

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des systèmes d'assainissement

THEME :

**Etude du système d'Assainissement de la
localité de Benchoubène, Commune de Rouïba (W.Alger)**

Présenté par :

M^{elle}. CHEBBA HAFIDA.

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prenon	grade	qualité
M^{me} H.MEDDI	M.C.B	Présidente
M^r Y.DERNOUNI	M.A.A	Examinateur
M^r A.HACHEMI	M.A.A	Examinateur
M^r Y.BOUNAH	M.A.B	Examinateur
M^r A.BOUFEKANE	M.A.A	Promoteur

Septembre 2016

Remerciement

Je tiens à remercier d'abord DIEU, de m'avoir donné le courage et la volonté pour mener à terme ce présent mémoire. Je tiens à remercier tous ceux qui m'ont aidé à l'élaborer et mon gratitude ira particulièrement à : Monsieur « BOUFEKANE Abdelmadjid » qui a accepté de diriger ce travail et pour son aide si précieuse et sa grande patience.

Je remercie également

- La direction technique de l'APC de Rouiba pour leur accueil, leurs orientations et leurs conseils lors de mon travail.*
- La Société des Eaux et de l'Assainissement d'Alger pour leur disponibilité et leur aide.*
- Tous les enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique qui ont participé à ma formation*

Je remercie également tous ceux qui ont pris une part active dans l'élaboration de ce modeste travail.

Merci

Chebba Hafida

DEDICACE

Premièrement je remercie DIEU de m'avoir donné le courage et la patience sans lesquels je n'aurais jamais réussi à élaborer ce mémoire, que je dédie à mes parents : ma mère et mon père, qui m'ont encouragé et soutenu énormément .Je le dédie également à mes deux sœurs Soumeya et Asma et mon frère Mohammed

A mes amis

Et à tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de ce travail de loin ou de près, à tous mes amis, mes camarades et mes enseignants.

ملخص:

الهدف من مذكرة نهاية السنة هذه هو تحسين الوضعية التقنية فيما يخص دمة التطهير لحي بن شوبا ببلدية الروبية الذي يعرف فيضانات متكررة لال الفصول الشتوية وبيئته تستمر في تحمل الاضرار بسبب المياه المستعملة الملقاة مباشرة في الوسط الطبيعي لهذا الغرض قمنا بتشخيص الشبكة الموجودة للتمكن من تحديد المشاكل و العقبات، ثم قمنا بانشاء حلول التاهيل التي تهدف الى تعزيز الاداء الهيدروليكي مع تحسين الشروط التقنية لتدفق المياه المستعملة مع الاذ بعين الاعتبار كل الا تلالات البنيوية و الوظيفية لهذا النظا .

Résumé :

Le but de notre étude est d'améliorer la situation technique au niveau du service de l'assainissement de Benchoubane. Cette dernière connaît des débordements assez fréquents en période hivernal, et son environnement continue de subir des détériorations à cause des eaux usées rejetées directement dans le milieu naturel. Pour cela nous avons fait un diagnostic du système existant afin de déterminer les défaillances et les contraintes, ensuite nous avons établi les solutions de réhabilitation qui visent à promouvoir la performance hydraulique, en améliorant les conditions techniques d'écoulements des eaux usées, par la prise en charge de tous les dysfonctionnements structurels et fonctionnels que connaît ce système.

Abstract:

The aim of our study is to improve the technical situation concerning sanitation services for the locality of Benchoubane. The latter knows frequent overflows during the winter period, and its environment continues to sustain damages due to the wastewater discharged directly in the natural environment. For this, we've made a diagnosis of the existing system in order to determine the issues and the constraints. Then, we have established the solutions of rehabilitation which aims at promoting hydraulic performance with improving the technical conditions of wastewater flows by including all the structural and functional issues related to the system.

SOMMAIRE

-Introduction générale page :

Chapitre I : Présentation générale du secteur d'étude

1.1. Introduction	01
1.1- Situation géographique et administrative	01
1.2- Relief et topographie	01
1.3- Situation climatique	02
1.3.1- Température	02
1.3.2- Le vent	03
1.3.3- Pluviométrie	03
1.4- Hydrologie	03
1.5- Description géologique et hydrogéologique de la zone d'étude	03
1.6- Démographie et tissu urbain	05
1.7 Sismicité	05
1.8- Réseau VRD.....	05
1.9 Réseau d'assainissement	06
1.10 Conclusion	06

CHAPITRE 2 : DIAGNOSTIC DU RESEAU EXISTANT ET DE SES DIFFERENTS OUVRAGES ANNEXES

2-1 Introduction.....	07
2-2 Généralités	07
2.2.1 Motivations et objectifs	07
2.2.2 Les types du diagnostic	08
2.2.3 Recueil et exploitation des données	08
2.2.4 La méthodologie d'une étude de diagnostic	09
2.2.5 Examen préalable des réseaux et des ouvrages	10
2.3 État du système d'évacuation existant de la localité de benchoubane	11
2.3.1. Présentation général du réseau	11

2.3.2. Etat des ouvrages annexes.....	11
2.3.2.1 Etat des regards	11
2.3.2.2 Etats des collecteurs.....	13
2.3.2. 3 Etats des déversoirs d'orage.....	13
2.4. Conclusion	15

Chapitre 3 : Etude hydrologique.

3.1. Introduction	16
3. 2. Intensité moyenne de précipitation	16
3.2.1-Choix de la période de retours	16
3.2.2-Etude des précipitations maximales journalières	17
3.2.3Données sources des pluies maximales journalières.....	17
3. 2.4 Les caractéristiques empiriques	17
3.2.5 Analyse statistique des pluies maximales journalières.....	18
3.2.5.1 Vérification de l'homogénéité de la série des deux stations.....	19
3.2.6 Choix de la loi d'ajustement.....	22
3.2.6.1Choix de la loi d'ajustement (station de Reghaia)	22
a) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel	22
b) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV	24
c) Discussion	26
3.2.6.2 Choix de la loi d'ajustement à la station de Dar El Beida.....	27
a)Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.....	27
b) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV	28
c)Discussion	29
3.2.7 Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 27ans	29
3.2.7.1 Pluies de courte duré.....	29
3.2.7.2 Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari.....	30
3.3 Conclusion	33

Chapitre 4 : Les éléments de base.

4.1 Introduction	34
4.2. Différents systèmes d'évacuation	34
4.2.1 <i>Système unitaire</i>	34
4.2.2 <i>Système séparatif</i>	35
4.2.3 <i>Système mixte</i>	35
4.2.4 <i>Système pseudo-séparatif</i>	35
4.3. Choix du système d'assainissement	35
4.4. Schémas des réseaux d'assainissement	36
4.4.1 <i>Le schéma perpendiculaire</i>	36
4.4.2 <i>Schéma d'équipement par déplacement latéral</i>	36
4.4.3 <i>Schéma d'équipement à collecteur transversal ou oblique</i>	37
4.4.4 <i>Schéma par zones étagées ou schéma par interception</i>	37
4.4.5 <i>Schéma type radial</i>	37
4.5. Choix du schéma du réseau d'évacuation	38
4.6. Situation démographique.....	38
4.7. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires	39
4.8. Estimation du coefficient de ruissellement	40
4.9. Estimation de la population sur l'ensemble du bassin	41
4.9.1. Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total.....	42
4.9.2. Calcul de la densité partielle	42
4.9.3. Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin	42
IV.10. Conclusion	43

Chapitre 5 : Evaluation des débits .

5.1. Introduction	44
5.2. Evaluation des débits d'eaux usées	44
5.2.1. Généralités	44
5.2.1.1. Origine des eaux usées.....	44
a- Les eaux usées domestiques.....	44
b- Les eaux du service public	44
c- Les eaux industrielles.....	45
d- Eaux usées d'équipements.....	45

5.2.1.2. Estimation des débits des eaux usées domestiques.....	45
5.2.1.2. Estimation des débits d'équipement	47
5.3. Evaluation du débit d'eau pluviale	48
5.3.1. Méthode rationnelle	48
5.3.1.1. Hypothèses de la méthode rationnelle	48
5.3.1.2. Validité de la méthode rationnelle	49
5.3.2. Méthode superficielle	49
5.3.2.1. Validité de la méthode superficielle	50
5.3.2.2. Choix de la méthode de calcul	50
5.3.3. Temps de concentration	50
5.3.4. Coefficient de correction minorateur.....	51
5.4. Conclusion.....	53

Chapitre 6 : CALCUL HYDRAULIQUE ET REHABILITATION DES PARTIES VULNERABLES DU RESEAU EXISTANT

6.1. Introduction	54
6.2. Conception du réseau	54
6.3. Dimensionnement du réseau d'assainissement	54
6.3.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement	54
6.3.2. Mode de calcul	55
6.4 Conclusion	59

Chapitre 7 : Les éléments constitutifs du réseau d'égout et ouvrages annexes

7. 1. Introduction.....	60
7. 2. Les ouvrages principaux	60
7.2.1. Choix du matériau de canalisation.....	60
7. 2.1.1. Différentes actions supportées par la conduite.....	61
7. 2.1.2. Les produits utilisés pour les réseaux d'assainissement.....	61
7. 2.1.3. Matériaux des canalisations pour notre projet	62
7.3. Les ouvrages annexes	64
7.3.1. Ouvrage normaux.....	64

7.3.1.1. Les branchements	64
7.3.1.2. Les gargouilles	64
7.3.1.3. Les caniveaux.....	64
7.3.1.4. Les bouches d'égout.....	65
7.3.2. Ouvrage spéciaux.....	65
7.3.2.1. Déversoir d'orage	65
7.3.2.2. Les types de déversoir d'orage.....	66
a) Organe de dérivation avec seuil.....	66
b) Organe de dérivation sans seuil.....	67
7.3.2.3. Choix du type de déversoir	67
7.3.2.4. Calcul et mesure des caractéristiques des déversoirs d'orage.....	67
7.3.2.5. Calcul de débit déversé.....	68
a) pour déversoir à seuil frontal	68
b) pour déversoir à seuil latéral	68
7.4. Dimensionnement des déversoirs d'orages.....	70
7.4.1. Dimensionnement du DO n° 1	70
7.4.1. Dimensionnement du DO2	71
7.5. Bassin de retenue d'eau pluviale.....	72
7.5.1. Avantage.....	73
7.5.2 Types des bassins.....	73
7.5.3. Détermination du volume du bassin par la méthode du volume.....	74
7.6 Conclusion	75

Chapitre 8 : Pose de canalisation.

8.1. Introduction	76
8.2. Emplacement des canalisations	76
8.3. Exécution des travaux	76
8.4. Décapage de la couche de terre végétale.....	77
8.5. Emplacement des jalons des piquets (piquetage).....	77
8.6. Exécution des tranchées et les regards	77
a) <u>Profondeur de la tranchée</u>	<u>77</u>
b) Largeur de la tranchée	78
8.7. Aménagement du lit de sable	78
8.8. Pose des canalisations en tranchées.....	78

8.7.1. Mise en place des conduites.....	79
8.8. Confection des joints.....	79
8.9. Réalisation des regards	80
8.10. Remblaiement et compactage des tranchées.....	80
8.11. Planification des travaux...../.....	81
8.12. Techniques de la planification	81
8.12.1. Méthodes basées sur le réseau	81
8.12.2. Construction du réseau	82
8.12.3. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)	82
8.12.4. Les étapes de la planification	82
8.12.4.1. Collection des informations	82
8.12.4.2. Décomposition du projet.....	83
8.12.4.3. Relations entre les tâches	83
8.12.5. Les paramètres de la méthode C.P.M	83
8.12.5.1. Chemin critique (C.C).....	84
8.12.5.2. Attribution des durées de chaque opération	84
8.13. Conclusion.....	87

-Conclusion générale

Bibliographie.

LISTE DES TABLEAUX

<i>Les tableaux</i>	PAGE
Tableau. 1.1. Caractéristiques de la station météorologique d'observation	02
Tableau. 1.2. Température moyenne mensuelle à la station de Dar El Baida (2014-2015)	02
Tableau. 1.3. Vitesse moyenne mensuelle du vent à la station de Dar El Baida (2014-2015)	03
Tableau. 2.1. état actuel de quelques regards	12
Tableau. 2.2. Quelques exemples sur l'état des regards de la localité de Benchoubène	13
Tableau 2.3 Quelques exemples sur l'état du déversoir de la localité de Benchoubène	15
Tableau. 3.1. Caractéristiques des deux stations d'observation	17
Tableau. 3.2. Caractéristiques empiriques des séries d'observation	18
Tableau. 3.3. Résultats du test de wilcoxon pour la station de Reghaia	20
Tableau. 3.4. Résultats du test de Wilcoxon pour la station de Dar El Beida	21
Tableau. 3.5. Ajustement à la loi de Gumbel	23
Tableau. 3.6. Résultats du calcul de l'adéquation	24
Tableau. 3.7. Ajustement à la loi de GEV	25
Tableau. 3.7. Résultats du calcul de l'adéquation	26
Tableau. 3.8. Ajustement à la loi de Gumbel	27
Tableau. 3.9. Résultats du calcul de l'adéquation	28
Tableau. 3.10. Ajustement à la loi de GEV	28
Tableau. 3.11. Résultats du calcul de l'adéquation	29
Tableau. 3.12. Résultats du calcul des P_{jmax} pour une période de retour de 10ans	29

Tableau. 3.13. Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour 10 %	31
Tableau. 3.14. Détermination de l'intensité des pluies aux stations de Reghaia et Dar El Beida	32
Tableau. 4. 1. Evolution de la population de la localité de Ben Choubène pour l'horizon Actuel (2015) et l'horizon de projection (2040) (Partie de la zone d'étude dépendant de la wilaya d'Alger)	38
Tableau. 4. 2. Evolution de la population prévue dans le cadre de nouveau POS d'Ouled Belhadi pour l'Horizon de Projection (2040) (Partie de la zone d'étude dépendant de la wilaya de Boumerdès)	39
Tableau. 4. 3. Les valeurs du coefficient Cr en fonction de la surface drainée	40
Tableau. 4. 4. Les valeurs du coefficient Cr pour en fonction de la densité de population	41
Tableau. 4. 5. Coefficient du ruissellement pondéré de chaque sous bassin	41
Tableau. 4. 6. Evaluation du nombre d'habitants de chaque sous bassin	43
Tableau. 5.1. Evaluation des débits d'eaux usées de l'ensemble de la zone d'étude Horizon futur (Année 2040)	46
Tableau. 5.2. Evaluation des débits d'équipements de l'ensemble de la zone d'étude	47
Tableau. 5.3. Valeurs de coefficient de réducteur d'intensité (α)	51
Tableau. 5.4. Calcul du débit total pour chaque sous bassin	52
Tableau. 7.1. Les classifications des canalisations en fonction de leur défection avant dommage	61
Tableau. 7.2. Valeurs du coefficient "k"	69
Tableau. 7.3. Valeurs du coefficient de débit	69
Tableau. 7.4. Récapitulatif Tableau récapitule des caractéristiques des DO projetés	72
Tableau. 7.5. Caractéristique de la conduite vers la station de relevage	72
Tableau. 8.1. Détermination des délais projetés	85

LISTE DES FIGURES

<i>Les figures</i>	<i>PAGE</i>
Fig. 1.1. Situation géographique du secteur d'étude	01
Fig. 1.2. Extrait de la carte géologique de Rouiba (e : 1/50 000)	04
Fig. 1.3. Coupe hydrogéologique dans la plaine de la Mitidja	05
Fig. 3.1. Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel	25
Fig. 3.2. Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GEV	26
Fig. 3.3. Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel	27
Fig. 3.4. Représentation graphique de l'ajustement à la loi Galton	28
Fig. 3.5. Les courbes intensité-durée-fréquence pour les deux stations	32
Fig 4.1. Le schéma perpendiculaire	36
Fig 4.2. Le schéma d'équipement par déplacement latéral	36
Fig 4.3. Le schéma d'équipement à collecteur transversal ou oblique	37
Fig 4.4. Le schéma par zones étagées ou schéma par interception	37
Fig 4.5. Le schéma type radial	37
Fig 5.1. Organigramme du programme	58
Fig. 6.1. Conduite assainissement en béton armé série 135 A - Ø 300 mm à 2000 mm	63
Fig. 6.2. Déversoir frontal	66
Fig. 7.1 : Coupe transversale d'une tranchée avec La mise en place de la conduite	78
Fig.7.2. Pipelayers (pose de la canalisation)	79
Fig : 8.1 Réseau a nœud	86

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 Plan du réseau d'assainissement existant de la localité de Benchoubène W.Alger

Planche N°2 Plan du réseau d'assainissement projeté de la localité de Benchoubène W.Alger

Planche N°3 Les ouvrages annexes

Planche N°4 Profil en long du collecteur principale C la localité de Benchoubène W.Alger

Planche N°5 Profil en long du collecteur principale R la localité de Benchoubène W.Alger

LISTE DES ANNEXES

Annexes N°1 Coefficient de Manning strickler

Annexes N°2 Le dimensionnement du réseau d'assainissement

Annexes N° 3 Evaluation du volume des bassins de retenue

Annexes N° 4 Les séries hydrologiques

Introduction générale

L'eau est un élément vital et une source précieuse qui constitue un facteur décisif pour la croissance et le développement socio-économique. L'assainissement est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique aux plus bas prix, le plus rapidement possible et sans stagnation des eaux usées de diverses origines provenant d'une agglomération, en but de préserver l'environnement et la santé publique. Aussi nous proposons, par le biais de présent travail, un diagnostic détaillé qui va nous permettre d'étudier notre réseau d'assainissement. Pour ce faire, notre étude se scinde essentiellement en trois parties fondamentales. Dans un premier lieu, on entamera des expertises en se basant sur des visites sur terrain, en but d'acquérir les données pour établir un diagnostic du réseau existant. En second lieu, nous passerons aux évaluations des débits et aux calculs hydrauliques du réseau, en incluant la zone d'étude, et de vérifier le réseau s'il est apte ou non à évacuer les nouveaux débits calculés d'eaux usées. En dernier lieu, une organisation de chantier ; de la gestion, de l'entretien et de l'exploitation du réseau étudiée seront établis. Le choix de notre étude est fait à partir de la réclamation des citoyens de cette cité a cause des problèmes au niveau de la gestion du réseau par contre l'exploitation de réseaux c'est pour le but de sensibiliser les abonnés d'utiliser ce réseau et de rejeter leur eaux usée dans ce système d'évacuation et par conséquent de protégé l'environnement.

**Chapitre I : Présentation
générale du secteur
d'étude**

CHAPITRE I : PRESENTATION GENERALE DU SECTEUR D'ETUDE

Introduction

L'assainissement des eaux usées est devenu un impératif pour nos sociétés modernes. En effet, le développement des activités humaines s'accompagne inévitablement d'une Production croissante de rejets polluant .En effet, chaque site présente des spécificités touchant en particulier l'assainissement que ce soit :

- ✓ Nature du site
- ✓ Données relatives à l'agglomération
- ✓ Données propres à l'assainissement

Alors la présentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude du diagnostic et de l'extension du réseau d'assainissement.

I.1. Situation géographique et administrative

La localité de Ben Choubane se trouve au sud de la commune de Rouiba. Elle est située à environ 20 km au sud-est de la wilaya d'Alger. Cette localité est limitée :

- Au nord, par Haouche Rouiba.
- Au sud, par la commune d'ouled Belhadi.
- A l'est, par la commune d'ouled Chebacheb.
- A l'ouest par la commune de Dar El Beida.

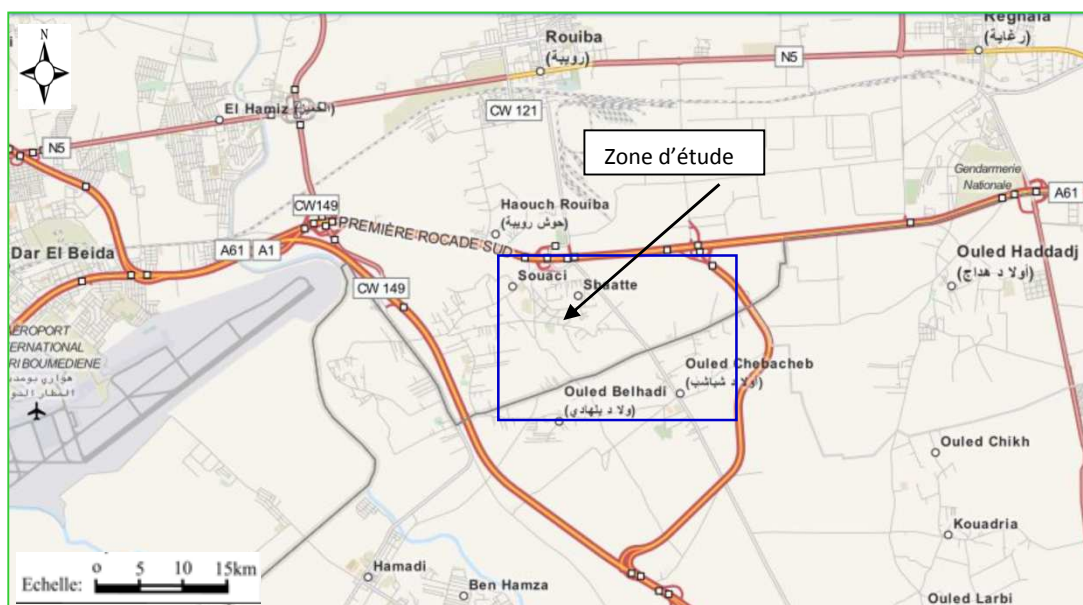


Fig. 1.1. Situation géographique du secteur d'étude

(Source : internet)

D'un point de vue administratif, notre zone d'étude se divise en deux parties :

- ❖ Une partie dépendante administrativement de la wilaya d'Alger qui inclue les régions : *Sbaât , Moutsa, Cherifia, Deghfla, Ben Choubane centre, ouled Laid, Benchoubène sud et Soussi.*
- ❖ Une partie dépendante administrativement de la wilaya de Boumerdès mais en matière d'assainissement urbain, elle est drainées par le système d'assainissement de la wilaya d'Alger (Système d'Assainissement de Rouïba) qui inclue les régions suivantes : *Chebacheb et Ouled Belhadi.*

I.2. Relief et topographie

- ❖ La zone est située au nord-est de la plaine de la Mitidja. Les altitudes y sont partout très basses ; de l'ordre de 28 mètres.
- ❖ La localité de Benchoubane se caractérise par un relief plat avec des déclivités peu importantes.
- ❖ La zone est traversée dans sa partie ouest par l'oued de Benchoubane qui prend son origine de la partie nord de l'ouled Belhadi (Djbel Boumeksir) et traverse le domaine de Chaïb pour qu'il se jette dans l'oued Boureah de Rouïba.

I.3. Situation climatique

L'air de l'étude est caractérisé par un climat méditerranéen. Les données climatiques sont celles enregistrées au niveau de la station d'observation de Dar el Beida mise en place par L'Office National de Météorologie.

Tableau. 1.1. Caractéristiques de la station météorologique d'observation

Nom de la station	Dar el Beida
Code de la station	390
Latitude	36°41' N
Longitude	03°1' E
Altitude	25 mètres

(Source : ANRH d'Alger)

Les données climatiques sont les suivantes :

I.3.1. Température

Le climat est caractérisé par un été chaud et sec et un hiver humide et froid. La distribution de la température moyenne mensuelle, durant l'année 2014 /2015, apparait dans le tableau ci-après.

Tableau. 1.2. Température moyenne mensuelle à la station de Dar El Baida (2014-2015)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T_{moy} (°C)	23,1	19,9	14,5	12,7	10,2	10,4	13,8	15,5	18,7	23,5	28,5	26,3

(Source : ANRH d'Alger)

I.3.2. Le vent

Les directions dominantes des vents sont celles de l'ouest au nord-est. Les vents de l'ouest sont dominants pendant l'automne, l'hiver et le début du printemps. La vitesse des vents est donnée dans le tableau ci-dessous.

Tableau. 1.3. Vitesse moyenne mensuelle du vent à la station de Dar El Baida (2014-2015)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
V _{moy} (m/s)	2,7	2,5	2,5	2,9	2,9	2,9	2,9	2,6	2,5	2,0	2,3	2,5

(Source : ANRH d'Alger)

I.3.3. Pluviométrie

Les rythmes pluviométriques sont méditerranéens caractérisés par une double irrégularité annuelle et interannuelle. La courbe annuelle des pluies se caractérise par un maximum très accusé en décembre et janvier et un minimum en juin et juillet. Les pluies de printemps sont peu importantes, les orages d'été peu fréquents, mais brusque et violents provoquant des crues d'oued subites.

Tableau. 1.3. Pluies moyennes mensuelles de la station de Dar El Baida (2014-2015)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J
P (mm)	30	55.55	98.50	90.5	74.45	57.88	57.3	46.11	8.07	2.76	4.84

(Source : ANRH d'Alger)

I.4. Hydrologie

Les eaux de pluies du bassin versant de la localité de Benchoubène proviennent des précipitations qui tombent sur la surface de cette zone, car il n'y a pas d'apport supplémentaire vu que le terrain est plat.

I.5. Description géologique et hydrogéologique de la zone d'étude

Le secteur d'étude est situé de point de vue géologique au nord-est de la dépression du Mitidja. La structure de la plaine de la Mitidja est celle d'un synclinal remblayé par des alluvions. Les dépôts du Miocène, du Pliocène et du Quaternaire ont réagi comme une couverture flexible durant l'affaissement du bassin entre les unités ascendantes de l'Atlas et du Sahel.

Le bassin de la Mitidja s'est défini en tant qu'unité structurale à la fin du Miocène après que ce soient produits les principaux mouvements de la période de l'orogénèse alpine. Les phénomènes d'affaissement et de sédimentation se poursuivent pendant le Pléistocène en modifiant la forme et la distribution des dépôts.

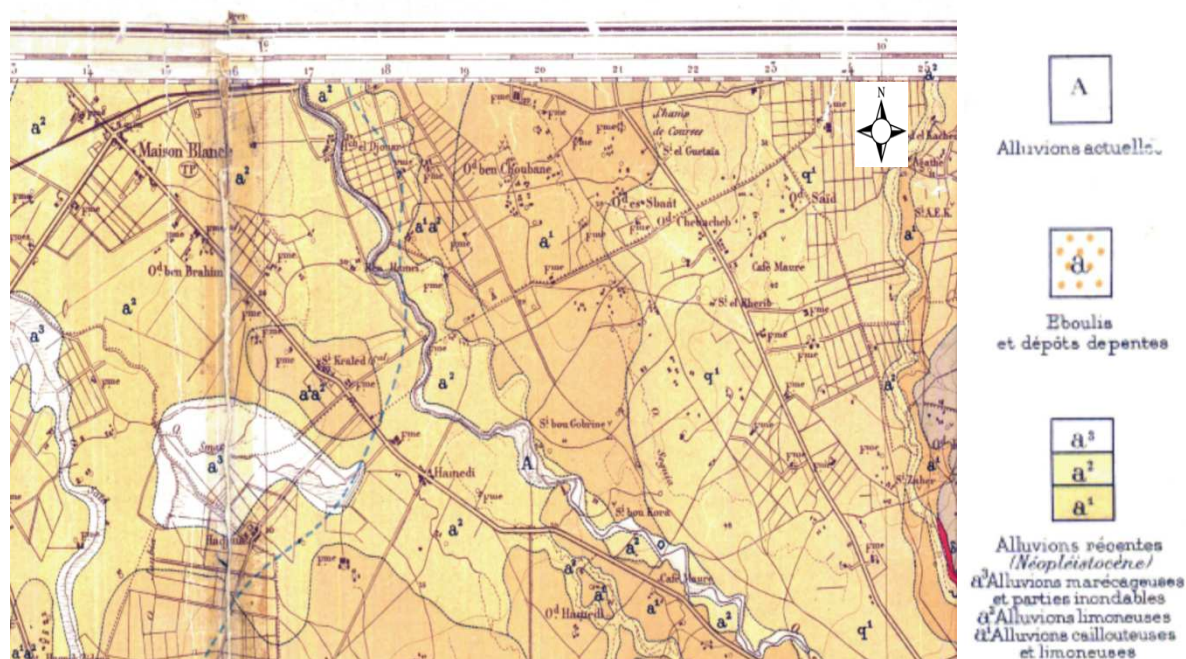


Fig. 1.2. Extrait de la carte géologique de Rouiba (e : 1/50 000)

(Source : ANRH d'Alger)

La lithologie et les paramètres hydrodynamiques des terrains permettent d'individualiser deux unités aquifères principales :

- L'Astien gréseux ou grésocalcaire,
- Les alluvions du Quaternaire.

Ces deux aquifères sont séparés de manière plus ou moins continue par les marnes (couche imperméable). La coupe hydrogéologique suivante (Fig. 1.3) illustre la superposition des deux aquifères.

- L'astien gréseux ou grésocalcaire : Il se trouve en charge sous les marnes jaunes semi-perméables d'El Harrach, sauf dans la partie est où il est en contact direct avec l'aquifère de la Mitidja. Les caractéristiques hydrodynamiques de l'Astien sont mal connues. Les estimations de la transmissivité indiquées par la société Géohydraulique (1968-1972), et le bureau d'étude Bennie & Partners (1979-1980) varient de 90 à 2000 m²/jour. Le coefficient d'emmagasinement estimé à partir des essais de pompage de courte durée (Bennie & Partners 1979-1980) est compris entre 5×10^{-6} et 5×10^{-3} m/s.

- Aquifère quaternaire - Séparée de l'aquifère Astien par une couche épaisse de marnes jaunes, sauf à l'est du Hamiz (poche de Rouiba) où ils sont en contact direct. La nappe libre s'étend sur l'ensemble du bassin de la Mitidja. Cet aquifère se situe dans des graviers et des sables plus ou moins consolidés et inter stratifiés d'argile, il est alimenté par les pluies, l'infiltration à partir d'El Harrach et de Hamiz et l'aquifère astien par drainage.

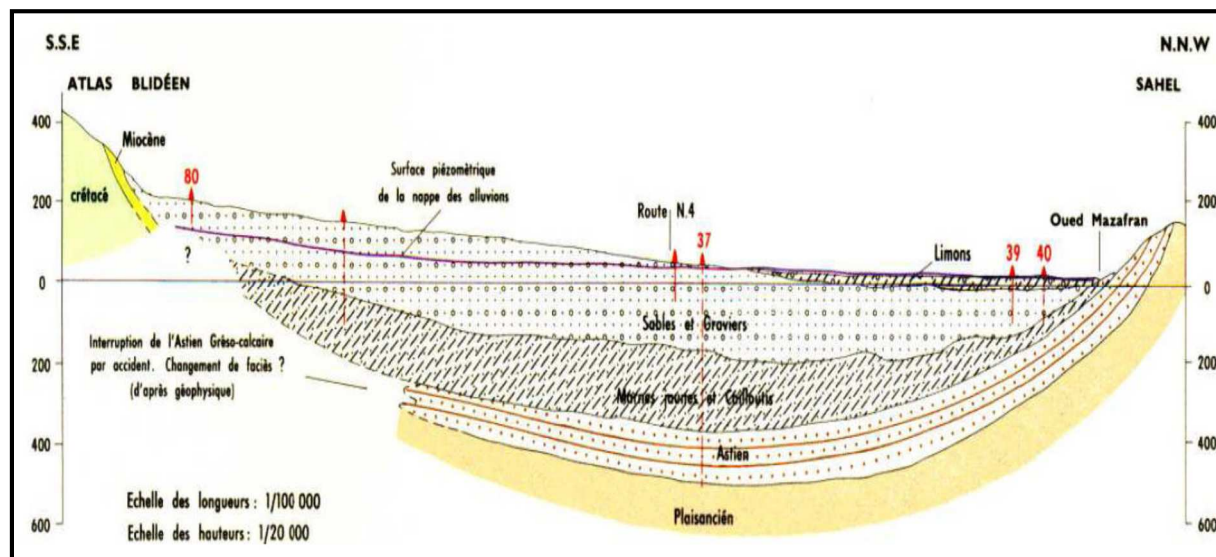


Fig. 1.3. Coupe hydrogéologique dans la plaine de la Mitidja

(Source : ANRH d'Alger)

I.6. Démographie et tissu urbain

D'après les services de recensement de la commune de Rouiba, la localité de Benchoubène a connu une augmentation de la population égale au taux d'accroissement moyen de la commune de Rouiba et qui est de l'ordre de 2,5 %.

En effet, la ville se caractérise, en plus de sa fonction habitation par des fonctions productives et commerciales car elle est composée de plusieurs ateliers d'industries légères et des dépôts de marchandises.

I.7. Sismicité

La zone d'étude subit des séismes superficiels et modérés mais elle se situe sur des terrains meubles (formations récentes peu compactées), ce type de formation géologique peut être à l'origine d'amplifications du mouvement du sol lors d'un séisme (effets de site) et par conséquent, l'ampleur des dégâts est beaucoup plus importante.

I.8. Réseau VRD

- **Routes**

Presque tous les allures et les impasses sont des chemins non goudronnés « pistes » et avec une largeur étroite.

- **Réseaux d'alimentation en eau potable**

La commune de Benchoubène est pratiquement alimentée en eau potable avec un taux de raccordement de 88,8 %.

- **Téléphone, gaz et électricité**

Pour ces trois réseaux, l'état de la zone d'étude générale est comme suit :

- Pas de réseau téléphonique sous-sol.
- La zone est disposée d'un réseau de gaz.
- Le réseau d'électricité passe à travers des poteaux électriques et non pas sous terrain.

I.9. Réseau d'assainissement

Le réseau de collecte des eaux usées de Benchoubène est de type unitaire. Les canalisations sont circulaires. Les collecteurs principaux ont un diamètre variant de Ø400 mm à Ø900 mm et les eaux sont ensuite acheminées vers les deux émissaires principaux : Collecteur « C » Ø1500 mm et le Collecteur « R » Ø700/800mm qui se situent à l'aval du site d'étude. Le taux de raccordement est de l'ordre de 85,3 %.

➔ Les points de rejet

Le premier émissaire Ø1500 en béton armé se termine avec un DVO au niveau de l'oued Benchoubène (près de la Rocade Sud). Le Collecteur de sortie du DVO existant est de Ø500 mm en béton armé qui traverse la Rocade Sud et se raccorde au collecteur Ø700 mm en béton armé (Haouche Rouïba) qui mène vers la station de relevage El Merdja.

Etant donné que le Collecteur Ø500 mm en béton armé qui traverse la Rocade Sud, reçoit aussi les eaux usées prévenant du Collecteur R ce qui veut dire que tous les débits usés issues de tout le bassin versant de la ville de Benchoubène passe par ce Collecteur de diamètre Ø500 mm en béton armé de traversé de la Rocade sud, ce qui constitue un vrais point noir pour notre zone d'étude, considérant que actuellement et malheureusement la majorité des débits usés issues de tout le bassin versant de la ville de Benchoubène et ses banlieues se déversent directement dans l'oued (qui par la suite rejoint l'oued de Bouriah au nord de la ville de Rouïba), à cause de l'incapacité du collecteur Ø500 mm en BA de véhiculer les deux débits venant des deux émissaires principaux Ø1500 mm et Ø700/800 mm existants.

I.10. Conclusion

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue climatique, géologie, topographie, hydrogéologie, démographie ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

**CHAPITRE 2 : DIAGNOSTIC DU
RESEAU EXISTANT ET DE SES
DIFFERENTS OUVRAGES ANNEXES**

**CHAPITRE II : DIAGNOSTIC DU RESEAU EXISTANT ET DE SES
DIFFERENTS OUVRAGES ANNEXES**

II.1. Introduction

Les diagnostics d'assainissement sont des études préalables ou complémentaires d'aide à la décision qui ont pour but de dresser un bilan actuel de fonctionnement des systèmes d'assainissement collectif, d'éliminer le maximum d'eaux parasites, de mettre en place les améliorations nécessaires au bon fonctionnement des systèmes d'assainissement et d'établir un programme des travaux à mettre en place.

Le diagnostic est donc un indicateur de l'efficacité et de la pérennité du système de collecte (détectant les défauts et dysfonctionnements, et estimant parfois leurs éventuels impacts). Cette évaluation nécessite d'être actualisée suivant les interventions réalisées sur le réseau.

II.2. Généralités

Un système d'évacuation est l'ensemble d'ouvrages permettant la collecte et l'évacuation des eaux usées domestiques et industrielles hors de l'agglomération vers un point précis (STEP, oued, ...), il doit répondre aux exigences suivantes :

- Préserver la commodité et la qualité de vie des citoyens ainsi que leur santé ;
- Ne pas porter à la qualité de la ressource en eau ni à celle des milieux aquatiques ;
- Limiter les risques liés aux inondations.

II.2.1. Motivations et objectifs

La motivation majeure d'une étude de diagnostic des réseaux d'assainissement est de mener une réflexion approfondie sur les points suivants :

- La sensibilité des milieux récepteurs et l'incidence des pollutions urbaines (non raccordés, exfiltrations, rejets directs) et des déversements intempestifs, de façon à diminuer la fréquence de ces déversements, voire à supprimer tout risque sur les zones sensibles ;
- L'état et le fonctionnement des réseaux et des ouvrages qui leur sont associés, de manière à mettre en évidence leurs dysfonctionnements, donc on doit chercher à utiliser au mieux les capacités résiduelles des ouvrages et leurs potentialités, pour opérer au besoin des transis déferés et concevoir des solutions d'amélioration.

II.2.2. Types du diagnostic

a/ Diagnostic fonctionnel

Basé sur l'efficacité hydraulique (débits et flux polluants), il porte sur le transfert sans perte ni dégradation des effluents collectés.

b/Diagnostic structurel

Basé sur l'état de la structure, il porte sur la pérennité des ouvrages et les dommages éventuels susceptibles d'être entraînés par leur ruine. Ce diagnostic concerne les regards, déversoirs, et postes de relèvement ou le tronçon de collecteur (défini par deux regards consécutifs).

Ces deux types de diagnostic sont très liés, en effet ils sont complémentaires puisque des problèmes hydrauliques peuvent avoir des conséquences sur la structure, et inversement (exemple : les fissures provoquent des infiltrations en déstabilisant l'ouvrage par entraînement des particules fines).

II.2.3. Recueil et exploitation des données

Ce mémoire consiste en un recueil des données de base nécessaires à la réalisation d'une étude de diagnostic. Ces données sont listées ci-après :

- ✓ Collecte des données topographiques, ces plans topographiques ont permis une représentation de la totalité du réseau d'assainissement ;
- ✓ Mise à jour des données topographiques avec les plans de recollement et un levé topographique ;
- ✓ Visite sur le terrain pour réaliser une description précise des ouvrages (Regard, Déversoir d'orage, canalisation...) ;
- ✓ Localisation des zones inondables et les nouveaux quartiers à assainir ;
- ✓ Synthèse du fonctionnement du réseau en son état actuel et définir les travaux d'urgence ;
- ✓ Analyse des risques géotechniques liés à la nature des sols et les risques hydrogéologiques liés à la présence des nappes ;
- ✓ Recensement de tous les rejets et voir leur impact sur les milieux récepteurs ;
- ✓ L'estimation des flux théoriques avec une comparaison aux carences de collecte.

Chaque système d'assainissement conduit à une situation particulière, à des constats et à des préoccupations différentes, donc vers des problèmes spécifiques.

II.2.4 La méthodologie d'une étude de diagnostic

La méthodologie d'une étude de diagnostic est présentée sur cinq grandes phrases.

a) Pré-diagnostic

Dans la phase initiale, après un recueil des données, un examen des réseaux, des ouvrages, au besoin un levé topographique complémentaire des points caractéristiques, il convient d'effectuer une mise à jour de la cartographie des patrimoines et des informations associées, une définition des débits et charges théoriques à partir des consommations d'eau, du recensement de la population et des industries présentes. Ce pré-diagnostic est destiné à découvrir les points faibles du système d'assainissement et à appréhender la sensibilité des milieux récepteurs.

b) Reconnaissance approfondie

Sur la base d'une pré-modélisation des espaces, des collecteurs et des ouvrages, de campagnes de mesures in situ des charges hydrauliques et polluantes, dont l'objectif est l'évaluation des flux, des conditions d'écoulements et de déversement dans le milieu naturel, cette deuxième phase aboutit à des profils de pollution par temps sec et par temps de pluie et conclut sur des bilans débit-pollution.

c) Etude fonctionnelle des bassins versants élémentaires

La troisième phase nécessite en général des investigations complémentaires sur les tronçons suspects, des inspections diurnes et nocturnes de détection de détection des eaux claires parasites, le prolongement éventuel des mesures. Elle requiert l'application des modèles hydrologiques, hydrauliques, éventuellement de qualité et de simulation des fonctionnements, pour mettre en évidence des solutions techniques et économiques réalistes, aptes à assurer l'amélioration de la qualité sanitaire et maîtriser à terme l'incidence des projets d'urbanisation.

d) Conception de la nouvelle structure d'assainissement

La quatrième phase comprend des dispositions de réhabilitation, de restructuration et d'extension.

D'autres dispositions particulières sont à étudier, tels les rétentions de pollution, les traitements spécifiques aux eaux pluviales déversées par le réseau unitaire, les rejets de station d'épuration, l'automatisation des organes de régulation de certaines installations. Les propositions retenues font l'objet d'un programme hiérarchisé des investissements en regard des critères d'exploitation.

e) Conclusion et permanence du processus d'étude

Dans cette dernière phase, le processus d'étude est à conforter par une gestion informatisée et par une application prototype automatisée de la structure principale du système d'assainissement.

En résumé, le processus consiste à prendre en compte la situation actuelle de l'assainissement à étudier précisément les fonctionnements et dysfonctionnements, pour concevoir les solutions d'amélioration grâce à la mise en place d'outils permanents de gestion.

II.2.5. Examen préalable des réseaux et des ouvrages

L'expérience et les problèmes particuliers rencontrés lors d'études de diagnostic permettent de préciser que les principales difficultés sont relatives :

- A l'accessibilité au réseau, aux tampons non apparents, anciens réseaux non visitables ou dalot oubliés, ces derniers pouvant être responsables des intrusions d'eaux claires ou pertes de pollution ;
- A la faiblesse du taux de raccordement dans les secteurs anciens équipés de fosses fixes ou autres installations obsolètes dont la recherche et la mise en conformité peuvent s'avérer difficiles ;
- Aux rejets directs permanents dans le milieu récepteur qui peuvent représenter un pourcentage important des flux épurés déversés par temps sec par la station d'épuration ;
- Aux réseaux de capacité insuffisance, débordement fréquemment avec des mises en charge en cascade, recevant de nouveaux raccordements et des extensions anarchiques qui viennent aggraver une situation déjà limite.

La reconnaissance initiale des réseaux et des ouvrages est à mener, avec l'aide des services d'exploitation, sur l'ensemble des réseaux, de manière à bien connaître le patrimoine, à effectuer un examen exhaustif des ouvrages où se posent des problèmes et où l'assainissement est défaillant. Elle consiste à :

- ✓ Coordonner les informations disponibles, exploiter les observations du service d'exploitation Complétées par des visites in situ ;
- ✓ Contrôler les sites préalablement

II.3. État du système d'évacuation existant de la commune de Benchoubène

II.3.1. Présentation général du réseau

Le chef-lieu de la commune de Benchoubène est assaini par un réseau unitaire, constitué de collecteurs qui drainent les eaux (pluviales et usées) du sud vers le nord de la ville.

Des collecteurs principaux de diamètre variant de Ø400 mm à Ø700 mm drainent la majeure partie de la ville, et les eaux sont ensuite acheminées vers les deux émissaires principaux Ø1500 mm et Ø800 mm qui se situent à l'aval du site :

- Le premier émissaire Ø1500 mm se termine avec un DVO (3,00 x 8,00 m) au niveau de Oued Ben Choubène (près de la Rcade sud) de dimensions en plan de (3,00 x 8,00 m) avec un seuil déversant de 66 cm et un collecteur de sortie du DVO (3,00 x 8,00 m) existant est de Ø500 mm en BA qui traverse la rocade sud et se raccorde au collecteur Ø700 mm en BA (Haouche Rouïba).
- Le Deuxième émissaire Ø800 mm en BA, qui est actuellement raccorder directement avec le collecteur Ø500 mm en BA qui sort du DVO suscité sans aucun ouvrage de déversement à l'aval créant un point noir au niveau du collecteur de traversé de la rocade sud qui est en Ø500 mm BA.

On a réalisé ce diagnostic de l'état de réseau d'assainissement existant et de ses ouvrages annexes à partir des visites sur terrain et par des informations collectés à l'aide des différents services et organismes, en relation avec l'ouvrage.

II.3.2. Etat des ouvrages annexes

II.3.2. 1 Etat des regards

- Les regards existants sont réalisés avec le système de cunette au radier.
- La plus part des regards sont en bon état de point de construction (béton armé).
- Plusieurs regards sont cachés sous le bitume ou par les terres.
- Présence de déchets ménagère et industriel ce qui a mener à un certain pourcentage d'envasement, ces déchets sont souvent transporté dans les conduites ce qui engendre leur bouchage aussi.
- Les différents types de tampon sont dans un bon état. Ils comportent des orifices pour faciliter leurs relevages et l'aération de l'égout.

CHAPITRE II

Tableau 2.1 état actuel de quelque regard (source : SEAAL)

Collecteur L					
L1	L2	L7	L9	L11	L19
-Bon construction -Taux d'envasement élevé	-Bon construction -Taux d'envasement élevé	-Structure assez stable et étanche -Regard mise en charge	-Bon construction -Ecoulement libre	-Bon état de forme, structure stable et étanche -Ecoulement libre	-Taux de remplissage élevé en temps sec -Vitesse d'écoulement faible

Collecteur R								
R1	R4	R6	R7	R14	R19	R23	R26	R29
-Etats acceptable	-Absence d'envasement bien que la vitesse est faible	-Absence d'envasement bien que la vitesse est faible	-Bon état structurel -Présence de dépôt de sable et d'argile	l'effondrement de la dalle de couverture du regard mauvaise état structurel et fonctionnelle	-Absence d'envasement bien que la vitesse est faible	-Absence d'envasement bien que la vitesse est faible	-Absence d'envasement bien que la vitesse est faible	stagnation totale l'effluent

Collecteur A								
A1	A2	A3	A4	A6	A8	A9	A12	A17
-Reçoit conduite de refoulement	Bon état structurel Ecoulement dans les bonnes conditions	Bon état structurel Ecoulement dans les bonnes conditions	Bon état structurel Ecoulement dans les bonnes conditions	Bon état structurel Ecoulement dans les bonnes conditions	Bon état structurel Ecoulement dans les bonnes conditions	Bon état structurel Ecoulement dans les bonnes conditions	Bon état structurel Ecoulement dans les bonnes conditions	Bon état structurel Ecoulement dans les bonnes conditions

Collecteur H								
H1	H4	H6	H8	H10	H12	H14	H18	J1
-Regard assez étanche	-Regard assez étanche	-Regard assez étanche	-Regard assez étanche	-Regard assez étanche	-Regard assez étanche	-Regard assez étanche	-Regard assez étanche	-Regard Inaccessible
-Vitesse d'écoulement faible	-Vitesse d'écoulement faible	-Vitesse d'écoulement faible	-Vitesse d'écoulement faible	-Vitesse d'écoulement faible	-Vitesse d'écoulement faible	-Vitesse d'écoulement faible	-Vitesse d'écoulement faible	-Mauvaise conception
-Existence de dépôt	-Existence de dépôt	-Existence de dépôt	-Existence de dépôt	-Existence de dépôt	-Existence de dépôt	-Existence de dépôt	-Existence de dépôt	

Tableau. 2.2. Quelques exemples sur l'état des regards de la localité de Benchoubène (Photos prises le 15/05/2016)

	<p>regard (R14) :</p> <ul style="list-style-type: none"> - La dalle est détériorée - Tampon inexistant - Génie civil en mauvais état. <p>Ce regard présente un danger pour les riverains</p>
	<p>A l'intérieur du regard (R14) : nous remarquons la présence de débris issus de l'effondrement de la dalle de couverture du regard donnant lieu à la formation de dépôt de tous types de déchet extérieures, perturbant ainsi le fonctionnement du collecteur et maitre en péril les performance hydraulique de ce dernier.</p>



Le regard (J01): où on constate d'après la photo ci-contre que ce dernier est inaccessible ainsi que les trois collecteurs d'arriver sont et invisibles à cause de la mauvaise conception de ce regard. Le regard (J01) n'est pas équipé d'un tampon d'accès, il est mené d'une grande dalle de couverture, ce qui nécessite un engin pour la écarter.

II.3.2. 2 Etats des collecteurs

- Certains collecteurs principaux sont largement dépassés en matière de capacité hydraulique, c'est le cas du collecteur « H » Ø500 mm (tronçon Ouled Belhadi-Sbaat) et le Collecteur « J » Ø500/400 mm à Sbaat.

- nous avons relevé lors des travaux de diagnostic que certains collecteur sont en contre pente, notamment les collecteurs entre R19 et R29 avec un taux d'encrassement assez élevé et une stagnation totale de l'effluent.

- Certain autres collecteurs sont pas de tous capable de remplir leurs rôles, le cas du collecteur « L » Ø500 mm à Souaci qui reçoit un débit total provenant des deux sous bassins.

- Certain citoyens nous ont informé que le réseau connait des débordements des eaux usées et pluviales sur les rues en cas de forte crue et cela surtout les regards qui sont de part et d'autre du regard « L01 », ont cannaient des débordements immense.

II.3.2. 2 Etats des déversoirs d'orage

Le Collecteur « C » se termine avec un déversoir d'orage au niveau d'Oued Benchoubène tout à l'aval de la zone d'étude ,néanmoins de vue fonctionnel ce déversoir est incapable de remplir son rôle, cela dû au diamètre faible du collecteur de sortie des eaux usées ainsi qu'à l'absence d'un déversoir d'orage au niveau du collecteur R, ce qui induit à une mise en charge au niveau du déversoir d'orage et par la suite un déversement en temps sec à l'intérieure du déversoir via le collecteur de décharge vers le milieu naturelle qui est l'Oued de Benchoubène.

Tableau 2.3 Quelques exemples sur l'état du déversoir de la localité de Benchoubène

Photos prises le 16/05/2016



*A l'intérieure du déversoir :
Le déversoir ne remplit pas
son rôle on remarque un
déversement des eaux usées
en temps sec*



*Déversement en temps sec et
déchargement vers Oued
Benchoubène*

II.4. Conclusion

Le système d'évacuation de la commune de Benchoubène est en mauvais état, car il ne répond pas aux exigences d'évacuation conforme à la santé publique surtout en période d'averse.

Le réseau d'assainissement est sous-dimensionné, surtout en période d'averse ou le débordement des regards et le colmatage des tronçons risquerait comme c'est le cas dans certains endroits à Benchoubène a des inondations, c'est pour cela qu'un redimensionnement est nécessaire.

**Chapitre 3 : Etude
hydrologique.**

CHAPITRE III : L'ETUDE HYDROLOGIQUE

III.1. Introduction

L'objet premier des réseaux d'assainissement étant de protéger la ville contre les inondations, leur conception implique de fait la prise en compte du risque de dépassement des capacités des ouvrages. En effet, comme le dimensionnement de ces derniers est lié directement à la pluviométrie qui comporte un caractère fortement aléatoire, la protection apportée par les ouvrages d'assainissement ne peut être que partielle. Ils doivent donc être conçus en fonction d'un risque donné appelé période de retour de dysfonctionnement.

L'estimation des débits des eaux pluviales a pour objectif de pouvoir dimensionner le réseau d'assainissement et les ouvrages annexes, ainsi que les conditions favorables à leur fonctionnement dans le temps.

Dans ce contexte, il y a lieu de définir certains paramètres qui sont les suivants :

Avant tout projet d'assainissement urbain l'étude hydrologique doit être prise en considération. Dans cette partie. Il s'agit de déterminer l'intensité moyenne des pluies qui permet de calculer la quantité des eaux pluviales d'un bassin donné.

III.2. Intensité moyenne de précipitation

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes qui se définissent par le rapport de la hauteur d'eau tombée et la durée Δt , soit :

$$I_m = \Delta h / \Delta t \quad \dots\dots(III.1.)$$

Avec : I_m : intensité moyenne en mm/h.

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la 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.
-

III.2.1 Choix de la période de retours

Le choix de la période de retour résulte d'un compromis entre le coût 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, Pour les projets d'assainissement, nous optons généralement pour une pluie décennale.

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liés à une évaluation correcte des précipitations maximales journalières.

III.2.2 Etude des précipitations maximales journalières

Les pluies journalières maximales de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits (les inondations), l'étude de ces pluies (P_{jmax}) a un intérêt particulier dans la détermination de l'intensité moyenne maximale c'est-à-dire la lame d'eau précipitée (mm) rapportée à un intervalle de référence Δt (h). Elle est exprimée en mm/h,

Pour l'étude des précipitations en assainissement on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

III.2.3 Données sources des pluies maximales journalières

Dans la perspective de la connaissance des pluies maximales journalières, on a pris en compte les données des stations pluviométriques disponibles situées dans la région d'étude. Il s'agit des stations de Reghaïa et Dar El Beida

Les caractéristiques des stations pluviométriques sont représentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau. 3.1. Caractéristiques des deux stations d'observation

Station	Code	Années d'observation	N
Dar El Beida	20607	1971-2011	41
Reghaia	20632	1972-2011	40

III.2.4 Les caractéristiques empiriques

- La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières $\overline{P_{max,j}}$:

$$\overline{P_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{max,j}}{n} \dots\dots(III.2.)$$

- L'écart type « $\sigma_{Pmax,j}$ » : Pour n égales à 31 ans, on a :

$$\sigma_{Pmax,j} = \left[\sqrt{\frac{1}{n} (\sum_{i=1}^n (P_{max,j} - \overline{P_{max,j}})^2)} \right] \dots\dots\dots (III.3.)$$

- Le coefficient de variation « CV » :

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{max,j}}}{\overline{P_{max,j}}} \dots\dots\dots(III.4.)$$

Les caractéristiques empiriques de la série de la station de Reghaia et de Dar El Beida sont représentées dans le tableau ci-après.

Tableau. 3.2. Caractéristiques empiriques des séries d'observation

Caractéristiques	Sta. Reghaia	Sta. Dar El Beida
Nombre d'observations	40	41
La moyenne des Pmaxj en (mm)	54,3 mm	50,2mm
L'écart type « x » ; Pour n > 30 ans	25,6 mm	17,9 mm
LA mediane	47,5	49
Coefficient de variation (Cv)	0,473	0,356
L'exposant climatique	b=0,38 (ANRH)	b=0,38 (ANRH)

III.2.5 Analyse statistique des pluies maximales journalières

Il existe plusieurs lois d'ajustement capables d'illustrer notre série en question, mais on retient la loi de Gumbel et la loi de GEV.

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour. Et pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement ;
- Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées ;
- Calcul de la fréquence expérimentale ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- Reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi ;
- Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée ;
- Calculer les quantiles et leur intervalle de confiance.

III.2.5.1 Vérification de l'homogénéité de la série des deux stations

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement.

Dans notre cas on a choisi le test des rangs (Wilcoxon). Le test d'homogénéité à l'échelle annuelle (Wilcoxon). C'est le plus puissant des tests non paramétriques, soient 2 variable aléatoires Y et X, représentant respectivement 2 séries de précipitations annuelles de taille N1 et N2. Y étant la série à étudier et X étant la série de base avec N2 > N1.

Si l'échantillon Y est issu de la même population que l'échantillon X l'échantillon nouveau YUX est également issu de la même population, on classe les éléments de ce nouvel échantillon YUX par ordre décroissant et on associe à chacun des valeurs le rang qu'elle occupe dans cette nouvelle série.

On calcule : $W_y = \sum \text{rang}(Y)$

$$W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - Z_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}} \dots\dots(III.5) ;$$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - W_{\min} \dots\dots(III.6)$$

$u_{1-\alpha/2}$ représente la valeur de la variable centré réduite de gauss correspondant à une probabilité de $1-\alpha/2$.

L'hypothèse d'homogénéité est rejetée si l'une des deux inégalité suivantes n'est pas vérifiée $W_{\min} < W_y < W_{\max}$. Ce rejet se fait au seuil de signification $1-\alpha$.

CHAPITRE III

Tableau. 3.3. Résultats du test de wilcoxo pour la station de Reghaia

Y	X	YUX	RANG	ORIGINE	YUX	RANG	ORIGINE
152	28	14,8	1	Y	48,8	23	X
98,5	48,8	28	2	X	49	24	X
47,7	94,8	31,5	3	X	50,8	25	X
42,2	34	33,2	4	Y	53	26	Y
36	45,2	34	5	X	53	27	X
71,7	50,8	34,4	6	Y	55,2	28	X
48,2	44	35,8	7	X	60,8	29	X
53	64	36	8	Y	62,2	30	X
48,2	43,7	37,1	9	X	62,3	31	X
33,2	40,3	38,5	10	Y	63,5	32	Y
63,5	31,5	40,3	11	X	64	33	X
46,3	49	41,2	12	Y	71,7	34	Y
101,4	45,2	42,2	13	Y	77,4	35	X
34,4	77,4	43,7	14	X	94,8	36	X
44	53	44	15	Y	98,5	37	Y
41,2	105,3	44	16	X	101,4	38	Y
38,5	37,1	45,2	17	X	105,3	39	X
14,8	60,8	45,2	18	X	152	40	Y
	35,8	46,3	19	Y			
	62,3	47,7	20	Y			
	62,2	48,2	21	Y			
	55,2	48,2	22	Y			

$$W_y = \sum \text{rang}(Y) = 358$$

$$W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - Z_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}} = 276,5$$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - W_{\min} = 461,5$$

Sachant que $Z_{1-\alpha/2} = 1,96$ pour un niveau de signification $\alpha = 5\%$.

On a : $W_{\min} < W_y < W_{\max}$

L'inégalité est vérifiée, et donc notre série est homogène.

Tableau. 3.4. Résultats du test de Wilcoxo pour la station de Dar El Beida

Y	X	YUX	RANG	ORIGINE	YUX	RANG	ORIGINE
74,8	21,5	21,5	1	X	51,4	24	X
105,1	28,9	25	2	X	51,8	25	Y
66,8	55,1	26,2	3	X	52	26	X
50,6	68,7	27	4	X	53,4	27	Y
46,1	59,1	28,9	5	X	55,1	28	X
40,1	49,9	29,9	6	X	56,5	29	X
33,9	65,2	32,1	7	Y	57,6	30	X
35,3	43,2	32,4	8	X	59,1	31	X
53,4	57,6	33,9	9	Y	64,2	32	Y
64,2	47,7	35,3	10	Y	65,2	33	X
44,4	41,5	40,1	11	Y	66,8	34	Y
51,8	32,4	41,5	12	X	67,4	35	Y
43,9	29,9	43,2	13	X	68,7	36	X
72,9	26,2	43,9	14	Y	72,9	37	Y
49,7	50,2	44	15	X	74,8	38	Y
84,5	82,6	44,4	16	Y	82,6	39	X
32,1	56,5	46,1	17	Y	84,5	40	Y
67,4	44	46,5	18	X	105,1	41	Y
	52	47,7	19	X			
	25	49,7	20	Y			
	27	49,9	21	X			
	51,4	50,2	22	X			
	46,5	50,6	23	Y			

$$W_y = \sum \text{rang}(Y) = 436$$

»

$$W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - Z_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}} = 276,5$$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - W_{\min} = 461,5$$

Sachant que $Z_{1-\alpha/2} = 1,96$ pour un niveau de signification $\alpha = 5\%$

On a $W_{\min} < W_y < W_{\max}$

L'inégalité est vérifiée, et donc notre série est homogène

III.2.6 Choix de la loi d’ajustement

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectuer à l’aide du logiciel "**Hyfran**". Avec une comparaison des graphes de régression obtenue par deux des lois d’ajustements cités qui sont :

- La loi de GUMBEL.
- La loi de GEV.
-

Remarque : bien que la distribution Gumbel est un cas particulier de la distribution GEV , il a été remarqué que les modèles de Gumbel et de GEV donnent des estimations différentes pour les périodes de retour supérieures ou égale à 10 ans, particulièrement pour les périodes de retour relatives aux ouvrages d'assainissement et digues de protection. Il est à remarquer aussi qu'en dessous de cette période de retour, la loi de Gumbel s'ajuste de manière plus parfaite que la loi GEV [10]

- **Test d’adéquation de khi-2 :** le test du khi-2 permet de tester l’hypothèse d’adéquation de la distribution du n échantillon étudié à une loi de distribution choisie. La démarche à suivre est la suivante :
 - Formuler H₀ (la distribution observée n'est pas différente de la distribution supposée d'après la loi que l'on souhaite tester).
 - Répartir les données en classes.
 - Déterminer le nombre de degrés de liberté à partir du nombre de classes γ=k-1-m avec k : nombre de classes m : nombre de paramètre de la loi.
 - Fixer un risque de se tromper (la valeur 5 % est souvent choisie par défaut).
 - Calculer algébriquement la distance entre les ensembles d'informations à comparer $\chi^2 = \frac{\sum(ni-ui)^2}{ui}$ (avec ni : nombre d’observation contenu dans la classe i et ui : nombre d’observation théorique calculé dans la classe i.
 - Déterminer Kh-2 théorique (déduire la distance critique à l'aide d'une table de χ^2)
 - Conclure si cette distance est supérieure à la distance critique

III.2.6.1 Choix de la loi d’ajustement (station de Reghaia)

a) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

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

$$F (x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots(\text{III.8.})$$

$$y = \frac{x-x_0}{\alpha} \dots\dots\dots(\text{III.9.})$$

Avec :

y : variable réduite de Gumbel.

1/α : la pente de la droite de Gumbel.

x : précipitation maximale journalière (mm).

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

Avant de procéder à l’ajustement, il faut suivre les étapes suivantes :

- 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 par la formule de HAZEN :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \dots\dots\dots(\text{III.10.})$$

Avec :

m : rang de précipitation

n : nombre d’observations.

- calculer la variable réduite de Gumbel donnée par la formule suivante :

$$y = - \ln (-\ln (F(x)))\dots\dots\dots (\text{III.11.})$$

- calculer les paramètres d’ajustement « α » et « x_0 ».
- représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier Gumbel.

• Calcul des paramètres de l’ajustement de la loi de Gumbel

La droite de Gumbel est donnée par la formule :

$$x = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots(\text{III.12.})$$

Avec :

(1 / α) : la pente de la droite de Gumbel.

Les résultats de l’ajustement par la loi de « Gumbel » sont résumés dans le tableau ci-après.

- Paramètres : $U = 42.7096$ et $\alpha = 19,9932$.
- Quantiles : $q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement).
- $T = 1/ (1-q)$(III.13.)

Tableau. 3.5. Ajustement à la loi de Gumbel

Période de Retour (Ans)	Probabilité (q)	Pjmax	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
50,0	0,9800	121,0	13,7	93,9147
20,0	0,9500	102,0	10,7	81,1123
10,0	0,9000	87,2	8,46	71,1104
5,0	0,8000	72,8	6,27	60,485

Le tracé de la droite de Gumbel est présenté sur papier normal dans la figure ci-dessous.

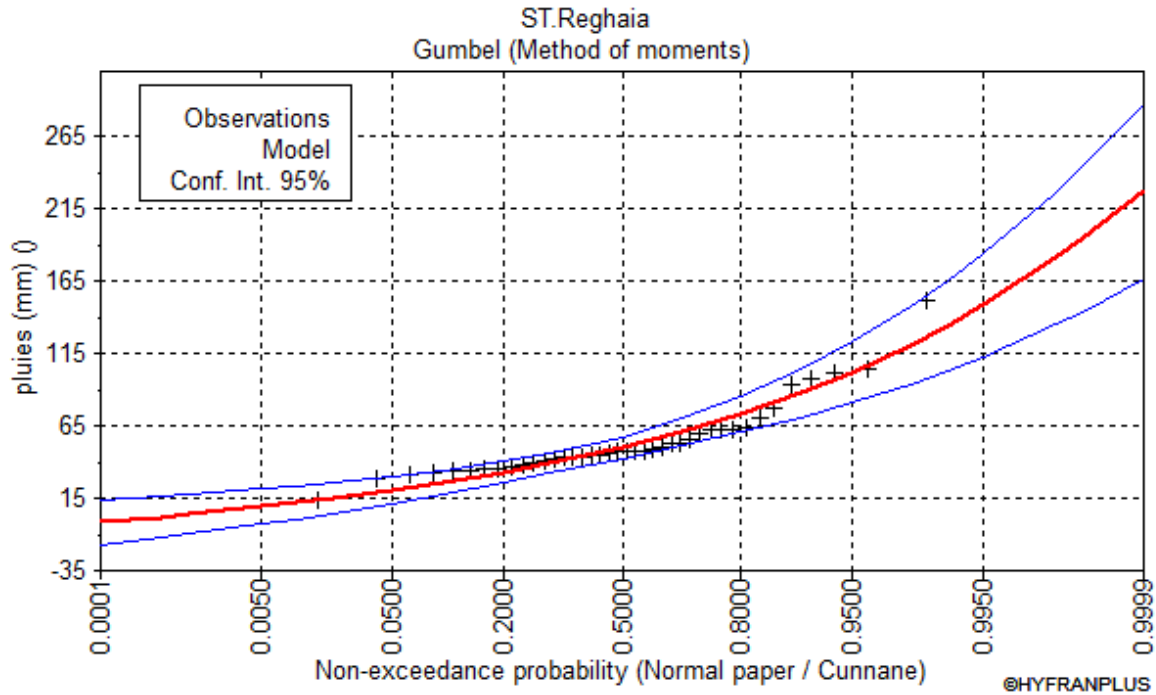


Fig. 3.1. Représentation graphique de l’ajustement à la loi de Gumbel

- **Test d'adéquation du Khi-carré**

Hypothèses

H_0 : L'échantillon provient d'une loi de Gumbel.

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi de Gumbel.

Tableau. 3.6. Résultats du calcul de l’adéquation

X2	p-value	Degrés de liberté	Nombre de classe
12	0,034	5	8

Résultats

Nous devons rejeter H_0 au niveau de signification de 5 %

b) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV

En probabilité et statistique, la loi d'extremum généralisée (en anglais : generalized extreme value ou GEV) est une famille de lois de probabilité continues qui servent à représenter des phénomènes de valeurs extrêmes (minimum ou maximum). Elle comprend la loi de Gumbel, la loi de Fréchet et la loi de Weibull, respectivement lois d'extremum de type I, II et III.

La fonction de répartition (distribution cumulée) est :

$$F(x; \mu, \sigma, \xi) = \exp \left\{ - \left[1 + \xi \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right) \right]_+^{-1/\xi} \right\} \dots\dots (III.14.)$$

Avec :

$$(1 + \xi(x - \mu)/\sigma)_+ = \max(0, 1 + \xi(x - \mu)/\sigma), \dots\dots (III.15.)$$

où : $\mu \in \mathbb{R}$ est un paramètre de position, $\sigma > 0$ un paramètre de dispersion et $\xi \in \mathbb{R}$ un paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes. Si $\xi = 0$ l'expression n'est pas définie et doit s'entendre comme une limite qu'on peut calculer :

$$F(x; \mu, \sigma, 0) = \exp \left[- \exp \left(- \frac{x - \mu}{\sigma} \right) \right] \dots\dots (III.16.)$$

Les résultats d'ajustement par la loi GEV pour les différentes périodes de retour sont donnés dans le tableau suivant.

- Paramètres : $U = 43,11$ et $\alpha = 16,56$ $k = -0,083$.
- Quantiles : $q = F(X)$ (probabilité au non dépassement).
- $T = 1/(1-q)$.

Tableau. 3.7. Ajustement à la loi de GEV

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Pjmax	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
50,0	0,9800	120,0	19,4	81,5158
20,0	0,9500	99,0	11,8	75,8122
10,0	0,9000	84,1	7,93	68,699
5,0	0,8000	69,5	5,37	59,180,1

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

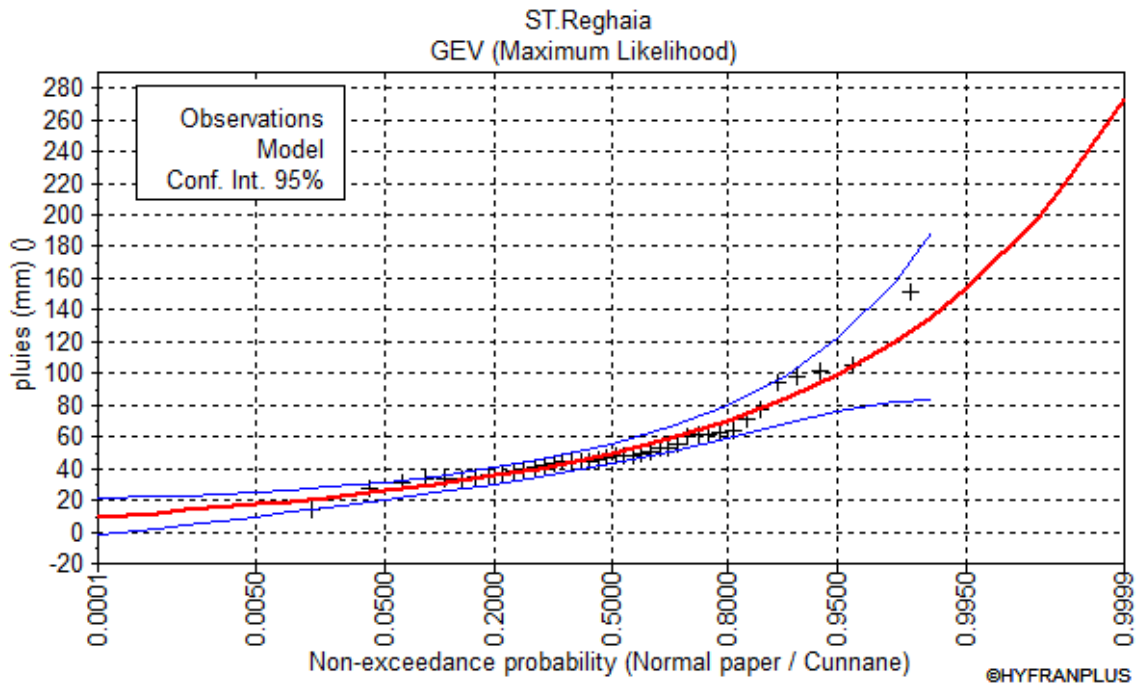


Fig. 3.2. Représentation graphique de l’ajustement à la loi de GEV

- **Test d'adéquation du Khi-carré**

Hypothèses

H_0 : L'échantillon provient d'une loi de GEV.

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi de GEV.

Tableau. 3.7. Résultats du calcul de l’adéquation

X2	p-value	Degrés de liberté	Nombre de classe
8	0,0916	4	8

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %.

c) Discussion

Après l’utilisation des deux lois Gumbel et GEV, on constate que la droite d’ajustement est ajustée par rapport aux nuages de points expérimentaux dans le cas de la loi GEV et cette loi est plus adéquate donc, on prend les résultats de cette loi.

III.2.6.2 Choix de la loi d'ajustement à la station de Dar El Beida

a) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

Les résultats de l'ajustement par la loi de Gumbel sont résumés dans le tableau ci-après.:

- Paramètres : $U = 42,21$ et $\alpha = 13,95$.
- Quantiles : $q = F(X)$ (probabilité au non-dépassement).
- $T = 1 / (1-q)$.

Tableau. 3.8. Ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Pjmax	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
50,0	0,9800	96,7	9,41	78,2 115
20,0	0,9500	83,7	7.37	69,2 98,1
10,0	0,9000	73.6	5.83	62,2 85,1
5,0	0,8000	63,1	4,32	54,7 71,6

Le tracé de la droite de Gumbel est présenté sur papier normal dans la figure ci-dessous.

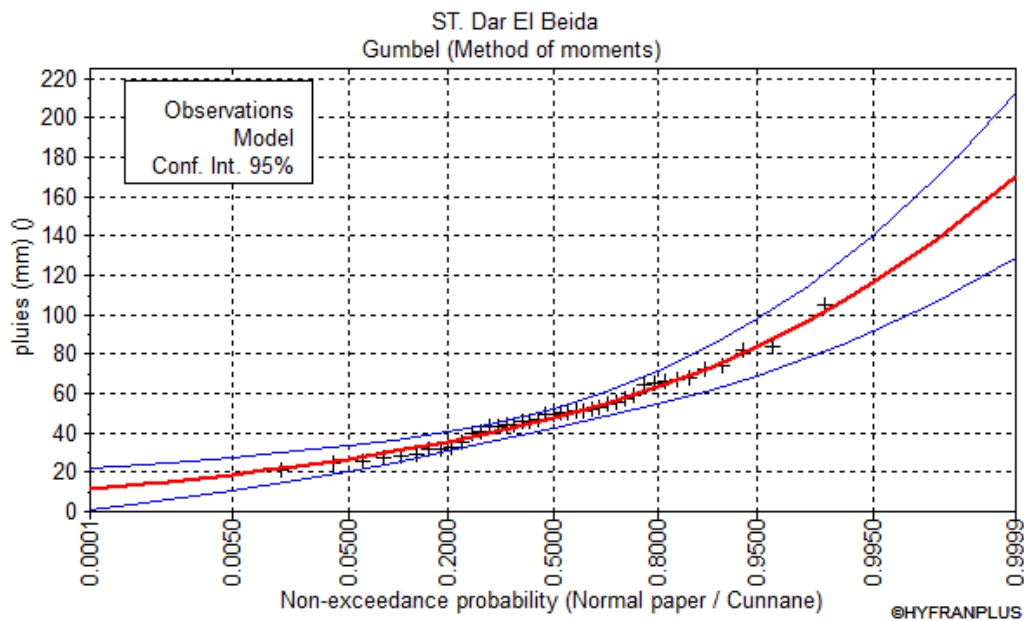


Fig. 3.3. Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel

• **Test d'adéquation du Khi-carré**

Hypothèses

H_0 : L'échantillon provient d'une loi de Gumbel.

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi de Gumbel.

Tableau. 3.9. Résultats du calcul de l'adéquation

X2	p-value	Degrés de liberté	Nombre de classe
3,68	0,5959	5	8

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %.

b) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log Normal Galton sont résumés dans le tableau ci-dessous.

- Paramètres : $U = 42.51$ et $\alpha = 15,19$ $k = 0,072$.
- Quantiles : $q = F(X)$ (probabilité au non dépassement).
- $T = 1/(1-q)$.

Tableau. 3.10. Ajustement à la loi de GEV

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Pjmax	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)
50,0	0,9800	93,9	9,64	75 113
20,0	0,9500	82,8	6,60	69,9 95,7
10,0	0,9000	73,8	4,93	64,9 83,4
5,0	0,8000	63,9	3,81	56,4 71,3

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

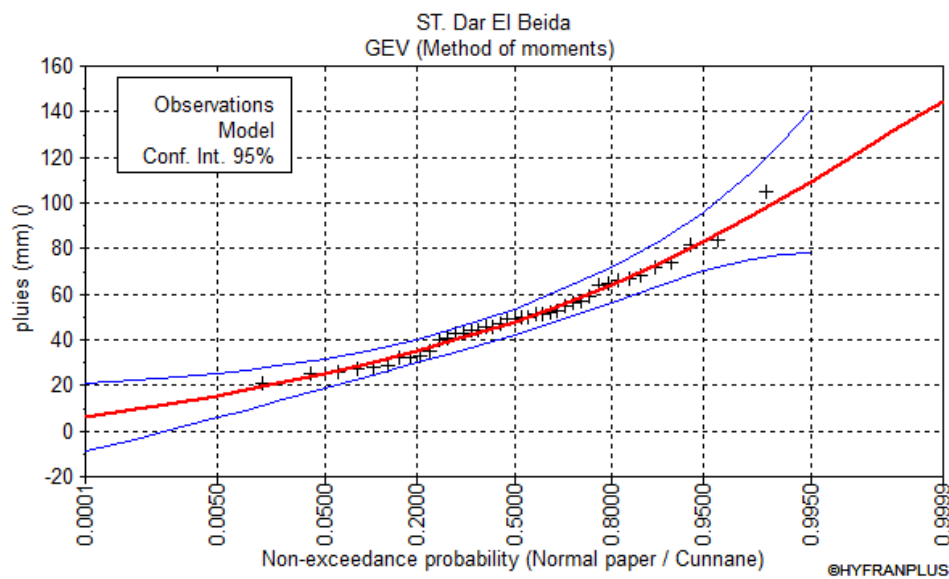


Fig. 3.4. Représentation graphique de l'ajustement à la loi Galton

• **Test d'adéquation du Khi-carré**

Hypothèses

H_0 : L'échantillon provient d'une loi de GEV.

H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi de GEV.

Tableau. 3.11. Résultats du calcul de l'adéquation

X2	p-value	Degrés de liberté	Nombre de classe
4,85	0,3026	4	8

Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

c) Discussion

Après l'utilisation des deux lois Gumbel et GEV pour la station pluviométrique de Dar El Beida, on constate que la droite d'ajustement est ajustée par rapport aux nuages de points expérimentaux dans le cas de la loi GEV donc, on prend les résultats de cette loi.

Les résultats de calcul des P_{jmax} (période de retour 10 ans), pour les deux stations (Reghaia et Dar El Beida) sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau. 3.12. Résultats du calcul des P_{jmax} pour une période de retour de 10ans

Station pluviométrique	P_{jmax} (mm)
Station de Réghaia	84,1
Station de Dar El Beida	73,8

III.2.7 Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans

La connaissance des pluies de courte durée est très importante dans l'assainissement.

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation nous utilisons la formule de Montanari.

III.2.7.1 Pluies de courte durée

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule K. Body.

$$P_t = P_{max} \cdot j \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots(III.17.)$$

Avec :

t : durée de l'averse.

b : exposant climatique : $b = 0,38$; pour les deux stations.

Les intensités maximales de période t (h) et période de retour T (ans) sont calculées par la relation.

$$I_t = \frac{P_t}{t} \dots\dots\dots(\text{III.18.})$$

Avec :

I_t : l'intensité maximale moyenne de période t (h). (mm/h).

P_t : Pluies de courte durée (mm).

III.2.7.2 Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari

La connaissance des pluies de courte durée est très importante dans l'assainissement. Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation nous utilisons la formule de Montanari :

$$I_{t(15 \text{ min}), P\%} = I_{24, P\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots(\text{III.19.})$$

Où :

$I_{t(15 \text{ mn}), p\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%).

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

t : durée de l'averse en heure, t = 0,25h = 15 min pour une période de retour de 10 ans.

b : exposant climatique de la région.

Pour l'estimation de l'intensité, nous nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans durant 15 mn, peut-être la valeur optimale.

Nous aurons donc :

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = I_{24, 10\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{P_{24, 10\%}}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots(\text{III.20.})$$

Les calculs de l'intensité des pluies au niveau des stations pluviométriques de Reghaïa et Dar El Beida pour une période de retour de 10ans et t = 15mn, sont récapitulés dans le tableau suivant.

CHAPITRE III

Tableau. 3.13. Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour 10 %

<i>Station</i>	Station de Rghaia			Station de Dar El Beida		
<i>D(h)</i>	T=10ans	T=5ans	T=2ans	T=10ans	T=5ans	T=2ans
0,25	59,37354	49,06612	34,80518	52,10187	45,11259	33,81679
0,5	38,63263	31,9259	22,64672	33,90117	29,35345	22,0036
1	25,13713	20,77325	14,73556	22,05851	19,09944	14,31711
1,5	19,54966	16,15578	11,46014	17,15535	14,85402	11,1347
2	16,356	13,51655	9,588001	14,35283	12,42745	9,315725
4	10,64237	8,794828	6,238633	9,338968	8,08618	6,061471
6	8,27679	6,839916	4,851912	7,263105	6,288786	4,714129
8	6,924684	5,722539	4,059297	6,076595	5,261442	3,944023
10	6,029978	4,983157	3,534815	5,291467	4,581636	3,434435
12	5,385467	4,450534	3,156998	4,725891	4,09193	3,067347
14	4,89459	4,044875	2,869243	4,295134	3,718957	2,787763
16	4,50569	3,72349	2,641267	3,953864	3,423467	2,566261
18	4,188387	3,461271	2,455261	3,675421	3,182377	2,385538
20	3,923531	3,242395	2,300001	3,443004	2,981137	2,234687
22	3,698398	3,056346	2,168026	3,245443	2,810079	2,10646
24	3,504167	2,895833	2,054167	3,075	2,6625	1,995833

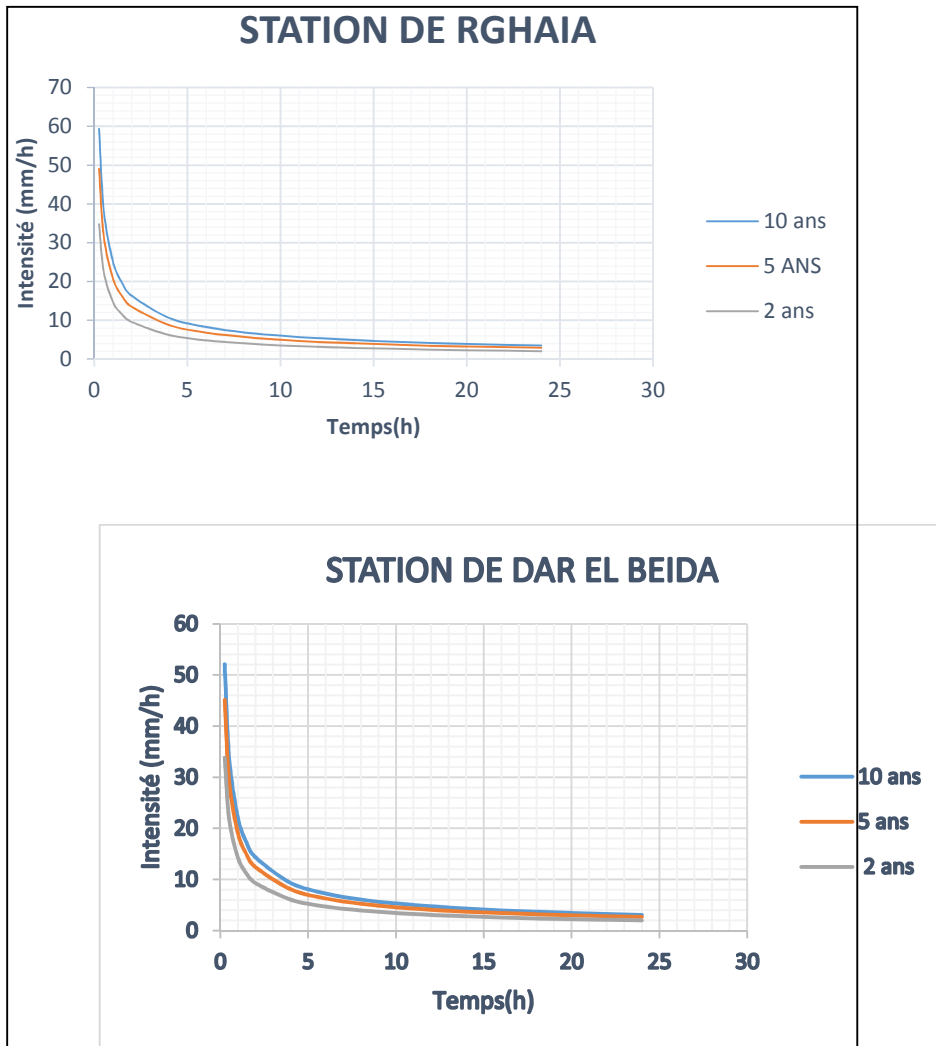


Fig. 3.4. Les courbes intensité-durée-fréquence pour les deux stations

Tableau. 3.14. Détermination de l'intensité des pluies aux stations de Reghaia et Dar El Beida

	Reghaia	Dar El Beida
I = 15mn, 10% (mm/h)	59,37354	52,1018

III.3 Conclusion

Dans la présente étude, la partie hydrologique nous a aidés à déterminer l'intensité moyenne de précipitation. On s'aperçoit que pour le dimensionnement optimal de notre réseau, il convient de retenir la valeur donnée par la station de **Reghaia** qui est ($I_{15mn, 10\%} = 59,37\text{mm/h}$), qui représente le cas le plus défavorable entre la station prise en considérations. D'où on déterminera la valeur de l'intensité pluviale (i) qui est tout simplement un débit spécifique.

$$i = \frac{59.37 (10000)}{3600} = 164.94 \text{ l / s / ha}$$

Pour une période de retour de 10 ans, et pour une pluie de durée de 15 minutes, l'intensité moyenne des Précipitation est prise égale à :

$$I = 165 \text{ l/s/ha.}$$

**Chapitre 4 : Les
éléments de base.**

CHAPITRE IV : CALCUL DE BASE**IV.1. Introduction**

La conception hydraulique du réseau consiste dans un premier temps à évaluer le débit des effluents puis à dimensionner les ouvrages, en tenant compte des perspectives d'évolution de la collecte, des surfaces d'influence, des pentes, ainsi que les systèmes d'évacuation, leurs schémas et les coefficients caractérisant ces surfaces, pour une meilleure estimation des débits à évacuer dans les conditions d'écoulement favorables. Au sein de ce chapitre, on fait l'estimation du nombre d'habitants pour un horizon de calcul donné en tenant compte des nouvelles cités projetées dans le cadre des différents programmes, l'évaluation des coefficients de ruissellement, le choix du système d'assainissement ainsi que le schéma de collecte et d'évacuation des eaux appropriées.

IV.2. Différents systèmes d'évacuation

Un système d'évacuation des eaux usées doit assurer l'évacuation rapide et sans stagnation des eaux de pluie recueillies et des eaux usées chargées de déchets provenant des appareils sanitaires. Trois systèmes d'évacuation susceptibles d'être mis en service sont :

- Système unitaire.
- Système séparatif.
- Système mixte.
- Système pseudo séparatif.

a- Système unitaire

Il est reconnu que le système unitaire est intéressant par sa simplicité, puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque habitation. Un collecteur assure le transport des eaux usées et des eaux pluviales. Ce système est le plus ancien et équipe les centres villes historiques.

Il s'impose lorsqu'il n'y a pas de possibilité de concevoir économiquement un réseau des eaux pluviales de surface, c'est-à-dire, si l'exutoire est éloigné des points de collecte.

Lorsque les pentes du terrain sont faibles, ce qui impose de grosses sections aux réseaux d'égouts séparatifs.

b- Système séparatif

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux vannes et eaux ménagères) et sous certaines réserves de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques (eaux pluviales) est assurée par un autre réseau.

C'est un système économique si l'évacuation des eaux pluviales ne nécessite pas un autre réseau complet c'est à dire qu'elle puisse être réalisée en faisant un large appel au ruissellement dans les caniveaux.

c- Système mixte

On appelle communément system mixte, un réseau constitue suivant les zones en partie d'un system unitaire et d'un system séparatif.

d- Système pseudo-séparatif

Les eaux météoriques y sont divisées en deux parties :

- D'une part, les eaux provenant des surfaces de voiries qui s'écoulent par des ouvrages conçus à cet effet : caniveaux, fossés, ...
- D'autre part, les eaux des toitures, cours, jardins qui déversent dans le réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques.

Ce système est intéressant lorsque les surfaces imperméabilisées collectives (voiries, parking, ...) représentent une superficie importante avec de fortes pentes. Il constitue alors une alternative au réseau séparatif, en réduisant le nombre de branchements par habitation à un.

IV.3. Choix du système d'assainissement

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

- Une étude technico-économique doit être établit avec la comparaison de plusieurs variantes du point de vue système (séparatif ; unitaire ; ou pseudo séparatif).
- Il faut prendre en considération les conditions de rejet car la station d'épuration ou le milieu naturel influence beaucoup sur le choix.
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant.
- La topographie du terrain par exemple, un système séparatif exige une forte pente pour le réseau pluvial et une faible pente pour le réseau domestique.
- Le nombre d'habitants joue un rôle primordial dans le choix car si on a une forte densité d'habitation il vaut mieux favoriser un système séparatif.
- L'encombrement du sous-sol.
- Une dilution exigée par la station d'épuration pour un certain débit demander donc il faut favoriser le système unitaire ou prévoir une connexion directe.

IV.4. Schémas des réseaux d'assainissement

Un schéma d'évacuation est la configuration, la disposition ou le dessin du système d'évacuation, il est fonction de la topographie, du relief et la structure de l'agglomération en outre il est primordial de prendre en considération la pente, la disposition des quartiers et des routes, le cheminement vers la station d'épuration ou le milieu naturel. On distingue plusieurs schémas d'évacuation qui sont définis ci-dessous. On peut classer les diverses ossatures entre un nombre de schémas types :

a. Le schéma perpendiculaire

On l'appelle également schéma à écoulement direct. Il convient par exemple aux réseaux des eaux de pluie en système séparatif.

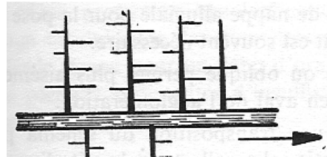


Fig 4.1. Le schéma perpendiculaire

b. Schéma d'équipement par déplacement latéral

Il est également appelé schéma à collecteur latéral. Ses eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau. Il permet de reporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Son désavantage principal est qu'il nécessite souvent des relèvements.

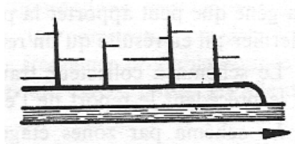


Fig 4.2. Le schéma d'équipement par déplacement latéral

c. Schéma d'équipement à collecteur transversal ou oblique

Le ou les collecteurs orientés par rapport à la pente topographique et à la direction de l'écoulement du cours d'eau comporte des égouts ramifiés ; ces derniers reportent par gravité le débouché du réseau plus loin à l'aval que dans le schéma précédent.

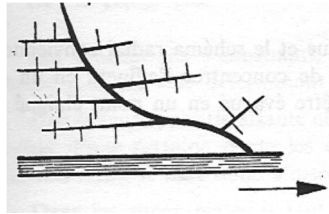


Fig 4.3. Le schéma d'équipement à collecteur transversal ou oblique

d. Schéma par zones étagées ou schéma par interception

Le schéma est une transposition du schéma par déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux ; il permet de décharger le collecteur bas des apports en provenance du haut de l'agglomération.

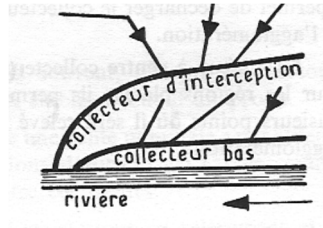


Fig 4.4 .Le schéma par zones étagées ou schéma par interception

e. Schéma type radial

Le réseau converge sur un centre. A partir de ce centre l'effluent est refoulé dans un émissaire de transport.

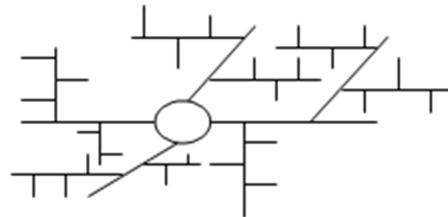


Fig 4.5 .Le schéma type radial

IV.5. Choix du schéma du réseau d'évacuation

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

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

Remarque

Pour notre cas, en tenant compte de la disposition des voiries, de la topographie de la ville (presque plat) et du point de rejets, le schéma de notre réseau est à **collecteur transversal**, Ce type de schéma est le mieux adopté pour les terrains à faible pente.

IV.6. Situation démographique

L'estimation de la population est l'un des facteurs important dans une étude d'assainissement. L'estimation du nombre d'habitants pour les horizons futurs, est donnée par la loi des accroissements géométrique donnée par la relation suivante :

$$P_t = P_0 (1 + T)^N \dots\dots (IV.1)$$

Avec :

P_t : Nombre d'habitants à l'horizon futur (Horizon 2040).

P₀ : Nombre d'habitants à l'année de base (2008), il est estimé à 12000 Habitats d'après le RGPH 2008.

T : Taux d'accroissement en (%). Il est égal à 2,50 pour la localité de Ben Choubène et 3,00 pour la localité de Chebcheb.

N : Ecart d'années entre les deux horizons (32 années).

Tableau. 4. 1. Evolution de la population de la localité de Ben Choubène pour l'horizon Actuel (2015) et l'horizon de projection (2040)
(Partie de la zone d'étude dépendant de la wilaya d'Alger).

Localité	Taux d'accroissement T(%)	Nbre Habitants (Année 2008)	Nbre Habitants (Anées 2016)	Nbre Habitants (Horizon 2040)
Ben Choubène	2,5	12 000	14 264	26445

Au niveau de la localité de Ouled Belhadi, il est prévu la projection d'un nouveau POS, qui rentre dans le cadre du programme de logement RHP, LPA, LPP et ADDL pour la wilaya de Boumerdès. Cette localité dépendant administrativement de la wilaya de Boumerdès mais en matière d'assainissement et vu l'absence de tous type de collecteur d'assainissement qui peut prendre en charge les eaux usées et pluviales de cette dernière, alors dans cette étude nous avons pris en compte toutes ces projections dans les calculs de redimensionnement du système d'assainissement de notre zone d'étude.

Pour l'estimation de la population au niveau du nouveau POS, ainsi qu'au niveau de 560 logements en cour de construction dans la région de Moutsa (nord-est de Ben Choubane), nous avons adopté un nombre d'individu de 08 personnes par logement et les résultats de l'estimation de la population future pour cette POS, sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau. 4. 2. Evolution de la population prévue dans le cadre de nouveau POS d'Ouled Belhadi pour l'Horizon de Projection (2040)
(Partie de la zone d'étude dépendant de la wilaya de Boumerdès)

Localité	Programme de logement	Nbre Habitants 2016	Nbre Habitants 2040
Projet 560 Logements (en cour de construction)	560 lgts	-	4480
Nouveau POS- SB17 (Programme Projeté Ouled Belhadi)	250 Lgts RHP	-	7600
	100 Lgts LPA		
	300 Lgts ADDL		
	300 Lgts LPP		

IV.7. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires

En général, le bassin μversant est un secteur géographique limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux.

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

- ❖ La nature des sols.
- ❖ Type d'occupation du sol.
- ❖ La densité des habitations.
- ❖ Les courbes de niveau.
- ❖ Les routes et 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 le type d'occupation du sol et la topographie (les pentes et les contre pentes).

IV.8. Estimation du coefficient de ruissellement

C'est le rapport caractérisant le volume d'eau qui ruisselle de cette surface, au volume d'eau tombé sur cette surface.

La valeur du coefficient de ruissellement dépend de l'inclinaison, du genre et de la densité de la surface à drainer (terre limoneuse, avec ou sans végétation, sable, rocher, ...), l'humidité de l'air, l'humidité de la surface, la durée de la pluie.

Le coefficient de ruissellement est estimé suivant deux cas :

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

Tableau. 4. 3. Les valeurs du coefficient Cr en fonction de la surface drainée

Nature de la surface	Valeurs du coefficient Cr
Toits en métal, tuile, ardoise	0,9
Chaussée avec peu de joints	0,85-0,9
Pavés en pierres naturelles, briques avec joint cimentés	0,75-0,85
Pavage en blocages	0,4-0,5
Surface goudronnées	0,25-0,6
Chemin en gravier	0,25-0,3
Gare terrain de sport	0,1-0,3
Parcs, jardins, gazons	0,05-0,25
forêts	0,01-0,2

- Deuxième cas : la densité de la population influe énormément sur le coefficient de ruissellement, étant donné que les surfaces habitables sont revêtues (toitures ou surface goudronnées).

Il a été constaté que plus la densité de population est importante plus le coefficient de ruissellement augmente, pour ce cas, il est difficile d'estimer la valeur du coefficient de ruissellement, pour des sous bassin préurbains vu la densité de population très éparse et faible

Le tableau qui suit montre quelque valeur de ce coefficient d'après les références bibliographiques.

Tableau. 4. 4. Les valeurs du coefficient Cr pour en fonction de la densité de population

Densité de population par hectare	Coefficients de ruissellement
20	0,23
30-80	0,2-0,27
60-150	0,25-0,34
150-200	0,3-0,45
200-300	0,6-0,62
300-400	0,6-0,8
400-600	0,7-0,9

Pour l'estimation du coefficient de ruissèlement, tenant compte que le bassin versant présente une pente plus ou moins uniforme de l'amont vers l'exutoire, nous avons tenu compte la nature des surface drainer

Tableau. 4. 5. Coefficient du ruissellement pondéré de chaque sous bassin

Sous bassin	Cr	Sous bassin	Cr
SB1	0,2	SB10	0,5
SB2	0,05	SB11	0,62
SB3	0,35	SB12	0,37
SB4	0,3	SB13	0,65
SB5	0,35	SB14	0,25
SB6	0,3	SB15	0,35
SB7	0,4	SB16	0,05
SB8	0,55	SB17	0,05
SB9	0,7	SB18	0,75

IV.9. Estimation de la population sur l'ensemble du 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 calcul la densité partielle de chaque sous bassin.
- On déduit le nombre d'habitant dans chaque sous bassin.

IV.9.1. Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total

Le coefficient de ruissellement pondéré est donné par l'expression :

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} A_i}{A_t} \dots\dots (IV.2)$$

Avec :

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.

C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin ; (voir tableau président).

A_i : Surface élémentaire de chaque sous bassin (ha).

A_t : Surface totale de la zone urbanisée (ha).

A : Surface de l'aire d'influence (ha).

AN : $C_{rp} = 0,49$

IV.9.2. Calcul de la densité partielle

La densité partielle de chaque sou bassin est exprimée par la relation suivante :

$$D_i = \frac{C_{ri} P}{C_{rp} A_t} \dots\dots\dots(IV.3)$$

Avec :

D_i : Densité partielle du sou bassin considéré en (hab/ha).

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.

C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.

P : Population globale à l'horizon de calcul.

A : Surface totale de la zone urbanisée.

IV.9.3. Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin

Le nombre d'habitant de chaque sou bassin est donné par l'expression :

$$P_i = D_i \cdot A_i \dots\dots\dots(IV.4)$$

Avec:

D_i : Densité partielle du sous bassin considéré en (hab/ha).

P_i : Population partielle du sou bassin considéré.

A_i : Surface partielle du sou bassin considéré (ha).

Tableau. 4. 6. Evaluation du nombre d'habitants de chaque sous bassin

Sous bassin	Surface (ha)	Cr	Di (hab/ha)	Nombre d'habitants
SB1	24,2	0,2	45,9172	1 111
SB2	24,1	0,05	0	0
SB3	16,91	0,35	80,3551	1 359
SB4	15,94	0,3	68,8758	1 098
SB5	18,2	0,35	80,3551	1 462
SB6	15,22	0,3	68,8758	1 048
SB7	15	0,4	91,8344	1 378
SB8	20,22	0,55	126,2723	2 553
SB9	15,73	0,7	160,7102	2 528
SB10	16,21	0,5	114,793	1 861
SB11	17,58	0,62	142,3433	2 502
SB12	19,108	0,37	84,94682	1 623
SB13	22,4	0,65	149,2309	3 343
			-	4 480
SB14	23,6	0,25	57,3965	1 355
SB15	15,62	0,35	80,3551	1 255
SB16	21,9	0,05	0	0
SB17	20,03	0,05	0	0
SB18	20,9	0,75	-	7 600

IV.10. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons passé en revue différents systèmes d'évacuation, et décidé le choix du système et le schéma d'évacuation à adopter, on a aussi évalué les coefficients de ruissellements pondérés et le nombre d'habitants de chaque sous bassin afin de pouvoir faire un calcul hydraulique adéquat.

Chapitre 5 : Evaluation des débits .

CHAPITRE V : EVALUATION DES DEBITS

V.1. Introduction

L'établissement d'un réseau d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux préoccupations, à savoir :

- assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées,
- assurer l'élimination des eaux usées ménagères et des eaux vannes.

V.2. Evaluation des débits d'eaux usées

V.2.1. Généralités

Selon REJSEK (2002), les eaux résiduaires urbaines (ERU), ou eaux usées, sont des eaux chargées de polluants, solubles ou non, provenant essentiellement de l'activité humaine. Une eau usée est généralement un mélange de matières polluantes répondant à ces catégories, dispersées ou dissoutes dans l'eau qui a servi aux besoins domestiques ou industriels. (GROSCLAUDE, 1999). Donc sous la terminologie d'eau résiduaire, on groupe des eaux d'origines très diverses qui ont perdu leurs puretés ; c'est-à-dire leurs propriétés naturelles par l'effet des polluants après avoir été utilisées dans des activités humaines (domestiques, industrielles ou agricoles).

V.2.1.1. Origine des eaux usées

a- Les eaux usées domestiques

Les eaux de ménage trouvent leur origine dans les centres d'agglomération. Les eaux doivent être collectées d'une façon adéquate du milieu naturel et évacuées à travers le réseau .Parmi ces eaux, on distingue :

- Les eaux de vannes.
- Les eaux de vaisselle, de lavage, de bain et douche.
- Les eaux usées des cours.

Ces eaux sont évacuées à travers des canalisations à normes respectées.

b- Les eaux du service public

Les eaux de lavage (marché, rues) des espaces publics sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire.

Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques.

c- Les eaux industrielles

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

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.

V.2.1.2. Estimation des débits des eaux usées domestiques

Le débit usé moyen journalier est donné par la relation :

$$Q_{m.j} = \frac{\text{Dotation} \cdot \text{Nbre Population} \cdot K_r}{86400} \quad (\text{m}^3/\text{j}) \dots \dots \dots (\text{V.1})$$

Avec :

- Q_{m.j} : débit moyen rejeté quotidiennement en (l /s) ;
 - K_r : coefficient de rejet pris égal à 80 % de la quantité d'eau potable consommée ;
 - D : dotation journalière prise égale à 150 (l/j.hab) ;
 - N : nombre d'habitants à l'horizon étudié (hab).
- Le débit de pointe est donné par la relation suivante:

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj} \dots \dots \dots (\text{V.2})$$

Avec :

- Q_{pte} : débit de pointe ;
- Q_{m.j} : débit moyen journalier ;
- K_p : coefficient de pointe ;

Ce coefficient de pointe peut être :

Estimé de façon moyenne

- K_p = 24/14 ;
- K_p = 24/10 ;

Relié à la position de la conduite dans le réseau

- K_p= 3 en tête du réseau ;
- K_p= 2 à proximité de l'exutoire ;

Calculé à partir du débit moyen journalier

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \text{ si } Q_{mj} \geq 2,8 \text{ l/s} \dots \dots \dots (\text{V.3})$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{mj} < 2,8 \text{ l/s}$$

Pour notre projet : on calcule K_p à partir du débit moyen journalier

Les résultats de calcul de l'estimation des débits d'eau usée pour l'horizon futurs (année 2040) sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau. 5.1. Evaluation des débits d'eaux usées de l'ensemble de la zone d'étude Horizon futur
(Année 2040)

N°Sous bassin	Surface (ha)	Nombre d'habitants	Q_{eu} (l/s)	K_p	Q_{pt} (l/s)
SB1	24,2	1111	1,54	3	4,63
SB2	24,1	-	-	-	0
SB3	16,91	1359	1,887	2,72	5,133
SB4	15,94	1098	1,5248	3	4,574
SB5	18,2	1462	2,031	3	6,094
SB6	15,22	1048	1,456	3	4,368
SB7	15	1378	1,913	2,72	5,203
SB8	20,22	2553	3,546	3	10,638
SB9	15,73	2528	3,511	2,72	9,55
SB10	16,21	1861	2,584	3	7,753
SB11	17,58	2502	3,476	2,65	9,210
SB12	19,108	1623	2,254	3	6,763
SB13	22,4	3343	4,643	2,64	12,257
		4480	6,222	2,72	16,924
SB14	23,6	1355	1,881	3	5,644
SB15	15,62	1255	1,743	3	5,229
SB16	21,9	-	-	-	0
SB17	20,03	-	-	-	0
SB18	20,9	7600	10,556	2,44	25,756

V.2.1.2. Estimation des débits d'équipement

Les débits moyens journaliers des eaux usées des équipements sont pris par la formule suivante :

$$Q_{m.j} = \frac{\text{Dotation de l'équipement.Nbre d'unité.Kr}}{86400} \dots\dots(V.4)$$

Tableau. 5.2. Evaluation des débits d'équipements de l'ensemble de la zone d'étude

N° BASSIN	SOUS	EQUIPEMENT	UNITE DE MESURE	NOMBRE D'UNITES	DOTATION (L/J/UNITE)	Q _{EQUIPEMENT} (L/S)
SB4		Polyclinique	Malade	60	15	0,037
		CEM	Elève	500	20	0,088
		Ecole primaire	Elève	500	20	0,088
SB5		Marché	M ²	280	5	0,012
		Gendarmerie	Fonctionnaire	120	15	0,016
		CEM		500	20	0,088
SB6		Château d'eau	Employé	5	20	0,0008
SB7		Station de lavage de voitures	Voiture	40	100	0,046
SB10		Lycée	Elève	700	20	0,128
SB11		Mosquée	Fidèles	1000	40	0,368
SB13		Mosquée	Fidèles	1000	40	0,368
SB14		Primaire	Elève	500	20	0,088
SB18		CEM projeté	Elève	500		0,088
		Lycée projeté	Elève	700		0,128

V.3. Evaluation du débit d'eau pluviale

Le nombre considérable de facteurs intervenant dans le calcul des débits de pointe d'eaux pluviales en différents points d'un réseau d'assainissement a conduit les chercheurs et les ingénieurs a la mise au point de méthodes donnant une représentation globale et simplifiée des phénomènes de pluie, de ruissellement, et de transfert en collecteur. On peut citer deux méthodes essentielles les plus utilisé :

- Méthode rationnelle.
- Méthode superficielle.

V.3.1. Méthode rationnelle

L'évaluation des eaux pluviales, nécessite plusieurs paramètres, comme la pluviométrie, la nature et la topographie du lieu. Dans notre étude nous avons recouru à La méthode rationnelle. La méthode rationnelle permet de calculer rapidement les débits de ruissèlement pour des pluies uniformes tombant sur des bassins versants de faible superficie (moins de 5 Km² selon VIESSMAN et HAMMER, 1993). La méthode rationnelle consiste à estimer les débits résultants du ruissèlement d'une averse constante.

Le débit résultant du ruissèlement sur un secteur de superficie « A » ayant un coefficient de ruissèlement « Cr », s'exprime par la relation suivante :

$$Q = K \cdot C_r \cdot I \cdot A \dots\dots(V.5)$$

Avec :

Q : Débit d'eau ruisselé (m³/s).

K : Coefficient réduisant l'intensité des pluies tenant compte de la répartition spatiale de la pluie, sa détermination est en fonction de l'allongement du bassin.

I : Intensité moyenne maximale de précipitation (l/s/ha).

A : Surface de l'aire d'influence (ha).

V.3.1.1. Hypothèses de la méthode rationnelle

Les hypothèses de base sont, par conséquent, 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 ;
- 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 ruissèlement est invariable d'une averse à l'autre.

V.3.1.2. Validité de la méthode rationnelle

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha) le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissèlement. 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 pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

V.3.2. Méthode superficielle

Cette méthode a été proposée par M.CAQUOT en 1949. Elle tient compte de l'ensemble des paramètres qui influent sur le ruissellement, elle se traduit par l'équation suivante :

$$Q(f) = K^u . I^v . C_r^{\frac{1}{u}} . A^w \dots\dots(V.6)$$

D'où :

Q (f) : Débit pluvial de fréquence f ; f = 90 %. (m³/s).

K, u, v, w : Coefficients d'expression.

I : Pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré. (m/m).

Cr : Coefficient de ruissellement.

A : Surface du sous bassin considéré. (ha).

Les coefficients d'expression K, u, v, w sont donnés par les relations :

$$K = \frac{(0,5)^{b(f)} . a(f)}{6.6} \dots\dots(V.7)$$

Avec :

$$v = -0,41b(f) \dots\dots(V.8)$$

$$u = 1 + 0,287b(f) \dots\dots(V.9)$$

$$w = 0,95 + 0,507b(f) \dots\dots(V.10)$$

a (f) et b (f) sont des paramètres de la relation :

$$i(t, f) = a(f) . t^{b(f)} \dots\dots(V.11)$$

Où :

i (t, f) : Intensité de pluie de durée t et de fréquence f. t = 15 min. f = 90 %.

La pente moyenne du collecteur de sous bassin considéré est donnée par la relation :

$$I = \frac{C_{tam} - C_{tav}}{L} \dots\dots(V.12)$$

Cam : Cote amont du collecteur. (m) ;

Cav : Cote aval du collecteur. (m) ;

L : Longueur du collecteur. (m) ;

V.3.2.1. Validité de la méthode superficielle

- La limite supérieure de la surface du bassin est fixée à 200 ha.
- La valeur de la pente est comprise entre 0,2 % et 5 %.
- Le coefficient de ruissellement : $0.2 \leq Cr \leq 1$
- Le coefficient d'allongement : $AL \geq 0,8$

V.3.2.2. Choix de la méthode de calcul

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération du point de vu surface, pente et coefficient de ruissellement, la méthode rationnelle est la plus appropriée à ce cas de figure.

V.3.3. Temps de concentration

C'est une caractéristique du bassin, définie comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné en durée de l'écoulement, pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de la surface considérée.

On a : $t = t_1 + t_2 + t_3 \dots\dots(V.13)$

Où :

t_1 : le temps mis par l'eau ruisselant des toits et les différentes aires pour atteindre la bouche d'égout la plus proche, en générale on prend : $t_1 = 5 \text{ mn}$

t_2 : le temps mis par l'eau pour s'écouler depuis la bouche la plus éloignée : $t_2 = D / 60 V \dots\dots(V.14)$

Avec :

D : parcours amont en égout (m).

V : vitesse d'écoulement (m / s).

t_3 : le temps mis par l'eau pour ruisseler dans les rigoles : $t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \dots\dots(V.15)$

Avec :

L : longueur d'écoulement (m).

I : pente considéré (m/m).

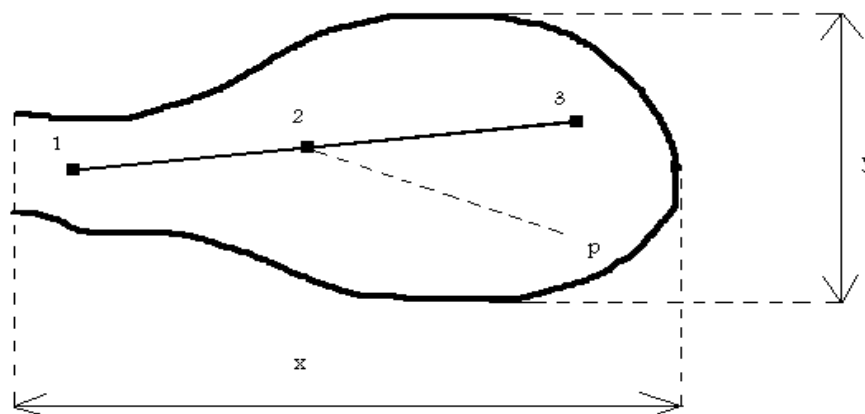
Pour notre agglomération, il s'agit d'un bassin versant est semi-urbain. Alors le temps de concentration sera donné par : $t_c = t_1 + t_2 + t_3$.

Afin de simplifier l'application de la méthode, on admettra un temps de circulation superficielle pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement de 15 minutes.

V.3.4. Coefficient de correction minorateur

En réalité la répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies courtes de forte intensité, ceci en fonction de la nature des nuages, vents...pour en tenir compte nous affectons l'intensité d'un coefficient réducteur $\alpha < 1$ déterminé expérimentalement comme suit :

- Supposons un bassin versant assimilé à un rectangle de longueur (x) et de largeur moyenne (y) drainé par un collecteur 1-2-3.



- Le point (p) du bassin se trouve en amont du collecteur 1-2 intéressé par le calcul (p-2) distance du point (2) situé l'amont du tronçon d'égout étudié au point (p) du bassin considéré.

Tableau. 5.3. Valeurs de coefficient de réducteur d'intensité (α)

p-2 (m)	200	400	600	800	1000	1200	1400
Y < x/2	0,91	0,88	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77
Y > x/2	0,90	0,86	0,83	0,80	0,78	0,76	0,75
p-2 (m)	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800
Y < x/2	0,76	0,75	0,73	0,72	0,70	0,69	0,68
Y > x/2	0,72	0,70	0,69	0,67	0,66	0,64	0,63

Source : cours d'assainissement (b .Salah)

Tableau. V.4. Calcul du débit total pour chaque sous bassin

N° sous bassin	Aire (ha)	Cr	Intensité (l/s/ha)	α	Q _{pluvial} (l/s)	Q _{pt usé} (l/s)	Q _{équipement} (l/s)	Q _{inf} (l/s)	Q _{Total} (m ³ /s)
SB1	24,2	0,2	165	0,87	694,78	4,63		3,63	0,703
SB2	24,1	0,05	165	0,87	172,97	0		3,615	0,176
SB3	16,91	0,35	165	0,94	917,95	5,133		2,536	0,925
SB4	15,94	0,3	165	0,91	718,01	4,574	0,213	2,391	0,725
SB5	18,2	0,35	165	0,94	987,98	6,094	0,46	2,73	0,997
SB6	15,22	0,3	165	0,95	715,72	4,368	0,0008	2,283	0,722
SB7	15	0,4	165	0,91	900,9	5,203	0,046	2,25	0,908
SB8	20,22	0,55	165	0,9	1651,4	10,638		3,033	1,665
SB9	15,73	0,7	165	0,95	1725,9	9,55		2,359	1,737
SB10	16,21	0,5	165	0,94	1257	7,753	0,128	2,431	1,267
SB11	17,58	0,62	165	0,94	1690,5	9,210	0,368	2,637	1,702
SB12	19,108	0,37	165	0,89	1038,22	6,763		2,86	1,047
SB13	22,4	0,65	165	0,95	2282,28	29,18	0,368	3,36	2,315
SB14	23,6	0,25	165	0,9	876,15	5,644	0,088	3,54	0,885
SB15	15,62	0,35	165	0,89	802,82	5,229	0,128	2,343	0,810
SB16	21,9	0,05	165	0,88	158,994	0		3,285	0,162
SB17	20,03	0,05	165	0,89	147,00	0		3,00	0,150
SB18	20,9	0,75	165	0,97	2508,78	25,756		3,135	2,537

Remarque : en plus de ces débits usés et pluvieux suscités dans le tableau, notre réseau doit être capable d'évacuer un débit de : $Q = 0,064 \text{ m}^3/\text{s}$ en temps sec et $Q = 3,1 \text{ m}^3/\text{s}$ en temps de pluie provenant de station de relevage principal de Deghafla. Cette dernière prend en charge tous les débits usés issus du bassin versant de Chebcheb (wilaya de Boumerdès), ces débits sont reçus à l'aide d'une conduite de refoulement DN300 mm en PEHD et raccordé au collecteur A.

V.4. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons calculé les différents débits (les débits des eaux usées et les débits des eaux pluviales) pour chaque sous bassin. Les rejets unitaires à considérer dépendent des facteurs socio-économiques que l'on peut intégrer dans les catégories d'occupation des sols, en fonction de l'importance de l'agglomération et de son activité dominante, sa spécificité.

**Chapitre 6 : CALCUL
HYDRAULIQUE ET
REHABILITATION DES PARTIES
VULNERABLES DU RESEAU**

CHAPITRE VI : CALCUL HYDRAULIQUE ET REHABILITATION DES PARTIES VULNERABLES DU RESEAU EXISTANT

VI.1. Introduction :

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement

Du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation ;

Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes ;

Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement.

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. Conception du réseau :

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma global.

- Les collecteurs sont définis par leur :
 - ✓ Emplacement (en plan).
 - ✓ Profondeur.
 - ✓ Diamètres (intérieur et extérieur).
 - ✓ Pente.
 - ✓ Leur joints et confection.
- Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur.
 - ✓ Emplacement (en plan).
 - ✓ Profondeur.
 - ✓ Côtes

VI.3. Dimensionnement du réseau d'assainissement :

VI.3.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement : ^[4]

Dans le cadre de l'assainissement, le dimensionnement du réseau d'assainissement du type unitaire doit dans la mesure du possible 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 de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0.6 m /s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm.

Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles.

Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (5 à 6) m / s à pleine section.

VI.3.2. Mode de calcul : [3]

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère l'hypothèse suivante :

-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.

Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Qps ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

A cet égard, nous avons élaboré un programme informatique Excel, qui a pour objet de faciliter les tâches de dimensionnement.

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

$$Q = V.S \dots\dots\dots(VI.1)$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

S : Section mouillée (m²).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule qui nous donne la vitesse moyenne. Si on choisit la formule de Manning, la vitesse en (m/s) est déterminée par l'expression :

$$V=K_s \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I_m} \dots\dots\dots(VI.2)$$

Où :

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

R (m): Rayon hydraulique.

K_s : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois,

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s \cdot S \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I_m} \dots\dots\dots(VI.3)$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \dots\dots\dots(VI.4)$$

Le débit en pleine section est donné donc par la relation :

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi * (D_{nor})^2}{4} \dots\dots\dots (VI.5)$$

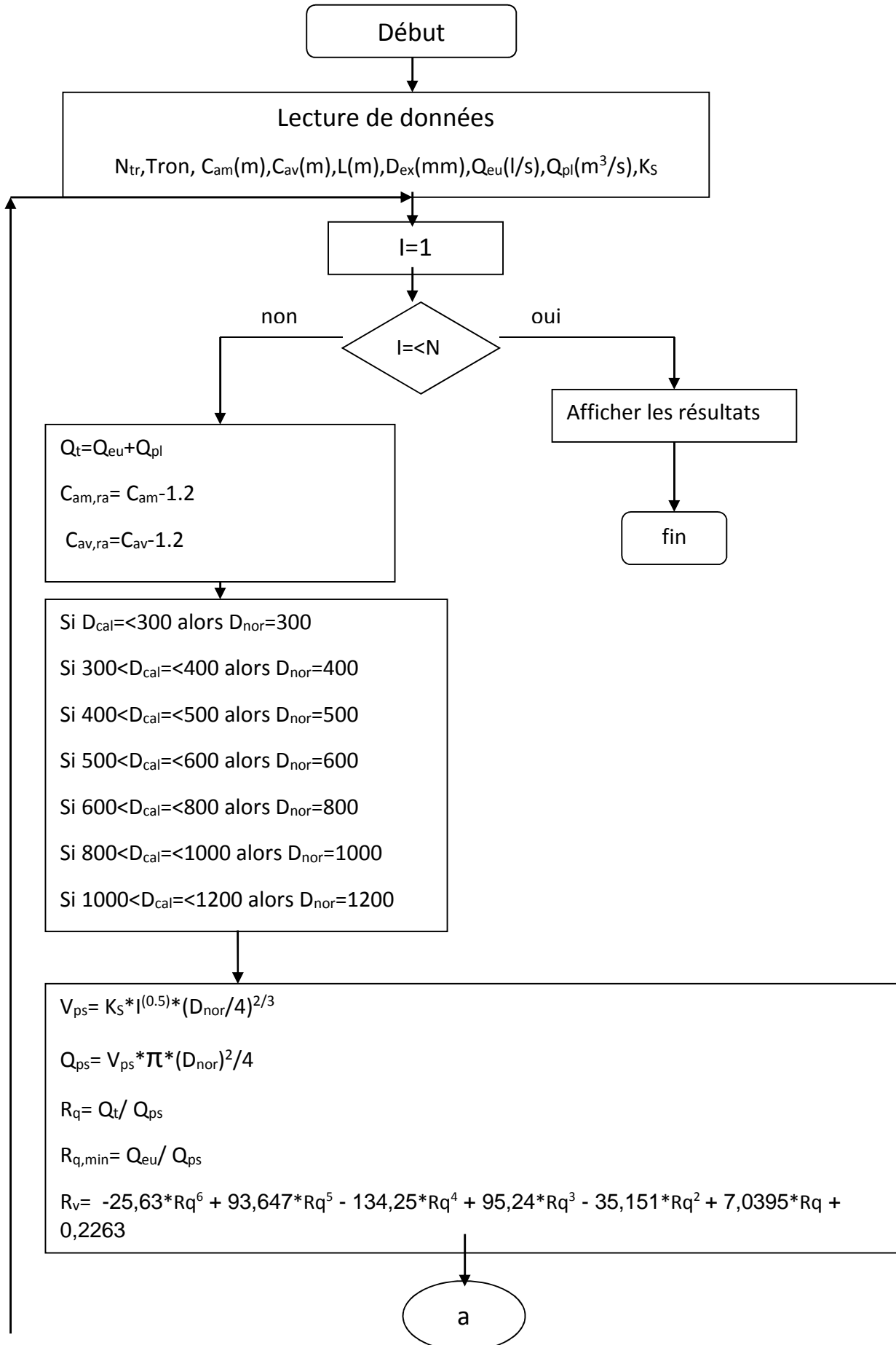
D'après la méthode des régressions polynomiales et à partir des formules de Bazin nous avons établi les relations entre R_q et R_v , ainsi entre R_q et R_h .

Les relations sont les suivantes :

$$R_v = -25,63 * R_q^6 + 93,647 * R_q^5 - 134,25 * R_q^4 + 95,24 * R_q^3 - 35,151 * R_q^2 + 7,0395 * R_q + 0,2263 \dots\dots\dots(VI.6)$$

$$R_h = -11,423 * R_q^6 + 40,641 * R_q^5 - 55,497 * R_q^4 + 37,115 * R_q^3 - 12,857 * R_q^2 + 2,8373 * R_q + 0,0359 \dots\dots\dots(VI.7)$$

Les étapes du dimensionnement du notre réseau sont représentées dans l'organigramme suivant :



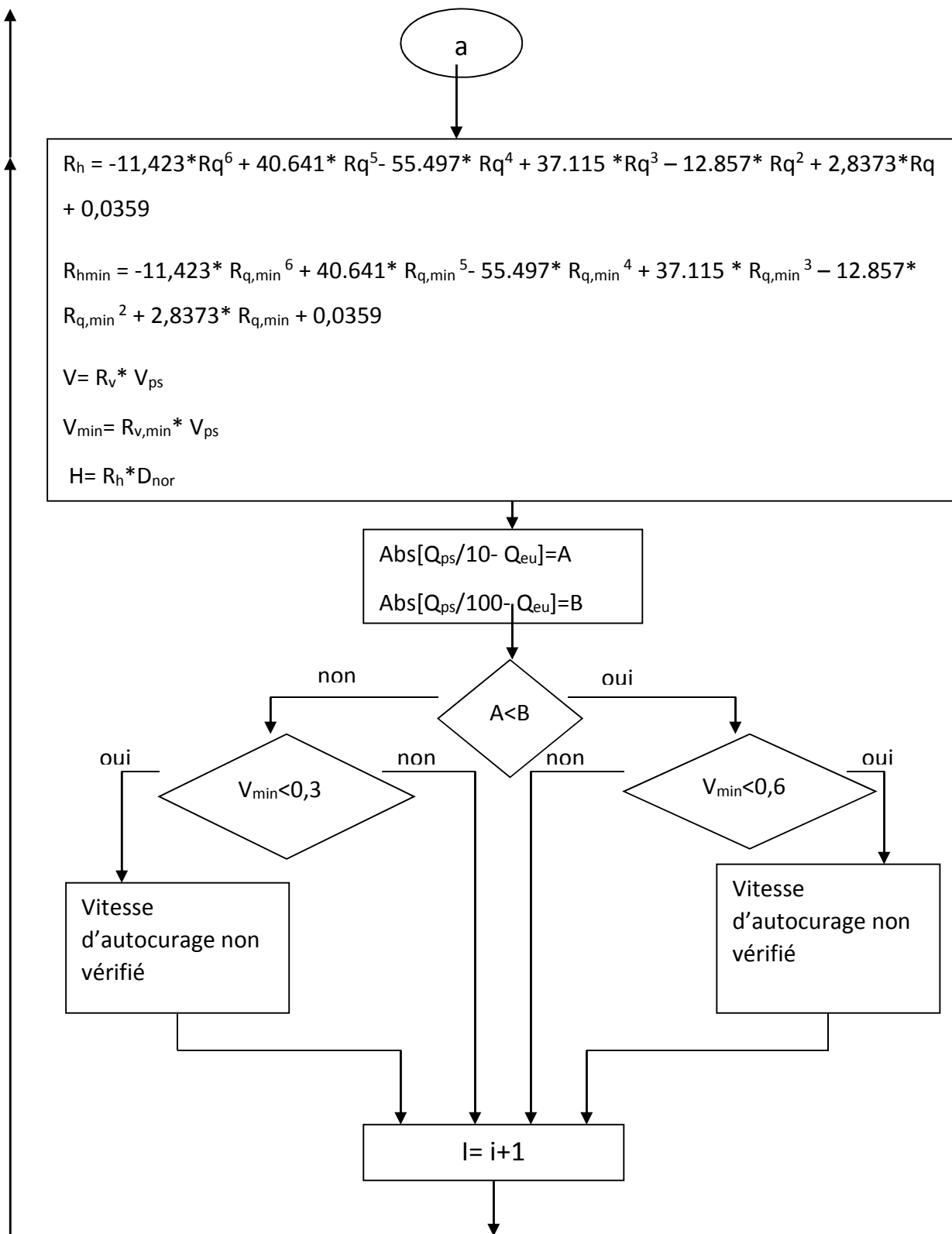


Figure 5.1-Organigramme du programme

D'après nos (calcul hydraulique du réseau et après avoir vérifié la vitesse d'auto curage, on peut dire que la variante proposé est peut être retenu pour l'ensemble de la zone d'étude pour les travaux de rénovation du réseau ; pour cela notre réseau d'assainissement doit recevoir les aménagements suivants :

- ✓ Projection de nouveaux diamètres capable d'absorber les débits de point
- ✓ Curage régulier et périodique des conduite bouché notamment les conduite allant de
 - J1 à J3
 - Conduite B
 - A5 à A18
 - I1 à I3
 - E1 à E2
- ✓ Projection des conduites dans les zones dépourvus d'assainissement
 - K1 à M1 et P1 à P1 8 dans la région de benchouène centre
 - S1 à S27 dans la région d'ouled belhadi
- ✓ Projection des déversoirs d'orage pour contrôler er régulier les débits d'orage
 - Au niveau de la conduite A
 - Au niveau de l'intercepteur R

- ✓ Nettoyage régulier des bouches d'égout surtout celles situées en zone suburbaines.
- ✓ Fourniture des grilles pour les bouches d'égout.
- ✓ Rénovation des regards cassés et implémentation de regard dans les tracés longs
- ✓ Mettre des tampons ou des dalles pour les regards dénudés.
- ✓ Curage régulier et périodique à l'aide des différentes méthodes de gestion.
- ✓ Nettoyage des regards contenant les culs de sac.

6.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé le coté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales dans l'hypothèse d'un système unitaire. Nous avons utilisé une méthode de calcul clairement expliquée répondant ainsi aux hypothèses considérées dans les écoulements en assainissement.

La méthode de calcul adoptée montre que les diamètres des collecteurs obtenus assurent l'auto-curage d'une part et le débit maximum d'autre part avec des vitesses vérifiant la fourchette recommandée par les normes d'assainissement. Dans ce chapitre on a fixé les besoins de travaux pour notre réseau et on a pu déterminer les remèdes à ces problèmes d'insuffisance hydraulique

**Chapitre 7 : Les
éléments constitutifs du
réseau d'égout et
ouvrages annexes**

CHAPITRE VII : ÉLÉMENTS CONSTITUTIF DU RESEAU D'EGOUT ET OUVRAGES ANNEXE

VII. 1. Introduction

Un réseau d'assainissement a pour objectif la protection du milieu naturel, il constitue un équipement public essentiel. Un bon réseau doit être parfaitement étanche même en cas de mouvements de terrain ; il assure l'écoulement rapide des eaux usées et doit avoir un degré très élevé de durabilité.

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent :

- Des ouvrages principaux : correspond au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration.
- Des ouvrages annexes : qui constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (regards de visite, bouches d'égout, déversoir d'orages, branchements...).

VII. 2. Les ouvrages principaux

Ce sont les canalisations destinées à l'évacuation des effluents vers les points de rejets ou vers la station d'épuration. Les canalisations des réseaux d'assainissement sont constituées de tuyaux généralement circulaires, mais on peut rencontrer d'autres formes (rectangulaire, ovoïde...).

VII.2.1. Choix du matériau de canalisation

Le choix de type de la canalisation à retenir pour un projet d'assainissement dépend de plusieurs paramètres tels que : la capacité hydraulique, la résistance des matériaux (résistance mécanique, à la corrosion, à l'abrasion et aux matières polluantes), l'étanchéité, le coût, et les conditions de la mise en œuvre particulières. Ce choix est complexe, car Il s'agit d'opter pour un produit qui offre le meilleur compromis entre la fiabilité et le coût, et le souci du respect de l'environnement.

Les tuyaux sur le marché sont généralement de deux types soit le tuyau flexible et le tuyau rigide. L'American Water Works Association (AWWA) a classifié les types de conduites selon le comportement lors des interactions avec le sol (déformation) avant dommage permanent à la structure comme suit :

Tableau. 6.1. Les classifications des canalisations en fonction de leur déflexion avant dommage

Classification du tuyau	% de déflexion avant dommage
Rigide	0,1 %
Semi-Rigide	< 3,0 %
Flexibile	> 3,0 %

VII. 2.1.1. 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 ;**
- **Les actions chimiques.**

▪ **Les 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 des grandes vitesses imposées généralement par le relief.

▪ **Les 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.

▪ **Les 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 (H₂S) corrosif et néfaste aux conduites.

VII. 2.1.2. Les produits utilisés pour les réseaux d'assainissement

Les principaux produits utilisés et disponibles sur le marché sont les canalisations :

▪ **Béton**

Les canalisations en béton constituent la majeure partie du patrimoine du réseau d'assainissement d'Algérie. Elles sont rigides et peuvent, suivant la classe de résistance adoptée, reprendre des efforts importants liés aux remblais et aux charges roulantes. Il existe plusieurs types des canalisations en béton: les canalisations en béton armé (d'usage le plus courant), les canalisations en béton non armé, les canalisations en béton fibré et les canalisations en béton âme-tôle.

Le diamètre nominal des canalisations en béton correspond à leur diamètre intérieur.

▪ Fonte

Les canalisations en fonte ductile sont résistantes et peu influencées par le sol environnant, elles peuvent donc être utilisées dans des conditions de contraintes difficiles (terrains instables, peu porteur, forte charge ...). Le matériau fonte conserve les mêmes caractéristiques mécaniques à 50 ans.

La fonte est un matériau sujet à la corrosion, cependant ce problème est limité par l'utilisation de revêtements de protection (interne ou externe). Il s'agit également d'un matériau couteux.

Le diamètre nominal des canalisations en fonte correspond à leur diamètre intérieur.

▪ Matières composites : polyester renforcé de fibres de verre (PRV)

Le PRV est un matériau fabriqué à partir de fibre de verre + résine (liant) et autres (sable-adjuvant) : la fibre de verre est un produit obtenu à partir de la silice donc matériau inerte et stable, le sable est naturel donc réutilisable et la résine est un produit chimique.

Ce matériau est utilisable, entre autres, pour des travaux de remise à niveau et s'adapte à la forme de l'ouvrage à réhabiliter.

Il convient de se rapporter à la documentation technique du fabricant pour connaître les dimensions précises des canalisations.

▪ Polyéthylène haute densité (PEHD)

Ces canalisations peuvent se présenter sous un aspect extérieur lisse ou annelé, l'intérieur étant toujours lisse. Les canalisations en matière plastique sont souples et cette flexibilité leur permet de s'adapter aux tassements différentiels. Elles s'ovalisent sous l'effet des contraintes lors de leur remblaiement et de l'exploitation de la route. Cette ovalisation nécessite de vérifier le module de rigidité en fonction des contraintes du projet. Ces canalisations sont reconnues pour leur étanchéité, leur résistance à la corrosion, leur facilité de pose et leur faible poids. Généralement, le diamètre nominal des canalisations en matières plastiques correspond à leur diamètre extérieur.

▪ Tuyaux en polychlorure de vinyle (PVC)

Les matières plastiques courantes sont le polychlorure de vinyle non plastifié (PVC-U). Généralement, le diamètre nominal des canalisations en matières plastiques correspond à leur diamètre extérieur.

VII. 2.1.3. Matériaux des canalisations pour notre projet

Choix du type de canalisation

Le matériau des conduites est choisi en fonction :

- De la nature du sol (agressivité, stabilité).
- De la nature chimique des eaux usées transportées par la conduite.
- Des efforts extérieurs auxquels les conduites sont soumises.
- Du milieu à traverser.

Pour notre projet, vu les conditions particulières du site et en tenant en compte des conditions de la mise en œuvre des canalisations et la pente du terrain, nous avons opté pour :

- ❖ **Canalisation en béton Armé (Ordinaire)** : pour les diamètres supérieurs à 600 mm.
- ❖ **Conduite en PVC** : pour les diamètres inférieurs ou égale à 600 mm.

☞ **Canalisation en béton arme**

Les nombreuses références historiques attachées aux tuyaux en béton armé 135A témoignent de leur excellent comportement dans le temps. La parfaite connaissance du matériau et de son comportement, grâce notamment aux nombreux progrès technologiques ainsi qu'à des travaux de recherche permanents, constitue pour l'investisseur public la meilleure des garanties de pérennité.

La durée de vie effective des tuyaux en béton 135A, est en effet bien supérieure à la durée de l'amortissement financier. On considère en général une durée de service minimale de 50 ans. Les canalisations en béton constituent la majeure partie du patrimoine du réseau d'assainissement, Elles sont rigides et peuvent suivant la classe de résistance adoptée reprendre des efforts importants liés aux remblais et aux charges roulantes.

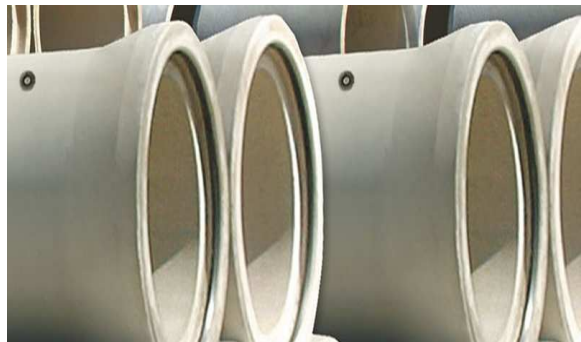


Fig. 6.1. Conduite assainissement en béton armé série 135 A - Ø 300 mm à 2000 mm

Caractérisations des Canalisations en Béton armé :

- ✓ Une excellente performance mécanique – Indéformabilité.
- ✓ Résistance à l'abrasion.
- ✓ Résistance aux agressions chimiques.

☞ **Les canalisations en PVC**

Les canalisations en PVC sont utilisées depuis plus de 20 ans en assainissement. Ces canalisations, très Faciles à poser, jouissent d'un retour d'expérience très favorable. En Algérie, celles-ci ont été posées dans des environnements réputés difficiles et à des profondeurs pouvant atteindre les 6 m.

▪ **Avantage des canalisations en PVC**

- ✓ Légèreté.
- ✓ Résistance à la corrosion et propriétés chimiques.
- ✓ Résistance du PVC aux terrains agressifs naturels.
- ✓ Résistance aux liquides transportés.
- ✓ Résistance aux chocs.
- ✓ Résistance du PVC à l'abrasion.
- ✓ Etanchéité des réseaux PVC.

VII.3. Les ouvrages annexes

Les ouvrages annexes participent au réseau au même titre que les canalisations, et les services à en attendre notamment en exploitation, dépendant beaucoup des positions adoptés. Les ouvrages annexes sont à considérés selon deux groupes distinctes :

- Ouvrage normaux.
- Ouvrage spéciaux.

VII.3.1. Ouvrage normaux

VII.3.1.1. Les branchements

Les branchements doivent assure les meilleures conditions d'hygiène pour l'habitation tout en sauvegardant le bon fonctionnement du réseau de collecte. Un branchement particulier comporte :

- ☞ Le raccordement à l'immeuble avec éventuellement, si la longueur et la pente le justifient un ouvrage dit « regard de façade » situé sous le domaine public.
- ☞ Une canalisation.
- ☞ Et le raccordement à l'égout public.

Le diamètre des branchements, doit rester inférieur à celui de la canalisation publique afin de limiter les risques d'obstruction

Les branchements doivent être raccordés sous un angle de 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public pour éviter le retour d'eau chez les habitants

VII.3.1.2. Les gargouilles

Ce sont des conduite à section carré ou rectangulaire, encastré dans le sol, destiné à conduire les eaux pluviales au niveau lorsqu'il n'existe pas d'égout à proximité immédiate. En aucun cas à ne sera prévu que les eaux ménagères puissent transiter par les gargouilles.

VII.3.1.3. Les caniveaux

Ce sont des ouvrages annexes de voirie destiné à la collecte des eaux pluviales provenant de la chaussée et éventuellement des trottoirs s'il y en a un.

VII.3.1.4. Les bouches d'égout

Ce sont des ouvrage destiné à collecter en surface les eaux de ruissellement, ils permettent par l'intermédiaire d'une canalisation d'acheminer ces eaux jusqu'à l'égout.

La distance entre les deux bouches d'égout est en moyenne de 50 m. Elles peuvent être classées d'après deux critères principaux :

- a) La façon dont on recueille des eaux :
 - Bouche d'égout à latérale aménagées au bord des trottoirs.
 - Bouche d'égout à accès par le dessus situés sous les promenades n parcs de stationnement, ou sous caniveaux dans le cas de trottoirs étroits.
- b) La façon dont les déchets sont retenus :
 - Avec décantation.
 - Sans décantation (dans ce cas les bouches doivent être électives).

VII.3.1.5. Les regards

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour 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.

- *Regard simple* : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.
- *Regard latéral* : en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.
- *Regard double* : pour système séparatif.
- *Regard toboggan* : en cas d'exhaussement de remous.
- *Regard de chute* : à forte pente.

La distance entre deux regards est variable

- 35 à 50 m en terrain plat.
- 50 à 80 m en terrain accidenté.

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

- A chaque changement direction ;
- A chaque jonction de canalisation ;
- Aux points de chute ;
- A chaque changement de pente ;
- A chaque changement de diamètre.

VII.3.2. Ouvrage spéciaux

VII.3.2.1. Déversoir d'orage

Les déversoirs d'orage sont destinés à laisser passer, en direction du milieu récepteur le plus proche, une fraction importante du débit d'orage au-dessus d'un seuil prédéterminé correspondant en général au niveau supérieur à la tranche d'eau équivalente au débit des eaux usées (débit de pointe sec) et de petite pluie

Les deux fonctions principales de l'ouvrage sur le plan hydraulique : réguler les débits conservés vers l'aval pour les maintenir en deçà d'une valeur seuil, et évacuer l'excédent, en général vers le milieu récepteur.

Ces fonctions peuvent être réalisées par divers types d'aménagements, intégrant ou non des seuils déversant. Ainsi le terme "déversoir d'orage" pourra s'appliquer à des ouvrages de dérivation par orifice ou ajutage

VI.3.2.2. Les types des déversoirs d'orage

a) Organe de dérivation avec seuil

➤ Déversoirs à seuil haut

Les déversoirs sont dits à seuil haut lorsque le niveau du seuil déversant se situe au-dessus du niveau de la génératrice supérieure de la conduite aval (niveau à partir duquel il y a mise en charge de la conduite).

➤ Déversoir à seuil bas

Les déversoirs d'orage sont dits à seuil bas lorsque le niveau du seuil déversant se situe sous le niveau de la génératrice supérieure de la conduite aval conservée.

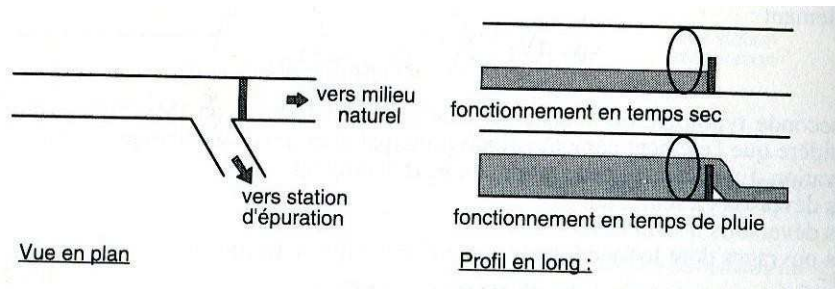


Fig. 6.2. Déversoir frontal

& Avantages et inconvénients des ouvrages à seuil déversant

➔ Le déversoir à seuil haut

- Vitesse d'approche plus faible.
- Tranquillisation de l'écoulement.
- Meilleure connaissance des conditions hydrauliques : Calcul aisé.
- Piégeage des flottants et des matériaux transportés par charriage.
- Il empêche l'entrée des eaux de l'émissaire dans le réseau.
- Il pose par contre des problèmes d'entretien et de curage.

➔ Le déversoir à seuil bas

- Les conditions d'écoulement hydrauliques de l'amont et à l'aval de déversements sont très variées suivant la pente du radier du collecteur (ouverture latérale).
- Différentes configurations de la ligne d'eau au droit du déversoir d'orage : Ce qui explique les différentes formules proposées par les auteurs.
- Pollution déversée plus importante.

b) *Organe de dérivation sans seuil*

➤ **L'orifice**

Le principe hydraulique de cet ouvrage est de permettre l'évacuation des eaux déversées par un orifice

➤ **L'ouverture de radier**

Les eaux usées de temps sec chutent dans une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation. La forme de l'ouverture peut être rectangulaire ou elliptique.

Les débits excédentaires de temps de pluie sont évacués en franchissant l'ouverture pour continuer dans l'alignement de la conduite amont.

Ce type d'ouvrage est installé lorsque l'écoulement est torrentiel et donc par forte pente (quelques %).

VI.3.2.3. Choix du type de déversoir

Les déversoirs d'orage présentent une diversité importante concernant leur rôle et leur typologie sur un réseau d'assainissement unitaire. Cela s'explique essentiellement parce qu'ils doivent assurer un fonctionnement hydraulique pour des configurations topographiques et hydrauliques très variables (régimes d'écoulement, la pente, des niveaux d'eaux de l'émissaire, de la position de la STEP). Le choix d'un déversoir nécessite donc une analyse précise de son environnement et du contexte pour lequel il est sollicité.

En zone relativement plate par exemple, les déversoirs à crête latérale prédominent.

VII.3.2.4. Calcul et mesure des caractéristiques des déversoirs d'orage

☞ Choix du type de déversoir d'orage : les données de base nécessaires

- 1) Q_{ts} pour le débit de temps sec.
- 2) Q_{max} débit maximum admissible.
- 3) Q_{lim} débit limite admissible pour le collecteur aval.

$$Q_{dev} = Q_{max} - Q_{lim} \dots\dots\dots (VII.1)$$

☞ Les données concernant le collecteur :

- 1) Tenir compte de la pente motrice moyenne
- 2) Diamètres des collecteurs amont et aval (écoulement à surface libre)

☞ Les conditions d'écoulement : fluvial ou torrentiel.

☞ Charge moyenne disponible pour évacuer l'eau à la décharge.

☞ Zone d'implantation.

Avec ces éléments, on procède à la détermination directe du type de déversoir d'orage à retenir, avec une comparaison économique des déversoirs

VII.3.2.5. Calcul de débit déversé

La loi de calcul du débit déversé diffère selon la nature du déversoir d'orage, plusieurs formules ont été développées par les auteurs. On cite les plus utilisées en assainissement :

a) pour déversoir à seuil frontal :

Pour calculer le débit déversé, la formule la plus utilisée est celle de Bazin, dont l'expression est la suivante :

$$Q = \mu . L . H . \sqrt{2 g H} \dots\dots\dots(\text{VII.2})$$

Dans laquelle :

- Q : Débit au niveau du seuil déversoir (m³/s) ;
- μ : Coefficient expérimental dont la valeur est fonction du type de seuil ;
- L : Longueur de la lame déversant (m) ;
- g: Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²).

b) pour déversoir à seuil latéral :

On applique la formule de DOMINGEZ pour les déversoirs latéraux, quel que soit le régime de l'écoulement on a :

$$Q_{dév} = m k L_{dév} H_d \sqrt{2 g H_d} \dots\dots\dots(\text{VII.3})$$

Avec :

- L_{dév} : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) (m) ;
- g : La pesanteur (g = 9,81 m/s²) ;
- m : coefficient de débit, il est en fonction de la forme de la crête et la charge moyenne au-dessus de déversoir « H_d » ;
- H_d : Hauteur d'eau au niveau du seuil, (H_d=h_{amont} en régime Torrentiel et H_d=h_{aval} en régime Fluvial).
- K : Coefficient choisi dans le tableau suivant :

Le tableau suivant donne les différentes valeurs de « k » en fonction de ces charges

Tableau. 6.2. Valeurs du coefficient "k"

Rapport	Régime fluvial	Valeur de K
	haval>hamont	
h _{aval} /h _{amont}	0,4	0,598
	0,5	0,659
	0,6	0,722
	0,7	0,784
	0,8	0,856
	0,9	0,924
	1	1

Il faut que le régime d'écoulement soit fluvial c'est-à-dire : $h_{\text{aval}} > h_{\text{amont}}$.

- h_{aval} : hauteur d'eau aval au-dessus du seuil ;
- h_{amont} : hauteur d'eau amont au-dessus du seuil.

Le tableau suivant donne les différentes valeurs du coefficient m.

Tableau. 6.3. Valeurs du coefficient de débit

Forme de crête	Charge moyenne h (m)					
	0,10	0,15	0,20	0,30	0,50	0,70
Crête arrondie	0,315	0,32	0,32	0,325	0,325	0,33
Crête épaisse	0,27	0,27	0,273	0,275	0,276	0,28
Crête mince, nappe libre	0,37	0,36	0,35	0,35	0,35	0,35

Comme évoqué précédemment , le premier émissaire se termine avec un DO qui est en bon état d'un point de vue structurelle mais vu l'absence d'un déversoir d'orage au niveau de l'émissaire R , et le diamètre faible de la conduite qui reçoit les 2 débits ,ainsi que son faible pente , ce DO ne remplit pas son rôle et il déverse même en temps sec

Pour remédier à ce dysfonctionnement, on donne les recommandations suivantes :

- ☞ projection de deux DO un latéral a l'aval de l'émissaire C et un autre frontal a l'aval du deuxième émissaire R.
- ☞ Projection d'un nouveau collecteur capable de recevoir le débit des deux émissaire et l'achemine vers la station de relevage.

Dans ce qui suit, on va dimensionner les DO projeté et déterminer le diamètre de la conduite aval.

VII.4. Dimensionnement des ouvrages annexes

VII.4.1. Dimensionnement du DO n° 1

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1800 \text{ mm}$.
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 10,35 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 12,94 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Débit vers collecteur aval : $Q_{lim} = 3Q_{usée\ pointe} = 0,454 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Hauteur d'eau à l'entrée : $H_e = 1\ 208 \text{ mm}$.
- Type de déversoir : latéral

Le débit critique : $Q_{cr} = Q_t \times (1 - \frac{t_c}{100})$

Avec :

$t_c =$ temps de concentration (mn) (Dans notre cas $t_c = 15 \text{ mn}$).

Et $Q_t = Q(\text{pluvial}) + Q(\text{sédiments}) + Q(\text{indus}) + Q(\text{eau usé pub}) + Q(\text{eau parasite})$.

$$Q_{cr} = 10,35 \times (1 - \frac{15}{100}) = 8,79$$

$$Q_{cr} = 8,79 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit déversé : $Q_{DEV} = Q_{CR} - Q_{ST} = 8,34 \text{ m}^3/\text{s}$.

Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers la station d'épuration on doit passer au calcul de : R_q et R_h

On a : $R_q = \frac{Q_{st}}{Q_{ps}} = 0,04$; D'après l'abaque : $R_h = 0,1$.

$$R_h = \frac{h_{st}}{D} \rightarrow h_{step} = R_h \times D = 0,1 \times 1800 ; H_{ST} = 180 \text{ mm}.$$

Hauteur de la lame déversant :

ON DOIT CALCULER LA HAUTEUR DE LA LAME D'EAU DEVERSANT PAR LA FORMULE SUIVANTE :

1.1

$$H_d = \frac{H_e - H_{st}}{2}$$

Avec :

- H_e : hauteur de remplissage dans la conduite amont (mm).
- H_{st} : hauteur de remplissage dans la conduite avale (mm).

$$H_d = \frac{1208 - 180}{2} = 514 \text{ MM} \quad H_d = 514 \text{ MM}$$

Calcul Longueur du seuil déversant : « $L_{dév}$ »

On applique la formule de DOMINGEZ énoncée précédemment:

$$Q_{dev} = m L k h \sqrt{2 g h} \quad , \text{ D'où : } L = \frac{Q_{dev}}{m k h \sqrt{2 g h}}$$

Dans notre le cas, les valeurs de h_{aval} et h_{amont} sont presque identique, $\frac{h_{amont}}{h_{aval}} \approx 1$, d'après le

Tableau précédent : $k = 1$.

D'après le tableau $m = 0,35$.

$$L_{dév} = \frac{8.34}{0.35 \times 1 \times 0.514 \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.514}} ; \quad L_{dév} = 7,5 \text{ m.}$$

VII.4.1. Dimensionnement du DO2

Ce déversoir d'orage se trouve dans la partie droit du oued sur le collecteur principal n 2, il est chargé de déverser les pointes de ruissellement dans l'oued et évacuer les eaux usées avec une triple dilution vers le réseau aval :

* Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $De = 1500 \text{ mm.}$
- Débit total à l'entrée : $Qt = 5,4 \text{ m}^3/\text{s.}$
- Débit à pleine section : $Qps = 5,42 \text{ m}^3/\text{s.}$
- Débit vers collecteur aval : $Q_{lim} = 3 \text{ Q usé pointe} = 0,062 \text{ m}^3/\text{s} ;$
- Hauteur d'eau à l'entrée : $He = 1270 \text{ mm.}$

Le debit critique : $Q_{cr} = Qt \times (1 - \frac{tc}{100})$

Avec :

- $t_c =$ temps de concentration (mn) Dans notre cas $t_c = 15 \text{ mn.}$
- $Qt = Q(\text{pluvial}) + Q(\text{usé dom}) + Q(\text{indus}) + Q(\text{eau usé pub}) + Q(\text{eau parasite})$
 $Q_{cr} = 5,4 \times (1 - \frac{15}{100}) = 4,59.$
 $Q_{cr} = 4,59 \text{ m}^3/\text{s.}$

Le débit déversé : $Q_{DEV} = Q_{CR} - Q_{LIM} = 4,52 \text{ m}^3/\text{s.}$

$$R_Q = \frac{Q_{st}}{Q_{ps}} = 0,01$$

D'après l'abaque $R_h = 0,1$, $R_h = \frac{h_{st}}{D} \rightarrow h_{step} = R_h \times D = 0,1.1500 ; HST = 150 \text{ mm.}$

HAUTEUR DE LA LAME DEVERSANT

$$H_d = \frac{1270 - 150}{2} = 560 \text{ MM} ; \quad H_b = 560 \text{ MM}$$

Calcul Longueur du seuil déversant : « Ldév »

On applique la formule de BAZIN

$$Q_d = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} (H_d)^{(3/2)}$$

Avec :

- μ : coefficient de contraction de la lame déversante qui tient compte de l'écoulement ($\mu = 0,6$).
- L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversante) exprimée en mètres.
- g : La pesanteur : $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.
- H_d : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir.

Donc :

$$L = \frac{3}{2} * \frac{Q_d}{0,60 (2 * g)^{0,5} (H_d)^{1,5}}$$

$$L = \frac{3}{2} * \frac{4,52}{0,6(2*9,81)^{0,5} (0,560)^{1,5}} = 6,08m \quad \text{On prend : } L= 6,5 \text{ m}$$

Pour le DO au niveau du regard A5 qui déverse vers le bassin de retenue, le calcul se fait comme dans le DO n°1.

Tableau. 6.4. Récapitulatif Tableau récapitule des caractéristiques des DO projetés

N°	Q _r	Q _{cr}	Q _{lim}	Q _{dev}	H _{lim}	H _{dev}	H _{cr}	L	Type
DO	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(mm)	(mm)	(mm)	(m)	
DV1	10,35	8,79	0,454	8,34	180	514	694	7,5	Latérale
DV2	5,4	4,59	0,062	4,52	150	560	710	6,5	Frontale
DV3	4,33	3,68	0,224	3,45	120	395	515	9	Latérale

La conduite aval doit prendre en charge les débits provenant des 2 émissaires.

- Q = 0,516.
- Pente = 0,01.

Les caractéristiques de la conduite sont données dans le tableau suivant.

Tableau. 6.5. Caractéristique de la conduite vers la station de relevage

Pente	Q	D _{cal}	D _{norm}	Q _{eu}	V _{ps}	Q _{ps}	R _q	R _v	R _h	V	H	V _{min}	Autocurage
0,01	0,516	567,2	600	0,172	2,11	0,59	0,86	1,11	0,7	2,35	42	1,82	Vérifié

VI.5. Bassin de retenue d'eau pluviale

Ce sont des ouvrages destinés à contenir le surplus d'eaux de pluie et de ruissellement généré par l'urbanisation ou l'aménagement d'un site en fonction d'un débit d'évacuation régulé en fonction des conditions d'exploitation en aval.

VI.5.1. Avantage

- ✓ Bonne intégration paysagère possible.
- ✓ Réduction des débits de pointe à l'exutoire.
- ✓ Les bassins de retenue peuvent jouer un rôle important dans la lutte contre les pollutions, et avoir une influence bénéfique sur la qualité des eaux, les changements qui interviennent durant la stagnation sont de nature physique, chimique et microbiologique.
- ✓ Peuvent être utilisés pour l'irrigation, la pisciculture si la qualité des eaux le permet.

VI.5.2 Type des bassins

On distingue 2 types de bassins :

- Les bassins secs : restent vides sauf pendant une durée maximale de quelques jours après les pluies d'orage.
- Les bassins en eau : présentent un plan d'eau permanent, même en période sèche de longue durée.

Dans notre cas on a placé un bassin sec dans un terrain loin des habitations (à l'est de Cherifia) pour éviter toute source de gêne pour la population.

Pour des raisons économiques et techniques, on a choisi un bassin sec avec un endiguement en terre et une couche de feuille plastique pour assurer l'étanchéité de l'ouvrage, les berges doivent être gazonnées pour éviter l'érosion.

VI.5.2. L'entretien de la retenue

Les bassins de retenue sont amenés à jouer un grand rôle dans l'amélioration du cadre de vie urbain ou suburbain et à favoriser les activités de loisir en plein air.

Il est donc important de les alimenter avec une eau qui soit de qualité suffisante et de leur apporter un entretien convenable.

- **Protection contre corps flottant** : prévoir un piégeage des flottants par un dispositif de dégrillage ou une cloison siphonoïde avant l'entrée des eaux dans le bassin.
- **Protection contre les matières en suspension** : les eaux pluviales sont chargées en matières en suspension, surtout dans notre cas où la majorité des surfaces sont non goudonnées donc il est souhaitable de retenir les matières dans un bassin de dessablement situé en amont du débouché.

- **Protection contre les huiles et hydrocarbure** : placer des pièges à huile a la sortie des parcs de stationnement, des garages, des industries etc. ou installer des filtres a graviers à l'entrée du bassin pour piéger les huiles et hydrocarbure qui peuvent apporter une nuisance esthétique.
- **La matière oxydable** : assurer que les eaux pénétrant dans le bassin ne contiennent pas d'eau usées beaucoup trop riches en DBO car un manque d'oxygène cause une décomposition très ralentie de matière et par conséquence l'eau devient noire et putride.
- **Azote et phosphore** : introduire des certaines plantes aquatiques et poissons qui peuvent consommer les éléments nutritifs prévenants des eaux usée et des eaux provenant des zone agricole qui souvent très riche en azote et phosphore.

VI.5.2. Détermination du volume du bassin par la méthode du volume

Cette méthode suppose que le débit demandé Q soit sensiblement constant, on détermine le débit Q' de fuite avec la relation :

$$Q' = 360Q/Sa \dots\dots(VII.4)$$

Avec

- Sa : la superficie active déterminée avec la relation : $Sa = S.Ca \dots\dots(VII.5)$
Avec :
 - Ca le coefficient d'apport.
 - S la surface du bassin (ha).
- Q' le débit de fuite en M^3/s , Q' : est en fonction des conditions d'exploitation en aval.

On prend : $Q = 0,3 \text{ m}^3/s$.

L'évaluation du Ca est très délicate et doit tenir compte des conditions hydrogéologiques locales, Ce coefficient varie entre 0,05 et 0,6 ; on prend : $Ca = 0,4$.

Donc : $Sa = (\text{surface active du sous bassin Chebacheb} + \text{surface active du sous bassin 8}) = 45,48 \text{ ha}$.

Le débit Q' devient : $Q' = 360 * 0,4 / 45,48 = 2,5 \text{ mm/h}$.

En fonction de Q', et à l'aide de l'abaque on détermine la hauteur h (mm) qui est la capacité spécifique du stockage

$h = 30 \text{ m}$.

On détermine le volume : Vb qui est donnée par la relation :

$$Vb = 10 * h * Sa \text{ (m}^3\text{)} = 10 * 30 * 45 = 13\,500 \text{ m}^3$$

Pour tenir compte du temps mis pour atteindre le débit de fuite « Q' », on majore Vb par 17 %

Et donc le volume final de notre bassin sera :

$$V_{\text{bassin total}} = Vb * 7/6 = 15\,795 \text{ m}^3$$

IV.4. Conclusion

Pour une meilleure exploitation de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire le bon choix des ouvrages qui le constituent.

Ainsi dans notre cas et après avoir exposé les divers types de conduites, on a opté pour des conduites circulaires en béton et en PVC

D'autre part, pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité à notre réseau. On a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir :

- Deux déversoirs d'orage de type latéral.
- Un déversoir d'orage de type frontal
- Un regard chaque distance maximale de 80 m pour les terrains à faible pente et 50 m pour les terrains a grande pente
- Un bassin de retenue d'eau pluviale

Chapitre 8 : Pose de canalisation.

CHAPITRE VIII: POSE DE CANALISATION

VII.1. Introduction

La réalisation d'un système d'assainissement est régie par les lois auxquelles sont soumis tous chantiers se trouvant dans la nature, en milieu urbain soient ils ou en milieu rural.

Pour une réalisation optimale il faut suivre les règles de l'organisation du chantier en général. La méthode la plus utilisée est la méthode CPM, c'est une méthode qui consiste à réduire les temps de réalisation, les coûts, et augmenter le rendement du travail. Elle se base sur l'établissement d'un réseau qui traduit la succession des opérations constituant le projet en question. A la fin, on obtient ce qu'on appelle le chemin critique.

VII.2. Emplacement des canalisations

Dans les rues de moins de 15 mètres 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.

Dans le système séparatif, il n'est, cependant, posé en général, qu'une seule canalisation d'eaux pluviales en fouille commune avec une des canalisations d'eau usées.

VII.3. 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.
- Assemblage des tuyaux.
- Essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Construction des regards.
- Remblai des tranchées.

VII.4. Décapage de la couche de terre végétale

L'opération se fait par un dozer sur une couche de 10 cm, le volume de terre décapé est :

$$V = bHL \text{ (m}^3\text{)(VIII.1)}$$

H : Epaisseur de la couche végétale.

b : Largeur de la couche végétale.

L : Longueur totale de tranché

VII.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

VII.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 compacité 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.

Profondeur de la tranchée :

$$H = e + D + h \text{ (m)(VIII.2)}$$

Avec : H : Profondeur de la tranchée.

e : Epaisseur du lit de sable.

D : Diamètre de la conduite.

h : Hauteur du remblai.

a) Largeur de la tranchée :

$$B = D + 2c \text{(VIII.3)}$$

Avec : B : Largeur de la fouille au fond.

D : Diamètre de la conduite.

c : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite ($c = 0,5 \text{ m}$)

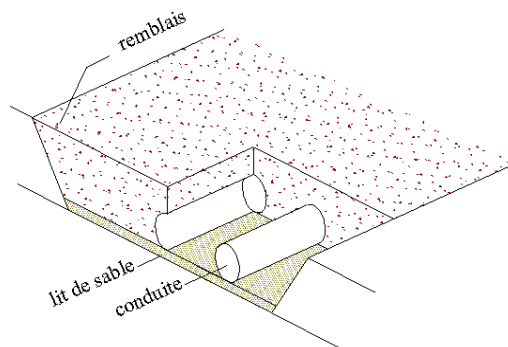


Fig. 7.1 : Coupe transversale d'une tranchée avec La mise en place de la conduite

VII.7. Aménagement du lit de sable

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 10 cm. Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long. Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12 % de particules inférieures à 0,1 mm.

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire : exécution d'un béton de propreté, des berceaux ou même des dalles de répétition.

VII.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,
- 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.

VII.7.1. Mise en place des conduites

La mise en place des conduites se fait par des engins appropriés « pipelayers ».

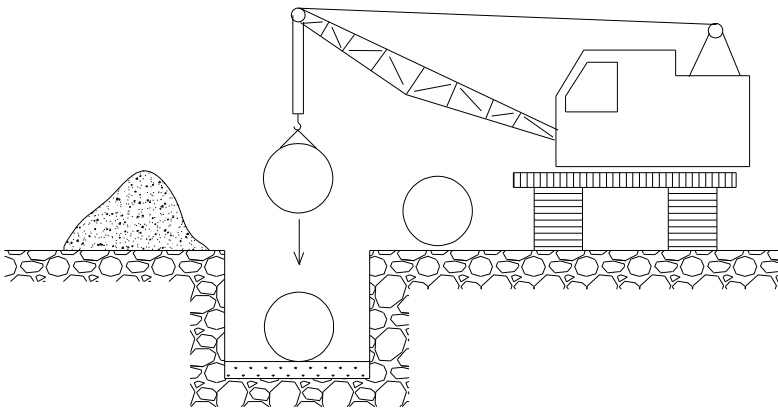


Fig.7.2. Pipelayers (pose de la canalisation)

VII.8. Confection des joints

Les joints doivent être confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants de tuyaux. À 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.

VII.9. 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 ;
- Décoffrage des parois ;
- Ferrailage de la dalle ;
- Coffrage de la dalle ;
- Bétonnage de la dalle ;
- Décoffrage de la dalle ;

VII.10. 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 10 cm au-dessus de la génératrice supérieure.

L'exécution de l'assis et de l'enrobage doit être effectuée avec des matériaux purgés des éléments supérieurs à 30 mm.

VII.11. Planification des travaux

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

VII.12. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

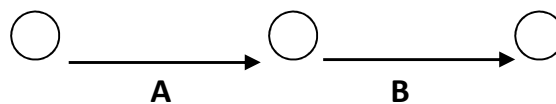
VII.12.1. Méthodes basées sur le réseau

a) Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches**

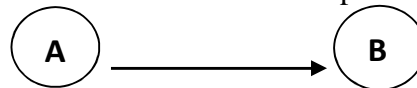
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

- **Réseau à noeuds**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

VII.12.2. Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- ♦ **Etablissement d'une liste des tâches**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

◆ **détermination des tâches antérieures**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- ◆ **Construction des graphes partiels ;**
- ◆ **Regroupement des graphes partiels ;**
- ◆ **Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;**
- ◆ **Construction du réseau ;**

VII.12.3. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII.12.4. Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VII.12.4.1. Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VII.12.4.2. Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VII.12.4.3. Relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII.12.5. Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases} \dots\dots(\mathbf{VIII.4})$$

VII.12.5.1. Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases} \dots\dots(VIII.5)$$

VII.12.5.2. Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q.N}{n} \dots\dots(VIII.6)$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

Les principales opérations à exécuter sont :

- A.** Piquetage.
- B.** Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.
- C.** Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- D.** Aménagement du lit de pose.
- E.** Construction des regards.
- F.** La mise en place des canalisations en tranchée.
- G.** constructions des ouvrages annexes (le bassin de décantation, les D. O.)
- H.** Assemblage des tuyaux.
- I.** Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- J.** Remblai des tranchées.
- K.** Travaux de finition.

Tableau. 8.1. Détermination des délais

OPERATION	TR	DP		DPP		MT
		CCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	30	0	30	0	30	0
B	20	30	50	30	50	0
C	80	50	180	50	180	0
D	15	180	195	250	265	20
E	35	180	215	230	265	0
F	10	180	190	255	265	20
G	85	180	256	180	265	10
H	20	256	285	265	285	0
I	15	285	300	285	300	0
J	20	300	320	300	320	0
K	20	320	340	320	340	0

Avec : TR: temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finissement au plus tôt.

DCPP: date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finissement au plus tard

MT : marge totale.

Le chemin critique est : A-B-C-E-H-I-J-K avec : $\sum TR = 290$ jours

VIII.13 Conclusion

Dans ce chapitre on a pu estimer tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier, afin d'avoir une information sur le cout total du projet

D'autre part, le suivi d'un planning précis est nécessaire pour le bon déroulement des travaux , dans notre cas la durée total du projet est d'environ 9mois et 7 jours

Conclusion générale

L'objectif de notre étude déjà signalé est de faire un diagnostic du réseau d'assainissement pour notre zone, afin de proposer les aménagements capable de le faire fonctionner dans les meilleures conditions pour éviter les problèmes qui menacent la santé publique et le milieu naturel

Par le biais de cette étude, nous avons essayé de consolider et de mettre en pratique toutes les connaissances théoriques acquises en matière d'hydraulique urbaine notamment en assainissement

Nous avons projeté un réseau d'évacuation des eaux usées et pluviales, de type unitaire avec un schéma a collecté transversale demandé par la structure et la topographie de la région D'après les plans d'occupation du sol (plans d'aménagement ...) à long terme de notre agglomération et avec une étude hydrologique approfondie, la reconnaissance du site nous a permis de déterminer les débits des eaux usées et pluviales par la méthode rationnelle pour une période de retour de dix ans

Pour les éléments du réseau d'égout n, nous avons projeté des déversoirs d'orage car les débits sont importants ainsi qu'un bassin de retenue de l'eau pluviale. L'emplacement des bouches d'égout (à section rectangulaire) se fait au niveau des caniveaux le long de la voirie qui porte l'intercepteur avec un espacement de 50 m

Enfin, un descriptif des engins utilisés dans l'exécution des travaux a été fait , ainsi qu'un devis estimatif du projet

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références Bibliographiques

- [1] **BOURRIER Regis**, (1991) **Les réseaux d'assainissement** 3^{ème} Edition: Revue et augmentée, Lavoisier. Paris.
- [2] **GOMELLA, C., GUERREE, H, 1986.** Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Eyrolles, Paris.
- [3] **LANCASTRE, A.** Hydraulique générale, Edition revenue et augmentée, 2002, 72p.
- [4] **SATIN ,M et SELMI, B.** **Guide technique de l'assainissement** 2^{ème} Edition, 40p.
- [5] **TOUAIBIA, B.** Manuel Pratique d'Hydrologie, Mars 2004, 164 p.
- [6] **Salah. Boualem , (1993)** polycopies d'assainissement , école nationale supérieure de l'hydraulique
- [7] **Jose vazquez , (juillet 2006),** Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage, Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg
- [8] **Francois breton (2014 , septembre)**, »Canalisations: choisir un matériau adapté aux contraintes », l'eau , l'industrie, les nuisances p 1-10
- [9] **Atba wissame (septembre 2013)** diagnostic et conception du reseau d'assainissement de la ville de naama (w.naama) , mémoire de fin d'étude , école nationale supérieure de l'hydraulique
- [10] **A. BENKHALED (Juin 2007)** Distributions statistiques des pluies maximales annuelles dans la région du cheliff comparaison des techniques et des résultats , Courrier du Savoir – N°08 , pp.83-91

ANNEXES

Annexe 1 : Coefficient de Manning-strickler

Fossé à parois en herbe	30
Fossé à parois en terre	40
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre ciment	80
Conduite en fonte ou en grés	90
Conduite en PVC	100

Annexes N°2

Le dimensionnement du réseau d'assainissement

Tableau 6.1 : Calcul hydraulique de la conduite L

Tronçon	L(m)	C _{amont}	C _{aval}	C _{Ramont}	C _{Raval}	Pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{norm} (mm)	Q _{eu} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)	R _{qmin}	R _{vmin}	R _{hmin}	V _{min} (m/s)	Autocurage
L1-L1a	50	25,4	25,4	24,4	24,2	0,0038	0,84	816	900	0,008	1,71	1,09	0,77	1,1	0,65	1,88	588	0,008	0,28	0,057	0,474	vérifié
L1a-L1b	50	25,4	25,3	24,2	24,1	0,0024	0,84	890,6	900	0,008	1,36	0,86	0,97	1,12	0,82	1,53	740	0,01	0,29	0,062	0,395	vérifié
L1b-L1c	46	25,3	25,1	24,1	23,9	0,0041	0,99	855,4	900	0,008	1,78	1,13	0,87	1,11	0,73	1,98	653	0,007	0,28	0,056	0,492	vérifié
L1c-L2	60	25,1	24,9	23,9	23,7	0,0045	1,13	883,9	900	0,009	1,86	1,18	0,95	1,12	0,8	2,09	721	0,007	0,28	0,056	0,512	vérifié
L2-L3	60	24,9	24,7	23,7	23,5	0,0028	1,2	985,9	900	0,008	1,48	0,94	1,28	0,08	0,88	0,12	788	0,009	0,29	0,06	0,423	vérifié
L3-L4	46,2	24,7	24,2	23,5	23	0,0095	2,36	1012	1000	0,011	2,9	2,28	1,03	1,11	0,89	3,24	892	0,005	0,26	0,05	0,757	vérifié
L4-L5	50,1	24,2	24,2	23	22,9	0,002	2,38	1362	1500	0,012	1,74	3,08	0,77	1,1	0,66	1,92	983	0,004	0,25	0,046	0,44	vérifié
L5-L5a	48	24,2	24,3	22,9	22,8	0,0023	2,41	1333	1500	0,012	1,87	3,3	0,73	1,09	0,63	2,04	947	0,004	0,25	0,046	0,469	vérifié
L5a-L6	45	24,3	24,2	22,8	22,7	0,0022	2,45	1349	1500	0,012	1,84	3,25	0,76	1,1	0,64	2,02	967	0,004	0,25	0,046	0,464	vérifié
L6-L7	70	24,2	24,2	22,7	22,6	0,002	2,59	1404	1500	0,013	1,74	3,08	0,84	1,11	0,7	1,93	104	0,004	0,25	0,047	0,444	vérifié
L7-L8	12,9	24,2	24	22,6	22,6	0,0023	2,62	1371	1500	0,013	1,88	3,32	0,79	1,1	0,66	2,07	996	0,004	0,25	0,047	0,476	vérifié
L8-L9	46,6	24	23,9	22,6	22,4	0,003	2,75	1331	1500	0,013	2,14	3,78	0,73	1,09	0,63	2,34	944	0,003	0,25	0,046	0,535	vérifié
L9-L10	15,5	23,9	23,8	22,4	22,3	0,0058	2,84	1190	1200	0,013	2,56	2,9	0,98	1,12	0,83	2,87	996	0,005	0,26	0,049	0,661	vérifié
L10-L10a	46,5	23,8	23,6	22,3	22	0,0067	2,94	1175	1200	0,014	2,74	3,1	0,95	1,12	0,79	3,08	953	0,004	0,26	0,048	0,705	vérifié
L10a-L11	34,5	23,6	23,5	22	22	0,0003	0,45	1050	1200		0,57	12,9	0,04	0,43	0,12	0,25	145	0	0,23	0,036	0,129	vérifié

Tableau 6.2 : Calcul hydraulique de la conduite B

Tronçon	L(m)	C _{amont}	C _{aval}	C _{Ramont}	C _{Raval}	Pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{norm} (mm)	Q _{eu} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)	R _{qmin}	R _{vmin}	R _{hmin}	V _{min} (m/s)	Autocurage
B1-B2	10	29,9	29,8	28,7	28,6	0,006	0,49	614,1	700	0,004	1,82	0,7	0,71	1,09	0,62	1,98	432	0,006	0,27	0,052	0,482	vérifié
B2-B3	26,7	29,8	29,7	28,6	28,5	0,0045	0,6	697,7	700	0,004	1,57	0,61	0,99	1,12	0,84	1,77	591	0,007	0,28	0,056	0,433	vérifié
B3-B4	46,3	29,7	29,3	28,5	28,2	0,0058	0,62	673,9	700	0,005	1,79	0,69	0,9	1,12	0,75	2	527	0,007	0,27	0,055	0,49	vérifié
B4-B5	36,1	29,3	29,1	28,2	28	0,0064	0,66	678,4	700	0,005	1,87	0,72	0,92	1,12	0,77	2,09	538	0,007	0,27	0,055	0,514	vérifié
B5-B6	35	29,1	29,2	28	27,8	0,0069	0,72	689	700	0,005	1,94	0,75	0,96	1,12	0,81	2,18	565	0,007	0,28	0,056	0,535	vérifié
B6-B7	49,2	29,2	29	27,8	27,4	0,0083	0,78	685,2	700	0,007	2,14	0,82	0,95	1,12	0,79	2,4	555	0,008	0,28	0,059	0,606	vérifié
B7-B8	74,9	29	28,9	27,4	26,7	0,0091	0,82	687,1	700	0,007	2,24	0,86	0,95	1,12	0,8	2,51	560	0,008	0,28	0,059	0,632	vérifié
B8-B9	49,1	28,9	28,9	26,7	26,2	0,0106	0,85	676,6	700	0,007	2,41	0,93	0,91	1,12	0,76	2,7	533	0,008	0,28	0,058	0,677	vérifié

Tableau 6 .3: Calcul hydraulique de la conduite K

Tronçon	L(m)	Camont	Caval	CRamont	CRaval	Pente (m/m)	Q (m3/s)	Dcal (mm)	Dnorm (mm)	Qeu (m3/s)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Rqmin	Rvmin	Rhmin	Vmin (m/s)	Autocurage
K1-K1a	44,5	29,9	29,3	28,7	28,3	0,0097	0,1	308,5	400	1E-04	1,59	0,2	0,5	1	0,5	1,59	201	5E-04	0,23	0,037	0,365	vérifié
K1a-K2	44,5	29,3	29,2	28,3	28	0,007	0,14	372,1	400	2E-04	1,35	0,17	0,83	1,11	0,69	1,49	276	0,001	0,23	0,039	0,315	vérifié
K2-K3	69,6	29,2	29,1	28	27,4	0,0082	0,18	398,3	400	2E-04	1,46	0,18	0,99	1,12	0,84	1,64	337	0,001	0,23	0,039	0,342	vérifié
K3-K4	65,3	29,1	28,8	27,4	27,2	0,0029	0,19	494,4	500	3E-04	1,01	0,2	0,97	1,12	0,82	1,14	410	0,002	0,24	0,041	0,241	vérifié
K4-K5	31,1	28,8	28,6	27,2	27,1	0,0051	0,24	479,1	500	3E-04	1,34	0,26	0,89	1,11	0,74	1,5	371	0,001	0,23	0,039	0,315	vérifié
K5-K6	27,7	28,6	28,2	27,1	26,9	0,0061	0,27	490,2	500	3E-04	1,47	0,29	0,95	1,12	0,8	1,65	399	0,001	0,23	0,039	0,343	vérifié
K6-K7	19,3	28,2	27,8	26,9	26,7	0,0093	0,29	464,2	500	3E-04	1,81	0,36	0,82	1,11	0,69	2	343	8E-04	0,23	0,038	0,42	vérifié
K7-K8	27,9	27,8	27,7	26,7	26,5	0,0093	0,31	471,9	500	3E-04	1,81	0,36	0,86	1,11	0,71	2,01	356	1E-03	0,23	0,039	0,422	vérifié
K8-K9	47,4	27,7	27,1	26,5	25,9	0,0118	0,33	464,3	500	3E-04	2,04	0,4	0,82	1,11	0,69	2,25	343	7E-04	0,23	0,038	0,472	vérifié
K9-K10	29,3	27,1	27	25,9	25,6	0,0096	0,35	496,1	500	6E-04	1,83	0,36	0,98	1,12	0,83	2,06	415	0,002	0,24	0,041	0,436	vérifié
K10-K10a	40	27	26,7	25,6	25	0,0155	0,52	522,4	600	0,001	2,64	0,75	0,69	1,09	0,61	2,86	366	0,001	0,24	0,04	0,624	vérifié
K10a-K11	50	26,7	26,7	25	24,7	0,007	0,53	613,8	700	0,002	1,96	0,76	0,71	1,09	0,62	2,14	432	0,002	0,24	0,043	0,477	vérifié
K11-K12	42,8	26,7	26,5	24,7	24,4	0,0058	0,65	682,5	700	0,002	1,79	0,69	0,94	1,12	0,78	2,01	548	0,003	0,25	0,044	0,444	vérifié
K12-K13	32,5	26,5	26,5	24,4	24,1	0,0105	0,72	637,6	700	0,003	2,4	0,92	0,78	1,1	0,66	2,64	461	0,003	0,25	0,044	0,59	vérifié
K13-K14	16,9	26,5	26,2	24,1	24	0,0071	0,74	692,3	700	0,003	1,98	0,76	0,97	1,12	0,82	2,22	575	0,004	0,26	0,048	0,505	vérifié
K14-K15	27,2	26,2	26	24	23,7	0,0085	0,82	696,3	700	0,004	2,16	0,83	0,99	1,12	0,84	2,42	587	0,005	0,26	0,049	0,558	vérifié
K15-K15a	48,2	26	25,8	23,7	23,2	0,0108	0,9	687,7	700	0,004	2,44	0,94	0,96	1,12	0,8	2,73	562	0,005	0,26	0,049	0,63	vérifié
K15a-K16	48,2	25,8	25,5	23,2	22,7	0,0104	0,92	699,7	700	0,005	2,39	0,92	1	1,12	0,85	2,68	597	0,005	0,26	0,05	0,623	vérifié

K17-K18	36	26,1	26,1	25,1	25	0,0036	0,1	371	600	0,001	1,27	0,36	0,28	0,85	0,36	1,09	215	0,003	0,25	0,045	0,317	vérifié
K18-K19	30,2	26,1	26	25	24,9	0,003	0,36	622,5	700	0,002	1,28	0,49	0,73	1,09	0,63	1,4	442	0,005	0,26	0,049	0,333	vérifié
K19-K20	15,6	26	25,9	24,9	24,8	0,0045	0,38	589,4	700	0,003	1,57	0,6	0,63	1,07	0,58	1,68	406	0,004	0,26	0,048	0,404	vérifié
K20-K21	75,1	25,9	25,8	24,8	24,7	0,0023	0,31	619,8	700	0,003	1,12	0,43	0,72	1,09	0,63	1,22	439	0,007	0,28	0,056	0,309	vérifié
K21-K22	38,3	25,8	25,8	24,7	24,6	0,0026	0,41	668,1	700	0,004	1,2	0,46	0,88	1,11	0,73	1,33	514	0,008	0,28	0,057	0,335	vérifié
K22-K23	51,3	25,8	25,7	24,6	24,4	0,0035	0,49	676,5	700	0,004	1,39	0,53	0,91	1,12	0,76	1,55	533	0,008	0,28	0,058	0,39	vérifié
K23-K24	48,1	25,7	25,7	24,4	24,2	0,005	0,55	663,1	700	0,005	1,66	0,64	0,87	1,11	0,72	1,84	504	0,008	0,28	0,057	0,46	vérifié
K24-K25	20,8	25,7	25,6	24,2	24	0,0058	0,5	621,4	700	0,005	1,78	0,69	0,73	1,09	0,63	1,95	441	0,007	0,28	0,056	0,493	vérifié

Tableau 6.4 : Calcul hydraulique de la conduite I

Tronçon	L(m)	C _{amont}	C _{aval}	C _{Ramont}	C _{Raval}	Pente (m/m)	Q (m3/s)	D _{cal} (mm)	D _{norm} (mm)	Q _{eu} (m3/s)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m3/s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)	R _{qmin}	R _{vmin}	R _{hmin}	V _{min} (m/s)	Autocurage
I1-I2	30	29,1	28,9	28,1	27,7	0,011	0,11	314,2	400	0,006	1,69	0,21	0,53	1,02	0,52	1,72	207	0,029	0,4	0,108	0,684	vérifié
I2-I3	68	28,9	28,7	27,7	27,5	0,0032	0,34	599,3	500	0,008	1,07	0,21	1,62	-19	-6,8	-20	####	0,04	0,46	0,131	0,488	vérifié
I3-I4	44	28,7	28,7	27,5	27,4	0,0034	0,48	672,8	700	0,01	1,37	0,53	0,9	1,11	0,75	1,53	524	0,02	0,35	0,087	0,483	vérifié
I4-I5	50	28,7	28,6	27,4	27,2	0,003	0,64	771	800	0,011	1,4	0,71	0,91	1,12	0,76	1,57	604	0,016	0,33	0,078	0,464	vérifié
I5-I6	34	28,6	28,4	27,2	27,1	0,0026	0,66	795,8	800	0,012	1,32	0,66	0,99	1,12	0,84	1,48	670	0,017	0,34	0,082	0,448	vérifié
I6-I7	24,8	28,4	28,4	27,1	27	0,0036	0,69	765,1	800	0,012	1,55	0,78	0,89	1,11	0,74	1,72	591	0,015	0,33	0,076	0,504	vérifié
I7-I8	23	28,4	28,1	27	26,9	0,0039	0,7	757,4	800	0,012	1,6	0,81	0,87	1,11	0,72	1,78	575	0,015	0,33	0,076	0,523	vérifié
I8-I8a	44	28,1	28	26,9	26,8	0,0027	0,7	812,6	900	0,013	1,45	0,92	0,76	1,1	0,65	1,59	584	0,014	0,32	0,072	0,457	vérifié
I8a-I8b	44	28	27,9	26,8	26,7	0,0025	0,71	829,5	900	0,013	1,39	0,88	0,81	1,1	0,68	1,53	608	0,014	0,32	0,074	0,445	vérifié
I8b-I9	43	27,9	27,7	26,7	26,5	0,0044	0,82	784,6	900	0,013	1,84	1,17	0,69	1,09	0,61	2	550	0,011	0,3	0,066	0,553	vérifié
I9-I10	27	27,7	27,6	26,5	26,4	0,0052	0,9	791,3	900	0,014	2	1,27	0,71	1,09	0,62	2,18	558	0,011	0,3	0,065	0,594	vérifié
I10-I11	27	27,6	27,3	26,4	26,1	0,0096	0,97	724,9	900	0,014	2,72	1,73	0,56	1,04	0,54	2,82	486	0,008	0,28	0,058	0,766	vérifié
I11-I12	50	27,3	27,2	26,1	25,9	0,0046	1,11	873,2	900	0,147	1,88	1,2	0,92	1,12	0,77	2,1	693	0,123	0,71	0,248	1,334	vérifié
I12-I13	40	27,2	26,9	25,9	25,6	0,0063	1,22	855,8	900	0,015	2,19	1,4	0,88	1,11	0,73	2,44	654	0,011	0,3	0,065	0,656	vérifié
I13-I14	43	26,9	26,8	25,6	25,4	0,0051	1,26	899,4	900	0,015	1,98	1,26	1	1,12	0,85	2,23	767	0,012	0,31	0,069	0,609	vérifié
I14-I15	37	26,8	26,8	25,4	25,2	0,0057	1,31	894,5	900	0,017	2,09	1,33	0,99	1,12	0,84	2,35	752	0,013	0,31	0,07	0,647	vérifié
I15-I16	50	26,8	26,5	25,2	25	0,0044	1,34	945,1	1000	0,017	1,97	1,55	0,86	1,11	0,72	2,19	715	0,011	0,3	0,065	0,59	vérifié
I16-I17	50	26,5	26,5	25	24,8	0,0034	1,35	996,4	1000	0,017	1,74	1,36	0,99	1,12	0,84	1,95	843	0,012	0,31	0,069	0,535	vérifié
I17-I18	50	26,5	26,3	24,8	24,6	0,0054	1,38	920,2	1000	0,017	2,19	1,72	0,8	1,1	0,67	2,41	673	0,01	0,29	0,063	0,641	vérifié
I18-H14	31,5	26,3	26,2	24,6	24,4	0,0054	1,4	925	1000		2,19	1,72	0,81	1,1	0,68	2,41	680	0	0,23	0,036	0,495	vérifié

Tableau 6.5 : Calcul hydraulique de la conduite A

Tronçon	L(m)	C _{amont}	C _{aval}	C _{Ramont}	C _{Raval}	Pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{norm} (mm)	Q _{eu} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)	R _{qmin}	R _{vmin}	R _{hmin}	V _{min} (m/s)	Autocurage
A1-A1a	87,6	31	30,7	29,8	29,4	0,0038	3,1	1335	1200	0,065	2,06	2,33	1,33	-0,7	0,64	-1,5	765	0,028	0,4	0,105	0,817	vérifié
A2-A3	64	30,7	30,5	29,4	28,5	0,0145	3,25	1054	1200	0,065	4,05	4,58	0,71	1,09	0,62	4,42	743	0,014	0,32	0,074	1,294	vérifié
A3-A4	40	30,5	29,7	28,5	28,1	0,0095	3,4	1161	1200	0,066	3,28	3,71	0,92	1,12	0,76	3,66	917	0,018	0,34	0,082	1,115	vérifié
A4-A5	40	29,7	28,9	28,1	27,2	0,022	3,54	1008	1200	0,066	4,99	5,64	0,63	1,07	0,58	5,32	692	0,012	0,3	0,067	1,516	vérifié
A5-A5a	50	28,9	27,6	27,2	26,4	0,0166	4,29	1141	1200	0,074	4,33	4,9	0,88	1,11	0,73	4,81	872	0,015	0,33	0,076	1,409	vérifié
A5a-A5b	50	27,6	27,4	26,4	25,6	0,0156	4,33	1158	1200	0,075	4,2	4,75	0,91	1,12	0,76	4,69	911	0,016	0,33	0,077	1,38	vérifié
A5b-A5c	50	27,4	27,5	25,6	25,6	0,0008	0,22	666	700	0,075	0,66	0,26	0,88	1,11	0,73	0,74	510	0,294	0,86	0,369	0,573	vérifié
A5c-A5d	50	27,5	27,6	25,6	25,5	0,0014	0,26	638,5	700	0,075	0,88	0,34	0,78	1,1	0,66	0,97	463	0,222	0,82	0,324	0,72	vérifié
A5d-A6	50	27,6	27,6	25,5	25,5	0,0014	0,31	673,8	700	0,075	0,88	0,34	0,9	1,12	0,75	0,98	527	0,223	0,82	0,324	0,72	vérifié
A6-A6a	48	27,6	27,6	25,5	25,4	0,0017	0,35	683,6	700	0,075	0,96	0,37	0,94	1,12	0,79	1,07	551	0,204	0,81	0,312	0,773	vérifié
A6a-A6b	48	27,6	27,5	25,4	25,3	0,0021	0,39	683,5	700	0,076	1,07	0,41	0,94	1,12	0,79	1,2	551	0,183	0,79	0,298	0,845	vérifié
A6b-A7	48	27,5	27,5	25,3	25,1	0,0029	0,43	666,3	700	0,076	1,27	0,49	0,88	1,11	0,73	1,41	510	0,156	0,76	0,277	0,962	vérifié
A7-A8	60	27,5	27,5	25,1	25,1	0,0013	0,47	798,5	800	0,076	0,94	0,47	1	1,12	0,85	1,05	678	0,162	0,77	0,282	0,718	vérifié
A8-A9	49	27,5	27,4	25,1	25	0,002	0,51	760,7	800	0,076	1,16	0,58	0,88	1,11	0,73	1,29	581	0,131	0,72	0,256	0,839	vérifié
A9-A10	56	27,4	27,4	25	24,8	0,002	0,55	788,6	800	0,077	1,14	0,57	0,96	1,12	0,81	1,28	649	0,134	0,73	0,259	0,829	vérifié
A10-A10a	50	27,4	26,3	24,8	24,7	0,0026	0,59	768,5	800	0,077	1,31	0,66	0,9	1,11	0,75	1,46	598	0,117	0,7	0,242	0,914	vérifié
A10a-A10b	53	26,3	26,3	24,7	24,5	0,0032	0,66	770,9	800	0,078	1,45	0,73	0,91	1,12	0,75	1,62	604	0,107	0,68	0,231	0,985	vérifié
A10b-A10c	57	26,3	26,2	24,5	24,4	0,0033	0,73	795,1	800	0,08	1,48	0,74	0,99	1,12	0,84	1,66	668	0,107	0,68	0,231	1,004	vérifié
A10c-A11	50	26,2	25,8	24,4	24,1	0,0048	0,8	768,7	800	0,081	1,78	0,89	0,9	1,11	0,75	1,98	599	0,091	0,64	0,212	1,134	vérifié
A11-A12	23,5	25,8	25,7	24,1	24,1	0,0026	0,87	893,1	900	0,082	1,4	0,89	0,98	1,12	0,83	1,57	748	0,092	0,64	0,214	0,901	vérifié
A12-A13	32	25,7	25,5	24,1	23,9	0,0034	0,95	869,7	900	0,084	1,63	1,03	0,91	1,12	0,76	1,82	685	0,081	0,61	0,199	0,993	vérifié
A13-A14	48,9	25,5	25,1	23,9	23,8	0,0037	1,02	882,1	900	0,085	1,68	1,07	0,95	1,12	0,8	1,89	717	0,079	0,61	0,197	1,02	vérifié
A14-A15	27,4	25,1	24,8	23,8	23,6	0,0051	1,09	850,8	900	0,086	1,98	1,26	0,86	1,11	0,72	2,2	644	0,068	0,57	0,181	1,132	vérifié
A15-A16	68,7	24,8	24,5	23,6	23,3	0,0047	1,16	886,4	900	0,088	1,89	1,2	0,96	1,12	0,81	2,12	728	0,073	0,59	0,187	1,108	vérifié
A16-A17	54,2	24,5	24,1	23,3	22,9	0,007	1,23	839,4	900	0,089	2,32	1,48	0,83	1,11	0,69	2,57	624	0,06	0,54	0,167	1,258	vérifié
A17-A18	53,6	24,1	24,1	22,9	22,6	0,0058	1,28	883,4	900	0,09	2,11	1,34	0,95	1,12	0,8	2,37	720	0,067	0,57	0,179	1,196	vérifié
A18-A18a	45	24,1	24,3	22,6	22,5	0,0031	1,28	993,7	1000	0,172	1,66	1,3	0,98	1,12	0,83	1,86	835	0,132	0,72	0,256	1,203	vérifié

Tableau 6.6 : Calcul hydraulique de la conduite J

Tronçon	L(m)	Camont	Caval	CRamont	CRaval	Pente (m/m)	Q (m3/s)	Dcal (mm)	Dnorm (mm)	Qeu (m3/s)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Rqmin	Rvmin	Rhmin	Vmin (m/s)	Autocurage
J1-J2	15,2	30,2	29,3	29,2	27,9	0,0443	0,17	282,9	500	2E-04	3,95	0,78	0,22	0,82	0,32	3,23	161	3E-04	0,23	0,037	0,901	vérifié
J2-J3	49,1	29,3	29,1	27,9	27,7	0,0079	0,29	476,9	500	4E-04	1,66	0,33	0,88	1,11	0,73	1,85	366	0,001	0,23	0,039	0,39	vérifié
J3-J4	44,2	29,1	29,2	27,7	27,5	0,0048	0,33	548,3	600	5E-04	1,47	0,42	0,79	1,1	0,66	1,62	398	0,001	0,23	0,039	0,345	vérifié
J4-J5	15	29,2	29,3	27,5	27,4	0,0055	0,36	553,6	600	8E-04	1,57	0,44	0,81	1,1	0,68	1,73	406	0,002	0,24	0,041	0,374	vérifié
J5-J5a	48	29,3	29,2	27,4	27,2	0,0062	0,41	570,4	600	0,001	1,66	0,47	0,88	1,11	0,73	1,85	436	0,002	0,24	0,042	0,403	vérifié
J5a-J6	48	29,2	28,9	27,3	27,1	0,0069	0,43	569	600	0,001	1,75	0,5	0,87	1,11	0,72	1,95	433	0,003	0,24	0,043	0,429	vérifié
J6-J7	73	28,9	28,8	27,1	26,8	0,0079	0,5	584,3	600	0,001	1,88	0,53	0,93	1,12	0,78	2,1	468	0,003	0,24	0,043	0,46	vérifié
J7-J8	11,6	28,8	28,5	26,8	26,6	0,0076	0,51	595,4	600	0,001	1,85	0,52	0,98	1,12	0,83	2,08	498	0,003	0,24	0,043	0,453	vérifié
J8-J9	35,2	28,5	27,9	26,6	26,3	0,0112	0,58	581,4	600	0,002	2,24	0,63	0,92	1,12	0,77	2,51	461	0,003	0,24	0,043	0,547	vérifié
J9-J10	69,1	27,9	28	26,3	26,1	0,0086	0,76	675,2	700	0,002	2,18	0,84	0,91	1,12	0,76	2,43	530	0,002	0,24	0,042	0,523	vérifié
J10-J11	26,5	28	27,9	26,1	25,8	0,0111	0,82	660,3	700	0,002	2,47	0,95	0,86	1,11	0,71	2,74	498	0,002	0,24	0,042	0,594	vérifié
J11-J11a	50	27,9	27,4	25,8	25,4	0,0115	0,84	664,3	700	0,002	2,52	0,97	0,87	1,11	0,72	2,79	506	0,002	0,24	0,042	0,607	vérifié
J11a-J12	50	27,4	27,1	25,4	25,1	0,0109	0,85	673,7	700	0,002	2,45	0,94	0,9	1,12	0,75	2,74	526	0,002	0,24	0,042	0,593	vérifié
J12-J13	65,8	27,1	26,3	25,1	24,8	0,0139	0,98	678,6	700	0,003	2,76	1,06	0,92	1,12	0,77	3,09	538	0,002	0,24	0,043	0,67	vérifié
J13-J14	54,4	26,3	26	24,9	24,5	0,0171	1,05	669,4	700	0,003	3,07	1,18	0,89	1,11	0,74	3,42	517	0,002	0,24	0,042	0,743	vérifié

J15-J15a	40	26,6	26,8	25,8	25,7	0,0038	0,09	354	600	0,001	1,3	0,37	0,25	0,84	0,34	1,08	203	0,004	0,25	0,047	0,328	vérifié
J15a-J15b	40	26,8	27	25,7	25,6	0,0037	0,1	361,8	600	0,001	1,29	0,37	0,26	0,84	0,35	1,09	209	0,004	0,25	0,047	0,327	vérifié
J15b-J16	40	27	26,9	25,6	25,5	0,0033	0,11	389	600	0,002	1,22	0,35	0,32	0,88	0,38	1,07	230	0,005	0,26	0,05	0,318	vérifié
J16-J17	44,9	26,9	26,6	25,5	25,4	0,0037	0,19	470,1	600	0,002	1,29	0,37	0,52	1,01	0,52	1,31	310	0,006	0,27	0,052	0,343	vérifié
J17-J18	71,2	26,6	26,6	25,4	25,3	0,003	0,23	521,3	600	0,002	1,16	0,33	0,69	1,09	0,61	1,26	365	0,007	0,28	0,056	0,32	vérifié
J18-J19	46,4	26,6	26,1	25,3	25	0,0113	0,36	486,4	600	0,003	2,25	0,64	0,57	1,04	0,55	2,34	328	0,004	0,26	0,048	0,577	vérifié
J19-J19a	45	26,1	26	25	24,8	0,0096	0,37	503,8	600	0,003	2,07	0,59	0,63	1,07	0,58	2,21	346	0,005	0,26	0,05	0,541	vérifié
J19a-J19b	45	26	25,8	24,8	24,5	0,01	0,37	500,1	600	0,003	2,12	0,6	0,62	1,06	0,57	2,25	342	0,005	0,26	0,05	0,555	vérifié
J19b-J20	45	25,8	25,6	24,5	24,4	0,0043	0,37	588,7	600	0,003	1,38	0,39	0,95	1,12	0,8	1,55	479	0,008	0,28	0,058	0,387	vérifié
J20-L1	51,4	25,6	25,4	24,4	24	0,0076	0,38	529,9	600		1,84	0,52	0,72	1,09	0,62	2,01	375	0	0,23	0,036	0,417	vérifié

Tableau 6.7 : Calcul hydraulique de la conduite E

Tronçon	L(m)	C _{amont}	C _{aval}	C _{Ramont}	C _{Raval}	Pente (m/m)	Q (m3/s)	D _{cal} (mm)	D _{norm} (mm)	Q _{eu} (m3/s)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m3/s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)	R _{qmin}	R _{vmin}	R _{hmin}	V _{min} (m/s)	Autocurage
E1-E2	59,2	27	27,1	26	25,6	0,0068	0,3	496,8	500	0,001	1,54	0,3	0,98	1,12	0,83	1,73	417	0,005	0,26	0,049	0,398	vérifié
E2-E3	89,2	27,1	27,9	25,6	25,4	0,0022	0,47	723,1	800	0,002	1,21	0,61	0,76	1,1	0,65	1,33	520	0,004	0,25	0,046	0,306	vérifié
E3-E4	54,4	27,9	27,8	25,4	25,2	0,0029	0,51	709,8	800	0,003	1,39	0,7	0,73	1,09	0,63	1,52	503	0,004	0,25	0,047	0,352	vérifié
E4-E5	69,7	27,8	27,8	25,2	25,1	0,002	0,52	766,9	800	0,003	1,15	0,58	0,89	1,11	0,74	1,28	595	0,006	0,26	0,051	0,304	vérifié
E5-E6	47,8	27,8	27,7	25,1	25	0,0025	0,56	759,4	800	0,004	1,29	0,65	0,87	1,11	0,72	1,43	579	0,006	0,27	0,052	0,341	vérifié
E6-E7	78,7	27,7	27,7	25	24,8	0,0018	0,59	824,9	900	0,004	1,17	0,74	0,79	1,1	0,67	1,29	601	0,006	0,26	0,051	0,309	vérifié
E7-E8	80	27,7	27,8	24,8	24,7	0,0023	0,66	824,1	900	0,005	1,32	0,84	0,79	1,1	0,67	1,45	600	0,005	0,26	0,051	0,346	vérifié
E8-E9	40,5	27,8	28	24,7	24,6	0,0017	0,73	895,9	900	0,005	1,15	0,73	0,99	1,12	0,84	1,29	756	0,006	0,27	0,054	0,311	vérifié
E9-E10	59,7	28	27,5	24,6	24,5	0,0018	0,78	911,1	900	0,005	1,19	0,76	1,03	1,11	0,89	1,33	803	0,006	0,27	0,053	0,321	vérifié
E10-E11	40,7	27,5	27,1	24,5	24,4	0,0025	0,88	902,2	900	0,005	1,38	0,87	1,01	1,12	0,86	1,54	775	0,006	0,27	0,052	0,365	vérifié
E11-E12	26,9	27,1	27	24,4	24,3	0,003	0,94	890,7	900	0,005	1,51	0,96	0,97	1,12	0,82	1,7	741	0,005	0,26	0,051	0,399	vérifié
E12-E13	29,2	27	26,9	24,3	24,2	0,0048	0,98	826,6	900	0,005	1,92	1,22	0,8	1,1	0,67	2,12	603	0,004	0,26	0,048	0,493	vérifié
E13-E14	25,8	26,9	26,6	24,2	23,9	0,0093	1,02	742,5	900	0,005	2,68	1,7	0,6	1,05	0,56	2,82	505	0,003	0,25	0,045	0,665	vérifié
E14-E15	42,2	26,6	26,5	23,9	23,8	0,0033	1,06	913,6	900	0,006	1,6	1,02	1,04	1,11	0,9	1,78	811	0,006	0,26	0,051	0,423	vérifié

Tableau 6.8 : Calcul hydraulique de la conduite F

Tronçon	L(m)	C _{amont}	C _{aval}	C _{Ramont}	C _{Raval}	Pente (m/m)	Q (m3/s)	D _{cal} (mm)	D _{norm} (mm)	Q _{eu} (m3/s)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m3/s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)	R _{qmin}	R _{vmin}	R _{hmin}	V _{min} (m/s)	Autocurage
F1-F2	49,3	27,8	27,8	26,6	26,4	0,0049	0,52	651,5	700	0,004	1,64	0,63	0,83	1,11	0,69	1,81	483	0,006	0,27	0,053	0,44	vérifié
F2-F3	40,4	27,8	27,6	26,4	26,2	0,0037	0,56	702,8	700	0,004	1,43	0,55	1,01	1,12	0,87	1,6	606	0,008	0,28	0,057	0,399	vérifié
F3-F4	32,1	27,6	27,3	26,2	26,1	0,0056	0,59	664,3	700	0,004	1,76	0,68	0,87	1,11	0,72	1,95	506	0,006	0,27	0,053	0,474	vérifié
F4-F5	30,9	27,3	27,1	26,1	25,9	0,0049	0,61	691,5	700	0,005	1,63	0,63	0,97	1,12	0,82	1,83	573	0,007	0,28	0,056	0,451	vérifié
F5-F6	35	27,1	27	25,9	25,7	0,0069	0,66	668,7	800	0,005	2,12	1,07	0,62	1,06	0,57	2,26	458	0,004	0,26	0,048	0,546	vérifié
F6-F7	35,4	27	26,9	25,7	25,4	0,0065	0,69	687,2	800	0,005	2,07	1,04	0,67	1,08	0,6	2,23	478	0,005	0,26	0,05	0,538	vérifié
F7-F8	27,5	26,9	26,8	25,4	25,2	0,0076	0,73	680,2	800	0,005	2,24	1,13	0,65	1,07	0,59	2,41	470	0,005	0,26	0,049	0,58	vérifié
F8-F9	28,5	26,8	26,3	25,2	25	0,0091	0,76	668,5	800	0,005	2,45	1,23	0,62	1,06	0,57	2,61	458	0,004	0,26	0,048	0,627	vérifié
F9-F10	25,1	26,3	26,1	25	24,7	0,0092	0,78	671,5	800	0,005	2,46	1,23	0,63	1,07	0,58	2,62	461	0,004	0,26	0,048	0,63	vérifié

Tableau 6.9 : Calcul hydraulique de la conduite D

Tronçon	L(m)	Camont	Caval	CRamont	CRaval	Pente (m/m)	Q (m3/s)	Dcal (mm)	Dnorm (mm)	Qeu (m3/s)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Rqmin	Rvmin	Rhmin	Vmin (m/s)	Autocurage
D1-D2	17	29	28,9	28	27,8	0,0118	0,77	640,5	700	4E-04	2,55	0,98	0,79	1,1	0,67	2,8	466	4E-04	0,23	0,037	0,583	vérifié
D2-D3	23	28,9	28,8	27,8	27,6	0,0083	0,79	689	700	8E-04	2,13	0,82	0,96	1,12	0,81	2,39	565	1E-03	0,23	0,039	0,497	vérifié
D3-D4	12	28,8	28,7	27,6	27,5	0,01	0,79	665,7	700	0,001	2,35	0,9	0,88	1,11	0,73	2,61	509	0,001	0,24	0,04	0,552	vérifié
D4-D5	10	28,7	28,5	27,5	27,3	0,016	0,8	611,6	700	0,002	2,97	1,14	0,7	1,09	0,61	3,23	430	0,001	0,24	0,04	0,7	vérifié
D5-D6	14	28,5	28,4	27,3	27,2	0,0093	0,81	679,5	700	0,002	2,26	0,87	0,93	1,12	0,77	2,53	540	0,002	0,24	0,042	0,547	vérifié
D6-D7	8	28,4	28,4	27,2	27,1	0,0125	0,81	644,7	700	0,002	2,62	1,01	0,8	1,1	0,67	2,89	472	0,002	0,24	0,042	0,636	vérifié
D7-D8	9	28,4	28,4	27,1	27	0,0089	0,82	689,5	700	0,003	2,21	0,85	0,96	1,12	0,81	2,48	567	0,003	0,25	0,045	0,55	vérifié
D8-D9	14	28,4	28,3	27	26,9	0,0086	0,83	696,1	700	0,003	2,17	0,84	0,99	1,12	0,84	2,44	586	0,004	0,25	0,046	0,548	vérifié
D9-D10	17	28,3	28,3	26,9	26,7	0,0112	0,83	664,1	700	0,004	2,48	0,95	0,87	1,11	0,72	2,76	506	0,004	0,25	0,046	0,624	vérifié
D10-D11	11	28,3	28,5	26,7	26,6	0,0109	0,85	671,7	700	0,004	2,45	0,94	0,9	1,11	0,75	2,73	522	0,004	0,25	0,047	0,625	vérifié
D11-D12	10	28,5	28,5	26,6	26,4	0,015	0,85	634,4	700	0,004	2,87	1,11	0,77	1,1	0,65	3,16	457	0,004	0,25	0,047	0,727	vérifié
D12-D13	19	28,5	28,7	26,4	26,2	0,0132	0,86	651,9	700	0,005	2,69	1,04	0,83	1,11	0,69	2,98	483	0,005	0,26	0,048	0,693	vérifié
D13-D14	19	28,7	28,2	26,2	26	0,0111	0,87	675,6	700	0,005	2,47	0,95	0,91	1,12	0,76	2,75	531	0,005	0,26	0,051	0,649	vérifié
D14-D15	20	28,2	28,1	26	25,7	0,0115	0,87	672,6	700	0,005	2,52	0,97	0,9	1,11	0,75	2,81	524	0,006	0,26	0,051	0,667	vérifié
D15-D16	12	28,1	28,1	25,7	25,6	0,01	0,88	694	700	0,006	2,35	0,9	0,98	1,12	0,83	2,63	580	0,006	0,27	0,054	0,635	vérifié
D16-D17	12	28,1	28,1	25,6	25,5	0,0125	0,9	669,5	700	0,006	2,62	1,01	0,89	1,11	0,74	2,92	517	0,006	0,27	0,053	0,704	vérifié
D17-D18	12	28,1	28	25,5	25,3	0,0167	0,92	638,9	700	0,007	3,03	1,17	0,78	1,1	0,66	3,34	463	0,006	0,27	0,052	0,803	vérifié
D18-D19	20	28	27,9	25,3	25	0,015	0,94	658,2	700	0,007	2,87	1,11	0,85	1,11	0,71	3,19	494	0,006	0,27	0,053	0,775	vérifié
D19-D20	17	27,9	27,7	25	24,7	0,0153	0,96	660,3	700	0,007	2,9	1,12	0,86	1,11	0,71	3,22	498	0,007	0,27	0,054	0,788	vérifié
D20-D21	16	27,7	27,6	24,7	24,4	0,0162	0,96	654,1	700	0,008	2,99	1,15	0,84	1,11	0,7	3,31	487	0,007	0,27	0,055	0,815	vérifié
D21-D22	20	27,6	27,4	24,4	24,3	0,006	0,98	792,4	800	0,008	1,99	1	0,98	1,12	0,83	2,23	660	0,008	0,28	0,058	0,56	vérifié
D22-D23	30	27,4	26,9	24,3	24,1	0,0063	0,98	786,8	800	0,009	2,04	1,03	0,96	1,12	0,81	2,29	644	0,008	0,28	0,059	0,577	vérifié
D23-D24	24	26,9	26,1	24,1	23,9	0,0079	0,99	757,1	800	0,009	2,28	1,15	0,86	1,11	0,72	2,53	574	0,008	0,28	0,057	0,637	vérifié
D24-D25	15	26,1	25,9	23,9	23,8	0,01	1,11	755,1	800	0,009	2,56	1,29	0,86	1,11	0,71	2,85	570	0,007	0,28	0,056	0,707	vérifié
D25-D26	35,8	25,9	25,8	23,8	23,5	0,0078	1,12	795,3	800	0,01	2,27	1,14	0,99	1,12	0,84	2,55	669	0,009	0,28	0,059	0,644	vérifié
D26-D26a	49,1	25,8	25,7	23,5	23,1	0,0081	1,15	795,8	800	0,01	2,31	1,16	0,99	1,12	0,84	2,6	670	0,009	0,29	0,06	0,66	vérifié
D26a-D27	49,1	25,7	25,4	23,1	22,7	0,0081	1,16	797,6	800	0,011	2,31	1,16	0,99	1,12	0,84	2,6	676	0,009	0,29	0,061	0,665	vérifié
D27-G1	37,2	25,4	25,3	22,7	22,2	0,0151	1,56	795,4	800	0,011	3,15	1,58	0,99	1,12	0,84	3,53	669	0,007	0,27	0,055	0,86	vérifié

Tableau 6 .10 : Calcul hydraulique de la conduite K-M-O

Tronçon	L(m)	C _{amont}	C _{aval}	C _{Ramont}	C _{Raval}	Pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{norm} (mm)	Q _{eu} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)	R _{qmin}	R _{vmin}	R _{hmin}	V _{min} (m/s)	Autocurage
K16-M1	61	26,2	26	25,1	24,8	0,0052	0,2	451,1	500	4E-04	1,36	0,27	0,76	1,1	0,65	1,49	324	0,001	0,24	0,04	0,32	vérifié
M1-M2	50	26	25,3	24,8	24,3	0,0109	0,27	435,1	500	7E-04	1,96	0,38	0,69	1,09	0,61	2,13	305	0,002	0,24	0,041	0,47	vérifié
M2-M3	44	25,3	24,6	24,3	23,6	0,0148	0,32	438,6	500	0,001	2,28	0,45	0,71	1,09	0,62	2,48	309	0,003	0,24	0,043	0,556	vérifié
M3-M4	24,2	24,6	25	23,6	23,5	0,0041	0,37	594,2	600	0,002	1,36	0,38	0,98	1,12	0,83	1,52	495	0,004	0,25	0,047	0,344	vérifié
M4-M5	40	25	25,2	23,5	23,4	0,0026	0,41	666,8	700	0,002	1,2	0,46	0,88	1,11	0,73	1,34	511	0,004	0,25	0,047	0,306	vérifié
M5-M6	32,8	25,2	25,3	23,4	23,3	0,0027	0,43	676,2	700	0,002	1,23	0,47	0,91	1,12	0,76	1,37	532	0,005	0,26	0,049	0,319	vérifié
M6-M7	17,1	25,3	25,4	23,3	23,3	0,0035	0,49	674,4	700	0,003	1,39	0,53	0,91	1,12	0,75	1,55	528	0,005	0,26	0,05	0,362	vérifié
M7-M8	25,8	25,4	25,3	23,3	23,1	0,0043	0,51	663	700	0,003	1,53	0,59	0,87	1,11	0,72	1,7	504	0,005	0,26	0,05	0,401	vérifié
M8-01	16,5	25,3	25,1	23,1	23	0,0073	0,54	613,3	700	0,003	2	0,77	0,7	1,09	0,62	2,18	431	0,004	0,26	0,048	0,514	vérifié
O1-O2	35	25,1	25	23	22,8	0,006	0,63	673,9	700	0,004	1,82	0,7	0,9	1,12	0,75	2,03	527	0,005	0,26	0,051	0,479	vérifié
O2-O3	39,2	25	24,8	22,8	22,6	0,0061	0,68	691,1	700	0,004	1,84	0,71	0,97	1,12	0,82	2,06	571	0,006	0,27	0,052	0,49	vérifié
O3-O4a	50	24,8	24,2	22,6	22,2	0,007	0,73	691	700	0,005	1,96	0,76	0,97	1,12	0,82	2,2	571	0,006	0,27	0,053	0,525	vérifié
O4a-O4	50	24,2	23,7	22,2	21,9	0,0068	0,74	698,7	700	0,005	1,93	0,74	1	1,12	0,85	2,17	594	0,006	0,27	0,053	0,519	vérifié
O4-O5	50	23,7	23,6	21,9	21,7	0,0038	0,76	787,8	800	0,005	1,58	0,79	0,96	1,12	0,81	1,77	647	0,006	0,27	0,053	0,425	vérifié

Tableau 6 .11 : Calcul hydraulique de la conduite G

Tronçon	L(m)	C _{amont}	C _{aval}	C _{Ramont}	C _{Raval}	Pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{norm} (mm)	Q _{eu} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)	R _{qmin}	R _{vmin}	R _{hmin}	V _{min} (m/s)	Autocurage
G1-G2	50	23,7	23,5	22,5	22,2	0,0073	9,53	1796	2000	0,152	4,04	12,7	0,75	1,1	0,64	4,43	1285	0,012	0,31	0,068	1,233	vérifié
G2-G3	50	23,5	23,3	22,2	21,8	0,0075	9,53	1787	2000	0,152	4,09	12,9	0,74	1,1	0,64	4,48	1273	0,012	0,3	0,068	1,246	vérifié

Tableau 6.12 : Calcul hydraulique de la conduite H

Tronçon	L(m)	C _{amont}	C _{aval}	C _{Ramont}	C _{Raval}	Pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{norm} (mm)	Q _{eu} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)	R _{qmin}	R _{vmin}	R _{hmin}	V _{min} (m/s)	Autocurage
H1-H2	77	27,9	27,8	26,1	25,9	0,0025	2,53	1338	1500	0,018	1,94	3,42	0,74	1,09	0,64	2,12	953	0,005	0,26	0,05	0,507	vérifié
H2-H3	65	27,8	27,6	25,9	25,7	0,0026	2,53	1324	1500	0,018	1,99	3,52	0,72	1,09	0,62	2,18	936	0,005	0,26	0,05	0,52	vérifié
H3-H4	64	27,6	27,4	25,7	25,6	0,0022	2,53	1369	1500	0,018	1,82	3,22	0,78	1,1	0,66	2,01	993	0,005	0,26	0,051	0,481	vérifié
H4-H5	44	27,4	27,3	25,6	25,5	0,0025	2,53	1335	1500	0,018	1,95	3,45	0,73	1,09	0,63	2,13	949	0,005	0,26	0,05	0,51	vérifié
H5-H6	56	27,3	27,3	25,5	25,4	0,0021	2,53	1374	1500	0,018	1,81	3,19	0,79	1,1	0,67	1,99	1000	0,006	0,26	0,051	0,477	vérifié
H6-H6a	49	27,3	27,2	25,4	25,3	0,002	2,9	1460	1500	0,018	1,76	3,11	0,93	1,12	0,78	1,97	1167	0,006	0,27	0,052	0,468	vérifié
H6a-H7	49	27,2	27,1	25,3	25,2	0,0022	2,9	1434	1500	0,018	1,85	3,27	0,89	1,11	0,74	2,06	1106	0,005	0,26	0,051	0,488	vérifié
H7-H8	49,4	27,1	27,1	25,2	25	0,0026	2,9	1392	1500	0,018	2	3,54	0,82	1,11	0,68	2,21	1027	0,005	0,26	0,05	0,522	vérifié
H8-H9	13,1	27,1	27	25	25	0,0023	2,9	1429	1500	0,018	1,87	3,3	0,88	1,11	0,73	2,08	1095	0,005	0,26	0,051	0,492	vérifié
H9-H10	50,6	27	26,9	25	24,9	0,0024	2,9	1419	1500	0,018	1,9	3,36	0,86	1,11	0,72	2,11	1076	0,005	0,26	0,051	0,499	vérifié
H10-H11	49,5	26,9	26,7	24,9	24,8	0,0024	2,9	1413	1500	0,018	1,92	3,39	0,85	1,11	0,71	2,13	1065	0,005	0,26	0,051	0,504	vérifié
H11-H12	50,3	26,7	26,5	24,8	24,7	0,0022	2,9	1441	1500	0,018	1,82	3,22	0,9	1,11	0,75	2,03	1122	0,006	0,26	0,051	0,482	vérifié
H12-H13	51,9	26,5	26,5	24,7	24,5	0,0025	2,9	1405	1500	0,018	1,95	3,45	0,84	1,11	0,7	2,16	1049	0,005	0,26	0,05	0,511	vérifié
H13-H14	50,5	26,5	26,2	24,5	24,4	0,0034	2,9	1329	1500	0,018	2,26	4	0,73	1,09	0,63	2,47	942	0,004	0,26	0,048	0,582	vérifié
H14-H15	49,2	26,2	25,5	24,4	24,1	0,0047	4,27	1445	1500	0,035	2,67	4,71	0,91	1,12	0,75	2,98	1130	0,007	0,28	0,056	0,738	vérifié
H15-H16	79,7	25,5	25,8	24,1	23,8	0,0043	4,28	1471	1500	0,035	2,55	4,5	0,95	1,12	0,8	2,86	1197	0,008	0,28	0,057	0,711	vérifié
H16-H17	61,3	25,8	25,7	23,8	23,6	0,0038	4,29	1508	1500	0,035	2,39	4,22	1,02	1,12	0,87	2,67	1306	0,008	0,28	0,059	0,676	vérifié
H17-H18	40	25,7	25,6	23,6	23,5	0,0022	4,3	1661	1800	0,035	2,09	5,32	0,81	1,1	0,68	2,31	1219	0,007	0,27	0,054	0,567	vérifié
H18-H19	30,8	25,6	25,6	23,5	23,4	0,0029	5,34	1716	1800	0,038	2,38	6,06	0,88	1,11	0,73	2,65	1317	0,006	0,27	0,053	0,64	vérifié
H19-H20	55,9	25,6	25,5	23,4	23,2	0,0027	5,36	1746	1800	0,038	2,28	5,81	0,92	1,12	0,77	2,55	1386	0,007	0,27	0,054	0,618	vérifié
H20-H21	18,1	25,5	25,5	23,2	23,2	0,0033	5,38	1680	1800	0,038	2,54	6,45	0,83	1,11	0,69	2,81	1250	0,006	0,27	0,052	0,676	vérifié
H21-H22	31,4	25,5	25,4	23,2	23,1	0,0026	5,4	1767	1800	0,038	2,22	5,66	0,95	1,12	0,8	2,49	1442	0,007	0,27	0,054	0,605	vérifié
H22-H23	35,5	25,4	25,4	23,1	23	0,0028	5,42	1737	1800	0,038	2,34	5,95	0,91	1,12	0,76	2,61	1365	0,006	0,27	0,054	0,632	vérifié
H23-H24	33,5	25,4	25,5	23	22,9	0,0024	5,44	1794	1800	0,038	2,15	5,48	0,99	1,12	0,84	2,42	1520	0,007	0,27	0,055	0,59	vérifié
H24-H25	39	25,5	25,3	22,9	22,8	0,0026	5,46	1773	1800	0,039	2,23	5,68	0,96	1,12	0,81	2,5	1458	0,007	0,27	0,055	0,608	vérifié
H25-H26	35	25,3	25,3	22,8	22,7	0,0031	5,48	1709	1800	0,039	2,47	6,28	0,87	1,11	0,72	2,74	1303	0,006	0,27	0,053	0,663	vérifié
H26-H27	35,8	25,3	25,3	22,7	22,6	0,0028	5,5	1750	1800	0,039	2,33	5,92	0,93	1,12	0,78	2,6	1395	0,007	0,27	0,054	0,631	vérifié
H27-H28	36,4	25,3	25,3	22,6	22,5	0,0027	5,52	1758	1800	0,039	2,31	5,87	0,94	1,12	0,79	2,58	1415	0,007	0,27	0,054	0,627	vérifié
H28-H29	37,5	25,3	25,3	22,5	22,4	0,0029	5,54	1738	1800	0,039	2,39	6,07	0,91	1,12	0,76	2,66	1368	0,006	0,27	0,054	0,645	vérifié

Tableau 6 .13 : Calcul hydraulique de la conduite P

Tronçon	L(m)	C _{amont}	C _{aval}	C _{Ramont}	C _{Raval}	Pente (m/m)	Q (m3/s)	D _{cal} (mm)	D _{norm} (mm)	Q _{eu} (m3/s)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m3/s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)	R _{qmin}	R _{vmin}	R _{hmin}	V _{min} (m/s)	Autocurage
P1-P2	41	25,3	25,2	24,3	24,2	0,0024	0,1	399,4	400	6E-04	0,8	0,1	1	1,12	0,85	0,9	340	0,006	0,27	0,053	0,215	vérifié
P2-P3	53,8	25,2	25,2	24,2	24	0,0033	0,17	459,2	500	0,001	1,08	0,21	0,8	1,1	0,67	1,2	335	0,006	0,27	0,053	0,29	vérifié
P3-P4	21,8	25,2	25	24	24	0,0032	0,2	488,2	500	0,002	1,06	0,21	0,94	1,12	0,79	1,19	393	0,009	0,29	0,061	0,306	vérifié
P4-P5	26,3	25	24,8	24	23,9	0,0038	0,21	487,1	500	0,003	1,16	0,23	0,93	1,12	0,78	1,29	390	0,011	0,3	0,066	0,349	vérifié
P5-P6	17,7	24,8	24,8	23,9	23,8	0,0045	0,24	490,1	500	0,003	1,26	0,25	0,95	1,12	0,8	1,41	398	0,013	0,31	0,071	0,393	vérifié
P6-P7	18,6	24,8	24,7	23,8	23,6	0,0086	0,26	453,8	500	0,004	1,74	0,34	0,77	1,1	0,65	1,91	327	0,011	0,3	0,066	0,524	vérifié
P7-P8	13,6	24,7	24,7	23,6	23,5	0,0088	0,31	477,3	500	0,005	1,76	0,35	0,88	1,11	0,73	1,96	367	0,013	0,31	0,071	0,55	vérifié
P8-P9	35,5	24,7	24,6	23,5	23,4	0,0025	0,32	614	700	0,005	1,18	0,45	0,71	1,09	0,62	1,29	432	0,011	0,3	0,066	0,356	vérifié

P9-P10	30	24,6	24,5	23,4	23,3	0,0027	0,41	667,9	700	1E-04	1,21	0,47	0,88	1,11	0,73	1,35	513	3E-04	0,23	0,037	0,276	vérifié
P10-P11	30	24,5	24,4	23,3	23,2	0,004	0,49	662,1	700	3E-04	1,48	0,57	0,86	1,11	0,72	1,65	502	5E-04	0,23	0,037	0,341	vérifié
P11-P12	37	24,4	24,3	23,2	23,1	0,0043	0,58	691,7	700	6E-04	1,54	0,59	0,97	1,12	0,82	1,73	573	0,001	0,23	0,039	0,36	vérifié
P12-P13	22	24,3	24,1	23,1	22,9	0,005	0,63	696,5	700	7E-04	1,66	0,64	0,99	1,12	0,84	1,86	587	0,001	0,23	0,039	0,388	vérifié
P13-P14	20	24,1	24,1	22,9	22,9	0,0015	0,67	892,2	900	0,001	1,07	0,68	0,98	1,12	0,83	1,21	745	0,001	0,24	0,04	0,254	vérifié
P14-P15	36	24,1	24	22,9	22,8	0,0039	0,8	797,3	800	0,001	1,6	0,8	0,99	1,12	0,84	1,8	675	0,001	0,24	0,04	0,377	vérifié
P15-P16	25	24	23,8	22,8	22,6	0,0056	0,81	747,1	800	0,001	1,92	0,96	0,83	1,11	0,69	2,12	556	0,001	0,24	0,039	0,451	vérifié
P16-P17	25	23,8	23,6	22,6	22,5	0,0044	0,83	792,1	800	0,001	1,7	0,86	0,98	1,12	0,82	1,91	659	0,001	0,24	0,04	0,402	vérifié
P17-P18	30	23,6	23,6	22,5	22,4	0,005	0,87	784,6	800	0,001	1,81	0,91	0,95	1,12	0,8	2,03	638	0,001	0,24	0,04	0,429	vérifié
P18-P19	35	23,6	23,4	22,4	22,2	0,0037	0,89	836	900	0,001	1,69	1,08	0,82	1,11	0,69	1,87	618	0,001	0,23	0,039	0,397	vérifié
P19-P20	10,3	23,4	21,1	22,2	18,7	0,3456	0,91	361,5	700	0,001	13,8	5,31	0,17	0,78	0,29	10,7	203	2E-04	0,23	0,037	3,146	vérifié

Tableau 6 .15: Calcul hydraulique de l'intercepteur R

Tronçon	L(m)	C _{amont}	C _{aval}	C _{Ramont}	C _{Raval}	Pente (m/m)	Q (m3/s)	D _{cal} (mm)	D _{norm} (mm)	Q _{eu} (m3/s)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m3/s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)	R _{qmin}	R _{vmin}	R _{hmin}	V _{min} (m/s)	Autocurage
R1-R2	43,7	23,5	23,4	22	21,9	0,0023	0,76	866,4	900	0,005	1,33	0,84	0,9	1,12	0,75	1,48	677	0,006	0,27	0,052	0,354	vérifié
R2-R3	22,1	23,4	23,1	21,9	21,8	0,0032	0,76	812,8	900	0,005	1,56	0,99	0,76	1,1	0,65	1,72	584	0,005	0,26	0,05	0,407	vérifié
R3-R4	50	23,1	23	21,8	21,6	0,0044	0,82	785,2	900	0,005	1,84	1,17	0,7	1,09	0,61	2	551	0,005	0,26	0,048	0,474	vérifié
R4-R5	49,3	23	22,8	21,6	21,4	0,0036	0,93	856,8	900	0,006	1,66	1,06	0,88	1,11	0,73	1,85	656	0,005	0,26	0,051	0,439	vérifié
R5-R6	52,3	22,8	22,4	21,4	21,2	0,0055	0,98	807,9	900	0,006	2,06	1,31	0,75	1,1	0,64	2,25	578	0,005	0,26	0,049	0,532	vérifié
R6-R7	41,5	22,4	22,2	21,2	21	0,0028	1,02	930	1000	0,006	1,57	1,24	0,83	1,11	0,69	1,74	688	0,005	0,26	0,05	0,412	vérifié
R7-R8	48,3	22,2	22,2	21	20,9	0,0035	1,07	906,8	1000	0,006	1,77	1,39	0,77	1,1	0,65	1,94	654	0,005	0,26	0,049	0,456	vérifié
R8-R9	34,1	22,2	22,2	20,9	20,8	0,0026	1,13	976,9	1000	0,007	1,53	1,2	0,94	1,12	0,79	1,71	788	0,005	0,26	0,051	0,403	vérifié
R9-R10	40,6	22,2	22,1	20,8	20,7	0,0027	1,14	976	1000	0,007	1,55	1,22	0,94	1,12	0,79	1,73	785	0,005	0,26	0,051	0,407	vérifié
R10-R11	47	22,1	22	20,7	20,6	0,0026	1,17	994,9	1000	0,007	1,5	1,18	0,99	1,12	0,84	1,69	839	0,006	0,26	0,051	0,397	vérifié
R11-R12	71,7	22	22,1	20,6	20,4	0,0028	1,2	987,6	1000	0,007	1,57	1,23	0,97	1,12	0,82	1,76	817	0,005	0,26	0,051	0,413	vérifié
R12-R13	15,3	22,1	22,3	20,4	20,3	0,0035	1,22	955,7	1000	0,007	1,75	1,38	0,89	1,11	0,74	1,95	737	0,005	0,26	0,049	0,454	vérifié
R13-R14	41,2	22,3	22	20,3	20,1	0,0041	1,27	940,3	1000	0,007	1,89	1,49	0,85	1,11	0,71	2,1	706	0,005	0,26	0,048	0,488	vérifié
R14-R15	37	22	22	20,1	20	0,0032	1,29	986,8	1000	0,007	1,7	1,33	0,97	1,12	0,81	1,9	815	0,005	0,26	0,05	0,443	vérifié
R15-R16	21,3	22	22	20	19,9	0,0039	1,31	958,7	1000	0,007	1,86	1,46	0,89	1,11	0,74	2,07	743	0,005	0,26	0,049	0,48	vérifié
R16-R17	35,1	22	21,8	19,9	19,8	0,005	1,31	915,6	1000	0,007	2,11	1,66	0,79	1,1	0,67	2,33	666	0,004	0,25	0,047	0,538	vérifié
R17-R18	30,3	21,8	21,5	19,8	19,6	0,0049	1,33	924,5	1000	0,007	2,08	1,63	0,81	1,1	0,68	2,3	679	0,004	0,26	0,048	0,531	vérifié
R18-R19	17	21,5	21,3	19,6	19,5	0,0036	1,33	977,9	1000	0,007	1,8	1,41	0,94	1,12	0,79	2,01	790	0,005	0,26	0,049	0,467	vérifié
R19-R20	19,1	21,3	21,1	19,5	19,4	0,0063	4,27	1367	1500	0,021	3,09	5,46	0,78	1,1	0,66	3,4	990	0,004	0,25	0,046	0,781	vérifié
R20-R21	60,3	21,1	21	19,4	19,2	0,0041	4,27	1478	1500	0,021	2,51	4,44	0,96	1,12	0,81	2,82	1216	0,005	0,26	0,049	0,649	vérifié
R21-R21a	78,8	21	20,8	19,2	18,8	0,0043	4,28	1469	1500	0,021	2,55	4,51	0,95	1,12	0,79	2,86	1191	0,005	0,26	0,049	0,659	vérifié
R21a-R22	39,4	20,8	20,7	18,8	18,6	0,0049	4,28	1435	1500	0,021	2,72	4,81	0,89	1,11	0,74	3,03	1108	0,004	0,26	0,048	0,697	vérifié
R22-R22a	47	20,7	20,6	18,6	18,5	0,004	4,28	1486	1500	0,021	2,48	4,38	0,98	1,12	0,83	2,78	1240	0,005	0,26	0,049	0,642	vérifié
R22a-R23	46,5	20,6	20,6	18,5	18,2	0,006	5,35	1499	1500	0,021	3,03	5,35	1	1,12	0,85	3,4	1278	0,004	0,25	0,047	0,766	vérifié
R23-R24	59,5	20,6	20,5	18,5	18,1	0,0064	5,35	1483	1500	0,021	3,12	5,51	0,97	1,12	0,82	3,5	1230	0,004	0,25	0,046	0,786	vérifié
R24-R25	13,5	20,5	20,5	18,1	18	0,0081	5,36	1417	1500	0,021	3,52	6,22	0,86	1,11	0,72	3,91	1073	0,003	0,25	0,045	0,878	vérifié
R25-R26	47,5	20,5	20,1	18	17,6	0,0067	5,36	1469	1500	0,021	3,2	5,66	0,95	1,12	0,79	3,59	1192	0,004	0,25	0,046	0,805	vérifié
R26-R27	12	20,1	20,1	17,6	17,6	0,0075	5,37	1441	1500	0,021	3,38	5,97	0,9	1,11	0,75	3,77	1122	0,003	0,25	0,046	0,845	vérifié
R27-R28	58	20,1	20	17,6	16,9	0,0119	5,38	1323	1500	0,021	4,25	7,52	0,72	1,09	0,62	4,64	934	0,003	0,25	0,044	1,044	vérifié
R28-R29	51	20	19,7	16,9	16,5	0,0062	5,4	1497	1500	0,021	3,07	5,43	1	1,12	0,85	3,45	1270	0,004	0,25	0,047	0,776	vérifié

Tableau 6.16 : Calcul hydraulique de l'intercepteur C

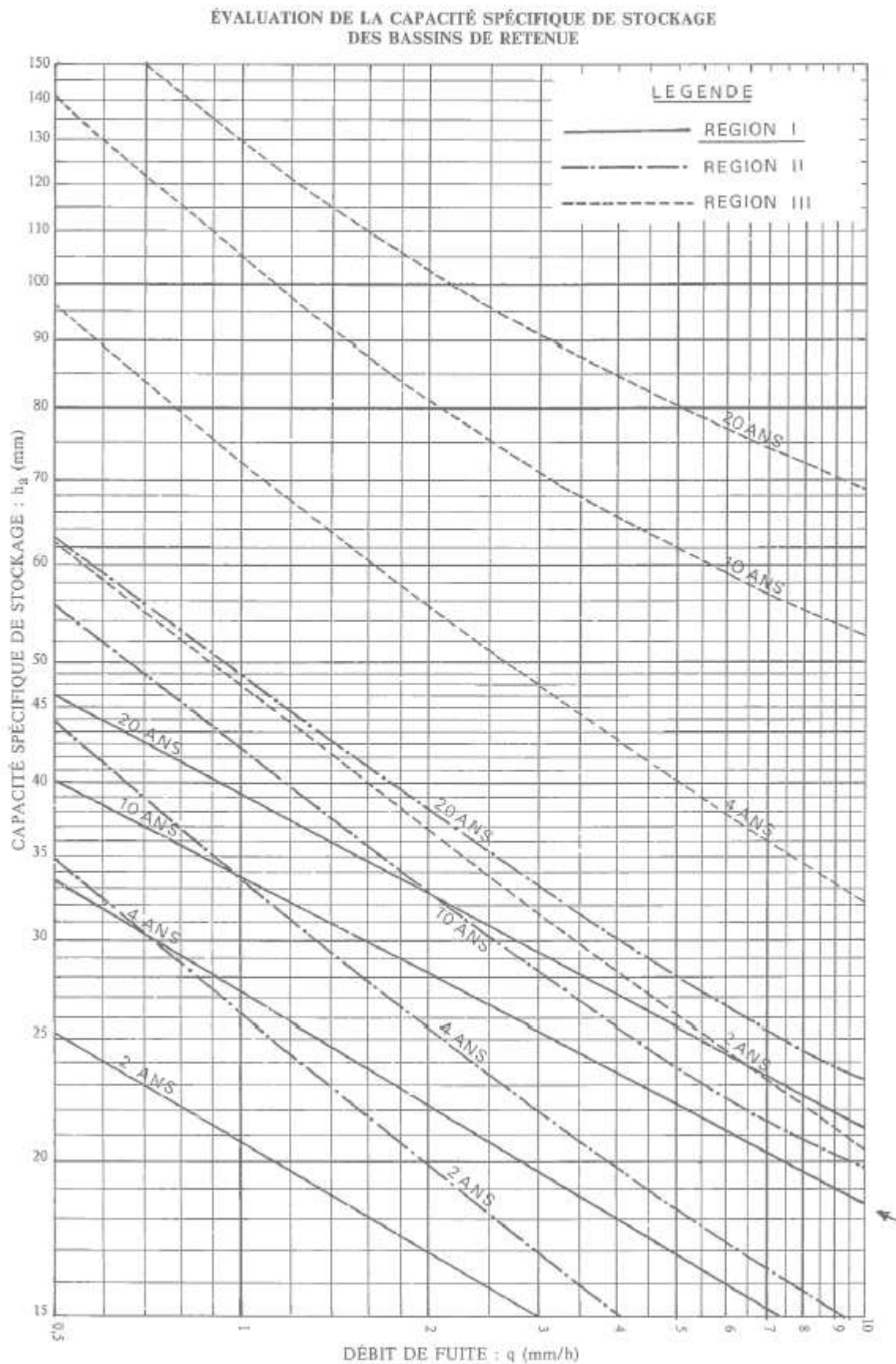
Tronçon	L(m)	C _{amont}	C _{aval}	C _{Ramont}	C _{Raval}	Pente (m/m)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{norm} (mm)	Q _{eu} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (m)	R _{qmin}	R _{vmin}	R _{hmin}	V _{min} (m/s)	Autocurage
C1-C2	44,3	25	24,7	23	22,6	0,0086	10,4	1797	1800	0,152	4,08	10,4	1	1,12	0,85	4,58	1528	0,015	0,32	0,075	1,313	vérifié
C2-C3	31,7	24,7	24,4	22,6	22,3	0,0085	10,4	1799	1800	0,152	4,06	10,3	1	1,12	0,85	4,56	1535	0,015	0,32	0,075	1,309	vérifié
C3-C4	49,9	24,4	24,2	22,3	21,9	0,0088	10,4	1788	1800	0,152	4,14	10,5	0,98	1,12	0,83	4,64	1500	0,014	0,32	0,074	1,326	vérifié
C4-C5	50	24,2	24	21,9	21,5	0,0086	10,4	1796	1800	0,152	4,08	10,4	1	1,12	0,85	4,58	1525	0,015	0,32	0,075	1,314	vérifié
C5-C6	50	24	23,9	21,5	21	0,0086	10,4	1796	1800	0,152	4,08	10,4	1	1,12	0,85	4,58	1525	0,015	0,32	0,075	1,314	vérifié
C6-C7	50,6	23,9	23,7	21	20,6	0,0087	10,4	1792	1800	0,152	4,11	10,5	0,99	1,12	0,84	4,61	1514	0,014	0,32	0,074	1,319	vérifié
C7-C8	60,1	23,7	23,1	20,6	20,1	0,0088	10,4	1788	1800	0,152	4,14	10,5	0,98	1,12	0,83	4,64	1500	0,014	0,32	0,074	1,326	vérifié
C8-C9	52,4	23,1	22,6	20,1	19,6	0,0086	10,4	1797	1800	0,152	4,08	10,4	1	1,12	0,85	4,58	1527	0,015	0,32	0,075	1,313	vérifié
C9-C10	40,8	22,6	22,3	19,6	19,3	0,0086	10,4	1797	1800	0,152	4,08	10,4	1	1,12	0,85	4,58	1528	0,015	0,32	0,075	1,313	vérifié
C10-C11	45,7	22,3	21,9	19,3	18,9	0,0088	10,4	1790	1800	0,152	4,12	10,5	0,99	1,12	0,84	4,63	1508	0,014	0,32	0,074	1,322	vérifié
C11-C12	50	21,9	21,4	18,9	18,4	0,0086	10,4	1796	1800	0,152	4,08	10,4	1	1,12	0,85	4,58	1525	0,015	0,32	0,075	1,314	vérifié
C12-C13	41,6	21,4	21,1	18,4	18,1	0,0087	10,4	1794	1800	0,152	4,1	10,4	0,99	1,12	0,84	4,6	1519	0,015	0,32	0,075	1,317	vérifié
C13-C14	40	21,1	20,7	18,1	17,7	0,0088	10,4	1790	1800	0,152	4,12	10,5	0,99	1,12	0,84	4,62	1508	0,014	0,32	0,074	1,322	vérifié
C14-C15	48,4	20,7	20,3	17,7	17,3	0,0091	10,4	1778	1800	0,152	4,2	10,7	0,97	1,12	0,82	4,71	1470	0,014	0,32	0,074	1,341	vérifié
C15-C16	45	20,3	19,9	17,3	16,9	0,0089	10,4	1785	1800	0,152	4,15	10,6	0,98	1,12	0,83	4,66	1492	0,014	0,32	0,074	1,33	

Tableau 6 .14 : Calcul hydraulique de la conduite S

Tronçon	L(m)	Camont	Caval	CRamont	CRaval	Pente (m/m)	Q (m3/s)	Dcal (mm)	Dnorm (mm)	Qeu (m3/s)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Rqmin	Rvmin	Rhmin	Vmin (m/s)	Autocurage
S1-S2	40,7	29,6	29,4	28,7	28,4	0,0071	0,08	299	300	8E-04	1,13	0,08	0,99	1,12	0,84	1,26	253	0,01	0,29	0,063	0,331	vérifié
S2-S3	41,5	29,4	29,1	28,4	28,1	0,0055	0,16	406,5	500	0,002	1,4	0,27	0,58	1,04	0,55	1,46	274	0,006	0,27	0,052	0,372	vérifié
S3-S4	41,9	29,1	29	28,1	28	0,0026	0,24	544,5	600	0,002	1,08	0,31	0,77	1,1	0,65	1,19	393	0,008	0,28	0,058	0,304	vérifié
S4-S5	40,9	29	28,9	28	27,9	0,0034	0,32	577,1	600	0,003	1,24	0,35	0,9	1,12	0,75	1,38	450	0,009	0,29	0,061	0,357	vérifié
S5-S6	40,6	28,9	28,8	27,9	27,8	0,0022	0,4	680,7	700	0,004	1,1	0,43	0,93	1,12	0,78	1,24	543	0,01	0,29	0,062	0,321	vérifié
S6-S7	41	28,8	28,7	27,8	27,7	0,0032	0,47	681,6	700	0,005	1,32	0,51	0,93	1,12	0,78	1,48	546	0,01	0,29	0,062	0,384	vérifié
S7-S8	40,8	28,7	28,6	27,7	27,5	0,0037	0,55	702,4	800	0,006	1,56	0,78	0,71	1,09	0,62	1,69	495	0,007	0,28	0,056	0,429	vérifié
S8-S9	41,6	28,6	28,5	27,5	27,4	0,0034	0,63	750,8	800	0,006	1,49	0,75	0,85	1,11	0,7	1,65	562	0,009	0,28	0,06	0,424	vérifié
S9-S10	42,3	28,5	28,4	27,4	27,2	0,0035	0,71	777,1	800	0,007	1,53	0,77	0,93	1,12	0,77	1,71	619	0,01	0,29	0,062	0,443	vérifié
S10-S11	40,7	28,4	28,2	27,2	27,1	0,0039	0,79	792,9	800	0,008	1,61	0,81	0,98	1,12	0,83	1,81	662	0,01	0,29	0,063	0,472	vérifié
S11-S12	40,9	28,2	28,2	27,1	26,9	0,0051	0,87	781,6	800	0,009	1,84	0,92	0,94	1,12	0,79	2,06	630	0,01	0,29	0,062	0,535	vérifié
S12-S13	41	28,2	28,1	26,9	26,6	0,0059	0,95	787,9	800	0,01	1,96	0,99	0,96	1,12	0,81	2,2	648	0,01	0,29	0,063	0,574	vérifié
S13-S14	40,8	28,1	28,1	26,6	26,4	0,0064	1,03	799,1	800	0,011	2,05	1,03	1	1,12	0,85	2,3	680	0,01	0,29	0,064	0,604	vérifié
S14-S15	40,7	28,1	28	26,4	26,1	0,0074	1,11	799,5	800	0,011	2,2	1,11	1	1,12	0,85	2,47	682	0,01	0,3	0,064	0,65	vérifié
S15-S16	39,7	28	28	26,1	26	0,0023	1,19	1023	1000	0,012	1,42	1,11	1,07	1,1	0,93	1,56	927	0,011	0,3	0,065	0,424	vérifié
S16-H1	19,8	28	27,9	26	25,9	0,0035	1,26	964,7	1000	0,013	1,77	1,39	0,91	1,12	0,76	1,98	757	0,009	0,29	0,061	0,512	vérifié

S16-S17	40	28,6	28,5	27,8	27,7	0,0038	0,11	375,2	400	0,001	0,99	0,12	0,84	1,11	0,7	1,1	281	0,012	0,3	0,067	0,301	vérifié
S17-S18	38	28,5	28,5	27,7	27,5	0,0037	0,21	488,6	500	0,003	1,14	0,22	0,94	1,12	0,79	1,27	394	0,011	0,3	0,066	0,343	vérifié
S18-S19	37	28,5	28,4	27,5	27,3	0,0076	0,32	497,1	500	0,004	1,63	0,32	0,99	1,12	0,84	1,83	418	0,011	0,3	0,066	0,492	vérifié
S19-S20	39	28,4	28,4	27,3	27,2	0,0023	0,42	691,9	700	0,005	1,13	0,43	0,97	1,12	0,82	1,27	574	0,011	0,3	0,065	0,337	vérifié
S20-S21	40	28,4	28,3	27,2	27	0,004	0,53	678,7	700	0,006	1,48	0,57	0,92	1,12	0,77	1,66	538	0,01	0,29	0,063	0,436	vérifié
S21-S22	35	28,3	28,3	27	26,8	0,0054	0,63	686,3	700	0,007	1,73	0,67	0,95	1,12	0,8	1,94	558	0,01	0,3	0,064	0,511	vérifié
S22-S23	40	28,3	28,3	26,8	26,5	0,007	0,74	693,3	700	0,008	1,96	0,76	0,98	1,12	0,83	2,2	578	0,011	0,3	0,064	0,582	vérifié
S23-S24	40	28,3	28,3	26,5	26,5	0,002	0,84	921,9	1000	0,009	1,33	1,05	0,81	1,1	0,68	1,47	675	0,009	0,28	0,059	0,379	vérifié
S24-S25	40	28,3	28,2	26,5	26,4	0,002	0,95	963,6	1000	0,01	1,33	1,05	0,91	1,12	0,75	1,49	755	0,01	0,29	0,062	0,388	vérifié
S25-S26	32	28,2	28,2	26,4	26,3	0,0025	1,05	961,3	1000	0,011	1,49	1,17	0,9	1,12	0,75	1,66	749	0,01	0,29	0,062	0,433	vérifié
S26-S27	29	28,2	28,1	26,3	26,2	0,0038	1,16	921,4	1000	0,012	1,83	1,44	0,81	1,1	0,67	2,02	675	0,009	0,28	0,059	0,52	vérifié
S27-H1	40	28,1	27,9	26,2	25,9	0,007	1,26	848,7	900	0,013	2,32	1,48	0,86	1,11	0,71	2,58	640	0,009	0,29	0,061	0,667	vérifié

ANNEXES N°3 Evaluation du volume des bassins de retenue





Annexes N°4

Les séries hydrologiques

PJMAX (mm)

Code st 020632

Nom st REGHAIA

X	557,8
Y	382,25
Z	20

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Max annuel	Max annuel retenu
1971	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	40.5	15.6	0	21		
1972	80	152	41.1	49	49.1	32.2	26.2	7.5	0.7	46	1.7	1.8	152	152
1973	98.5	26.4	17.2	43.7	33.3	34.5	87	18.7	0.2	9.5	0.6	0	98.5	98.5
1974	11.3	47.7	40.2	13	13.5	26	18.8	11	19.6	18.1	0	-999		47.7
1975	3.8	9.6	42.2	30.3	36.2	30.6	10.5	9.3	14.3	5.2	20.8	11.8	42.2	42.2
1976	8.3	26	26.3	21.2	13.6	19.7	15.2	36	22.4	3	0	0	36	36
1977	0	5.6	32.5	3	37.6	11	21.7	71.7	24.1	0.7	-999	0		71.7
1978	5.9	44.2	41	21.9	18.3	25.6	48.2	9.7	2.5	3.9	-999	1.7		48.2
1979	40.3	11.9	53	33.6	30	12.7	30.7	51.4	11	1.5	-999	0		53
1980	0	16.4	34	48.2	16.9	13.2	12	13	22.2	2.3	0	18.9	48.2	48.2
1981	2.3	22.6	10.4	19.8	33.2	24.4	16	6.9	15.8	16.5	0	3.5	33.2	33.2
1982	41.6	31.6	63.5	26.9	1.6	37.1	18.4	6.4	2.8	0	7.8	1.4	63.5	63.5
1983	1	20.5	19.7	34.5	46.3	21.9	12.2	12	38	13.5	0	0	46.3	46.3
1984	17.5	101.4	12.5	31.9	28	12.6	34.3	2.5	30.8	0	0	0	101.4	101.4
1985	19.3	18.6	34.4	19.6	13.6	22.1	31.5	14.1	0.7	11	11.3	2.6	34.4	34.4
1986	37.3	6.9	38.4	36.1	27.2	44	3.5	0	2	17.8	1.2	0	44	44
1987	24.2	19.7	41.2	14.4	18	8.5	34	15	8.4	20.4	0.7	0	41.2	41.2
1988	31.3	1.9	38.5	25.7	8.5	9.1	4.5	10.4	0	0	0.2	0	38.5	38.5
1989	7.9	12.5	9.7	6.6	2.9	0	6.3	14.8	9.5	4.6	13.8	0	14.8	14.8
1990	0.5	28	16.2	19.3	20	19.7	10.4	15	11.7	7.6	0	0.4	28	28
1991	40.6	24.4	25.5	3.1	48.8	16.5	17.4	30.4	28.6	10.1	3.7	0	48.8	48.8
1992	2.7	42.9	94.8	20.7	14.3	23.2	4	13.4	14.7	0.4	2.1	0	94.8	94.8
1993	26.6	15.8	28.3	23	34	16.3	0.3	18.4	2.9	0	0	0	34	34
1994	14.2	26.9	30.6	28.8	45.2	32.7	27.8	11.2	0	16.2	0	20.4	45.2	45.2
1995	12.4	40.8	9.8	22	24.6	21	18	49.2	10.7	50.8	1.2	1.7	50.8	50.8
1996	21.9	44	12	4.3	12	8.5	11.9	43.4	6	6.8	2.6	22.2	44	44
1997	64	15.9	34.1	51	19.6	37.2	22.2	32.6	59.6	6.1	0	0.9	64	64
1998	5.3	23.8	24.4	26.6	37.5	43.7	22.3	9.1	0.6	4	0	4.6	43.7	43.7
1999	23	29.6	40.3	35.9	9	7.3	36.8	8	37.3	1.1	0	0	40.3	40.3
2000	5.5	25.2	22.4	14.6	31.5	24.7	0	13.1	3.4	0	0	0	31.5	31.5
2001	19.6	13.8	49	21.2	13.8	2.9	11.7	6.6	9.1	0	1.2	8.4	49	49
2002	11.8	22.5	37.6	30	45.2	25.3	12	32.3	4.4	0	0	0	45.2	45.2
2003	23.5	13.5	13	20.7	46.6	20.7	40.6	23.5	77.4	0	0	0	77.4	77.4
2004	3.1	21	53	52.4	31.6	18.6	16.9	10.2	1.2	0	1	0	53	53
2005	8	24.6	44	25.3	26.4	27.6	16	1.9	105.3	0.6	0	5.9	105.3	105.3
2006	20.5	5.3	10.3	37.1	6	13.8	23.4	24.2	9.8	2.7	5	0	37.1	37.1
2007	29.8	36.4	60.8	27.2	5	7	10.8	4.8	25.3	2.4	8.3	0	60.8	60.8
2008	12.5	17.1	35.8	31.4	21.6	9.2	16.1	23.3	5.1	0				35.8

PJMAX(mm)

Code st 020632

Non st DAR EL BEIDA

X	557,25
Y	374,5
Z	87

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Max annuel	Max annuel retenu
1951	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	-999	7.8		
1952	22.5	11	24	36	40.5	28.8	37	16	44.5	34.6	0	5	44.5	44.5
1953	28	20	17	35	32.6	31	14.5	128	15	25.5	0	0	128	128
1954	0	27	55	14	26.7	32	38.5	27	4	-999	-999	-999		55
1955	36.6	14	22.2	14.5	23.3	26.1	17	15	6.5	3.5	0	0	36.6	36.6
1956	8	29.5	20	17.7	22.3	0	9	36	13	18.8	0	0	36	36
1957	0	74.5	50.2	84.5	32.4	29.9	23.3	18.7	0	14	5.5	0	84.5	84.5
1958	18	26.5	34.5	13	6.2	17.7	22.3	9.1	53	49.8	0	0	53	53
1959	19.7	72.7	48.1	24	40.2	30.1	19.4	85.2	74	3.3	3.5	0	85.2	85.2
1960	7	8.5	7.6	23	62	0	7.7	11.9	1	15.8	0.8	0	62	62
1961	0	40.6	14.8	27.9	71.5	23.9	25.4	53.2	16.1	50.3	0	0	71.5	71.5
1962	4	38	40	21.1	-999	18.2	8.8	6.2	9.5	-999	-999	-999		
1963														
1964														
1965														
1966														
1967														
1968														
1969														
1970														
1971	55.4	24.7	74.8	54.5	50.2	26.5	18.5	-999	51.8	16.6	0	12.3		74.8
1972	27.4	59.2	40	52.7	53.4	105.1	33.3	31.2	0.1	29.8	0.5	7.5	105.1	105.1
1973	66.3	32	7.6	61.3	4	46.1	66.8	17.2	1.2	5.7	-999	-999		66.8
1974	15	16.6	50.6	16.5	17.5	20	20.1	9.3	31.1	10.9	0	21	50.6	50.6
1975	3.1	5.2	39.2	30.7	43.6	46.1	9.2	16.7	21.1	12.5	0	12.5	46.1	46.1
1976	3.5	13.7	-999	-999	-999	-999	-999	-999	4.8	1.2	1.2	0		
1977	1.7	6.5	30.8	3.8	24.9	10.3	24.3	33.9	29.9	0.9	0	0	33.9	33.9
1978	12.4	35.3	27.4	23.2	26.5	34.6	27.3	0	0	3.2	0	3.4	35.3	35.3
1979	21	-999	38.9	13.7	36.9	29.8	24.7	53.4	12.7	0	0	3.6		53.4
1980	0	13.4	29.1	64.2	16.5	34	4.6	20.6	21.5	4.6	0	18.2	64.2	64.2
1981	1.9	33.5	6.7	34.5	41.3	44.4	16.8	6.3	21.4	32.5	0	6.5	44.4	44.4
1982	37.1	26.8	51.8	17.5	0	25.3	15.4	8.6	0	0	21	10.9	51.8	51.8
1983	0	19.5	13.8	32.2	43.9	23.4	16.4	10.9	30.9	8.6	0	0	43.9	43.9
1984	19.7	72.9	18.5	35.4	34.3	22.7	33.9	3.5	28.9	0	0	0	72.9	72.9
1985	28.7	26	49.7	26.5	25.4	27.5	49.7	11.3	0	19.2	14.4	0	49.7	49.7
1986	30.1	16.8	36.9	47.7	29.7	84.5	5.2	0	5.6	28.2	0	0	84.5	84.5
1987	16.6	16.8	13.7	17.7	20.9	8.9	32.1	10.3	24.7	19.4	0	0	32.1	32.1
1988	23.7	4.3	25.7	67.4	18.5	19.3	60.5	23.7	5.3	3.1	0	16.2	67.4	67.4
1989	3.8	16.5	21.2	6.6	14.7	0	9.3	14.7	10.3	3.2	21.5	0	21.5	21.5
1990	3.5	11.2	17.8	16.9	14.1	28.9	15.6	-999	25.7	0	0	0		
1991	23.2	55.1	15.5	3.1	49.4	24.2	19.7	24.6	29.8	7.2	3.5	0	55.1	55.1
1992	3.5	27.2	68.7	19.2	14.1	25.2	7.8	15.2	12.8	0	1.8	0	68.7	68.7
1993	19.8	16.6	18.1	20.8	59.1	13.8	0.6	24	0	0	4.7	0	59.1	59.1
1994	31.3	15.3	24.6	25.9	49.9	17.4	36.3	6.5	0	10	0	10.4	49.9	49.9
1995	4.6	15.8	9.7	10.3	32.5	36	28.3	65.2	11.7	22.7	16.5	1.6	65.2	65.2

X	557,25
Y	374,5
Z	87

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Max annuel	Max annuel retenu
1996	20.5	43.2	7.6	15.1	11.1	17.9	13.5	34.1	6.8	4.6	0	11.5	43.2	43.2
1997	16.5	35.5	41.4	29.5	8.9	41.7	29.3	44.2	57.6	4.8	0	7.6	57.6	57.6
1998	8.7	14.8	40.8	47.7	45.3	28.2	14.7	5.6	0	5.6	0	7.6	47.7	47.7
1999		28.5	31.9	41.5	4.4	2.3	15.3	11	23.7	0.3	0	0		41.5
2000	5.4	13.6	24	13.4	32.4	25.7	0	24.9	10.6	0	0	7.7	32.4	32.4
2001	9.9	0	21.9	27.5	23.1	-999	-999	29.9						
2002	0	-999	-999	-999	-999	-999	-999	26.2	13.4	1	0	0		
2003	12.4	19.1	12.1	22	43	27	25	22.3	50.2	0	27.3	0	50.2	50.2
2004	3.5	27.7	48.5	82.6	34	15	14	19	1	0	0	0	82.6	82.6
2005	11	25	16	19.2	30	29	16	1.5	56.5	0	0	4.5	56.5	56.5
2006	4	8	4	44	4	5.5	37	28	32	1.5	2	1	44	44
2007	18	52	50	29	6	2.9	13	12.1	25	0.9	1	0	52	52
2008	6	6	22.4	12	25	13	9	20	8	0				