estimatif de la station de refoulement.**

## Chapitre IX : ORGANISATION DE CHANTIER

N°	Désignation de travaux ou matériel utilisé	unité	Prix unitaire	Volume des travaux	Montant
A	Décapage et excavation				
1	Les déblais	m <sup>3</sup>	170.00	267,88	45539,60
B	Béton de propreté				
1	Semelles en béton de propreté 150Kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	52500.00	4,73	248325.00
C	Béton armée				
1	Semelles en béton armé des semelles	m <sup>3</sup>	36000.00	14,18	510480.00
2	Demi-poteaux	m <sup>3</sup>	36000.00	3,21	115560.00
3	Longrines	m <sup>3</sup>	3600.00	11,88	42768.00
4	Plateforme (ceinture)	m <sup>3</sup>	36000.00	9,10	327600.00
5	Poteaux	m <sup>3</sup>	36000.00	5,67	204120.00
6	Poutres	m <sup>3</sup>	36000.00	11,88	427680.00
7	Dalle	m <sup>3</sup>	36000.00	9,10	327600.00
D	Maçonnerie				
1	Fourniture et Mise en œuvre Cloisons en briques (30.20.15) d'épaisseur.	m <sup>2</sup>	700,00	85.4	71175.00
E	Equipement Electromécanique				
1	Tuyau à 2 brides	Unité	7453.21	4	29812,84
2	Coude à 2 brides	Unité	6960.00	1	6960.00
3	Té-égaux	Unité	1387.89	3	4163,67
4	Robinet vanne	Unité	90000.00	4	360000.00
5	Manchette à 2 brides	Unité	2 150,89	4	8603,56
6	Clapet anti retour	Unité	33675.85	4	134703,40
7	Cône à 2 brides	Unité	1870.01	1	1870,01
8	Echelons en acier	Unité	854.63	1	854,63
9	Poire de niveau	Unité	1200.00	2	2400.00
10	Réservoir Anti-bélier	Unité	10000.00	1	10000.00
11	Dé-grilleur	Unité	5000.00	1	5000.00
12	Pompe submersible	Unité	450000.00	1	450000.00
13	Pont roulant	Unité	27400.00	1	27400.00
14	Transformateur	Unité	10800000.00	1	10800000.00
15	tableau de commande et contrôle	Unité	150000.00	1	150000.00
Source (Entreprise EURL-STRAPHYD)				THT	13997070.34
				TVA19%	2659443.36
				TTC	16656513.7

Arrête le présent devis estimatif à la somme de : 3776465,26 DA (size million six cent cinquante-six mille Cinq cent treize Dinars et soixante-dix centimes), pour le délai de réalisation de 1 ans.

## Chapitre IX : ORGANISATION DE CHANTIER

Devis global :

Tableau IX.4 : Devis estimatif global.

N°	Nature des charges	Charges en DA
01	Station de refoulement	16656513.7
02	Réseau d'assainissement	3144831441.00
	Coût global	3161487955.00

Arrête le présent devis estimatif global de projet à la somme de : 3161487955.00DA

(Trois milles cent soixante-un millions quatre cent quatre-vingt-sept milles neuf cent cinquante Cinq dinars), pour le délai de réalisation de 1 ans.

### IX.7. Sécurité de travail :<sup>[12]</sup>

L'objectif de la protection est de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans le chantier. Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes et de règlement à suivre.

Lorsqu'on évoque les accidents du travail, on a souvent plus ou moins tendance à penser qu'une seule cause serait à l'origine de la situation. S'agissant de l'accident de travail, on peut l'attribuer soit à la machine, soit à l'homme. Dans l'autre cas, on tente de faire ressortir la part de l'homme et la part de la machine. Ainsi les préoccupations concernant les risques professionnels, ne doivent pas être séparées de l'analyse du travail et les conditions dans lesquelles le travailleur est amené à exécuter son travail. L'analyse des causes d'accident n'a intérêt que si elle met celle-ci en relation avec le travail des opérateurs et on prend place dans un diagnostic général de la situation de travail et de ses effets sur la charge de travail, les risques pour la santé et la sécurité.

Alors pour garantir la sécurité et la santé des travailleurs, il faut que les employeurs comme les salariés collaborent et participent à des programmes de santé et de sécurité, touchant à la médecine du travail, à l'hygiène industrielle, à la toxicologie, à la formation, à la sécurité des machines, à l'ergonomie, à la psychologie, etc.

#### IX.7.1. Les cause des accidents :

Tout accident survenu du fait du travail ou à l'occasion du travail et ayant entraîné des lésions mortelles ou non mortelles, par exemple une chute de hauteur ou le contact avec une machine en marche selon le Code de la Sécurité sociale, « est considéré comme accident du travail , quelle qu'en soit la cause, l'accident survenu par le fait ou à l'occasion du travail à toute personne salariée ou travaillant à quelque titre ou en quelque lieu que ce soit, pour un ou plusieurs employeurs ou chefs d'entreprise ».

Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories :

Facteur matériel et facteur humain.

L'accident est d'origine matérielle proviennent soit :



## Chapitre IX : ORGANISATION DE CHANTIER

---

- De la profession en général et du poste de travail en particulier.
- De la nature de la forme des matériaux mis en œuvre.
- Des outils et machines utilisés, implantation, entretien.
- De l'exécution du travail, difficultés particulières.
- Du lieu de travail, éclairage, conditions climatiques.
- Des conditions d'hygiène et de sécurité, ventilation, protection etc....

Par opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décevables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitant parfois l'intervention de psychologues avertis.

Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment, selon les circonstances.

### IX.7.2. Les actions et conditions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur les machines en mouvement.

Ex : Graisser un engin en marche.

- Imprudence durant les opérations de stockage et manutention.

Ex : Passer sous une charge suspendue (lors de la pose des tubes) dans la tranchée.

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression.

Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension (dans une station de refoulement).

- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.

Ex : ne pas porter un masque et une paire de gants lors du soudage des conduites.

- Adopter une position peu sûre.

Ex : transport du personnel sur la plate-forme d'un camion chargé de gros matériel.

- Suivre un rythme de travail inadapté.

Ex : cadence de travail trop rapide.

- Outillage, engin, équipement en mauvais état.

Ex : échelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées.

- Défaut dans la conception, dans la construction.

Ex : installation électrique en fil souple.

- Eclairage défectueux.

Ex : éclairage individuel du poste de travail sans éclairage (travaux sur chantier).

- Conditions climatiques défavorables.

### IX.7.3. Organisation de La prévention des accidents du travail :

## Chapitre IX : ORGANISATION DE CHANTIER

---

L'INPRP fournit des prestations de service à tout Organisme privé ou public, l'Institut est administré par un conseil d'administration dirigé par un directeur général et il est doté d'un conseil scientifique.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité.
- Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).
- Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes
- Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques.
- Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement).

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtsiers ;

- Protection des membres inférieurs.
- Protection des yeux.
- Protection du tronc.
- Protection de la tête.
- Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré.
- Etre pratique et confortable.
- Etre solide.

### IX.8 Conclusion :

L'organisation de chantier est très importante pour la réalisation des projets dans le plus bref délai; elle définit les engins utilisés sur le chantier, détermine tous les volumes des travaux nécessaires (terrassements et génie civil), pour la réalisation des ouvrages, ainsi que on à déterminer le coût du projet et on a assuré *les conditions de travail et la protection des travailleurs*.

Le coût total de la réalisation de notre projet s'arrête à : 3161487955.00DA (trois milles cent soixante-un millions quatre cent quatre-vingt-sept milles nef cent cinquante Cinq dinars).



## CONCLUSION GENERALE

A la lumière de ce travail, nous pouvons conclure que l'établissement d'un diagnostic du système d'assainissement de la commune de CHETTIA, nous a permis de relever les anomalies que présente ce dernier. En effet le système d'assainissement existant est défectueux, incapable de véhiculer les débits futurs qui nous oblige à effectuer une rénovation et une projection d'un nouveau tracé, ce dernier nécessite une évaluation des débits des eaux pluviales à partir de la méthode rationnelle à la base d'une période de retour de 10 ans. Les débits des autres types des eaux usées (domestiques, et service public) ont été déterminés selon la répartition de la population.

Le nouveau tracé se base sur la topographie de la zone d'étude, qui a permis de dégager le tracé d'une seule variante contenant une partie gravitaire et une autre partie qui a besoin d'une station de refoulement pour évacuer ces eaux usées vers la station d'épurations projetée à l'extrémité de l'oued de CHLEF.

Les conduites utilisées sont en PVC et en béton armé qui ont une excellente étanchéité, très grande facilité de pose, très bonnes caractéristiques hydrauliques, bonne résistance mécanique.

Pour les éléments du réseau d'égout ; nous avons projeté des regards de visite, de chute sont car la pente est trop importante. Des déversoirs d'orage de type frontal et un bassin de rétention sont projetés et qui permettent de protéger le terrain agricole et éviter les inondations.

Le projet d'exécution et le devis quantitatif et estimatif s'élève à  $3.16 \times 10^9$  DA.

Enfin nous espérons avoir décelé toutes les anomalies qui se trouvent dans notre zone d'étude.



# *Annexes*

## **I**

**Tableau I. 1 : Dimensionnement du collecteur principal (A-B-C—G-H).**

tronçons	C <sub>am</sub>	C <sub>av</sub>	Longueur	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	rV	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)
A01-A02	384,72	384,36	30.00	0.23	405.00	CR8-0500	2.76	1.22	0.59	1.04	0.56	271.00	2.15	1.13	2.06	0.38
A02-A03	384,36	383,78	50.00	0.23	487.00	CR8-0500	1.00	1.22	0.99	1.14	0.81	396.00	1.41	0.68	1.24	0.23
A03-A04	383,78	383,43	70.00	0.23	575.00	CR8-0600	0.40	0.84	0.93	1.14	0.76	451.00	1.03	0.50	0.90	0.24
A04-A05	383,43	382,9	25.00	0.23	606.00	135A-0800	0.30	0.49	0.51	1.00	0.50	391.00	0.96	0.53	0.96	0.45
A05-A06	382,9	382,62	55.00	0.23	478.00	135A-0800	1.10	0.46	0.24	0.82	0.34	269.00	1.55	1.04	1.88	0.94
A06-A07	382,62	382,43	40.00	0.42	469.00	135A-0800	4.10	0.84	0.23	0.81	0.33	261.00	2.94	2.00	3.63	1.82
A07-A08	382,43	378,41	45.00	0.42	452.00	135A-0800	5.00	0.84	0.21	0.79	0.31	248.00	3.16	2.21	4.01	2.01
A08-A09	378,41	375,31	50.00	0.42	459.00	135A-0800	4.60	0.84	0.22	0.80	0.32	253.00	3.07	2.12	3.85	1.93
A09-A10	375,31	370,80	70.00	0.52	489.00	135A-0800	5.00	1.03	0.26	0.84	0.35	277.00	3.36	2.21	4.01	2.01
A10-A11	370,80	369.00	35.00	0.52	530.00	135A-0800	3.20	1.03	0.32	0.89	0.39	312.00	2.86	1.77	3.21	1.61
A11-A12	369.00	365,68	50.00	0.52	489.00	135A-0800	5.00	1.03	0.26	0.84	0.35	277.00	3.36	2.21	4.01	2.01
A12-A13	365,68	362,96	50.00	0.52	498.00	135A-0800	4.50	1.03	0.27	0.85	0.36	285.00	3.23	2.09	3.81	1.91
A13-A27	362,96	360,72	50.00	1.06	645.00	135A-0800	4.50	2.11	0.55	1.02	0.53	425.00	3.90	2.09	3.81	1.91
A27-A28	360,72	358,19	50.00	1.06	635.00	135A-0800	4.90	2.11	0.53	1.01	0.52	415.00	4.03	2.18	3.97	1.99
A28-A35	358,19	354,86	60.00	1.30	684.00	135A-0800	5.00	2.59	0.64	1.06	0.58	468.00	4.26	2.21	4.01	2.01
A35-A36	354,86	352,79	35.00	1.30	684.00	135A-0800	4.90	2.59	0.65	1.06	0.59	471.00	4.22	2.18	3.97	1.99
A36-A43	352,79	349,70	45.00	1.30	692.00	135A-0800	4.60	2.59	0.67	1.07	0.60	480.00	4.12	2.12	3.85	1.93
A43-A51	349,70	347,80	60.00	1.63	758.00	135A-0800	4.40	3.24	0.86	1.12	0.72	573.00	4.23	2.07	3.76	1.89

**Tableau I.1 :** Dimensionnement du collecteur principal (A-B-C—G-H). (Suite tableau 1)

tronçons	C <sub>am</sub>	C <sub>av</sub>	longueur	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)
A51-A97	347,35	347,2	30.00	3.15	999.00	135A-1000	3.60	4.01	1.00	1.14	0.82	818.00	4.58	2.21	4.02	3.16
A97-A101	347,2	346,29	43.00	3.32	1040.00	135A-1200	3.20	2.94	0.67	1.07	0.60	722.00	4.66	2.39	4.35	4.92
A101-A102	346,29	345,9	40.00	3.32	1194.00	135A-1200	1.50	2.94	0.99	1.14	0.81	971.00	3.39	1.64	2.98	3.36
A102-A103	345,96	343,8	50.00	3.32	1023.00	135A-1200	3.50	2.94	0.65	1.06	0.58	702.00	4.83	2.50	4.55	5.14
A103-A104	343,8	343,31	50.00	3.32	1125.00	135A-1200	2.08	2.94	0.84	1.12	0.70	839.00	3.93	1.93	3.51	3.96
A104-A129	343,31	341,12	55.00	3.32	1040.00	135A-1200	3.20	2.94	0.67	1.07	0.60	722.00	4.66	2.39	4.35	4.92
A129-A130	341,12	340,05	40.00	3.32	1018.00	135A-1200	3.60	2.94	0.64	1.06	0.58	695.00	4.88	2.54	4.61	5.21
A130-A123	340,05	339,93	60.00	3.83	1380.00	135A-1400	0.90	2.49	0.96	1.14	0.79	1102.00	2.95	1.42	2.59	3.98
A123-A128	339,93	339,05	35.00	4.04	1186.00	135A-1400	2.30	2.62	0.63	1.06	0.58	809.00	4.38	2.28	4.14	6.37
A128-A131	339,05	337,65	50.00	4.04	1152.00	135A-1400	2.70	2.62	0.58	1.04	0.55	770.00	4.66	2.47	4.49	6.90
A131-DO (A01)	337,65	336,6	45.00	4,04	1152.00	135A-1400	2,7	2,62	0,58	1,04	0,55	770.00	4,66	2,47	4,49	6,90
DO(A01)- R(A01)	337,65	334,37	36.00	2.83	905.00	135A-1000	5.00	3.60	0.76	1.10	0.65	653.00	5	2.61	4.74	3.72
DO(A01)- B01	336,6	336,14	35.00	1.21	771.00	135A-0800	2.20	2.41	0.90	1.13	0.75	597.00	3.01	1.46	2.66	1.33
B01-B02	336,14	333,35	60.00	1.21	667.00	135A-0800	5.00	2.41	0.60	1.04	0.56	447.00	4.19	2.21	4.01	2.01
B02-B03	333,35	332,85	40.00	1.21	1108.00	135A-1200	0.30	1.07	0.80	1.11	0.68	815.00	1.48	0.73	1.33	1.50
B03-B11	332,85	332,6	60.00	1.40	1168.00	135A-1200	0.30	1.24	0.93	1.14	0.76	916.00	1.51	0.73	1.33	1.50
B11-B12	332,6	332,03	50.00	1.46	1186.00	135A-1200	0.30	1.29	0.97	1.14	0.79	954.00	1.52	0.73	1.33	1.50
B12-B13	332,03	331,85	45.00	1.46	1186.00	135A-1200	0.30	1.29	0.97	1.14	0.79	954.00	1.52	0.73	1.33	1.50

**Tableau I. 1 :**Dimensionnement du collecteur principal (A-B-C—G-H) (suite tableau 1)

tronçons	C <sub>am</sub>	C <sub>av</sub>	longueur	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)
B13-B14	331,85	329,41	58.00	1.46	1186.00	135A-1200	0.30	1.29	0.97	1.14	0.79	954.00	1.52	0.73	1.33	1.50
B14-B15	329,41	327,87	60.00	1.46	1186.00	135A-1200	0.30	1.29	0.97	1.14	0.79	954.00	1.52	0.73	1.33	1.50
B15-B16	327,87	327,6	35.00	1.51	1201.00	135A-1400	0.30	0.98	0.66	1.07	0.59	828.00	1.59	0.82	1.50	2.302
B16-B17	327,6	327,1	34.00	1.51	1201.00	135A-1400	0.30	0.98	0.66	1.07	0.59	828.00	1.59	0.82	1.50	2.30
B17-B18	327,1	326,87	34.00	1.51	1201.00	135A-1400	0.30	0.98	0.66	1.07	0.59	828.00	1.59	0.82	1.50	2.302
B18-B19	326,87	324,42	25.00	1.51	859.00	135A-1400	1.90	0.98	0.26	0.84	0.35	488.00	3.16	2.07	3.76	5.79
B19-B20	324,42	323,63	20.00	1.51	829.00	135A-1400	2.30	0.98	0.24	0.82	0.33	463.00	3.38	2.28	4.14	6.37
B20-B21	323,63	322,59	40.00	1.51	723.00	135A-1400	5.00	0.98	0.16	0.73	0.27	379.00	4.46	3.36	6.11	9.39
B21-B22	322,59	318,16	40.00	1.51	723.00	135A-1400	5.00	0.98	0.16	0.73	0.27	379.00	4.46	3.36	6.11	9.39
B22-B23	318,16	317,47	35.00	1.51	1094.00	135A-1400	0.50	0.98	0.51	1.00	0.50	707.00	1.94	1.06	1.93	2.97
B23-B24	317,47	315,42	40.00	1.51	781.00	135A-1400	3.20	0.98	0.20	0.78	0.30	426.00	3.82	2.69	4.88	7.51
B24-B25	315,42	313,85	23.00	1.510	723.00	135A-1400	5.00	0.98	0.16	0.73	0.27	379.00	4.46	3.36	6.11	9.39
B25-B26	313,85	313,51	55.00	1.51	965.00	135A-1400	1.00	0.98	0.36	0.92	0.41	580.00	2.50	1.50	2.73	4.20
B26-B27	313,51	310,96	60.00	1.51	734.00	135A-1400	4.50	0.98	0.17	0.74	0.28	389.00	4.30	3.19	5	8.91
B27-B28	310,96	310,45	20.00	1.61	842.00	135A-1400	2.40	1.05	0.25	0.83	0.34	474.00	3.50	2.33	4.23	6.51
B28-B42	310,45	309,28	35.00	1.61	917.00	135A-1400	1.50	1.05	0.31	0.88	0.38	538.00	2.95	1.84	3.34	5.14
B42-B36	309,28	305,82	60.00	3.09	997.00	135A-1400	3.50	2.01	0.39	0.94	0.44	609.00	4.80	2.81	5.11	7.86
B36-DO(B01)	305,82	305,57	20.00	3.09	1025.00	135A-1400	3.00	2.01	0.42	0.96	0.45	636.00	4.54	2.60	4.73	7.28
DO(B01)-C01	305,57	306,58	30.00	0.92	1003.00	135A-1200	0.30	0.81	0.61	1.05	0.56	678.00	1.40	0.73	1.33	1.50
C01-C02	306,58	306,17	35.00	0.92	1003.00	135A-1200	0.30	0.81	0.61	1.05	0.56	678.00	1.40	0.73	1.33	1.50
C02-C03	306,17	305,14	35.00	1.02	708.00	135A-1200	2.50	0.90	0.23	0.81	0.33	395.00	3.13	2.12	3.85	4.34
C03-C04	305,14	304,02	42.00	1.02	809.00	135A-1200	1.20	0.90	0.34	0.90	0.40	482.00	2.41	1.47	2.66	3.01

**Tableau I. 1 :**Dimensionnement du collecteur principal (A-B-C—G-H) (suite tableau 1)

tronçons	C <sub>am</sub>	C <sub>av</sub>	longueur	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)
C04-C05	304,02	303,17	50.00	1.92	789.00	135A-1200	5.00	1.70	0.31	0.88	0.38	460.00	4.80	2.99	5.44	6.151
C05-C06	303,17	301,03	42.00	1.92	834.00	135A-1200	3.60	1.70	0.37	0.92	0.42	503.00	4.26	2.54	4.61	5.21
C06-C07	301,03	299,41	45.00	1.92	843.00	135A-1200	3.40	1.70	0.38	0.93	0.43	511.00	4.17	2.47	4.48	5.07
C07-C08	299,41	297,93	63.00	2.91	975.00	135A-1200	3.50	2.57	0.57	1.03	0.54	646.00	4.68	2.50	4.55	5.14
C08-C09	297,93	296,15	38.00	2.91	980.00	135A-1200	3.40	2.57	0.57	1.03	0.54	652.00	4.63	2.47	4.48	5.07
C09-C10	296,15	293,22	42.00	2.91	986.00	135A-1200	3.30	2.57	0.58	1.04	0.55	658.00	4.58	2.43	4.42	4.99
C10-C11	293,22	291,77	35.00	2.91	980.00	135A-1200	3.40	2.57	0.57	1.03	0.54	652.00	4.63	2.47	4.48	5.07
C11-C12	291,77	286,21	37.00	2.91	975.00	135A-1200	3.50	2.57	0.57	1.03	0.54	646.00	4.68	2.50	4.55	5.14
C12-C13	286,21	284,15	52.00	2.91	931.00	135A-1200	4.51	2.57	0.50	1.00	0.50	599.00	4,39	2.84	5.00	5.84
C13-C14	284,15	280,42	45.00	2.91	926.00	135A-1200	4.66	2.57	0.49	0.99	0.49	593.00	4,39	2.89	5.25	5.94
C14-C15	280,42	278,51	60.00	2.91	936.00	135A-1200	4.38	2.57	0.51	1.00	0.50	604.00	4,39	2.80	5.09	5.75
C15-C16	278,51	277,60	47.00	2.91	954.00	135A-1200	3.94	2.57	0.53	1.01	0.52	623.00	4.90	2.66	4.83	5.46
C16-C17	277,60	275,66	38.00	2.91	954.00	135A-1200	3.94	2.57	0.53	1.01	0.52	623.00	4.90	2.66	4.83	5.463
C17-C18	275,66	273,99	42.00	2.91	1078.00	135A-1200	2.01	2.57	0.75	1.10	0.64	773.00	3.78	1.90	3.45	3.90
C18-C19	273,99	271,82	42.00	2.91	952.00	135A-1200	4.00	2.57	0.53	1.01	0.52	621.00	4.93	2.68	4.86	5.50
C19-C20	271,82	280,71	52.00	2.91	964.00	135A-1200	3.73	2.57	0.55	1.02	0.53	634.00	4.80	2.58	4.70	5.31
C20-C21	280,71	279,6	25.00	2.91	1053.00	135A-1200	2.30	2.57	0.70	1.08	0.62	739.00	3.98	2.03	3.69	4.17
C21-C41	271,3	270,62	50.00	2.91	1016.00	135A-1200	2.80	2.57	0.63	1.06	0.58	693.00	4.30	2.24	4.07	4.60
C41-C48	270,62	266,36	85.00	3.55	1090.00	135A-1200	5.00	3.14	0.77	1.10	0.66	790.00	4.50	2.25	4.08	4.62
C48-C49	266,36	263,25	57.00	3.93	1100.00	135A-1200	3.60	3.47	0.79	1.11	0.67	803.00	4.89	2.43	4.42	4.99
C49-C50	263,25	259,59	85.00	4.29	1060.00	135A-1200	3.40	3.79	0.71	1.08	0.62	749.00	4,78	2.93	5,1	6.02
C50-DO(C01)	259,59	259,21	35.00	5.66	1363.00	135A-1400	3.50	3.68	0.93	1.14	0.76	1069.00	4.49	2.18	3.96	6.09
DO(C01)-C99	259,21	257,41	50.00	1.12	662.00	135A-0800	3.40	2.23	0.59	1.04	0.56	444.00	3.90	2.06	3.75	1.88

**Tableau I. 1 : Dimensionnement du collecteur principal (A-B-C—G-H) (suite tableau 1)**

tronçons	C <sub>am</sub>	C <sub>av</sub>	longueur	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r <sub>v</sub>	r <sub>H</sub>	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)
C99-C100	257,41	256,41	62.00	1.12	686.00	135A-0800	3.60	2.23	0.65	1.06	0.59	472.00	3.62	1.87	3.40	1.71
C100-C101	256,41	255,33	40.00	1.12	744.00	135A-0800	2.30	2.23	0.82	1.12	0.69	551.00	3.04	1.50	2.72	1.36
C101-C102	255,33	252,99	40.00	1.12	795.00	135A-0800	1.60	2.23	0.98	1.14	0.81	644.00	2.59	1.25	2.27	1.14
C102-C103	252,99	252,15	30.00	1.12	718.00	135A-0800	2.80	2.23	0.74	1.09	0.64	514.00	3.29	1.65	3.00	1.50
C103-C97	252,15	251,18	25.00	1.12	727.00	135A-0800	2.60	2.23	0.77	1.10	0.66	527.00	3.19	1.59	2.89	1.45
C97-C104	251,18	250,36	30.00	1.92	826.00	135A-1000	3.80	2.44	0.59	1.04	0.55	553.00	4.30	2.27	4.14	3.24
C104-C105	250,36	249,1	45.00	1.92	920.00	135A-1000	2.10	2.44	0.80	1.11	0.67	674.00	3.41	1.69	3.07	2.41
C105-C106	249,1	247,41	45.00	1.92	804.00	135A-1000	4.40	2.44	0.55	1.02	0.53	529.00	4.55	2.45	4.45	3.49
C106-C107	247,41	246,26	60.00	1.92	838.00	135A-1000	3.50	2.44	0.62	1.05	0.57	568.00	4.17	2.18	3.97	3.11
C107-C123	246,26	245,11	63.00	2.46	1025.00	135A-1200	1.90	2.18	0.65	1.06	0.59	704.00	3.56	1.84	3.35	3.79
C123-C124	245,11	243,7	63.00	2.46	956.00	135A-1200	2.80	2.18	0.53	1.02	0.52	624.00	4.13	2.24	4.07	4.60
C124-C125	243,7	240,91	63.00	2.46	944.00	135A-1200	3.00	2.18	0.52	1.01	0.51	612.00	4.24	2.32	4.21	4.76
C125-C129	240,91	239,03	63.00	2.70	995.00	135A-1200	2.70	2.39	0.60	1.04	0.56	668.00	4.17	2.20	4.00	4.52
C129-C130	239,03	237,93	41.00	2.70	893.00	135A-1200	5.00	2.39	0.44	0.97	0.46	556.00	4,26	2.99	5	6.15
C130-C140	237,93	237,2	40.00	2.94	1530.00	135A-1800	0.30	1.16	0.64	1.06	0.58	1047.00	1.91	0.99	1.81	4.59
C140-G01	237,21	236,39	45.00	2.94	1530.00	135A-1800	0.30	1.16	0.64	1.06	0.58	1047.00	1.91	0.99	1.81	4.595
G01-G02	236,39	235,42	55.00	3.59	1165.00	135A-1800	2.00	1.41	0.30	0.87	0.38	679.00	4.08	2.56	4.66	11.86
G02-G09	235,42	234,78	40.00	3.59	1260.00	135A-1800	1.30	1.41	0.38	0.93	0.42	764.00	3.49	2.07	3.76	9.56
G09-G10	234,78	234,59	40.00	3.59	1145.00	135A-1800	2.20	1.41	0.29	0.86	0.37	662.00	4.22	2.69	4.89	12.44
G10-G11	234,59	233,69	55.00	3.82	1683.00	135A-1800	0.30	1.50	0.83	1.12	0.70	1253.00	2.02	0.99	1.81	4.59
G11-G12	233,69	232,91	30.00	3.92	1699.00	135A-1800	0.30	1.54	0.85	1.12	0.71	1279.00	2.03	0.99	1.81	4.59
G12-G13	232,91	230,79	45.00	3.92	1147.00	135A-1800	2.60	1.54	0.29	0.86	0.37	663.00	4.59	2.92	5.32	13.52
G13-G14	230,79	230,29	38.00	3.92	1022.00	135A-1800	5.00	1.54	0.21	0.79	0.31	558.00	4,1	4.05	4,90	18.75

**Tableau I.1 : Dimensionnement du collecteur principal (A-B-C—G-H). (Suite tableau 1)**

tronçons	$C_{am}$	$C_{av}$	longueur	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)
G14-G15	230,29	227,87	43.00	3.92	1022.00	135A-1800	5.00	1.54	0.21	0.79	0.31	558.00	4,10	4.05	4,90	18.75
G15-G16	227,87	225,99	60.00	3.92	1022.00	135A-1800	5.00	1.54	0.21	0.79	0.31	558.00	4,10	4.05	4,90	18.75
G16-G22	225,99	224,39	75.00	3.92	1056.00	135A-1800	4.10	1.54	0.23	0.81	0.33	587.00	4,10	3.67	4,90	16.98
G22-G23	224,39	223,19	44.00	3.92	1699.00	135A-1800	0.30	1.54	0.85	1.12	0.71	1279.00	2.03	0.99	1.81	4.59
G23-G24	223,19	222,94	33.00	4.14	1733.00	135A-1800	0.30	1.63	0.90	1.13	0.74	1339.00	2.04	0.99	1.81	4.59
G24-H96	222,94	221,88	55.00	4.44	1778.00	135A-1800	0.30	1.74	0.97	1.14	0.79	1426.00	2.06	0.99	1.81	4.59
H96-H97	221,07	200,78	41.00	4.44	1228.00	135A-1800	2.30	1.74	0.35	0.91	0.41	734.00	4.55	2.75	5.00	8.38
H97-H98	200,78	219,41	48.00	4.44	1095.00	135A-1800	4.40	1.76	0.25	0.83	0.34	620.00	4,10	3.80	5.00	12.72
H98-H99	219,41	217,96	35.00	4.44	1366.00	135A-1800	1.30	1.76	0.47	0.98	0.48	866.00	3.69	2.07	3.76	17.59
H99-H100	217,96	217,84	30.00	4.48	1160.00	135A-1800	3.20	1.76	0.30	0.87	0.37	674.00	4,1	3.24	5.00	9.56
H100-H106	217,84	215,7	40.00	4.48	1213.00	135A-1800	2.50	1.76	0.34	0.90	0.40	722.00	4.71	2.87	5.00	15.00
H106-H107	215,7	214,71	40.00	4.48	1263.00	135A-1800	2.00	1.76	0.38	0.93	0.43	766.00	4.33	2.56	4.66	13.26
H107-H113	214,71	213,28	30.00	4.62	1277.00	135A-1800	2.00	1.82	0.39	0.94	0.43	779.00	4.37	2.56	4.66	11.86
H113-H114	213,28	212,97	60.00	4.62	1424.00	135A-1800	1.10	1.82	0.53	1.01	0.51	927.00	3.50	1.90	3.46	11.86
H114-H115	212,97	212,42	55.00	4.62	1546.00	135A-1800	0.70	1.82	0.66	1.07	0.59	1066.00	2.94	1.52	2.76	8.79
H115-H116	212,42	212,05	55.00	4.62	1449.00	135A-1800	1.00	1.82	0.55	1.02	0.53	954.00	3.37	1.81	3.30	7.01
H116-H117	212,05	211,91	20.00	4.85	1312.00	135A-1800	1.90	1.91	0.42	0.96	0.45	813.00	4.35	2.50	4.54	8.38
H117-H118	211,91	211,05	60.00	4.85	1836.00	135A-2000	0.30	1.54	0.79	1.11	0.67	1342.00	2.17	1.07	1.95	11.56
H118-H119	211,05	210,88	45.00	4.85	1387.00	135A-2000	1.40	1.54	0.37	0.92	0.42	836.00	3.89	2.32	4.22	6.13
H119-H120	210,88	210,72	40.00	5.08	1867.00	135A-2000	0.30	1.62	0.83	1.12	0.69	1387.00	2.19	1.07	1.95	13.26
H120-H121	210,72	210,12	30.00	5.08	1867.00	135A-2000	0.30	1.62	0.83	1.12	0.69	1387.00	2.19	1.07	1.95	6.13
H121-H122	210,12	210,05	55.00	5.08	1867.00	135A-2000	0.30	1.62	0.83	1.12	0.69	1387.00	2.19	1.07	1.95	6.13
H122-H123	210,05	211,65	50.00	5.08	1867.00	135A-2000	0.30	1.62	0.83	1.12	0.69	1387.00	2.19	1.07	1.95	6.13



**Tableau I. 1 : Dimensionnement du collecteur principal (A-B-C—G-H). (Suite tableau 1)**

tronçons	C <sub>am</sub>	C <sub>av</sub>	longueur	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)
H129-H130	212,51	213,02	70.00	5.39	1908.00	135A-2000	0.30	1.72	0.88	1.13	0.73	1456.00	2.20	1.07	1.95	6.13
H130-H131	213,02	212,71	35.00	5.39	1908.00	135A-2000	0.30	1.72	0.88	1.13	0.73	1456.00	2.20	1.07	1.95	6.13
H131-H132	212,71	212,66	45.00	5.39	1908.00	135A-2000	0.30	1.72	0.88	1.13	0.73	1456.00	2.20	1.07	1.95	6.13
H132-H137	212,66	212,42	45.00	5.70	1947.00	135A-2000	0.30	1.81	0.93	1.14	0.76	1526.00	2.22	1.07	1.95	6.13
H137-H138	212,42	212,31	60.00	5.70	1947.00	135A-2000	0.30	1.81	0.93	1.14	0.76	1526.00	2.22	1.07	1.95	6.13
H138-H139	212,31	212,00	60.00	5.70	1166.00	135A-2000	5.04	1.81	0.23	0.81	0.32	646.00	5.00	4.40	5.00	6.13
H139-H140	212,00	211,96	60.00	5.70	1947.00	135A-2000	0.30	1.81	0.93	1.14	0.76	1526.00	2.22	1.07	1.95	6.13
H140-H181	211,96	211,7	38.00	5.70	1947.00	135A-2000	0.30	1.81	0.93	1.14	0.76	1526.00	2.22	1.07	1.95	6.13
H181-H190	211,7	211,42	35.00	5.70	1947.00	135A-2000	0.30	1.81	0.93	1.14	0.76	1526.00	2.22	1.07	1.95	6.13
H190-H195	211,42	211,05	30.00	5.70	1947.00	135A-2000	0.30	1.81	0.93	1.14	0.76	1526.00	2.22	1.07	1.95	6.13
H195-H196	211,05	210,93	50.00	5.70	1947.00	135A-2000	0.30	1.81	0.93	1.14	0.76	1526.00	2.22	1.07	1.95	6.13
H196-H197	210,93	210,22	55.00	5.70	1947.00	135A-2000	0.30	1.81	0.93	1.14	0.76	1526.00	2.22	1.07	1.95	6.13
H197-H198	210,22	210,03	40.00	5.70	1947.00	135A-2000	0.30	1.81	0.93	1.14	0.76	1526.00	2.22	1.07	1.95	6.13
H198-H199	210,03	209,08	40.00	5.70	1947.00	135A-2000	0.30	1.81	0.93	1.14	0.76	1526.00	2.22	1.07	1.95	6.13
H199-H216	209,05	209,03	40.00	5.90	1971.00	135A-2000	0.30	1.88	0.96	1.14	0.79	1576.00	2.23	1.07	1.95	6.13
H216-H217	209,05	208,67	30.00	5.90	1971.00	135A-2000	0.30	1.88	0.96	1.14	0.79	1576.00	2.23	1.07	1.95	6.13
H217-H218	208,67	208,29	35.00	5.90	1971.00	135A-2000	0.30	1.88	0.96	1.14	0.79	1576.00	2.23	1.07	1.95	6.13
H218-H219	208,29	207,69	78.00	5.90	1971.00	135A-2000	0.30	1.88	0.96	1.14	0.79	1576.00	2.23	1.07	1.95	6.13
H219-H220	207,69	207,51	65.00	5.90	1971.00	135A-2000	0.30	1.88	0.96	1.14	0.79	1576.00	2.23	1.07	1.95	6.13
H220-H221	207,51	207,54	30.00	5.90	1971.00	135A-2000	0.30	1.88	0.96	1.14	0.79	1576.00	2.23	1.07	1.95	6.13
H221-H222	207,54	207,59	40.00	5.90	1971.00	135A-2000	0.30	1.88	0.96	1.14	0.79	1576.00	2.23	1.07	1.95	6.13
H222-H223	207,59	206,97	40.00	5.90	1971.00	135A-2000	0.30	1.88	0.96	1.14	0.79	1576.00	2.23	1.07	1.95	6.13
H223-H224	206,97	206,56	25.00	5.90	1971.00	135A-2000	0.30	1.88	0.96	1.14	0.79	1576.00	2.23	1.07	1.95	6.13

**Tableau I. 1 :** Dimensionnement du collecteur principal (A-B-C—G-H). (Suite tableau 1)

Tronçons	C <sub>am</sub>	C <sub>av</sub>	longueur	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)
H227-H228	205,18	205,09	60.00	6.00	1983.00	135A-2000	0.30	1.91	0.98	1.14	0.80	1604.00	2.23	1.07	1.95	6.13
H228-H229	205,09	204,88	60.00	6.00	1983.00	135A-2000	0.30	1.91	0.98	1.14	0.80	1604.00	2.23	1.07	1.95	6.13
H229-H230	204,88	205,11	60.00	6.00	1983.00	135A-2000	0.30	1.91	0.98	1.14	0.80	1604.00	2.23	1.07	1.95	6.13
H230-H231	205,11	205,17	60.00	6.00	1983.00	135A-2000	0.30	1.91	0.98	1.14	0.80	1604.00	2.23	1.07	1.95	6.13
H231-H232	205,17	204,82	60.00	6.00	1983.00	135A-2000	0.30	1.91	0.98	1.14	0.80	1604.00	2.23	1.07	1.95	6.13
H232-H233	204,82	204,57	60.00	6.00	1983.00	135A-2000	0.30	1.91	0.98	1.14	0.80	1604.00	2.23	1.07	1.95	6.13
H233-H234	204,57	204,5	60.00	6.00	1983.00	135A-2000	0.30	1.91	0.98	1.14	0.80	1604.00	2.23	1.07	1.95	6.13
H234-DO(H02)	204,5	204,32	60.00	6.00	1983.00	135A-2000	0.30	1.91	0.98	1.14	0.80	1604.00	2.23	1.07	1.95	6.13
DO(H02)-H236	204,32	204,37	60.00	1.00	1113.00	135A-1200	0.20	0.88	0.81	1.11	0.68	822.00	1.21	0.60	1.09	1.23
H236-H237	204,37	203,99	60.00	1.10	930.00	135A-1200	0.65	1.40	0.82	1.12	0.69	688.00	1.91	0.94	1.71	1.34
H237-H238	203,99	204,25	60.00	1.10	1152.00	135A-1200	0.20	0.97	0.89	1.13	0.74	887.00	1.23	0.60	1.09	1.23
H238-H239	204,25	204,03	60.00	1.10	1152.00	135A-1200	0.20	0.97	0.89	1.13	0.74	887.00	1.23	0.60	1.09	1.23
H239-H240	204,03	204,39	55.00	1.10	1152.00	135A-1200	0.20	0.97	0.89	1.13	0.74	887.00	1.23	0.60	1.09	1.23
H240-G179	204,39	204,62	55.00	1.10	1152.00	135A-1200	0.20	0.97	0.89	1.13	0.74	887.00	1.23	0.60	1.09	1.23
DO(H02)-H241	204,32	204,49	48.00	5.00	1998.00	135A-2000	0.20	1.59	1.00	1.14	0.82	1638.00	1.82	0.88	1.60	5.01
H241-H242	204,49	204,69	61.00	5.00	1998.00	135A-2000	0.20	1.59	1.00	1.14	0.82	1638.00	1.82	0.88	1.60	5.01
H242-BR(02)	204,69	204,89	62.00	5.00	1998.00	135A-2000	0.20	1.59	1.00	1.14	0.82	1638.00	1.82	0.88	1.60	5.01

**Tableau I.2 : Dimensionnement du collecteur principal (D-E-F-G).**

Tronçons	C <sub>am</sub>	C <sub>av</sub>	longueur	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)
DO(D01)-D168	274,33	273,09	60.00	1.37	695.00	135A-0800	5.00	2.73	0.68	1.07	0.60	484.00	4.31	2.21	4.01	2.01
D168-D169	273,09	269,44	55.00	1.37	709.00	135A-0800	4.47	2.73	0.72	1.09	0.63	503.00	4.12	2.09	3.79	1.90
D169-D170	269,44	267,63	68.00	1.37	753.00	135A-0800	3.22	2.73	0.85	1.12	0.71	564.00	3.62	1.77	3.22	1.61
D170-D171	267,63	266,18	55.00	1.37	770.00	135A-0800	2.85	2.73	0.90	1.13	0.74	594.00	3.42	1.67	3.03	1.52
D171-D172	266,18	264,77	45.00	1.37	868.00	135A-1000	1.48	1.74	0.68	1.07	0.60	603.00	2.76	1.42	2.58	2.02
D172-D173	264,77	262,29	53.00	1.37	702.00	135A-1000	4.73	1.74	0.38	0.93	0.43	426.00	4.29	2.54	4.62	3.62
D173-D175	262,29	258,54	100.00	1.37	712.00	135A-1000	4.39	1.74	0.39	0.94	0.43	435.00	4.17	2.45	4.45	3.49
D175-E182	258,54	254,01	30.00	1.37	709.00	135A-1000	4.49	1.74	0.39	0.94	0.43	432.00	4.21	2.47	4.50	3.53
E182-E183	256,01	254,60	60.00	1.77	814.00	135A-1000	3.49	2.25	0.57	1.03	0.54	540.00	4.08	2.18	3.96	3.11
E183-E184	254,60	251,52	60.00	1.77	773.00	135A-1000	4.64	2.25	0.49	1.00	0.50	496.00	4.55	2.51	4.57	3.58
E184-E185	251,52	249,68	47.00	1.77	785.00	135A-1000	4.26	2.25	0.51	1.01	0.51	509.00	4.41	2.41	4.38	3.44
E185-E186	249,68	247,36	47.00	1.77	777.00	135A-1000	4.53	2.25	0.50	1.00	0.50	500.00	4.52	2.48	4.52	3.54
E186-E187	247,36	244,82	60.00	1.77	763.00	135A-1000	5.00	2.25	0.48	0.99	0.49	485.00	4.68	2.61	4.74	3.72
E187-E188	244,72	243,24	30.00	1.77	790.00	135A-1000	4.14	2.25	0.52	1.01	0.51	513.00	4.36	2.37	4.31	3.38
E188-E189	243,24	241,02	53.00	1.77	788.00	135A-1000	4.17	2.25	0.52	1.01	0.51	512.00	4.37	2.38	4.33	3.40
E189-E190	24,02	239,4	85.00	1.77	810.00	135A-1000	3.59	2.25	0.56	1.03	0.54	536.00	4.13	2.21	4.02	3.15
E190-E191	239,4	237,3	30.00	1.77	814.00	135A-1000	3.49	2.25	0.57	1.03	0.54	540.00	4.09	2.18	3.96	3.11
E191-E192	237,3	236,35	60.00	1.77	830.00	135A-1000	3.15	2.25	0.60	1.04	0.56	558.00	3.93	2.07	3.77	2.95
E192-E193	236,35	235,95	55.00	1.77	895.00	135A-1000	2.08	2.25	0.74	1.09	0.64	639.00	3.34	1.68	3.06	2.40
E193-E194	235,95	234,60	55.00	1.77	1160.00	135A-1200	0.50	1.57	0.91	1.13	0.75	900.00	1.95	0.95	1.72	1.94
E194-E195	234,60	233,04	55.00	1.77	1160.00	135A-1200	0.50	1.57	0.91	1.13	0.75	900.00	1.95	0.95	1.72	1.94
E195-E196	233,04	232,38	55.00	1.77	1160.00	135A-1200	0.50	1.57	0.91	1.13	0.75	900.00	1.95	0.95	1.72	1.94
E196-E197	232,38	231,99	60.00	1.77	1160.00	135A-1200	0.50	1.57	0.91	1.13	0.75	900.00	1.95	0.95	1.72	1.94

**Tableau I.2 : Dimensionnement du collecteur principal (D-E-F-G). (Suite tableau 2)**

Tronçons	C <sub>am</sub>	C <sub>av</sub>	longueur	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)
E197-E198	231,99	230,87	60.00	1.77	1272.00	135A-1400	0.30	1.15	0.77	1.10	0.66	922.00	1.65	0.82	1.50	2.30
E198-DO(F01)	230,87	230,27	60.00	1.77	1272.00	135A-1400	0.30	1.15	0.77	1.10	0.66	922.00	1.65	0.82	1.50	2.30
DO(F01)-F70	229,19	228,78	50.00	1.80	1378.00	135A-1000	0.20	1.17	0.96	1.14	0.78	982.00	1.39	0.67	1.22	1.88
F70-F78	228,88	228,78	18.00	1.80	807.00	135A-1000	3.81	2.29	0.55	1.02	0.53	532.00	4.24	2.28	4.14	3.25
F78-F79	228,88	228,78	50.00	1.80	1167.00	135A-1200	0.50	1.59	0.93	1.13	0.76	913.00	1.95	0.95	1.72	1.94
F79-F80	228,88	228,78	45.00	2.28	1167.00	135A-1200	0.80	2.02	0.93	1.13	0.76	914.00	2.47	1.20	2.18	2.46
F80-F81	228,88	228,78	50.00	3.04	1549.00	135A-1800	0.30	1.19	0.66	1.07	0.59	1070.00	1.93	0.99	1.81	4.59
F81-F82	228,88	228,78	45.00	3.04	1549.00	135A-1800	0.30	1.19	0.66	1.07	0.59	1070.00	1.93	0.99	1.81	4.59
F82-F83	228,78	228,76	55.00	3.04	1549.00	135A-1800	0.30	1.19	0.66	1.07	0.59	1070.00	1.93	0.99	1.81	4.59
F83-F84	228,78	228,76	50.00	3.04	1549.00	135A-1800	0.30	1.19	0.66	1.07	0.59	1070.00	1.93	0.99	1.81	4.59
F84-F85	228,76	228,76	40.00	3.04	1549.00	135A-1800	0.30	1.19	0.66	1.07	0.59	1070.00	1.93	0.99	1.81	4.59
F85-F86	228,76	228,76	60.00	3.04	1549.00	135A-1800	0.30	1.19	0.66	1.07	0.59	1070.00	1.93	0.99	1.81	4.59
F86-FF87	228,76	228,76	35.00	3.14	1567.00	135A-1800	0.30	1.23	0.68	1.08	0.61	1093.00	1.94	0.99	1.81	4.59
F87-F88	228,76	228,76	40.00	3.14	1259.00	135A-1800	1.00	1.23	0.37	0.93	0.42	762.00	3.06	1.81	3.30	4.59
F88-F89	228,76	228,76	40.00	3.44	1620.00	135A-1800	0.30	1.35	0.75	1.10	0.65	1163.00	1.98	0.99	1.81	4.59
F89-F90	228,76	228,76	40.00	3.44	1620.00	135A-1800	0.30	1.35	0.75	1.10	0.65	1163.00	1.98	0.99	1.81	4.59
F90-F91	228,76	228,72	54.00	3.54	1637.00	135A-1800	0.30	1.39	0.77	1.10	0.66	1187.00	1.99	0.99	1.81	4.59
F91-F92	228,72	228,69	40.00	3.54	1637.00	135A-1800	0.30	1.39	0.77	1.10	0.66	1187.00	1.99	0.99	1.81	4.59
F92-F68	228,69	228,78	50.00	3.74	1670.00	135A-1800	0.30	1.47	0.81	1.11	0.69	1234.00	2.01	0.99	1.81	4.59
F68-F93	228,78	228,06	40.00	3.74	1670.00	135A-1800	0.30	1.47	0.81	1.11	0.69	1234.00	2.01	0.99	1.81	4.59
F93-F94	228,06	227,90	45.00	3.74	1397.00	135A-1800	0.80	1.47	0.50	1.00	0.50	899.00	2.95	1.62	2.95	7.503
F94-F95	227,90	227,17	40.00	3.74	1670.00	135A-1800	0.30	1.47	0.81	1.11	0.69	1234.00	2.01	0.99	1.81	4.59
F95-F144	227,17	226,89	40.00	3.74	1670.00	135A-1800	0.30	1.47	0.81	1.11	0.69	1234.00	2.01	0.99	1.81	4.59

**Tableau I.2 : Dimensionnement du collecteur principal (D-E-F-G). (Suite tableau 2)**

Tronçons	C <sub>am</sub>	C <sub>av</sub>	longueur	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)
F144-F145	226,89	225,86	50.00	5.97	1563.00	135A-1800	1.10	2.35	0.68	1.07	0.60	1088.00	3.71	1.90	3.46	8.79
F145-F146	225,86	224,56	50.00	5.97	1697.00	135A-1800	0.70	2.35	0.85	1.12	0.71	1276.00	3.10	1.52	2.76	7.01
F146-F147	224,56	224,18	50.00	5.97	1980.00	135A-2000	0.30	1.90	0.97	1.14	0.80	1595.00	2.23	1.07	1.95	6.13
F147-F148	224,18	223,24	50.00	8.90	1378.00	135A-2000	5.00	2.83	0.36	0.91	0.41	823.00	7.29	4.39	7.98	25.06
F148-F149	223,24	221,27	50.00	8.90	1730.00	135A-2000	1.40	2.83	0.67	1.07	0.60	1200.00	4.52	2.32	4.22	13.26
F149-F150	221,27	220,45	50.00	8.90	1489.00	135A-2000	3.20	2.83	0.44	0.97	0.47	933.00	6.19	3.51	6.38	20.05
F150-DO(F02)	220,45	220,11	50.00	8.90	1779.00	135A-2000	1.20	2.83	0.72	1.09	0.63	1264.00	4.26	2.15	3.91	12.27
DO(F02)-G142	220,11	219,17	30.00	8.90	1670.00	135A-1500	1.70	2.83	0.61	1.05	0.56	1128.00	4.87	2.56	4.65	14.61
G142-G143	219,17	220,4	50.00	8.90	1708.00	135A-1500	1.50	2.83	0.65	1.06	0.59	1173.00	4.64	2.40	4.37	13.72
G143-G144	220,44	219,81	40.00	2.67	1478.00	135A-1500	0.30	1.51	0.96	1.14	0.79	1180.00	1.79	0.87	1.57	2.78
G144-G145	219,81	219,85	50.00	2.67	1478.00	135A-1500	0.30	1.51	0.96	1.14	0.79	1180.00	1.79	0.87	1.57	2.78
G145-G141	219,85	220,09	60.00	2.67	1466.00	135A-1500	0.31	1.51	0.94	1.14	0.77	1155.00	1.83	0.88	1.61	2.84
G141-G146	220,09	219,65	50.00	2.67	1478.00	135A-1500	0.30	1.51	0.96	1.14	0.79	1180.00	1.79	0.87	1.57	2.78
G146-G147	219,65	219,35	50.00	2.67	1478.00	135A-1500	0.30	1.51	0.96	1.14	0.79	1180.00	1.79	0.87	1.57	2.78
G147-G148	219,35	219,28	70.00	2.67	1000.00	135A-1500	4.00	3.40	0.80	1.11	0.68	1100.00	4.71	2.33	4.24	3.33
G148-G149	219,28	218,66	50.00	2.67	1500.00	135A-1500	1.00	1.51	0.53	1.01	0.52	1073.00	2.91	1.58	2.88	5.08
G149-G150	218,66	217,94	55.00	2.67	1500.00	135A-1500	1.55	1.51	0.42	0.96	0.45	1269.00	3.43	1.97	3.58	6.33
G150-G151	217,94	216,42	50.00	2.67	1500.00	135A-1500	2.00	1.51	0.37	0.93	0.42	1205.00	3.76	2.24	4.07	7.18
G151-G152	216,42	215,50	50.00	2.67	1500.00	135A-1500	3.00	1.51	0.30	0.88	0.38	1367.00	4.36	2.74	4.98	8.80
G152-DO(G01)	215,50	215,66	55.00	2.67	853.00	135A-1500	4.64	2.95	0.65	1.06	0.59	1286.00	4.85	2.51	4.57	3.58
DO(G01)-G153	215,66	214,29	30.00	2.32	955.00	135A-1000	2.50	2.95	0.88	1.13	0.73	730.00	3.78	1.84	3.35	2.63
G153-G154	212,50	212,88	55.00	2.32	924.00	135A-1000	3.00	2.95	0.80	1.11	0.68	679.00	4.09	2.02	3.67	2.88
G154-G155	212,88	211,58	45.00	2.32	977.00	135A-1000	2.20	2.95	0.94	1.14	0.77	770.00	3.58	1.73	3.15	2.47

**Tableau I. 2 : Dimensionnement du collecteur principal (D-E-F-G). (Suite tableau 2)**

Tronçons	C <sub>am</sub>	C <sub>av</sub>	longueur	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)
G155-G156	211,58	208,26	60.00	2.32	969	135A-1000	2.30	2.95	0.92	1.13	0.76	756.00	3.64	1.77	3.22	2.52
G156-G157	208,26	207,99	40.00	2.32	969	135A-1000	2.30	2.95	0.92	1.13	0.76	756.00	3.64	1.77	3.22	2.52
G157G158	207,99	207,77	40.00	2.32	1048	135A-1200	1.50	2.05	0.69	1.08	0.61	732.00	3.21	1.64	2.98	3.36
G158-G159	207,77	207,59	60.00	2.32	1175	135A-1200	0.80	2.05	0.94	1.14	0.77	927.00	2.48	1.20	2.18	2.46
G159-G160	207,59	207,26	45.00	2.32	1204	135A-1400	0.70	1.51	0.66	1.07	0.59	831.00	2.44	1.26	2.28	3.51
G160-G161	207,26	207,56	45.00	2.32	1404	135A-1500	0.30	1.31	0.83	1.12	0.70	1046.00	1.76	0.87	1.57	2.78
G161-G162	207,56	207,12	50.00	2.32	1404	135A-1500	0.30	1.31	0.83	1.12	0.70	1046.00	1.76	0.87	1.57	2.78
G162-G163	207,12	207.00	50.00	2.32	1279	135A-1500	0.50	1.31	0.65	1.06	0.59	878.00	2.16	1.12	2.03	3.59
G163-G164	207.00	206,84	40.00	2.32	1332	135A-1500	0.40	1.31	0.72	1.09	0.63	945.00	1.98	1.00	1.82	3.21
G164-G165	206,84	206,6	40.00	2.32	1279	135A-1500	0.50	1.31	0.65	1.06	0.59	878.00	2.16	1.12	2.03	3.59
G165-G166	206,6	206,19	55.00	2.32	1279	135A-1500	0.50	1.31	0.65	1.06	0.59	878.00	2.16	1.12	2.03	3.59
G166-G167	206,19	206,11	45.00	2.32	1332	135A-1500	0.40	1.31	0.72	1.09	0.63	945.00	1.98	1.00	1.82	3.21
G167-G168	206,11	205,9	45.00	2.32	1332	135A-1500	0.40	1.31	0.72	1.09	0.63	945.00	1.98	1.00	1.82	3.21
G168-G169	205,9	2005,64	45.00	2.32	1332	135A-1500	0.40	1.31	0.72	1.09	0.63	945.00	1.98	1.00	1.82	3.21
G169-G170	2005,64	205,58	45.00	2.32	1404	135A-1500	0.30	1.31	0.83	1.12	0.70	1046.00	1.76	0.87	1.57	2.78
G170- DO(G02)	205,58	205,45	45.00	2.32	1404	135A-1500	0.30	1.31	0.83	1.12	0.70	1046.00	1.76	0.87	1.57	2.78
DO (G02)-G172	205,45	205,24	40.00	0.30	640	135A-0650	0.38	0.90	0.96	1.14	0.79	510.00	1.08	0.60	0.94	0.31
G172-G173	205,24	204,93	90.00	0.30	633	135A-0650	0.40	0.90	0.93	1.14	0.76	497.00	1.10	0.60	0.97	0.32
G173-G174	204,93	205,03	40.00	0.30	633	135A-0650	0.40	0.90	0.93	1.14	0.76	497.00	1.10	0.60	0.97	0.32
G174-G175	205,03	204,87	40.00	0.30	718	135A-0800	0.20	0.60	0.74	1.10	0.64	515.00	0.88	0.60	0.80	0.40
G176-G177	204,87	204,3	50.00	0.30	718	135A-0800	0.20	0.60	0.74	1.10	0.64	515.00	0.88	0.60	0.80	0.40
G177-G178	204,3	204,64	45.00	0.30	572	135A-0800	0.70	0.60	0.40	0.94	0.44	350.00	1.41	0.83	1.50	0.75

**Tableau I.2 : Dimensionnement du collecteur principal (D-E-F-G). (Suite tableau 2)**

Tronçons	C <sub>am</sub>	C <sub>av</sub>	longueur	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)
G178-G179	204,64	204,62	45.00	0.30	718.00	135A-0800	0.20	0.60	0.74	1.10	0.64	515.00	0.88	0.60	0.80	0.40
DO (G02)-G180	205,45	205.48	19.00	2.02	1252.00	135A-1400	0.43	1.31	0.74	1.09	0.64	893.00	1.95	0.98	1.79	2.74
G180-G181	205.48	205.30	59.00	2.02	1335.00	135A-1400	0.30	1.31	0.88	1.13	0.73	1018.00	1.68	0.82	1.50	2.30
G181- R(G02)	205.30	205.24	38.00	2.02	1335.00	135A-1400	0.30	1.31	0.88	1.13	0.73	1018.00	1.68	0.82	1.50	2.30

**Tableau I.3 : Dimensionnement du la zone A1.**

Tronçons	C <sub>am</sub>	C <sub>av</sub>	longueur	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)
H01-H02	219,6	219,12	40.00	0.50	507.00	CR8-0600	3.76	1.83	0.66	1.07	0.59	350.00	2.95	1.52	2.77	0.75
H02-H03	219,12	218,25	40.00	0.50	674.00	135A-0800	0.79	0.99	0.62	1.05	0.57	458.00	1.68	0.88	1.60	0.80
H03-H04	218,25	217,89	15.00	0.50	567.00	135A-0800	2.04	0.99	0.39	0.94	0.43	346.00	2.40	1.41	2.56	1.28
H04-H05	217,89	216,89	45.00	0.50	679.00	135A-0800	0.76	0.99	0.64	1.06	0.58	464.00	1.65	0.86	1.56	0.78
H05-H06	216,89	214,27	10.00	0.50	527.00	135A-0800	3.05	0.99	0.32	0.89	0.39	310.00	2.78	1.72	3.13	1.57
H06-H07	214,27	213,01	40.00	0.50	484.00	135A-0800	4.85	0.99	0.25	0.83	0.34	274.00	3.29	2.17	3.95	1.98
H07-H08	213,01	211,06	40.00	0.50	1000.00	135A-1000	2.93	0.64	0.18	0.75	0.28	283.00	2.72	2.00	3.63	2.85
H08-H13	211,66	209,11	35.00	0.50	517.00	135A-1000	3.40	0.64	0.16	0.73	0.27	272.00	2.87	2.15	3.91	3.07
H13-H14	209,11	206,53	72.00	0.50	496.00	135A-1000	4.27	0.64	0.15	0.71	0.26	257.00	3.12	2.41	4.38	3.44
H14-H15	206,53	204,47	35.00	0.50	624.00	135A-1000	1.20	0.64	0.27	0.85	0.36	358.00	1.98	1.28	2.32	1.82
H15-H16	204,47	203,47	50.00	0.50	542.00	135A-1000	2.62	0.64	0.19	0.76	0.29	291.00	2.62	1.89	3.43	2.69
H16-H17	203,47	202,55	50.00	0.50	732.00	135A-1000	0.50	0.64	0.42	0.96	0.45	455.00	1.44	0.83	1.50	1.17
H17-H18	202,55	201,69	27.00	0.50	605.00	135A-1000	1.43	0.64	0.25	0.83	0.34	342.00	2.11	1.39	2.53	1.99
H19-H20	205,1	203,46	45.00	0.03	289.00	CR8-0300	4.55	0.46	0.26	0.84	0.35	100.00	1.49	0.98	1.78	0.11
H20-H21	203,46	201,99	45.00	0.03	289.00	CR8-0300	2.00	0.46	0.39	0.94	0.43	125.00	1.11	0.65	1.18	0.07

**Tableau I.3 : Dimensionnement du la zone A1. (Suite tableau 3)**

Tronçons	C <sub>am</sub>	C <sub>av</sub>	longueur	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)
H21-H22	201,99	200,82	45.00	0.03	289.00	CR8-0300	2.76	0.46	0.33	0.90	0.40	114.00	1.24	0.76	1.39	0.09
H22-H23	200,82	201,144	25.00	0.03	224.00	CR8-0300	1.20	0.46	0.50	1.00	0.50	144.00	0.92	0.60	0.92	0.06
H23-H24	201,14	200,7	42.00	0.03	232.00	CR8-0300	1.00	0.46	0.55	1.02	0.53	152.00	0.85	0.60	0.84	0.05
H24-H25	200,7	200,26	38.00	0.03	206.00	CR8-0300	1.95	0.46	0.39	0.94	0.43	126.00	1.10	0.64	1.17	0.07
H25-H26	200,26	200,04	50.00	0.03	289.00	CR8-0300	1.00	0.46	0.55	1.02	0.53	152.00	0.85	0.60	0.84	0.05
H26-H27	200,04	200,65	55.00	0.03	289.00	CR8-0300	0.45	0.46	0.82	1.11	0.69	198.00	0.63	0.60	0.56	0.03
H27-H18	200,65	201,69	37.00	0.03	289.00	CR8-0300	0.45	0.46	0.82	1.11	0.69	198.00	0.63	0.60	0.56	0.03
H28-H29	203,33	202,41	60.00	0.03	396.00	CR8-0500	1.70	0.91	0.56	1.03	0.54	262.00	1.66	0.89	1.62	0.30
H29-H30	202,41	201,89	35.00	0.17	416.00	CR8-0500	1.30	0.91	0.64	1.06	0.58	285.00	1.50	0.78	1.41	0.26
H30-H18	201,89	201,69	58.00	0.17	544.00	CR8-0600	0.30	0.62	0.80	1.11	0.68	400.00	0.86	0.60	0.78	0.21
H18-H31	201,69	201,13	35.00	0.70	618.00	135A-1000	2.50	0.89	0.27	0.84	0.35	352.00	2.83	1.84	3.35	2.63
H31-H32	201,13	201,11	28.00	0.88	822.00	135A-1000	0.82	1.12	0.58	1.04	0.55	548.00	1.99	1.06	1.92	1.51
H32-H33	201,11	200,9	48.00	0.88	936.00	135A-1000	0.40	1.12	0.83	1.12	0.70	697.00	1.51	0.74	1.34	1.05
H33-H34	200,9	200,67	50.00	0.88	987.00	135A-1000	0.30	1.12	0.96	1.14	0.79	791.00	1.32	0.64	1.16	0.91
H34-H35	200,67	200,47	70.00	0.88	987.00	135A-1000	0.30	1.12	0.96	1.14	0.79	791.00	1.32	0.64	1.16	0.91
H37-H38	214,67	213,68	50.00	0.27	385.00	CR8-0400	5.00	2.30	0.99	1.14	0.81	313.00	2.65	1.28	2.33	0.27
H39-H40	211,89	210,79	40.00	0.27	409.00	CR8-0450	3.60	1.70	0.77	1.10	0.66	296.00	2.44	1.22	2.21	0.35
H40-H41	210,79	209,27	40.00	0.27	409.00	CR8-0450	3.60	1.70	0.77	1.10	0.66	296.00	2.44	1.22	2.21	0.35
H41-H42	209,27	207,68	45.00	0.27	417.00	CR8-0450	3.24	1.70	0.81	1.11	0.68	307.00	2.34	1.15	2.10	0.33
H42-H43	207,68	206,49	40.00	0.27	415.00	CR8-0450	3.32	1.70	0.80	1.11	0.68	305.00	2.36	1.17	2.12	0.33
H43-H44	206,49	204,68	50.00	0.27	420.00	CR8-0450	3.09	1.70	0.83	1.12	0.69	312.00	2.29	1.13	2.05	0.32
H44-H45	204,68	204,39	30.00	0.55	501	CR8-0600	4.89	1.95	0.61	1.05	0.56	338.00	3.35	1.76	3.20	0.90
H45-H46	204,39	203,12	50.00	0.55	754	135A-0800	0.52	1.09	0.85	1.12	0.71	567.00	1.45	0.71	1.29	0.64



**Tableau I.3 : Dimensionnement du la zone A1. (Suite tableau 3)**

Tronçons	C <sub>am</sub>	C <sub>av</sub>	longueur	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)
H46-H47	203,12	201,83	52.00	0.55	575.00	135A-0800	2.28	1.09	0.40	0.95	0.44	353.00	2.57	1.49	2.71	1.36
H47-H48	201,83	201,48	27.00	0.55	637.00	135A-0800	1.30	1.09	0.53	1.02	0.52	416.00	2.08	1.13	2.05	1.03
H48-H49	201,48	201,01	27.00	0.55	566.00	135A-0800	2.49	1.09	0.39	0.94	0.43	345.00	2.65	1.56	2.83	1.42
H49-H35	201,01	200,47	37.00	1.50	986.00	135A-1000	0.88	1.91	0.96	1.14	0.79	788.00	2.26	1.09	1.99	1.561
H35-H50	200,47	199,99	45.00	1.50	986.00	135A-1000	0.88	1.91	0.96	1.14	0.79	788.00	2.26	1.09	1.99	1.56
H50-H51	199,99	199,87	50.00	1.86	1305.00	135A-1400	0.19	0.97	0.83	1.12	0.69	969.00	1.32	0.65	1.18	1.81
H51-H52	199,87	199,55	55.00	1.86	992.00	135A-1400	1.30	1.21	0.39	0.94	0.43	905.00	2.91	1.71	3.11	4.79
H52-H53	199,55	199,1	40.00	1.86	859.00	135A-1500	2.88	1.21	0.26	0.84	0.35	488.00	3.90	2.55	4.64	7.13
H53-H54	199,1	198,99	45.00	2.01	1437.00	135A-1500	0.10	1.14	1.25	0.63	0.35	1200.00	1.12	0.60	0.91	1.60
H54-H55	198,99	198,9	50.00	2,01	1422.00	135A-1500	0.21	0.91	0.69	1.08	0.61	1017.00	1.42	0.72	1.32	2.32
H55-H56	198,9	198,87	60.00	2,01	1270.00	135A-1500	0.39	0.91	0.51	1.00	0.50	756.00	1.80	0.99	1.80	3.17
H56-H57	198,87	198,73	60.00	2,01	1301.00	135A-1500	0.34	0.91	0.54	1.02	0.52	786.00	1.71	0.92	1.68	2.97
H57-H58	198,73	198,6	70.00	2,01	1275.00	135A-1500	0.38	0.91	0.51	1.00	0.51	760.00	1.79	0.98	1.78	3.14
H58-H59	198,60	198,43	65.00	2,01	1321.00	135A-1500	0.31	0.91	0.56	1.03	0.54	806.00	1.66	0.89	1.61	2.85
H59-H60	198,43	198,3	50.00	2,01	1303.00	135A-1500	0.34	0.91	0.54	1.02	0.52	787.00	1.71	0.92	1.68	2.96
H60-DO (H01)	198,30	198,21	50.00	2,01	1333.00	135A-1500	0.30	0.91	0.58	1.03	0.55	818.00	1.63	0.87	1.57	2.78
H62-H63	207,69	207,29	45.00	0.29	522.00	CR8-0600	1.08	1.06	0.72	1.09	0.63	369.00	1.61	0.82	1.48	0.40
H63-H64	207,29	207,09	40.00	0.29	581.00	CR8-0600	0.60	1.06	0.96	1.14	0.79	464.00	1.26	0.61	1.11	0.30
H64-H65	207,09	206,11	50.00	0.29	463.00	CR8-0600	2.10	1.06	0.51	1.01	0.51	299.00	2.08	1.14	2.07	0.56
H65-H66	206,11	205,75	40.00	0.29	530.00	CR8-0600	1.00	1.06	0.74	1.09	0.64	379.00	1.56	0.79	1.43	0.39
H66-H67	205,75	204,73	45.00	0.29	476.00	CR8-0600	1.80	1.06	0.55	1.02	0.53	314.00	1.96	1.05	1.92	0.52
H67-H68	204,73	203,91	45.00	0.29	471.00	CR8-0600	1.90	1.06	0.54	1.02	0.52	308.00	2.00	1.08	1.97	0.53
H68-H69	203,91	203,67	60.00	0.29	581.00	CR8-0600	0.60	1.06	0.96	1.14	0.79	464.00	1.26	0.61	1.11	0.30

**Tableau I.3 : Dimensionnement du la zone A1. (Suite tableau 3)**

Tronçons	C <sub>am</sub>	C <sub>av</sub>	longueur	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)
H70-H71	208,26	207,71	50.00	0.12	478.00	CR8-0500	0.30	0.64	0.94	1.14	0.77	377.00	0.77	0.60	0.68	0.12
H71-H72	207,71	207,23	50.00	0.12	436.00	CR8-0500	0.50	0.64	0.73	1.09	0.63	310.00	0.96	0.60	0.88	0.16
H72-H73	207,23	207,13	35.00	0.12	478.00	CR8-0500	0.30	0.64	0.94	1.14	0.77	377.00	0.77	0.60	0.68	0.12
H74-H75	208,31	207,73	50.00	0.16	470.00	CR8-0500	0.59	0.85	0.89	1.13	0.74	361.00	1.08	0.60	0.95	0.17
H75-H73	207,73	207,13	45.00	0.16	321.00	CR8-0500	4.81	0.85	0.31	0.88	0.38	188.00	2.40	1.50	2.72	0.51
H73-H76	207,13	205,11	65.00	0.28	432.00	CR8-0500	2.85	1.49	0.71	1.08	0.62	305.00	2.27	1.15	2.09	0.39
H76-H69	205,11	203,67	65.00	0.28	432.00	CR8-0500	2.85	1.49	0.71	1.08	0.62	305.00	2.27	1.15	2.09	0.39
H69-H77	203,67	202,8	45.00	0.57	526.00	CR8-0600	4.02	2.08	0.73	1.09	0.63	374.00	3.12	1.57	2.86	0.78
H77-H78	202,8	201,2	65.00	0.57	831.00	135A-1000	0.32	0.73	0.60	1.04	0.56	559.00	1.26	0.66	1.21	0.94
H78-H79	200,2	199,17	45.00	0.81	769.00	135A-1000	1.00	1.03	0.49	0.99	0.49	492.00	2.11	1.17	2.12	1.66
H79-H80	199,17	198,86	45.00	0.81	691.00	135A-1000	1.80	1.03	0.36	0.92	0.42	416.00	2.62	1.57	2.85	2.23
H80-H81	198,86	198,99	20.00	0.81	685.00	135A-1000	1.90	1.03	0.35	0.91	0.41	410.00	2.67	1.61	2.92	2.29
H82-H83	203,98	203,33	50.00	0.13	383.00	CR8-0400	1.19	1.11	0.97	1.14	0.80	309.00	1.29	0.63	1.14	0.13
H83-H85	203,33	203,26	45.00	0.13	492.00	CR8-0600	0.30	0.48	0.61	1.05	0.56	332.00	0.82	0.60	0.78	0.21
H85-H86	203,26	202,94	50.00	0.13	386.00	CR8-0600	1.14	0.48	0.31	0.88	0.38	226.00	1.35	0.84	1.53	0.41
H86-H87	202,94	202,05	50.00	0.13	345.00	CR8-0600	2.11	0.48	0.23	0.81	0.33	192.00	1.68	1.14	2.08	0.56
H87-H88	202,05	201,07	40.00	0.32	522.00	CR8-0600	1.32	1.17	0.71	1.09	0.63	369.00	1.78	0.90	1.64	0.44
H88-H89	201,07	200,35	45.00	0.32	502.00	CR8-0600	1.63	1.17	0.64	1.06	0.58	344.00	1.93	1.00	1.82	0.49
H89-H90	200,35	199,79	50.00	0.32	537.00	CR8-0600	1.12	1.17	0.77	1.10	0.66	390.00	1.67	0.83	1.51	0.41
H90-H81	199,79	198,99	35.00	0.32	491.00	CR8-0600	1.85	1.17	0.60	1.04	0.56	330.00	2.03	1.07	1.94	0.53
H81-H91	198,99	198,68	60.00	1.17	775.00	135A-0800	2.00	2.33	0.92	1.13	0.75	604.00	2.88	1.40	2.54	1.27
H91-H92	198,68	198,56	50.00	1.34	1183.00	135A-1200	0.26	1.18	0.96	1.14	0.79	946.00	1.40	0.68	1.23	1.39
H92-H93	198,56	198,29	45.00	1.34	1046.00	135A-1200	0.51	1.18	0.69	1.08	0.61	730.00	1.86	0.95	1.73	1.95

**Tableau I.3 : Dimensionnement du la zone A1. (Suite tableau 3)**

Tronçons	C <sub>am</sub>	C <sub>av</sub>	longueur	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)
H93-H94	198,29	198	40.00	1.34	1045.00	135A-1200	0.51	1.18	0.68	1.08	0.61	729.00	1.86	0.95	1.73	1.96
H94-DO(H01)	198	198,21	25.00	1.34	1238.00	135A-1400	0.20	0.87	0.71	1.08	0.62	875.00	1.32	0.67	1.22	1.88
H94-H95	198,21	198,04	40.00	3.25	1463.00	135A-1500	0.47	1.84	0.93	1.14	0.77	1150.00	2.24	1.08	1.97	3.47
H95-R(H01)	198,04	197,24	20.00	3.25	1708.00	135A-1800	0.20	1.28	0.87	1.12	0.72	1295.00	1.66	0.81	1.47	3.75

**Tableau I.4 : Dimensionnement du collecteur DO( h01)-SR –G.**

Tronçons	C <sub>am</sub>	C <sub>av</sub>	longueur	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)
DO( H01)-H243	198.28	198.16	50.00	0.10	435.00	CR8-0500	0.35	0.53	0.72	1.09	0.63	309.00	0.80	0.60	0.73	0.13
H243-H244	198.16	198.22	50.00	0.10	482.00	CR8-0500	0.20	0.53	0.96	1.14	0.79	385.00	0.63	0.60	0.55	0.10
H244-H245	198.22	198.22	50.00	0.10	482.00	CR8-0500	0.20	0.53	0.96	1.14	0.79	385.00	0.63	0.60	0.55	0.10
H245-H246	198.22	198.28	45.00	0.10	482.00	CR8-0500	0.20	0.53	0.96	1.14	0.79	385.00	0.63	0.60	0.55	0.10
H246-SR	198.28	196.41	50.00	0.10	482.00	CR8-0500	0.20	0.53	0.96	1.14	0.79	385.00	0.63	0.60	0.55	0.10
H247-H248	214.00	213.77	65.00	0.10	418.00	CR8-0500	0.44	0.53	0.65	1.06	0.59	287.00	0.87	0.60	0.82	0.15
H248-H249	213.77	213.01	65.00	0.10	360.00	CR8-0500	1.00	0.53	0.43	0.96	0.46	224.00	1.19	0.68	1.24	0.23
H249-H250	213.01	212.53	137.00	0.10	425.00	CR8-0500	0.40	0.53	0.68	1.07	0.60	296.00	0.84	0.60	0.78	0.14
H250-H251	212.53	211.86	67.00	0.10	366.00	CR8-0500	0.90	0.53	0.45	0.97	0.47	231.00	1.15	0.65	1.18	0.22
H251-H252	211.86	211.19	60.00	0.10	360.00	CR8-0500	1.00	0.53	0.43	0.96	0.46	224.00	1.19	0.68	1.24	0.23
H252-H253	211.19	210.85	141.00	0.10	448.00	CR8-0500	0.30	0.53	0.78	1.11	0.67	326.00	0.75	0.60	0.68	0.12
H253-H254	210.85	210.16	68.00	0.10	366.00	CR8-0500	0.90	0.53	0.45	0.97	0.47	231.00	1.15	0.60	1.18	0.22
H254-H255	210.16	209.82	62.00	0.10	408.00	CR8-0500	0.50	0.53	0.61	1.05	0.56	275.00	0.92	0.60	0.88	0.16

**Tableau I.4 : Dimensionnement du collecteur DO( h01)-SR –G. (Suite tableau 4)**

Tronçons	C <sub>am</sub>	C <sub>av</sub>	longueur	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)
H255-H256	209.82	209.18	115.00	0.10	395.00	CR8-0500	0.60	0.53	0.55	1.02	0.53	260.00	0.98	0.60	0.96	0.180
H256-H257	209.18	208.44	69.00	0.10	366.00	CR8-0500	0.90	0.53	0.45	0.97	0.47	231.00	1.15	0.60	1.18	0.22
H257-H258	208.44	207.98	70.00	0.10	384.00	CR8-0500	0.70	0.53	0.51	1.01	0.51	248.00	1.04	0.60	1.04	0.19
H258-H259	207.98	207.65	65.00	0.10	425.00	CR8-0500	0.40	0.53	0.68	1.07	0.60	296.00	0.84	0.60	0.78	0.14
H25-H260	207.65	207.03	66.00	0.10	366.00	CR8-0500	0.90	0.53	0.45	0.97	0.47	231.00	1.15	0.65	1.18	0.22
H260-H261	207.03	206.74	68.00	0.10	408.00	CR8-0500	0.50	0.53	0.61	1.05	0.56	275.00	0.92	0.60	0.88	0.16
H261-H262	206.74	206.12	66.00	0.10	366.00	CR8-0500	0.90	0.53	0.45	0.97	0.47	231.00	1.15	0.60	1.18	0.22
H262-H263	206.12	205.87	75.00	0.10	448.00	CR8-0500	0.30	0.53	0.78	1.11	0.67	326.00	0.75	0.60	0.68	0.12
H263-H264	205.87	205.23	70.00	0.10	366.00	CR8-0500	0.90	0.53	0.45	0.97	0.47	231.00	1.15	0.65	1.18	0.22
H264-H265	205.23	204.98	85.00	0.10	448.00	CR8-0500	0.30	0.53	0.78	1.11	0.67	326.00	0.75	0.60	0.68	0.12
H265-H236	204.98	204.37	143.00	0.10	425.00	CR8-0500	0.40	0.53	0.68	1.07	0.60	296	0.84	0.60	0.78	0.14

**Tableau I.5 : Dimensionnement du l'émissaire.**

Tronçons	C <sub>am</sub>	C <sub>av</sub>	longueur	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)
G179-I 01	204.60	204.48	40,50	1.40	1116	135A-1200	0.39	1.24	0.82	1.12	0.69	826	1.69	0.83	1.51	1.71
I 01-I 02	204.48	204.45	47.00	1.40	1168	135A-1200	0.30	1.24	0.93	1.14	0.76	916	1.51	0.73	1.33	1.50
I 02-I 03	204.45	203.96	42.00	1.40	1002	135A-1200	0.70	1.24	0.61	1.05	0.56	676	2.13	1.12	2.03	2.30
I 03-I 04	203.96	203.20	69.00	1.40	908	135A-1200	1.20	1.24	0.46	0.98	0.48	575	2.61	1.47	2.66	3.01
I 04-I 05	203.20	203.19	143,50	1.40	1258	135A-1400	0.20	0.91	0.74	1.10	0.64	902	1.34	0.67	1.22	1.88
I 05-I 06	203.19	202.76	133,50	1.40	1168	135A-1400	0.30	0.91	0.61	1.05	0.56	789	1.57	0.82	1.50	2.30
I 06-I 07	202.76	201.40	166.00	1.40	978	135A-1400	0.80	0.91	0.37	0.93	0.42	591	2.26	1.34	2.44	3.75
I 07-I 08	201.40	201.45	142,50	1.40	1427	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085	1.02	0.60	0.91	1.60

**Tableau I.5 : Dimensionnement du l'émissaire. (Suite tableau 5)**

Tronçons	C <sub>am</sub>	C <sub>av</sub>	longueur	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)
I 08-I 09	201.45	200.90	75,50	1.40	1030.00	135A-1500	0.60	0.79	0.36	0.91	0.41	618.00	2.04	1.22	2.23	3.93
I 09-I 10	200.90	200.75	102.00	1.40	1258.00	135A-1500	0.20	0.79	0.62	1.05	0.57	852.00	1.35	0.71	1.29	2.27
I 10-I 11	200.75	199.94	91,50	1.40	939.00	135A-1500	1.00	0.79	0.28	0.85	0.36	538.00	2.45	1.58	2.88	5.08
I 11-I 12	199.94	199.91	115,50	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 12-I 13	199.91	199.91	79,50	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 13-I 14	199.91	199.24	68.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 14-I 15	199.24	199.00	47,50	1.40	957.00	135A-1500	0.90	0.79	0.29	0.86	0.37	553.00	2.36	1.50	2.73	4.82
I 15-I 16	199.00	198.90	49.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 16-I 17	198.90	199.36	79,50	1.40	1030.00	135A-1500	0.60	0.79	0.36	0.91	0.41	618.00	2.04	1.22	2.23	3.93
I 17-I 18	199.36	198.44	49,50	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 18-I 19	198.44	197.66	116,50	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 19-I 20	197.66	197.82	147,50	1.40	1109.00	135A-1500	0.40	0.79	0.44	0.97	0.46	692.00	1.76	1.00	1.82	3.21
I 20-I 21	197.82	197.04	77.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.50	0.91	1.60
I 21-I 22	197.04	196.06	85.00	1.40	939.00	135A-1500	1.00	0.79	0.28	0.85	0.36	538.00	2.45	1.58	2.88	5.08
I 22-I 23	196.06	195.91	96,50	1.40	978.00	135A-1500	0.80	0.79	0.31	0.88	0.38	571.00	2.26	1.41	2.57	4.54
I 23-I 24	195.91	196.01	113,50	1.40	1258.00	135A-1500	0.20	0.79	0.62	1.05	0.57	852.00	1.35	0.71	1.29	2.27
I 24-I 25	196.01	195.70	84.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 25-I 26	195.70	197.11	95,50	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 26-I 27	197.11	197.02	78.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 27-I 28	197.02	196.58	77,50	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 28-I 29	196.58	196.20	141,50	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 29-I 30	196.20	196.09	148.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 30-I 31	196.09	195.83	151,50	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60

**Tableau I.5 : Dimensionnement du l'émissaire. (Suite tableau 5)**

Tronçons	C <sub>am</sub>	C <sub>av</sub>	longueur	Q calculé (m <sup>3</sup> /s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m <sup>3</sup> /s)
I 31-I 32	195.83	195.58	147.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 32-I 33	195.58	195.46	133.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 33-I 34	195.46	195.22	139.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 34-I 35	195.22	194.77	41.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 35-I 36	194.77	194.59	130,50	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 36-I 37	194.59	194.58	140.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 37-I 38	194.58	194.54	128,50	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 38-I 39	194.54	194.59	88.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 39-I 40	194.59	195.03	152.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 40-I 41	195.03	194.97	12,50	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 41-I 42	194.97	194.81	46.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 42-I 43	194.81	194.52	53,50	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 43-I 44	194.52	194.52	52.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 44-I 45	194.52	194.49	60.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 45-I 46	194.49	194.33	52.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 46-I 47	194.33	194.34	75.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 47-I 48	194.34	194.61	70.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 48-I 49	194.61	194.60	62.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 49-I 50	194.60	194.37	60.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 50-I 51	194.37	194.18	102.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 51-I 52	194.18	194.14	64.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 52-I 53	194.14	193.19	44.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60
I 53-step	193.19	194.21	225.00	1.40	1427.00	135A-1500	0.10	0.79	0.87	1.13	0.72	1085.00	1.02	0.60	0.91	1.60



# *Annexes*

## *II*



Tableau II. 1 : Test de  $\chi^2$

**Loi de Khi-deux**

Le tableau donne x tel que  $P(K > x) = p$

p	0,999	0,995	0,99	0,98	0,95	0,9	0,8	0,7	0,1	0,05	0,02	0,01	0,005	0,001
1	0,0000	0,0000	0,0002	0,0006	0,0039	0,0158	0,0642	1,6424	2,7055	3,8415	5,4119	6,6349	7,8794	10,8276
2	0,0020	0,0100	0,0201	0,0404	0,1026	0,2107	0,4463	3,2189	4,6052	5,9915	7,8240	9,2103	10,5966	13,8155
3	0,0243	0,0717	0,1148	0,1848	0,3518	0,5844	1,0052	4,6416	6,2514	7,8147	9,8374	11,3449	12,8382	16,2662
4	0,0908	0,2070	0,2971	0,4294	0,7107	1,0636	1,6488	5,9886	7,7794	9,4877	11,6678	13,2767	14,8603	18,4668
5	0,2102	0,4117	0,5543	0,7519	1,1455	1,6103	2,3425	7,2893	9,2364	11,0705	13,3882	15,0863	16,7496	20,5150
6	0,3811	0,6757	0,8721	1,1344	1,6354	2,2041	3,0701	8,5581	10,6446	12,5916	15,0332	16,8119	18,5476	22,4577
7	0,5985	0,9893	1,2390	1,5643	2,1673	2,8311	3,8223	9,8032	12,0120	14,0671	16,6224	18,4753	20,2777	24,3219
8	0,8571	1,3444	1,6465	2,0325	2,7326	3,4895	4,5936	11,0301	13,3616	15,5073	18,1682	20,0902	21,9550	26,1245
9	1,1519	1,7349	2,0879	2,5324	3,3251	4,1862	5,3801	12,2421	14,6837	16,9190	19,6790	21,6660	23,5894	27,8772
10	1,4787	2,1559	2,5582	3,0591	3,9403	4,8652	6,1791	13,4420	15,9872	18,3070	21,1608	23,2093	25,1882	29,5883
11	1,8339	2,6032	3,0535	3,6087	4,5748	5,5778	6,9887	14,6314	17,2750	19,6751	22,6179	24,7250	26,7568	31,2641
12	2,2142	3,0738	3,5706	4,1783	5,2260	6,3038	7,8073	15,8120	18,5493	21,0261	24,0540	26,2170	28,2995	32,9095
13	2,6172	3,5650	4,1069	4,7654	5,8919	7,0415	8,6339	16,9848	19,8119	22,3620	25,4715	27,6882	29,8195	34,5282
14	3,0407	4,0747	4,6604	5,3682	6,5706	7,7895	9,4673	18,1508	21,0641	23,6848	26,8728	29,1412	31,3193	36,1233
15	3,4827	4,6009	5,2293	5,9849	7,2609	8,5468	10,3070	19,3107	22,3071	24,9958	28,2595	30,5779	32,8013	37,6973
16	3,9416	5,1422	5,8122	6,6142	7,9616	9,3122	11,1521	20,4651	23,5418	26,2962	29,6332	31,9999	34,2672	39,2524
17	4,4161	5,6972	6,4078	7,2550	8,6718	10,0852	12,0023	21,6146	24,7690	27,5871	30,9950	33,4087	35,7185	40,7902
18	4,9048	6,2646	7,0149	7,9062	9,3905	10,8649	12,8570	22,7595	25,9894	28,8093	32,3462	34,8053	37,1565	42,3124
19	5,4068	6,8440	7,6327	8,5670	10,1170	11,6509	13,7158	23,9004	27,2036	30,1435	33,6874	36,1909	38,5823	43,8202
20	5,9210	7,4338	8,2604	9,2367	10,8508	12,4426	14,5784	25,0375	28,4120	31,4104	35,0196	37,5662	39,9968	45,3147
21	6,4467	8,0337	8,8972	9,9146	11,5913	13,2396	15,4446	26,1711	29,6151	32,6706	36,3434	38,9322	41,4011	46,7970
22	6,9830	8,6427	9,5425	10,6000	12,3380	14,0415	16,3140	27,3015	30,8133	33,9244	37,6595	40,2894	42,7957	48,2679
23	7,5292	9,2604	10,1957	11,2926	13,0905	14,8480	17,1865	28,4288	32,0069	35,1725	38,9683	41,6384	44,1813	49,7282
24	8,0849	9,8862	10,8564	11,9918	13,8484	15,6587	18,0618	29,5533	33,1962	36,4150	40,2704	42,9798	45,5585	51,1786
25	8,6493	10,5197	11,5240	12,6973	14,6114	16,4734	18,9398	30,6752	34,3816	37,6525	41,5661	44,3141	46,9279	52,6197
26	9,2221	11,1602	12,1981	13,4086	15,3792	17,2919	19,8202	31,7946	35,5632	38,8851	42,8558	45,6417	48,2899	54,0520
27	9,8028	11,8076	12,8785	14,1254	16,1514	18,1139	20,7030	32,9117	36,7412	40,1133	44,1400	46,9629	49,6449	55,4760
28	10,3909	12,4613	13,5647	14,8475	16,9279	18,9392	21,5880	34,0266	37,9159	41,3371	45,4188	48,2782	50,9934	56,8923
29	10,9861	13,1211	14,2565	15,5745	17,7084	19,7677	22,4751	35,1394	39,0875	42,5570	46,6927	49,5879	52,3356	58,3012
30	11,5880	13,7867	14,9535	16,3062	18,4927	20,5992	23,3641	36,2502	40,2560	43,7730	47,9618	50,8922	53,6720	59,7031
40	17,9164	20,7065	22,1643	23,8376	26,5093	29,0505	32,3450	47,2685	51,8051	55,7585	60,4361	63,6907	66,7660	73,4020
50	24,6739	27,9907	29,7067	31,6639	34,7643	37,6886	41,4492	58,1638	63,1671	67,5048	72,6133	76,1539	79,4900	86,6608
60	31,7383	35,5345	37,4849	39,6994	43,1880	46,4589	50,6406	68,9721	74,3970	79,0819	84,5799	88,3794	91,9517	99,6072
70	39,0364	43,2752	45,4417	47,8934	51,7393	55,3289	59,8978	79,7146	85,5270	90,5312	96,3875	100,4252	104,2149	112,3169
80	46,5199	51,1719	53,5401	56,2128	60,3915	64,2778	69,2069	90,4053	96,5782	101,8795	108,0693	112,3288	116,3211	124,8392
90	54,1552	59,1963	61,7541	64,6347	69,1260	73,2911	78,5584	101,0537	107,5650	113,1453	119,6485	124,1163	128,2989	137,2084
100	61,9179	67,3276	70,0649	73,1422	77,9295	82,3581	87,9453	111,6667	118,4980	124,3421	131,1417	135,8067	140,1695	149,4493
120	77,7551	83,8516	86,9233	90,3667	95,7046	100,6236	106,8056	132,8063	140,2326	146,5674	153,9182	158,9502	163,6482	173,6174
140	93,9256	100,6548	104,0344	107,8149	113,6593	119,0293	125,7581	153,8537	161,8270	168,6130	176,4709	181,8403	186,8468	197,4508
160	110,3603	117,6793	121,3456	125,4400	131,7561	137,5457	144,7834	174,8283	183,3106	190,5165	198,8464	204,5301	209,8239	221,0190
180	127,0111	134,8844	138,8204	143,2096	149,9688	156,1526	163,8682	195,7434	204,7037	212,3039	221,0772	227,0561	232,6198	244,3705
200	143,8428	152,2410	156,4320	161,1003	168,2786	174,8353	183,0028	216,6088	226,0210	233,9943	243,1869	249,4451	255,2642	267,5405
250	186,5541	196,1606	200,9386	206,2490	214,3916	221,8059	231,0128	268,5986	279,0504	287,8815	298,0388	304,9396	311,3462	324,8324
300	229,9634	240,6634	245,9725	251,8637	260,8781	269,0679	279,2143	320,3971	331,7885	341,3951	352,4246	359,9064	366,8444	381,4252
400	318,2596	330,9028	337,1553	344,0781	354,6410	364,2074	376,0218	423,5895	436,6490	447,6325	460,2108	468,7245	476,6064	493,1318
500	407,9470	422,3034	429,3875	437,2194	449,1468	459,9261	473,2099	526,4014	540,9303	553,1268	567,0698	576,4928	585,2066	603,4460
600	498,6229	514,5289	522,3651	531,0191	544,1801	556,0560	570,6680	628,9433	644,8004	658,0936	673,2703	683,5156	692,9816	712,7712
700	590,0480	607,3795	615,9073	625,3173	639,6130	652,4973	668,3308	731,2803	748,3591	762,0007	778,9721	789,9733	800,1314	821,3408
800	682,0665	700,7250	709,8969	720,0107	735,3623	749,1852	766,1555	833,4557	851,6712	866,9114	884,2789	895,9843	906,7862	929,3289
900	774,5698	794,4750	804,2517	815,0267	831,3702	846,0746	864,1125	935,4987	954,7819	970,9036	989,2631	1001,6296	1013,0364	1036,8260





# *Annexes*

## *III*

### ANNEXE III

Résultats des caractéristiques de la pompe choisie en utilisant Caprari :

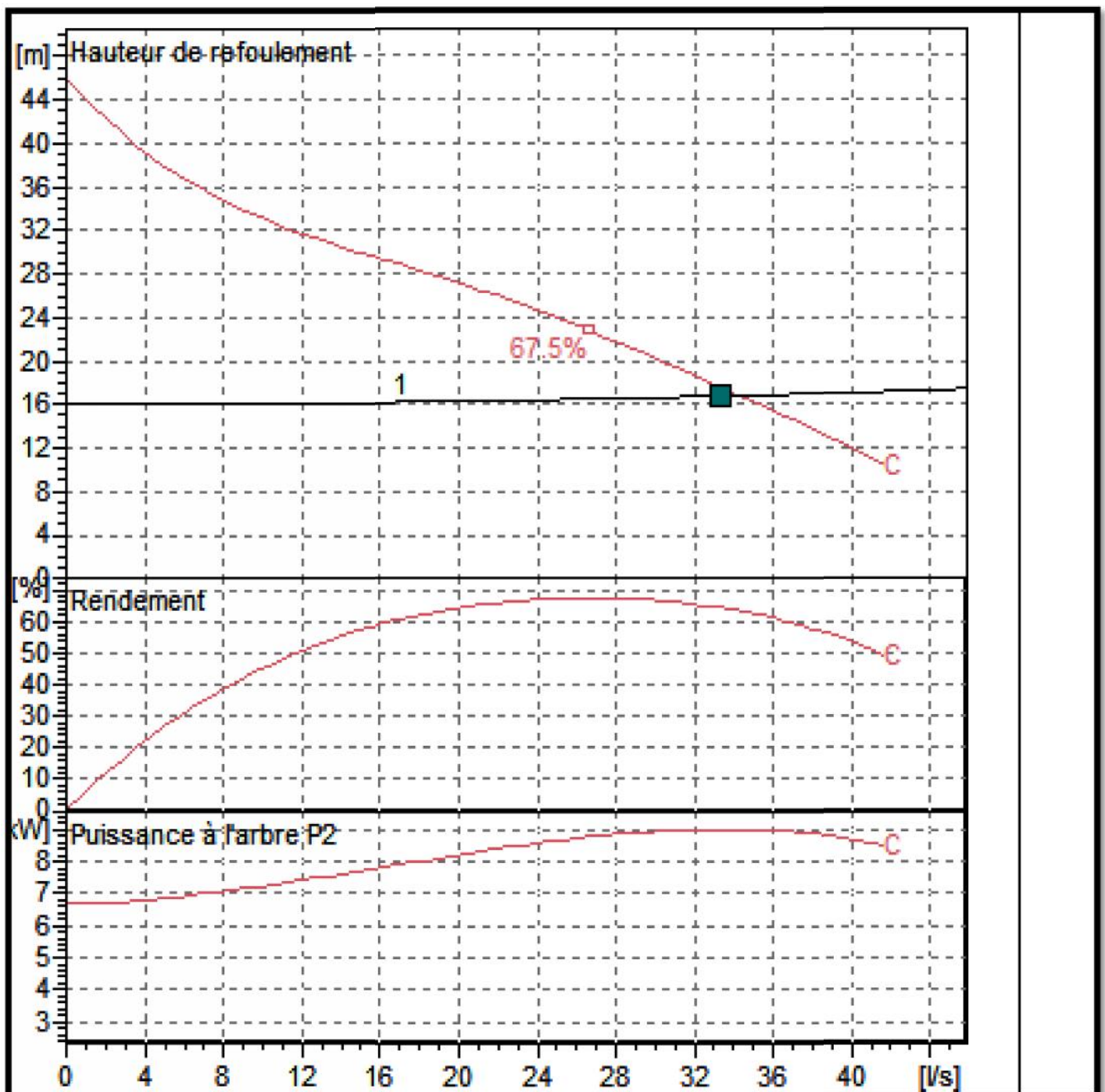


Figure III.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe.

KCMFL 09022NC-E

ELECTROPOMPE submersible composée de :

- corps de pompe, chambre à huile et carcasse moteur en fonte.
- roue monocanal en fonte, bloquée sur l'arbre par clavette.
- Bague d'étanchéité en caoutchouc.
- arbre, visserie et bouchons d'huile en acier inoxydable.
- orifice de refoulement, avec joint d'étanchéité.
- double garniture mécanique sur l'arbre, lubrifiée par immersion dans la chambre à huile:
  - \*garniture mécanique côté pompe en carbure de silicium/oxyde d'alumine;
  - \*garniture mécanique côté moteur en graphite/stéatite.
- moteur asynchrone, triphasé, isolement classe F, protection IP68, rotor guidé par roulements à bille lubrifiés à la graisse.
- protections :
  - \*sondes thermiques couplées en série et incorporées dans l'enroulement moteur.
  - \*sonde de conductivité incorporée dans la chambre à huile pour détecter la présence d'eau.
- peinture époxy, homologuée pour eau potable.
- câble d'alimentation à gaine en caoutchouc.

Données techniques / Caractéristiques

Q	: 34,27 l/s
H	: 16,8 m
Roue type	: Monocanal
Passage libre	: 55 mm
n. poles	: 2
Fréquence	: 50 Hz
Monophasé / Triphasé	: 3~
Puissance moteur P2	: 9,2 kW
Tension	: 400 V
Diamètre refoulement	: DN80
Installation	: Installation fixe immergée DN80/PN10

Figure III.2 : Description de la pompe.

Pièce	Matériau
Corps de pompe	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Acier-caoutchouc
Corps d'aspiration	Fonte
Arbre	Acier inox
Garniture méc. côté pompe	Carbure de silicium/Alumine
Chambre à huile	Fonte
Enveloppe du moteur	Fonte
Sondes thermiques	Oui
Sonde de conductivité	Oui
Garniture méc. coté moteur	Graphite/Stéatite
Vis et écrous	Acier inox
Câble d'alimentation	10m

Figure III.3 : Combinaison de la pompe.

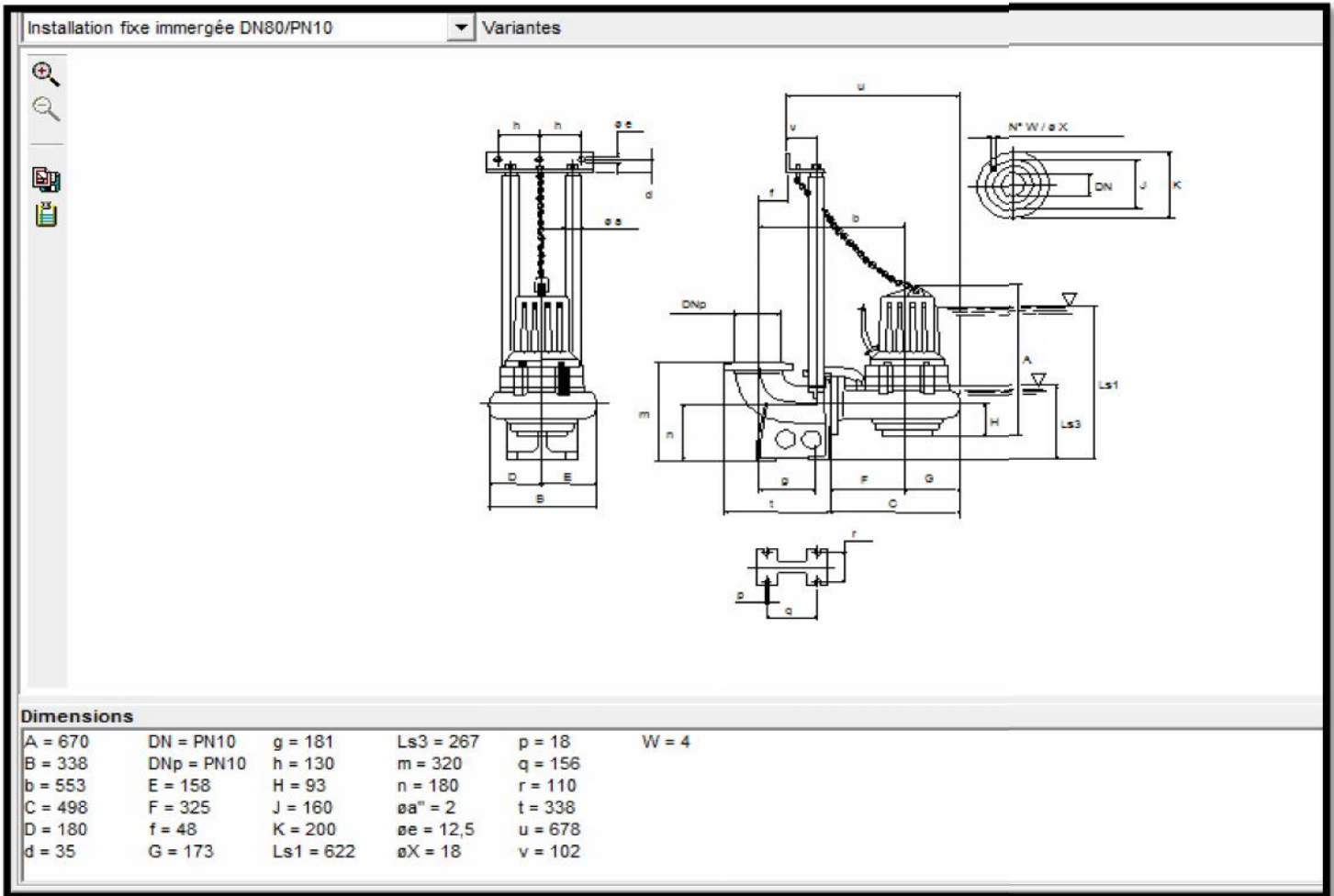


Figure III.4: Installation de la pompe.