



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

Diagnostic et réhabilitation du réseau d'assainissement de la zone Biskra centre

Présenté par :

BENHEDADA Djinane

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Présidente
SALHI Chahrazed	M.C.B	Examinatrice
KADI Latifa	M.A.A	Examinatrice
GHACHI Mourad	Docteur / Ingénieur principale	Promoteur

Session Juillet 2024

Dédicace

À mon très cher père Youcef,

Pour ton amour inconditionnel, ton soutien indéfectible et tes précieux conseils qui m'ont guidé tout au long de mon parcours.

À ma tendre mère,

Toi qui m'as porté avec tant d'amour et de dévouement, toi qui as veillé sur moi jour après jour avec une patience infinie.

À ma sœur Racua,

Compagne de toujours, confidente de mes joies et de mes peines. Merci d'avoir été là, de m'avoir soutenu et encouragé dans les moments les plus difficiles. Puisseons-nous continuer à partager ces liens fraternels si précieux.

À ma sœur Raghad,

Toi qui illumines ma vie de ton sourire et de ta joie de vivre. Ton énergie et ta bonne humeur sont un véritable réconfort.

À mon frère Chafie,

Toi qui as toujours su me faire rire et me remonter le moral. Merci d'être ce frère attentionné et protecteur.

À mes amis

À vous tous, qui êtes le pilier de ma vie, je dédie ce modeste travail, en espérant qu'il soit à la hauteur de votre amour et de votre soutien inconditionnel.

Remerciement

Je remercie d'abord Allah le tout puissant de m'avoir donné l'ambition, la force,
La volonté et le courage de réaliser ce modeste travail, fait avec amour, passion et
honnêteté.

Je remercie également mon promoteur, Mr GHACHI.M., pour sa disponibilité, son
aide et ses conseils.

Je suis également reconnaissant aux membres du jury qui vont évaluer mon
Travail.

Je remercie enfin tous les enseignants de l'ENSH qui m'ont formé et accompagné
Durant ma scolarité.

Je n'oublie pas mes amis, qui m'ont encouragé, et toutes les personnes qui ont
Contribué à l'élaboration de ce travail.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui ont
contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce projet de fin d'études.

Que Allah vous bénisse, et qu'Il vous récompense par le bien. Merci beaucoup.

ملخص:

الهدف من هذه المذكرة تشخيص وتأهيل شبكة الصرف الصحي لمدينة بسكرة وسط من أجل تصميم شبكة جديدة بنظام موحد و لذلك قمنا بجمع البيانات اللازمة ومعاينة جميع مكونات الشبكة الحالية مع دراسة حجم تدفق المياه الواجب صرفها بحساب الأبعاد و تنفيذ مخطط توجيهي لهذا النظام الذي يقوم بتصريف مياه الأمطار ومياه الصرف إلى نقطة التصريف المحددة ثم فصلهما لإخلاء مياه الأمطار نحو المجرى المائي ومياه الصرف الصحي نحو محطة المعالجة، كما قمنا بدراسة جدوى للمشروع والذي من خلاله تم تحديد الكلفة الإجمالية .

المفتاحية: مدينة بسكرة وسط – شبكة الصرف الصحي – نظام تصريف المياه.

Résumer :

Le but de ce mémoire est de diagnostiquer et réhabiliter le réseau d'assainissement du centre-ville de la ville de Biskra afin d'obtenir un réseau en bon état fonctionnant convenablement avec un système unitaire. La collecte des informations nécessaires, la constatation de tous les composants du réseau actuel, l'évaluation des débits à évacuer, le calcul des dimensions et la réalisation du plan du réseau sont des étapes essentielles pour assurer le bon fonctionnement de ce système. Les eaux usées et pluviales seront évacuées vers deux points de rejet. Elles seront séparées pour évacuer les eaux pluviales vers le cours d'eau et les eaux usées vers la station d'épuration. Nous avons également réalisé une étude technico-économique du projet, à travers laquelle le coût total a été déterminé

Mots clés : ville de Biskra centre – réseau d'assainissement – système d'évacuation des eaux.

Abstract:

The objective of this thesis is to design a unitary sewage network for the city of Biskra center la willaya de Biskra fa. This system will collect and discharge both wastewater and stormwater to a discharge point, and then separate them to discharge stormwater to the stream and wastewater to the treatment plant.

To achieve this objective, we collected the necessary data, estimated the volume of flows to be discharged, calculated the dimensions, and implemented the network plan. We also evaluated the project from an economic perspective by estimating the total cost.

Keywords: city of Biskra center – sewage network – water drainage system.

TABLE DES MATIERES

Introduction générale	15
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	16
Introduction	17
1. Situation géographique.....	17
2. Situation topographique	18
3. Situation hydrographique	18
4. Situation géologique.....	19
5. Situation hydrogéologique	19
6. Situation climatique.....	20
7. Situation démographique.....	22
8. Situation hydraulique	23
8.1 Alimentation en eau potable.....	23
8.2 Assainissement	23
Conclusion.....	24
Chapitre II : Etude hydrologique	25
Introduction	26
1. Notions de l'hydrologie.....	26
1.1. Les averses	26
1.2. Choix de la période de retour	26
2.3. La fréquence	26
1.3. Détermination de l'intensité moyenne maximale de précipitation.....	26
2. Présentation du bassin versant du projet	27
3. Choix de la station pluviométrique	27
4. La série des données pluviométriques.....	27
5. Etude des précipitations maximales journalières	29
5.1. Caractéristiques empiriques de la série :	32
6. Lois statistiques pour l'analyse fréquentielle.....	33
6.1. Ajustement à la loi de Gumbel.....	34
6.2. Ajustement à la loi des extrêmes généralisée (loi GEV).....	35
6.3. Ajustement à la loi de Galton (log normale)	37
6.4. Comparaison entre les lois d'ajustement.....	39
7. Calcul des pluies et des intensités de courte durée.....	41

Conclusion.....	42
Chapitre III : Diagnostic du réseau d'assainissement existant	43
Introduction	44
1. Dysfonctionnements d'un système de drainage.....	44
2. Diagnostique préliminaire du réseau	45
3. Avantages du diagnostic.....	45
4. L'importance du diagnostic	45
5. Différentes étapes d'une étude de diagnostic.....	46
6. Aperçu général du réseau d'assainissement existant de la commune Biskra centre	47
7. Observation du terrain	48
7.1. État des rejets	48
7.2. Inspection détaillée du réseau	49
7.2.1. État des regards	49
7.2.2. Cas particuliers et difficultés rencontrées	53
7.3. Canalisation.....	55
7.3.1. Nature du réseau.....	56
7.3.2. Géométrie des collecteurs	56
7.3.3. Matériau des conduites.....	57
Conclusion.....	58
Chapitre IV : Calcul de base	59
Introduction	60
1. Découpage de la zone d'étude en surfaces élémentaires	60
2. Système d'évacuation des eaux.....	61
2.1. Les différents systèmes d'assainissement	61
2.1.1. Le système unitaire.....	61
2.1.2. Le système séparatif	63
2.1.3. Le système pseudo-séparatif	65
2.2. Le choix du système d'assainissement.....	66
3. Schéma d'évacuation des eaux.....	66
3.1. Les différents schémas d'assainissement	66
3.1.1. Schéma perpendiculaire	66
3.1.2. Schéma par déplacement latéral	67
3.1.3. Schéma transversal ou oblique.....	67
3.1.4. Schéma par zones étagées	68

3.1.5. Schéma radial	68
3.2. Le choix du schéma d'évacuation	68
4. Le coefficient de ruissellement	69
4.1. Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement	69
4.2. Coefficient de ruissellement pondéré	70
4.3. Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin.....	71
4.4. Estimation de la population de chaque surface élémentaire	71
Conclusion.....	73
Chapitre V : Estimation des débits à évacuer.....	74
Introduction	75
1. Origine et nature des eaux à évacuer.....	75
1.1. Les eaux usées	75
1.1.1. Les eaux usées domestiques	75
1.1.2. Les eaux usées des services publics	76
1.1.3. Les eaux usées industrielles	76
1.1.4. Les eaux parasites.....	77
1.2. Les eaux pluviales	77
2. Estimation des débits des eaux usées	77
2.1. Débits des eaux usées domestiques	78
2.2. Estimation de débit des équipements publics.....	79
3. Estimation de débit des eaux pluviales	82
3.1. La méthode rationnelle.....	82
3.1.1. coefficient réducteur de l'intensité de pluie	82
3.1.2. Les hypothèses de la méthode rationnelle.....	83
3.1.3. Les limites de la méthode rationnelle.....	84
3.1.4. Critique de la méthode rationnelle	84
3.1.5. Les inconvénients de la méthode rationnelle	84
3.1.6. Temps de concentration	84
3.2. Calcul des débits pluviaux.....	85
4. Estimation de débit parasites.....	85
5. Estimation des débits totaux.....	86
Conclusion.....	87
Chapitre VI: Dimensionnement du réseau d'assainissement.....	88
Introduction	89

1. Principe de conception d'un système d'assainissement.....	89
2. Mode de dimensionnement des canalisations	90
2.1. Base de calcul.....	90
2.2. Formule de MANNING-STRICKLER	90
2.3. Formule de BAZIN	92
2.3.1. Réseau des eaux usées en système séparatif	92
2.3.2. Réseau des eaux pluviales en système séparatif.....	92
2.3.3. Les abaques de Bazin	93
3. Conditions d'autocurage	93
3.1. Réseaux des eaux usées.....	93
3.2. Réseaux pluviaux	94
4. Normes d'écoulement et d'implantation	94
4.1. Canalisations des eaux usés.....	94
4.2. Canalisations des eaux pluviales	95
5. Résultats du dimensionnement.....	95
Conclusion.....	109
Chapitre VII : Les éléments constitutifs du réseau	110
Introduction	111
1. Les principaux ouvrages.....	111
1.1. Les conduites.....	111
1.1.1. Élection du matériau des conduites à utiliser	111
1.1.2. L'assemblage des conduites en béton armé	112
2. Les ouvrages annexes.....	112
2.1. Les ouvrages normaux	113
2.1.1. Les branchements.....	113
2.1.2. Les caniveaux.....	113
2.1.3. Les bouches d'égout	113
2.1.4. Les regards	114
2.2. Les ouvrages spéciaux.....	115
Conclusion.....	119
Chapitre VIII : Organisation de chantier	120
Introduction	121
1. Gestion du chantier.....	121
1.1. Management du personnel sur le chantier.....	121

1.2. La gestion des sous-traitants	122
2. L'emplacement des conduites.....	122
2.1. Les rues dont la largeur est Inférieure à 15 m	122
2.2. Rues plus spacieuses	122
2.3. Système Séparatif.....	122
3. Le décapage.....	123
4. La mise en place de tranchées et de fouilles pour les regards.....	123
5. Aménagement du lit de sable	124
6. La mise en place des canalisations d'assainissement	125
7 .Les engins nécessaires.....	126
7.1. La pelle hydraulique.....	126
7.2. La chargeuse.....	126
7.3. Le compacteur	126
7.4. Le Bulldozer	127
8. Devis quantitatif et estimatif	127
8.1. Analyse économique des travaux réalisés	127
8.2. Répartition des couts selon le programme défini	129
Conclusion.....	136
Conclusion générale	138

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1: Amplitudes mensuelles de température.....	07
Tableau I-2: Répartition mensuelle des précipitations, station de Biskra	07
Tableau I-3: Evaluation de la population.....	09

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II-1: Identification de la station pluviométrique de BISKRA.....	14
Tableau II-2: La série pluviométrique (station de BISKRA) 1973 -2020	14
Tableau II-3: Les caractéristiques de la série pluviométrique	17
Tableau II-4: Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel par logiciel Hyfran	18
Tableau II-5: Résultats de l'ajustement à la loi de GEV par logiciel Hyfran.....	20
Tableau II-6: Résultats de l'ajustement à la loi de Galton en utilisant logiciel Hyfran.....	22
Tableau II-7: Les résultats de test de Khi-deux	24
Tableau II-8: Pluies et intensités de courte durée de différentes périodes de retour.	26

Chapitre III: Diagnostic du réseau d'assainissement existant

Tableau III-1: Ventilation de l'accessibilité de la fermeture des regards	33
Tableau III.2: Répartition de l'origine de la donnée	34
Tableau III-4 : Niveau d'obstruction dans les regards	37
Tableau III-4 : Nature des conduites du réseau	40
Tableau III-5 : Géométrie des conduites du réseau	40
Tableau III-6: Ventilation des conduites circulaires inspectées par diamètre	41
Tableau III-7: Répartition des matériaux des conduites.....	41
Tableau III-8: Ventilation des conduites en béton par diamètre (Unitaire).....	41

Chapitre IV: Calcul de base

Tableau IV-1: Avantages et inconvénients du système unitaire	46
Tableau IV-2: Avantages et inconvénients du système séparatif	48
Tableau IV-3 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol	53
Tableau IV-4: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	54
Tableau IV-5: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.....	54

Tableau IV-6: Valeurs de coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire	55
Tableau IV-7: La population de chaque surface élémentaire	56

Chapitre V: Estimation des débits à évacuer

Tableau V-1: Les débits moyens journaliers et les débits usés domestiques	63
Tableau V-2: Classification de type de l'agglomération selon le nombre d'habitants	64
Tableau V-3: Les valeurs de coefficient de majoration selon le type de	65
Tableau V-4: Les débits usés des équipements publics	65
Tableau V-5: Valeur du coefficient réducteur « α », en fonction de la distance.	67
Tableau V-6: Les résultats des débits pluviaux.....	69
Tableau V-7: Les débits des eaux claires parasites dans chaque sous-bassin.....	70
Tableau V-8 : Les débits totaux dans chaque sous-bassin	70

Chapitre VII : Les éléments constitutifs du réseau

Tableau VII-1: Les données de base.....	99
Tableau VII-2: Détermination du temps de concentration t_1	100

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Tableau VIII-1: Détermination des différents volumes pour les collecteurs principaux	112
Tableau VIII-2: les travaux avec les prix unitaires	112

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I-1: Présentation de la zone d'étude.....	03
Figure I-2: Carte du piémont de l'Atlas saharien.....	05
Figure I-3: Amplitudes mensuelles de température	07
Figure I-4: Répartition mensuelle des pluies de la station de Biskra	07
Figure I-5: Le diagramme d'évolution démographique a différents horizons.....	09

Chapitre II : Etude hydrologique

Figure II.1: Ajustement par la loi de Gumbel	19
Figure II.2: Ajustement par la loi de GEV	21
Figure II.3: Ajustement par la loi de lognormale	22
Figure II.4: Comparaison des deux lois d'ajustement (logiciel Hyfran).....	23

Chapitre III: Diagnostic du réseau d'assainissement existant

Figure III.1: Situation de l'Ovoïde Emir Abdelkader	31
Figure III.2: Inspection par caméra d'une conduite en béton DN400 raccordée dans l'Ovoïde..	32
Figure III.3: Ventilation de l'accessibilité de la fermeture des regards	34
Figure III.4: Répartition de l'origine de la donnée	35
Figure III.5: Niveau d'obstruction dans les regards	37
Figure III.6: Dégradation des parois des regards accusée de dégagement de H ₂ S.....	38
Figure III.7: Tampons dégradés	39
Figure III.8 : Couverture des regards avec des dalles lourdes	39

Chapitre IV: Calcul de base

Figure IV-1: Découpage de la zone d'étude en surfaces élémentaires	45
Figure IV.2: schéma représentatif des branchements dans le système unitaire	46
Figure IV.3: schéma représentatif des branchements dans le système séparatif.....	48
Figure IV-4: schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif.....	49
Figure IV.5: Schéma perpendiculaire.....	51
Figure IV.6: Schéma par déplacement latéral	51
Figure IV.7: Schéma transversal ou oblique	51

Chapitre V: Estimation des débits à évacuer

Figure V.1: Principe schématique de détermination du α	67
---	----

Liste des planches

Planche n°1/4 : PLAN DE MASSE AVEC RESEAUX EXISTANT

Planche n°2/4 : PLAN DE RESEAU PROJETE DE BISKRA CENTRE

Planche n°3/4 : PROFILE EN LONG DE COLLECTEUR PRINCIPALE N05-N37

Planche n°4/4 : LES ELEMENTS DU RESEAU D'EGOUT

Introduction générale :

Introduction générale

Les réseaux d'assainissement jouent un rôle essentiel dans les zones urbaines. Ils permettent de collecter et de traiter les eaux usées et pluviales, contribuant ainsi à la salubrité et à la qualité de vie des citoyens. Cependant, avec le temps et les sollicitations, ces infrastructures souterraines peuvent subir des dégradations qui nuisent à leur fonctionnement optimal. C'est le cas du réseau d'assainissement du centre-ville de Biskra, qui présente des dysfonctionnements.

Dans le cadre de mon projet de fin d'études, je vise à réaliser un diagnostic approfondi du réseau d'assainissement du centre-ville de Biskra. L'objectif est d'identifier les causes des dysfonctionnements de ce réseau et de proposer des solutions de réhabilitation adaptées. Pour bien effectuer ce diagnostic, j'ai fait appel à un bureau d'étude hydraulique qui a élaboré une combinaison de techniques d'inspection et d'analyse. Tout d'abord, des inspections vidéo des canalisations ont été effectuées afin d'évaluer leur état physique. Des tests d'étanchéité ont également été réalisés pour détecter d'éventuelles fuites ou infiltrations. Enfin, des analyses hydrauliques approfondies ont été menées pour évaluer les performances globales du réseau. Grâce à ces différentes approches, je m'attacherai à dresser un état des lieux très précis des différents éléments du réseau d'assainissement :

- Les canalisations, en termes de matériaux, de diamètres, de pentes et de conditions de pose
- Les ouvrages annexes tels que les regards, les déversoirs, les stations de relevage, etc.
- Les branchements particuliers raccordés au réseau

Fort de ce diagnostic détaillé, je pourrai alors élaborer un programme de réhabilitation ciblé, priorisant les interventions les plus urgentes et les plus impactantes pour remettre le réseau en bon état de fonctionnement.

Ce projet, mené en étroite collaboration avec les services techniques de la ville de Biskra, se veut être un levier pour améliorer durablement la performance du réseau d'assainissement et le cadre de vie des habitants. Au-delà de l'aspect technique, il s'inscrit dans une démarche globale de gestion patrimoniale des infrastructures, visant à optimiser les investissements et à pérenniser les ouvrages.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

Introduction

Avant d'entamer n'importe quel projet d'assainissement, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception de ce projet, en effet, chaque site présente des spécificités touchant en particulier l'assainissement que ce soit :

- Les données naturelles du site ;
- Les données relatives à l'agglomération ;
- Les données relatives au développement futur de l'agglomération ;
- Les données propres à l'assainissement ;

Donc 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 de notre zone.

1. Situation géographique

La ville de Biskra centre s'étend sur une superficie de 127,6 Km², comptant une population d'environ 260 000 habitants.

La ville de Biskra l'objet de la présente étude, se situe à 123 km au Sud-Ouest de Batna, à 388 km au Nord de Ouargla, à 242 de Constantine, à 331 de Skikda, à 332 de Tébessa et à 470 au Sud-Est d'Alger. ⁽¹⁾



Figure I-1 : Présentation de la zone d'étude

Source : Google Earth (2023)

2. Situation topographique

La zone est située à une altitude de 120 m au-dessus du niveau de la mer, elle est au pied du Col de Sfa (258 m) dans les monts_du_Zab, à seulement 7 km au nord de la ville.

Biskra forme une jonction entre deux entités naturelles distinctes qui sont la zone montagneuse relativement accidentée (Monts des Aurès et du ZAB) et la zone de plaine vaste et plate ouverte sur le Sahara au Sud. ⁽⁴⁾

3. Situation hydrographique

Le réseau hydrographique est défini comme étant l'ensemble des cours d'eau, affluents et sous-affluents permanents ou temporaires, à travers lesquels s'écoulent les eaux de ruissellement convergentes vers un seul point du bassin versant, appelé exutoire.). Notre zone est traversée par un oued à savoir :

L'Oued Biskra (Sidi Zarzour), occupe une place centrale, il constitue le principal cours d'eau de la région, divisant la ville en deux parties distinctes, Est et Ouest. Son réseau hydrographique est alimenté par de nombreux affluents et sous-affluents, prenant leur source dans les Aurès et se déversant dans le chott Melrhir après un parcours d'environ 194 kilomètres.

Lors les précipitations exceptionnelles, cet oued traverse la zone d'étude dans son état naturel, avec quelques aménagements des berges en gabion. Quatre ponts ont été construits pour relier les parties Est et Ouest de la ville.⁽¹⁾

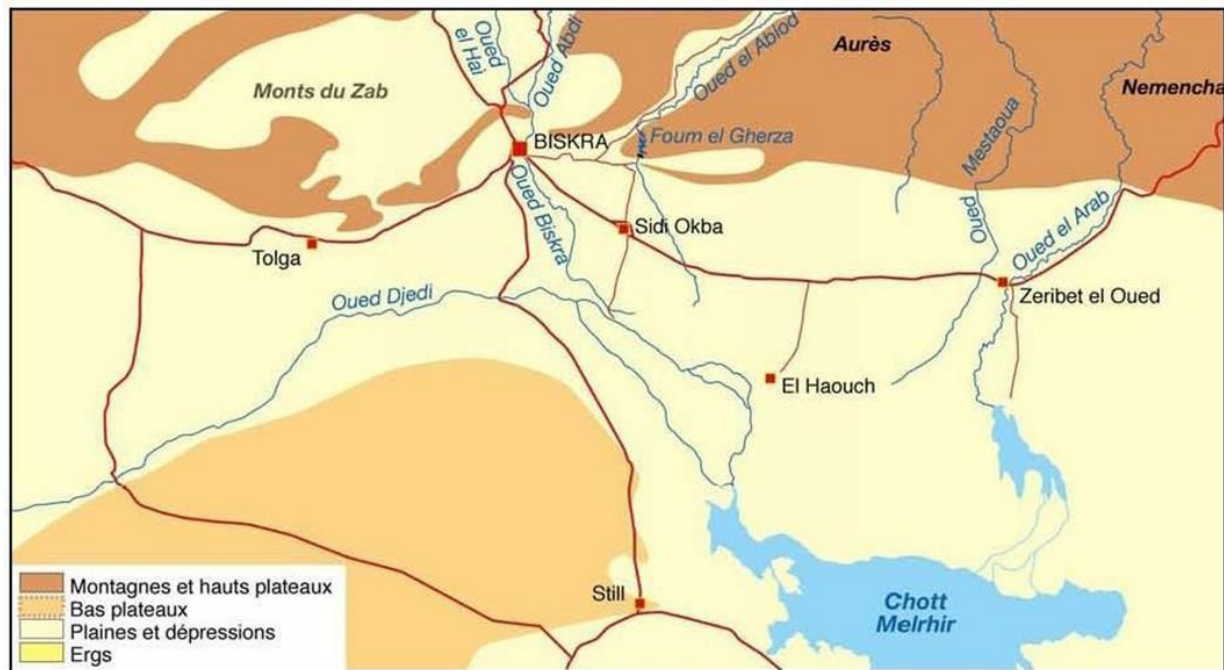


Figure I-2 : Carte du piémont de l'Atlas saharien

Source : Document hydrographie du Bas-Sahara algérien-établi par Géographie Physique et Environnement -revue en ligne-

4. Situation géologique

La région de Biskra a été l'objet de plusieurs études géologiques, notamment celles menées par R. Laffitte (1939), N. Gousskov (1964), Cornée (1989), et les travaux de G. Mauget (1957), qui sont considérés comme des références fondamentales pour la synthèse géologique du Sahara algérien.

Ces études ont révélé que la région de Biskra constitue un paysage de transition structurale et sédimentaire. Au nord, elle présente un relief montagneux, tandis qu'au sud, elle s'ouvre sur un paysage effondré, faisant partie du Sahara septentrional. La transition entre ces deux domaines distincts s'effectue à travers un ensemble de flexures, de plis-failles et de failles orientées est-ouest, connu sous le nom d'"accident sud atlasique".

La géologie de notre région se caractérise par la présence de terrains sédimentaires, s'étendant du Barrémien à la base jusqu'au Quaternaire. Les principales couches stratigraphiques identifiées dans cette région vont des plus récentes aux plus anciennes. ⁽¹⁾

5. Situation hydrogéologique

La détermination des caractéristiques hydrogéologiques est une opération

indispensable pour la connaissance et l'identification des aquifères. Cependant, elle reste tributaire de l'existence et de la disponibilité de l'information. La plaine de Biskra présente des ressources en eau souterraines importantes, représentées par quatre unités aquifères.

La détermination des caractéristiques hydrogéologiques est une étape déterminante pour comprendre et identifier les aquifères. Toutefois, cette démarche dépend de la disponibilité des données et des informations. Dans la plaine de Biskra, les ressources en eau souterraine sont significatives, avec la présence de quatre unités aquifères distinctes.

La nappe phréatique : Localisée principalement dans les dépôts alluvionnaires, cette nappe est alimentée par les précipitations, l'infiltration des oueds et les eaux d'irrigation. Elle constitue une source d'eau potable pour la ville de Biskra. Sa profondeur varie généralement entre 20 et 150 mètres, avec un débit variant de 5 à 20 litres par seconde. La qualité chimique de cette nappe varie de bonne à mauvaise selon les zones.⁽¹⁾

6. Situation climatique

a. Climat

Effectivement, Biskra, située dans le sud-est de l'Algérie, est réputée pour son climat désertique chaud, caractéristique de la région. Les étés y sont en effet longs et extrêmement chauds. Les hivers, en revanche, sont doux en comparaison, avec des températures qui restent généralement agréables pendant la journée mais peuvent baisser considérablement la nuit.

Ces conditions climatiques influencent non seulement la vie quotidienne des habitants de Biskra, mais aussi l'agriculture, l'architecture et les activités économiques de la région.

b. Température

À Biskra, les étés sont caniculaires, les hivers sont frais. Au cours de l'année, la température varie généralement de 6 °C à 40 °C et elle est rarement inférieure à 4 °C ou supérieure à 45 °C. La température annuelle moyenne est de 21.8 °C. Le tableau ci-dessous présente les amplitudes mensuelles de température :

Tableau I-1 : Amplitudes mensuelles de température de l'année 2009

Mois	jan.	fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	sep.	oct.	nov.	déc.
Température minimale moyenne (°C)	3	3.1	4	7.3	11.8	18.3	26.6	21.1	16.3	9.6	5.6	3.5
Température moyenne (°C)	11.2	13.3	15.4	19.1	24.6	30.3	36	32.3	27.7	20.7	15	12.4
Température maximale moyenne (°C)	19.9	23.9	27.4	32.9	36.9	42.1	45.4	44	39.4	32.8	25.5	22.3

Source : PDAU intercommunale (Biskra, Chetma et El Hadjeb)

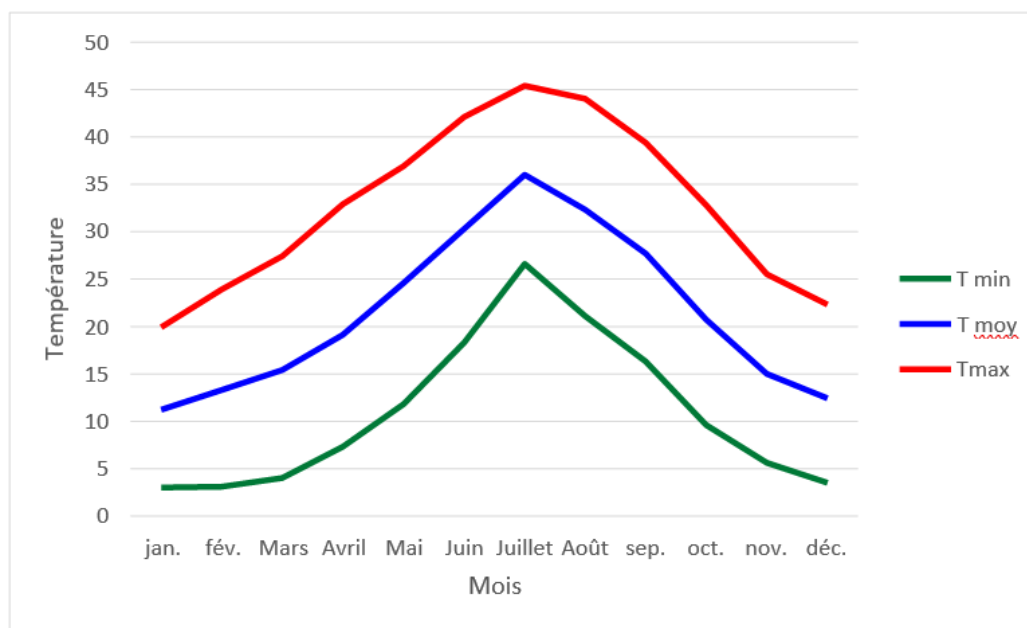


Figure I-3 : Amplitudes mensuelles de température

c. Précipitation

La station de Biskra, fait ressortir deux périodes distinctes, une saison sèche et une autre relativement humide.

Tableau I-2 : Répartition mensuelle des précipitations, station de Biskra de l'année 2019

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
P en mm	14,2	13,3	18,3	9,5	15,7	9,6	16,0	14,6	10,8	5,8	0,5	2,3
P en %	10,9	10,2	14,0	7,2	12,0	7,3	12,3	11,2	8,3	4,5	0,4	1,8

Source : ANRH Blida

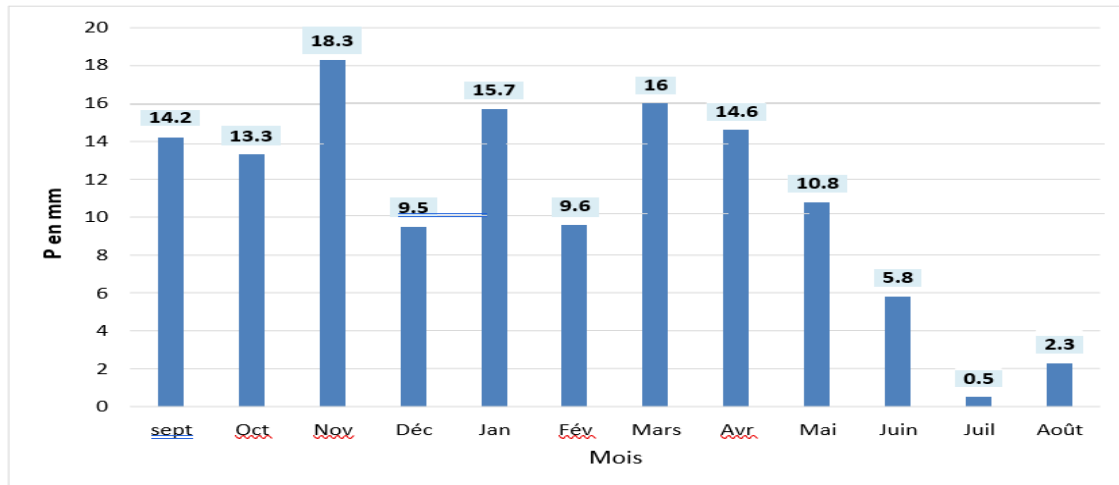


Figure I-4 : Répartition mensuelle des pluies de la station de Biskra

On remarque l'existence d'une saison sèche qui correspond aux mois de juin à aout, avec des pluies moyennes mensuelles égales ou inférieures à 5 % du total annuel et une saison humide qui correspond aux autres mois.

a. Vent

Hormis les précipitations ou l'humidité, les vents sont fréquents durant deux périodes de l'année : vents relativement humides pendant l'hiver, et vents de sable pendant le printemps.

Ce qui concerne l'été des vents chaudes soufflent surtout dans le mois de juillet.

7. Situation démographique

D'après RGPH la population de la région de Biskra-centre a été estimée à partir du recensement de l'année 2020 à 6022 habitants et le taux d'accroissement annuel est 2,30%.

On utilise la loi des accroissements géométriques pour estimer le nombre d'habitants pour différents horizons.

La relation est comme suit :

$$P_n = P_0 (1+T)^n \quad (I-1)$$

Avec :

P_n : Population future à un horizon prévue ;

P_0 : Population de base ou de l'année de référence ;

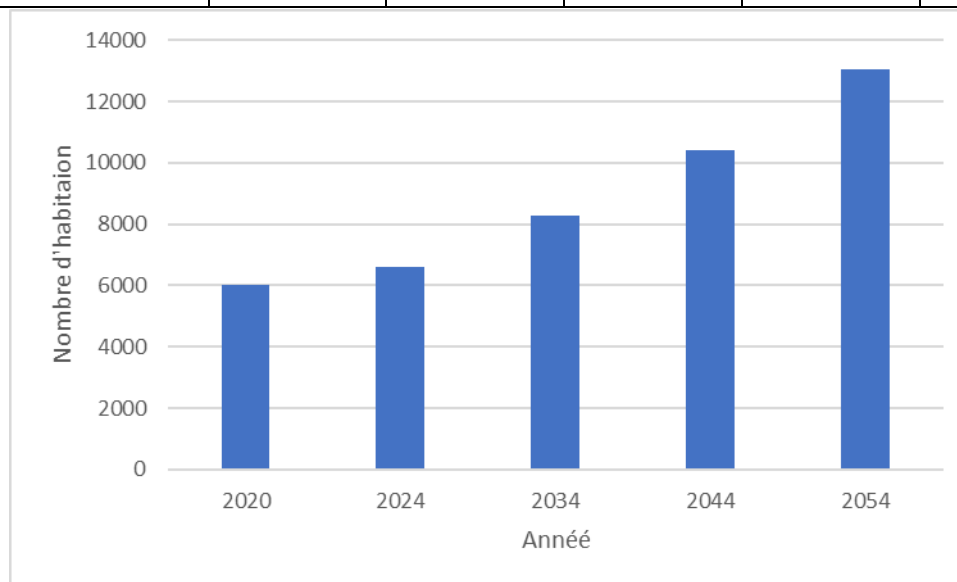
n : Nombre d'années séparant l'horizon de calcul de l'année de référence;

T : Le taux d'accroissement annuel de la population.

L'évaluation de la population est résumée dans le tableau suivant :

Tableau I-3: Evaluation de la population

Années	2020	2024	2034	2044	2054
Nombre d'habitants	6022	6596	8280	10394	13048



FigureI-5: Le diagramme d'évolution démographique a diffèrent horizons.

8. Situation hydraulique

8.1 Alimentation en eau potable

D'après les données fournies par les services de la Direction des Ressources en Eau de la wilaya, la ville de Biskra dispose d'un réseau de distribution d'eau potable constitué de différents matériaux et de diamètres variés, allant du DN 32 au 500 mm.

La principale source d'alimentation en eau potable dans notre zone d'étude provient des eaux puisées des forages répartis à divers endroits de la région.

8.2 Assainissement

Le volet d'assainissement de notre zone d'étude d'après les données fournies par les services de la DRE caractérisé par un réseau constitué d'un collecteur de forme circulaire DN 1500 en béton et DN 1400 en PRV (Plastic Reinforced with Glass Fiber), qui draine l'ensemble de la partie centrale de la ville. Ce collecteur suit un trajet sous le trottoir le long

de la route nationale RN03, passant parallèlement à la zone industrielle, puis longe la route contournant la station d'épuration (STEP).

Conclusion

Ce chapitre est considéré la porte qui nous permet d'avoir les situations de reconnaissance du site d'étude comme suit : géographique, topographique, hydrographique, géologique, hydrogéologique, climatique et démographique. Ces données vont nous servir de base pour l'élaboration du projet qui consiste à l'étude d'Assainissement de l'agglomération.

Chapitre II :

Etude hydrologique

Introduction

L'hydrologie, une science destinée à l'étude de l'eau et de son cycle, contient une multitude de phénomènes, notamment les précipitations, l'évaporation, l'infiltration, l'écoulement et le stockage. Dans le contexte de la gestion des eaux domestiques et pluviales, une compréhension précise de ces facteurs est essentielle. Une étude hydrologique approfondie est nécessaire pour estimer les débits de ruissellement. L'objectif principal de cette évaluation est de dimensionner correctement les réseaux d'assainissement ainsi que les ouvrages annexes, telles que les stations d'épuration, les déversoirs d'orage et les bassins de rétention.

1. Notions de l'hydrologie**1.1. Les averses**

Une averse se définit par une précipitation instantanée, dense et généralement de courte durée. Elle peut également désigner une grande quantité de quelque chose qui tombe sur quelqu'un ou quelque chose, tel qu'une pluie d'insultes. De manière métaphorique, les averses peuvent également décrire une chute brusque et abondante de divers éléments, comme des larmes ou de la lumière⁽⁴⁾

1.2. Choix de la période de retour

La période de retour d'une averse est l'intervalle moyen entre deux événements de cette intensité. Une pluie décennale a 10% de chance de se produire chaque année, c'est-à-dire une pluie avec une période de retour de 10 ans peut se produire une fois tous les 10 ans.

Pour les réseaux d'égout, la pluie décennale est souvent utilisée pour le dimensionnement. Cela permet de trouver un équilibre entre le coût et la protection contre les inondations.⁽³⁾

2.3. La fréquence

En hydrologie, la fréquence fait référence à la probabilité qu'un événement spécifique se produise pendant une période donnée. Cette notion est couramment utilisée pour évaluer la probabilité qu'un débit particulier soit dépassé dans une rivière ou un cours d'eau. La fréquence d'un événement est souvent exprimée en pourcentage, où une fréquence de 50% signifie que l'événement est attendu en moyenne une fois tous les deux ans. C'est un moyen crucial d'estimer la probabilité des événements hydrologiques et de planifier en conséquence pour gérer les risques associés aux inondations et à d'autres phénomènes hydrologiques.

1.3. Détermination de l'intensité moyenne maximale de précipitation

L'intensité moyenne (i_m) d'une averse s'exprime par le rapport entre la hauteur de pluie totale observée durant la durée t de l'averse :

$$I_m = \frac{\Delta h}{\Delta t}$$

Avec :

- i_m : intensité moyenne de la pluie [mm/h, mm/min] ou intensité spécifique en prenant en compte la surface [l/s/ha.].
- h : hauteur de pluie de l'averse [mm].
- t : durée de l'averse [h ou min].

2. Présentation du bassin versant du projet

Le bassin du Chott Melghir se distingue par son caractère endoréique, ce qui signifie qu'il est fermé. La dénomination, "Chott" du bassin, utilisé par l'A.N.R.H., reflète cette particularité des systèmes hydrologiques endoréiques. Situé dans le Sud-Est de l'Algérie, il couvre une superficie totale de 26 000 km². Au nord, il est délimité par les bassins versants du Chélif, du Hodna, du Zahrez, des Hauts Plateaux Constantinois et de la Medjerda. À l'est, il borde la Tunisie, tandis qu'au sud, il est adjacent au vaste bassin du Sahara. Les oueds des Aurès, tels que les oueds El Abiod et Abdi, contribuent au drainage de ce bassin en prenant leur source à une altitude de 2000 mètres.

3. Choix de la station pluviométrique

Les stations pluviométriques retenues pour l'estimation des précipitations dans le bassin versant, ont été sélectionnées sur la base de l'emplacement géographique de ces stations, et la période d'observation de ces dernières. Le choix de la station est important, la sélection des stations s'est faite sur la base de :

- Critères topographiques.
- Critères climatiques.
- La station est située à proximité de la zone d'étude.

4. La série des données pluviométriques

L'analyse des pluies repose sur des relevés de précipitations effectués dans plusieurs stations sur une surface topographique spécifique. Selon la densité du réseau, la zone

d'influence du pluviomètre représente la pluie tombée à une station sur une étendue plus ou moins large.

Le tableau suivant présente les caractéristiques de la station pluviométrique BISKRA qui est utilisée comme référence :

Tableau II-1 : Identification de la station pluviométrique de BISKRA

Nom	Code	Coordonnées		Période d'observation
BISKRA	061601	X (km)	795,1	1991-2021 (31 ans)
		Y (km)	177,65	
		Z (m)	200	

Source : ANRH

La station fournit une série de données pluviométriques qui inclut les quantités de pluie les plus élevées mensuelles et annuelles. Cette série a été observée pendant 31 ans, de 1991 à 2021. Les données de la série sont présentées dans le tableau suivant (Tableau II-2)

Tableau II-2 : La série pluviométrique (station de BISKRA) 1991 -2020

Année	Précipitations maximales journalières (mm)												Max.
	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	
1991	9	29	4	5,5	8	2	11	4,5	3,5	0	4,5	0	29
1992	20,5	2	17,5	0	0	0	6,5	0	4,5	0	0	0	17,5
1993	2,5	0	4	1,7	14,2	2,5	12,9	1	0	1,5	0	5,3	14,2
1994	9,5	12,5	3	0	4	3,8	1	0	0	0	0	1	12,5
1995	16,5	0,5	23	3	34	5	19,5	2,5	1	4,5	0	0	23
1996	18	0	0	3	1,5	2	6	0	0	0	0	0	18
1997	5,3	2,1	0	6	0	10,5	6,5	22	2,1	0	0	0	10,5
1998	0	2,6	0,1	0,1	0	0,5	0,2	0	3	17,1	0	2,5	17,1
1999	0	7,6	17,5	28,2	0	0	0,7	2,5	4	0	0	0	28,2
2000	3,5	0	1,5	2,2	22,1	0	0	0	1,4	0	0	0	22,1
2001	3,5	11,2	17,2	4,7	2,2	0	2,4	1,4	0	0,3	0	1	17,2
2002	0,8	6,3	7,5	1	0	2,8	0	5,3	1,6	0,1	0	2	7,5

Année	Précipitations maximales journalières (mm)												Max.
	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	
2003	23,6	6,8	3,1	6,7	0,1	0,3	67	26,5	20	0,9	0	0	26,6
2004	5,7	5,6	27,8	29,5	0	20,8	0,8	0	0	0	1,5	1	27,8
2005	2,8	0,6	1,3	4,4	19,1	18,5	0	7	7,5	1,2	0,5	0,1	19,1
2006	11,5	1	11,3	3	0	2,8	5	6,3	5,7	0	0	0,2	11,5
2007	8	0,3	0	0,5	1,4	0,1	0	0	8,3	0	0	4	8,3
2008	11,8	19	18,2	18	11,3	5,5	18,9	8,3	25,3	0	1	0	25,3
2009	14	3,8	0	4,1	7,3	11,2	12	24,8	2,7	10,7	0	0,8	24,8
2010	7,4	8,8	28,8	0	6,7	0,6	0	38,3	0	0	0	0	38,3
2011	6,3	54,3	6,6	0	0	3,3	4,5	4	0	0	0	0	54,3
2012	0	14,3	12,8	3,8	8,8	2,5	4,2	45,9	0,7	21,3	0	6,8	45,9
2013	17,8	24,5	0	14	6,6	3,2	16,5	0	4,4	1,1	0	0	24,5
2014	8	1,5	3,1	0	4,6	15,3	35,1	0	0	2,8	0	1,2	35,1
2015	11,3	41	3,3	0	0	1,2	6,6	49,5	0	0	0	0	49,5
2016	6,5	0,6	11,5	1	0,4	0	0	20	0	1,7	0	0	20
2017	11,5	12,6	0	0	0	12,8	9	6,3	24	0	0	0,5	24
2018	17,3	28,3	0,5	0	1,4	0	4,4	28,3	13,4	0	0	15,3	28,3
2019	12,5	2,5	7,4	3,2	3	0	8,2	11	15,3	0	0	0	15,3
2020	14,3	0	0	2,6	0	0	0	8,4	10,8	0	0	0	14,3
2021	3,2	4,2	5,6	0,3	1	7,5	14,4	14,4	0	0	0	0	14,4

Source : ANRH

Homogénéisation des données

Il est essentiel de garantir que notre série ne contient pas de ruptures artificielles et de vérifier si la série des données est homogène ou non. Dans cette optique, nous utilisons le test de la médiane, dont les étapes sont les suivantes :

1- Trier la série par ordre croissant.

2- Déterminer la valeur M de la médiane d'ordre m (de telle sorte que 50% des xi soient inférieurs à x et 50% des xi soient supérieure à x). Deux cas sont alors possibles :

- Si N est impair, on prend la valeur $(\frac{N+1}{2})^{ième}$

- Si N est pair, on prend la moyenne entre la valeur $\left(\frac{N}{2}\right)^{ième}$ et la valeur $\left(\frac{N}{2} + 1\right)^{ième}$

On a $N=31$, donc : $m = \frac{31+1}{2} = 16$, alors la médiane est **M= 22,1**

- 3-** Pour la série non triée, attribuer à chaque valeur un signe (+) si $x_i > M$ ou bien un signe (-) si $x_i < M$.

Les calculs des étapes précédentes sont résumés dans le tableau II-4 (la page suivante).

- 4-** Calculons les quantités N_s et T_s tel que : N_s est le nombre total des séries (+) ou (-), et T_s est la taille de la plus grande série (+) ou (-).

Pour un seuil de signification compris entre 91% et 95%, les conditions du test sont :

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - 1,96 \times \sqrt{N + 1}) \quad \text{(II.1)}$$

$$T_s < 3,3 [\log_{10}(N) + 1] \quad \text{(II.2)}$$

Tableau II-3 : Résultats du test de la médiane

Paramètre	Valeur	Comparaison
N_s	14	14 > 10,45 conditions n°1 vérifiée
$\frac{1}{2}(N + 1 - 1,96 \times \sqrt{N + 1})$	10,45	
T_s	8	8 < 8,22 conditions n°2 vérifiée
3.3 [$\log_{10}(N) + 1$]	8,22	

On peut interpréter les résultats du test de la médiane (Tableau II-3) comme suit : la série des pluies maximales annuelles est homogène.

Tableau II-4 : Calcul des paramètres du test de la médiane

Série triée par ordre croissant			Série non triée	
Année	Pmax,j (mm)	Ordre m	Année	Pmax,j (mm)
2002	7,5	1	1991	+29
2007	8,3	2	1992	-17,5
1997	10,5	3	1993	-14,2
2006	11,5	4	1994	-12,5
1994	12,5	5	1995	+23
1993	14,2	6	1996	-18
2020	14,3	7	1997	-10,5
2021	14,4	8	1998	-17,1
2019	15,3	9	1999	+28,2
1998	17,1	10	2000	+22,1
2001	17,2	11	2001	-17,2
1992	17,5	12	2002	-7,5
1996	18	13	2003	+26,6
2005	19,1	14	2004	+27,8
2016	20	15	2005	-19,1
2000	22,1	16	2006	-11,5
1995	23	17	2007	-8,3
2017	24	18	2008	+25,3
2013	24,5	19	2009	+24,8
2009	24,8	20	2010	+38,3
2008	25,3	21	2011	+54,3
2003	26,6	22	2012	+45,9
2004	27,8	23	2013	+24,5
1999	28,2	24	2014	+35,1
2018	28,3	25	2015	+49,5
1991	29	26	2016	-20
2014	35,1	27	2017	+24
2010	38,3	28	2018	+28,3

2012	45,9	29	2019	-15,3
2015	49,5	30	2020	-14,3
2011	54,3	31	2021	-14,4

5. Etude des précipitations maximales journalières

Il est nécessaire d'effectuer un ajustement statistique à une loi de probabilité pour calculer des valeurs extrêmes ou quantiles. Ainsi, une loi théorique de la série des pluies maximales journalières doit être ajustée de manière appropriée pour identifier les intensités de pluie les plus élevées et évaluer le débit de crue. Les étapes essentielles de l'étude sont les suivantes :

- Trier la série des Pmax, j par ordre croissant.
- Calculer la fréquence expérimentale F(x) (au non dépassement).
- Calculer les caractéristiques empiriques de la série.
- Ajuster la série graphiquement.
- Déterminer les quantiles et leurs intervalles de confiance.
- Calculer les précipitations et les intensités de courte durée.

5.1. Caractéristiques empiriques de la série :

- La moyenne de précipitation maximale journalière max, j :

$$\bar{P}_{max,j} = \frac{\sum_{i=1}^N P_{max,j}}{N} \dots\dots\dots(II.3)$$

Avec :

P_{max, j} : précipitation maximale journalière en (mm).

N : nombre d'années d'observation (N=48 ans).

$\bar{P}_{max,j}$: la moyenne de précipitation maximale journalière en (mm).

Donc la moyenne de précipitation maximale journalière est :

$$\bar{P}_{max,j} = 23.0$$

- L'écart type $\sigma_{P_{max,j}}$:

Pour $N \geq 30$ ans :

$$\sigma_{P_{\max,j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \bar{P}_{\max,j})^2}{N}} \right] \dots\dots\dots (II.4)$$

Donc l'écart type est :

$$\sigma_{P_{\max,j}} = 11.5$$

- Coefficient de variation C_v :

$$C_v = \frac{\sigma_{P_{\max,j}}}{\bar{P}_{\max,j}} \dots\dots\dots (II.5)$$

Donc le coefficient de variation est :

$$C_v = 0.501$$

Remarque :

L'exposant climatique de notre zone d'étude $b=0.23$ est donnée par ANRH.

Le tableau suivant regroupe les résultats des caractéristiques de la série :

Tableau II-3. Les caractéristiques de la série pluviométrique

La taille de la série	31
La valeur min	7.00
La valeur max	54.0
La moyenne	23.0
L'écart type	11.5
Coefficient de variation	0.501
Exposant climatique	0,23

Source : logiciel hyfran

6. Lois statistiques pour l'analyse fréquentielle

L'ajustement des données pluviométriques à une distribution de probabilité est une étape cruciale pour comprendre et modéliser les régimes de pluie. Le succès de cette méthode dépend de plusieurs facteurs, notamment la nature des données, la taille de l'échantillon et les caractéristiques spécifiques des données. Le choix de la distribution la plus appropriée est souvent guidé par des considérations pratiques et l'expérience des chercheurs.

En Algérie, plusieurs distributions de probabilité sont couramment utilisées pour modéliser les précipitations maximales quotidiennes. Parmi celles-ci, les lois de Galton, Gumbel et GEV (Generalized Extreme Value) sont fréquemment employées. Chacune de ces

distributions possède ses propres caractéristiques et hypothèses, ce qui les rend adaptées à différents types de données et de conditions climatiques.

6.1. Ajustement à la loi de Gumbel

La fonction de la répartition de la loi du Gumbel :

$$F(x) = e^{-e^{-u}} \dots\dots\dots (II.6)$$

$$y = \frac{(x-x_0)}{\alpha} = -[\ln(-\ln(F(x)))] \dots\dots\dots (II.7)$$

Avec :

- y : la variable réduite de Gumbel.
- x_0 : le paramètre de position (en mm).
- x : variable étudiée ($P_{max, j}$) (en mm).
- α : paramètre d'échelle appelée Gradex. ($\alpha > 0$).

La formule de Gumbel est donnée par la formule suivante :

$$x = \alpha \times y + x_0 \dots\dots\dots (II.8)$$

Les paramètres de loi de Gumbel sont calculés par la méthode de maximum de vraisemblance corrigé :

$$\alpha = 8.69265 \qquad x_0 = 17.8581$$

Donc, la formule de Gumbel devient :

$$x = 8.69265 \times y + 17.8581 \dots\dots\dots (II.9)$$

- Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel :

Tableau II-4. Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel par logiciel Hyfran

T	q	X _T	Écart-type	Intervalle de confiance (95%)
20.0	0.9500	43.7	4.48	34.9 - 52.5
10.0	0.9000	37.4	3.65	30.3 - 44.6
5.0	0.8000	30.9	2.83	25.3 - 36.4
3.0	0.6667	25.7	2.25	21.3 - 30.1
2.0	0.5000	21.0	1.83	17.5 - 24.6

Source : logiciel hyfran

Tels que : $T = 1/(1-q)$

Avec :

q : probabilité au non-dépassement

T : période de retour.

X_t : précipitations maximales journalières (mm).

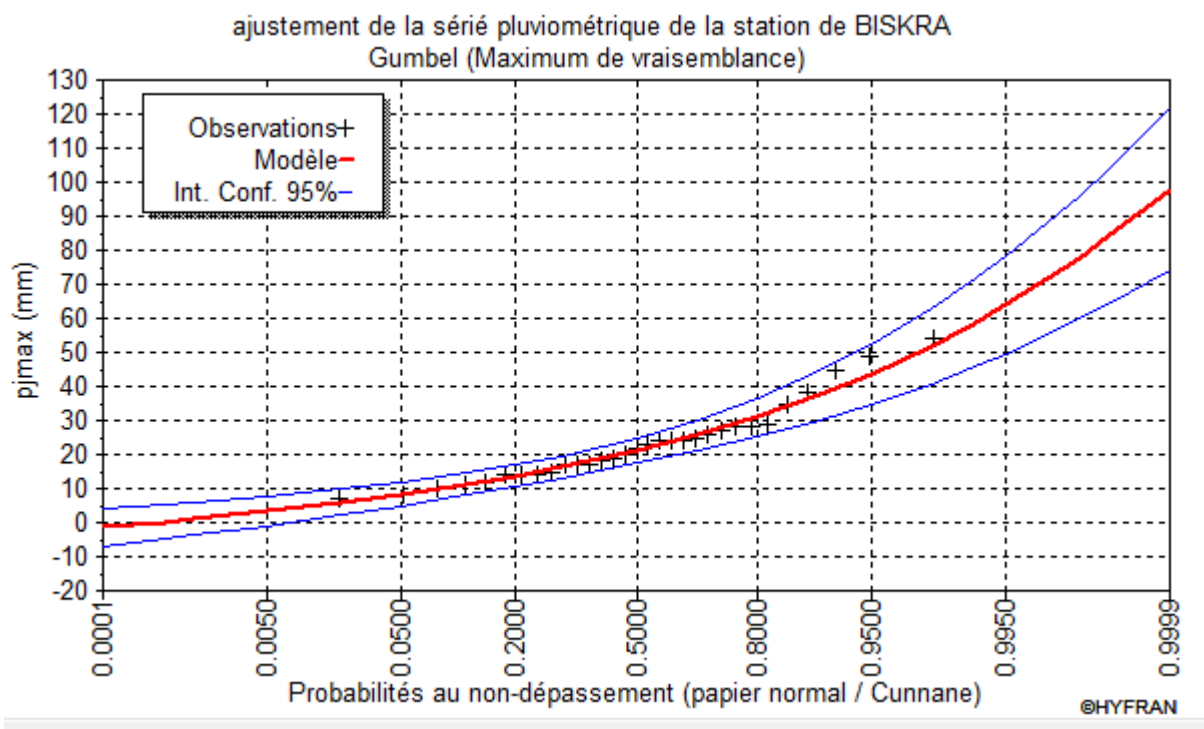


Figure II.1. Ajustement par la loi de Gumbel

Source : logiciel hyfran

6.2. Ajustement à la loi des extrêmes généralisée (loi GEV)

La formule de répartition de la loi d'extrêmes généralisée est :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (II.10)$$

$$y = -\frac{1}{k} \ln\left(1 - \frac{k}{\alpha}(x - u)\right) \dots\dots\dots (II.11)$$

Avec :

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

La formule de GEV est donnée par la formule suivante :

$$x = u + \frac{\alpha}{k}(1 - e^{-ky}) \dots\dots\dots (II.12)$$

Les paramètres de loi de GEV sont calculés par la méthode de maximum de vraisemblance corrigé :

$$\alpha = 8.20877 \quad k = -0.0774429 \quad u = 17.6168$$

Donc, la formule de GEV devient :

$$x = 17.6168 - \frac{8.20877}{0.0774429}(1 - e^{-0.0774429y}) \dots\dots\dots (II.13)$$

- Résultats de l'ajustement à la loi de GEV :

Tableau II-5. Résultats de l'ajustement à la loi de GEV par logiciel Hyfran

T	q	X _T	Écart-type	Intervalle de confiance (95%)
20.0	0.9500	45.0	6.54	32.2 - 57.9
10.0	0.9000	37.8	4.40	29.2 - 46.4
5.0	0.8000	30.7	2.99	24.8 - 36.5
3.0	0.6667	25.3	2.31	20.8 - 29.8
2.0	0.5000	20.7	1.89	17.0 - 24.4

Source : logiciel hyfran

Tels que : $T = 1/(1-q)$

Avec :

q : probabilité au non-dépassement

T : période de retour.

X_t : précipitations maximales journalières (mm).

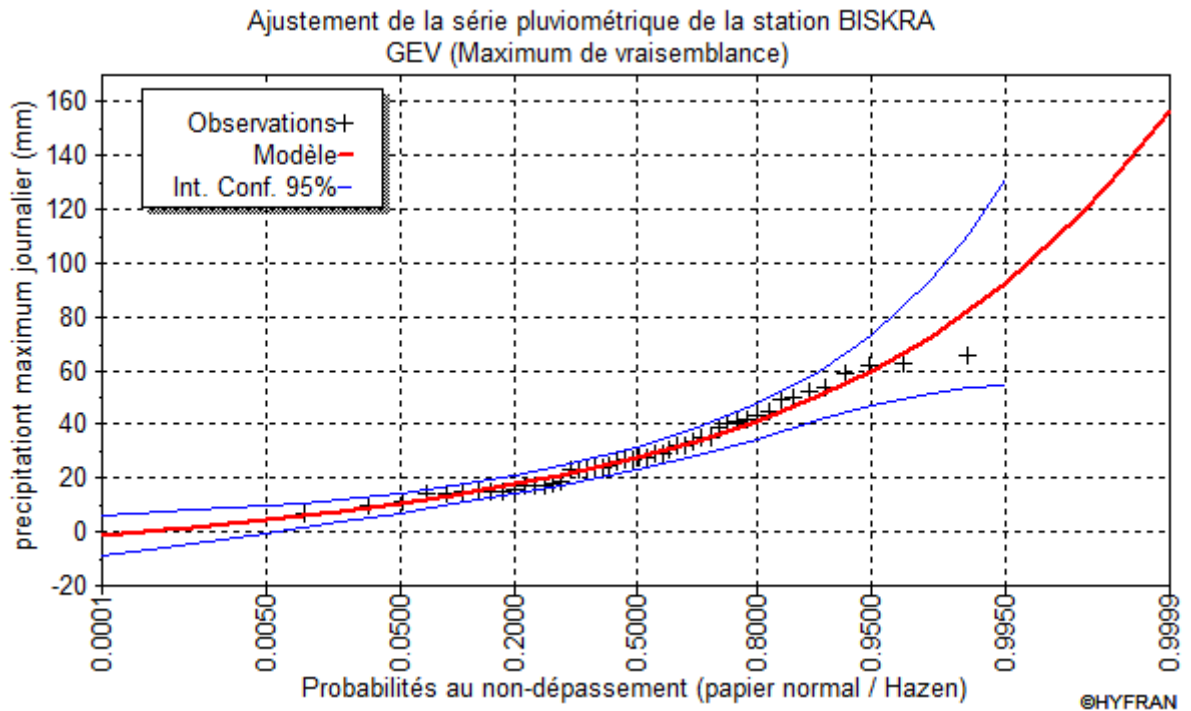


Figure II.2. Ajustement par la loi de GEV

Source : logiciel hyfran

6.3. Ajustement à la loi de Galton (log normale)

La formule de répartition de la loi de Galton est :

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

Dans le cas de la loi log normale la variable u est égal à :

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

Avec :

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

La formule de Galton est donnée par la formule suivante :

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

Les paramètres de loi de Galton sont calculés par la méthode de maximum de vraisemblance corrigé :

$$\sigma_{\ln(x)} = 0.498459 \qquad \overline{\ln(x)} = 3.01973$$

Résultats de l'ajustement à la loi de Galton :

Tableau II-6 : Résultats de l'ajustement à la loi de Galton en utilisant logiciel Hyfran

T	q	XT	Écart-type	Intervalle de confiance (95%)
20.0	0.9500	46.5	6.45	33.9 - 59.2
10.0	0.9000	38.8	4.72	29.5 - 48.1
5.0	0.8000	31.2	3.26	24.8 - 37.6
3.0	0.6667	25.4	2.38	20.7 - 30.1
2.0	0.5000	20.5	1.83	16.9 - 24.1

Source : logiciel hyfran

Tels que : $T = 1/(1-q)$

Avec :

q : probabilité au non-dépassement

T : période de retour.

X_t : précipitations maximales journalières (mm).

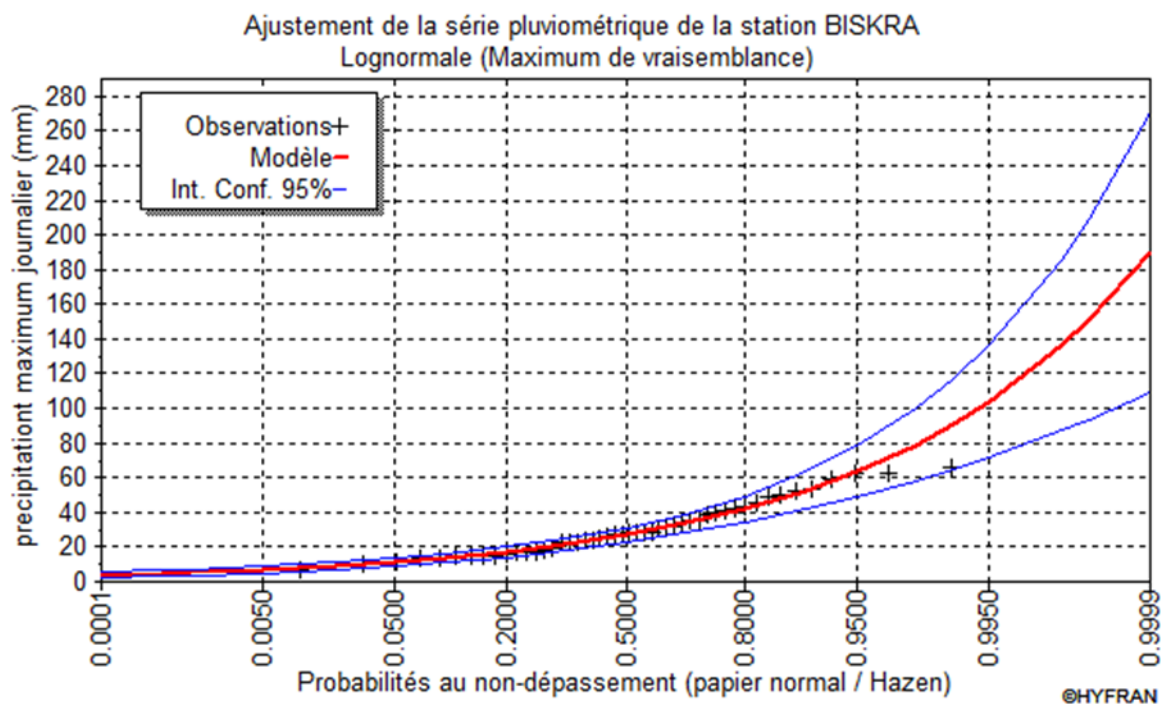


Figure II.3. Ajustement par la loi de lognormale

Source : logiciel hyfran

6.4. Comparaison entre les lois d'ajustement

Dans le cadre de notre étude, nous avons ajusté la série des précipitations maximales annuelles à la loi de Gumbel, la loi de Galton et la loi de GEV en utilisant le logiciel Hyfran. Nous avons comparé les graphiques des droites de régression obtenues par ces deux ajustements. Les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des deux lois ainsi que l'homogénéité ont été calculés directement à partir du logiciel. À ce stade, la question qui se pose est de déterminer si l'une de ces lois convient mieux que l'autre. Chaque loi présente ses avantages et inconvénients, mais notre choix se basera sur les paramètres hydrologiques estimés (tels que les précipitations décennales), l'observation visuelle des graphiques, et sur le test du Khi2.

- Observation des graphiques

Ce test consiste en une analyse visuelle des graphiques de régression pour évaluer l'alignement des points. Il vérifie si la droite de régression suit correctement les points et s'il n'y a pas d'anomalies telles que des courbes ou des tendances inhabituelles. Ce test permet d'évaluer la qualité des données et des modèles statistiques. En utilisant le logiciel Hyfran, nous avons comparé les graphiques de régression de deux lois pour déterminer laquelle est la plus appropriée pour représenter les données.

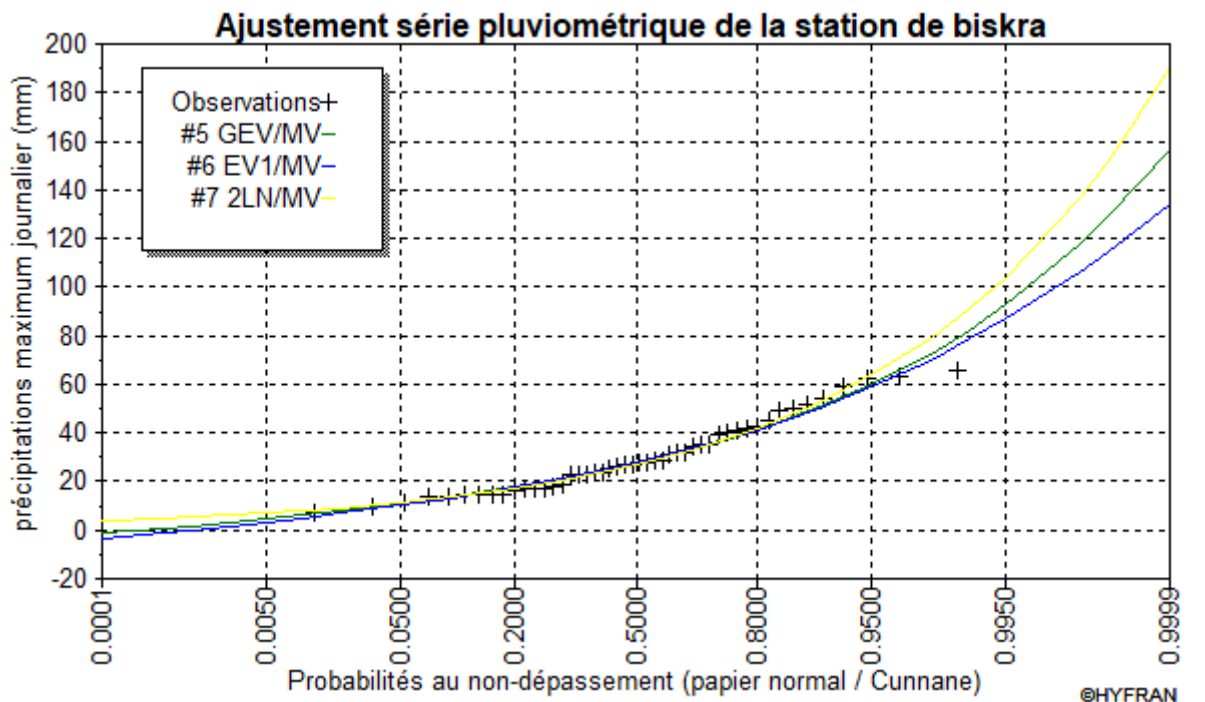


Figure II.4. Comparaison des deux lois d'ajustement (logiciel Hyfran)

Source : logiciel hyfran

Interprétation :

Dans tous les cas, les points se situent très près de la droite théorique, démontrant ainsi une convergence satisfaisante.

- Test d'adéquation de Khi-deux

Le test de Khi-deux, également appelé test de Khi-carré ou test de Pearson, est une méthode statistique utilisée pour évaluer la compatibilité d'une loi statistique avec un échantillon donné de taille N. Le test consiste à comparer les valeurs calculées et théoriques de χ^2 pour prendre une décision concernant l'ajustement.

- On détermine le χ^2 calculé et le nombre de degré de liberté γ (à l'aide du logiciel HYFRAN).
- On détermine le χ^2 théorique sur la table de Khi2 (voir l'annexe I)
- La loi est adéquate pour une erreur $\alpha= 0.05$.

Les résultats de test de Khi-deux sont présentés dans le tableau suivant

Tableau II-7. Les résultats de test de Khi-deux

Loi d'ajustement	Nombre de classe	P	Degré de liberté	χ^2 Calculé	χ^2 Théorique	Comparaison	Remarque
Loi de Gumbel	6	6	6	3.55	12.592	3.55<12.592	Vérifié
Loi de GEV	5	5	5	1.29	11.070	1.29<11.070	Vérifié
Loi de Galton	6	6	6	2.65	12.592	2.65<12.592	Vérifié

Source : logiciel hyfran

D'après le test khi-deux, la condition (χ^2 calculé < ; χ^2 théorique) est vérifiée, donc les trois lois GUMBEL, GEV et Galton sont adéquates

Sélection de la loi :

Pour une bonne marge de sécurité, on considère que la série des pluies maximales journalières s'ajustent mieux à la loi de Galton.

7. Calcul des pluies et des intensités de courte durée

Dans cette section, nous allons calculer les valeurs des averses et leurs intensités en se référant aux résultats de l'ajustement à la loi de GEV. Les averses, qui représentent les pluies de courte durée, seront déterminées à partir des précipitations maximales journalières en utilisant la relation suivante :

$$P_{t,p\%} = P_{\max,j,p\%} \times \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (II.17)$$

Avec :

- $P_{t,p\%}$: pluie de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%) (en mm).
- $P_{\max,j,p\%}$: pluie maximale journalière correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%) (en mm).
- t : durée de l'averse (h).
- b : exposant climatique ; selon ANRH $b=0.23$.

Pour calculer l'intensité moyenne des précipitations de courte durée à une fréquence de dépassement donnée, la formule de Montanari est utilisée.

La formule de Montanari est la suivante :

Pour le calcul de l'intensité moyenne « $i_{t,p\%}$ » de précipitation « $P_{t,p\%}$ (mm) » de courte durée « t (h) » à une fréquence de dépassement donnée « $p\%$ », nous utilisons la formule de Montanari

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \dots\dots\dots (II.18)$$

Avec :

- $i_{t,p\%}$: l'intensité moyenne de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%) (mm/h).
- $P_{t,p\%}$: pluie de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%) (en mm).
- t : durée de l'averse (h).

Dans les projets d'assainissement, pour l'estimation des débits pluviaux on s'intéresse à l'intensité moyenne maximale correspondante à une courte durée $t= 15$ min ou 0,25 heure, et une période de retour $T = 10$ ans. Cette approche est adoptée pour des raisons technico-économiques et de sécurité. En effet, une courte durée de 15 minutes permet de prendre en compte les précipitations intenses qui peuvent survenir rapidement et causer des dégâts importants.

$$I_{15\text{min},10\%} = \frac{13,58}{0,25} = 54,32 \text{ mm/h} = \frac{54,32 \times 10000}{3600} = 150,88 \text{ l/s/ha.}$$

Le tableau suivant regroupe les résultats de calcul de la pluie et l'intensité de courte durée :

Tableau II-8. Pluies et intensités de courte durée de différentes périodes de retour.

T	5		10		20		50	
Xt	31.2		38,8		46.5		57.0	
t(h)	Pt (mm)	it(mm/h)	Pt (mm)	it(mm/h)	Pt (mm)	it(mm/h)	Pt (mm)	it(mm/h)
0,1	8,85	88,45	11,00	110,00	13,18	131,83	16,16	161,59
0,2	10,37	51,87	12,90	64,50	15,46	77,31	18,95	94,76
0,25	10,92	43,68	13,58	54,32	16,28	65,10	19,95	79,80
0,5	12,81	25,62	15,93	31,85	19,09	38,18	23,40	46,80
0,75	14,06	18,75	17,48	23,31	20,95	27,94	25,69	34,25
1	15,02	15,02	18,68	18,68	22,39	22,39	27,44	27,44

Source : logiciel hyfran

Conclusion

Dans cette étude, on se penche sur l'intensité de pluie projetée pour une averse de 15 minutes avec une période de retour de 10 ans, évaluée à 150,88 litres par seconde par hectare (l/s/ha). Cette mesure est essentielle pour estimer les débits de pointe des eaux pluviales, offrant ainsi une indication précise de la quantité d'eau qui pourrait s'écouler sur une surface spécifique pendant une telle averse, susceptible de se produire une fois tous les 10 ans. Cette donnée utilisée pour la conception et la planification des systèmes de gestion des eaux pluviales, visant à atténuer les risques d'inondations de la ville de Biskra.

Chapitre III :

Diagnostic du réseau d'assainissement existant

Introduction

Les éléments qui composent un réseau d'assainissement sont soumis à des sollicitations continues qui les détériorent progressivement, ce qui conduit à des dysfonctionnements du système d'évacuation. A Biskra les eaux usées et industrielles sont rejetées directement vers le milieu naturel à cause de non achèvement des travaux de la station d'épuration et des affaissements et casseurs de quelques collecteurs qui traversent les champs agricoles. Une étude de diagnostic est essentielle pour acquérir une bonne connaissance de l'état et du fonctionnement du réseau, ce qui permet de concevoir des solutions adaptées à la situation actuelle du système et d'améliorer l'efficacité et la durabilité du système d'évacuation ainsi que d'éviter les risques de contamination des cours d'eaux qui traversent la ville (Oued Biskra et Oued Z'Mor), et les champs d'agriculture limitrophes à ces Oueds.

1. Dysfonctionnements d'un système de drainage

Un système d'assainissement à trois fonctions principales :

1. Préserver l'environnement urbain et de drainer les eaux urbaines, que ce soit en temps sec ou pluvieux.
2. La fonction de stabilité des constructions.
3. La fonction de préservation de l'environnement naturel.

Le dysfonctionnement d'un réseau d'assainissement correspond à une perturbation du service, sans pour autant être l'arrêt total du fonctionnement. Ces dysfonctionnements ont pour origine des dégradations structurelles ou fonctionnelles, d'un ou de plusieurs ouvrages constituant le système d'assainissement. Ils se manifestent par :

1. Les dépôts qui nécessitent fréquemment la mise en charge des collecteurs, ce qui expose à des risques d'inondations ou de débordement ;
2. La présence de trous, de fissures, de corrosion interne ou externe dans un ouvrage peut, en fonction de son importance, compromettre la stabilité de l'ouvrage, entraînant des déformations géométriques ou même son effondrement.
3. La station d'épuration est perturbée par l'infiltration d'eau claire parasite, tandis que l'exfiltration des effluents pollue la nappe phréatique.

La panne d'un réseau d'assainissement se traduit par une interruption complète du service, ce qui peut causer des problèmes de fonctionnement ou même l'arrêt complet dans

certain cas. On peut donc considérer une panne comme la phase finale d'un problème. Pour éviter une rupture totale et irrémédiable et l'émergence de problèmes difficiles à résoudre et l'identification des causes de ces défaillances, l'étude de diagnostic est devenue essentielle afin d'avoir une bonne connaissance de l'état du fonctionnement du réseau, des installations..., afin de les réhabiliter, de les restructurer et de prévoir des extensions liées au développement urbain.

2. Diagnostic préliminaire du réseau

Le succès d'un projet de réorganisation d'un réseau d'eaux usées nécessite une connaissance préalable des problèmes de fonctionnement et de leurs origines. Afin d'accomplir cela, il est essentiel de multiplier les descentes sur le terrain pour repérer les problèmes qui empêchent le réseau de réaliser de manière optimale son rôle, qui consiste à évacuer les eaux usées loin des concessions sans causer de problèmes à l'environnement. . Dans cette section, nous allons tout d'abord décrire le réseau déjà en place. Par la suite, il sera question de procéder à l'analyse du diagnostic du réseau en commençant par identifier les problèmes et leurs origines.

3. Avantages du diagnostic

Le diagnostic présente de nombreux avantages et les informations obtenues pour cette étude sont indispensables en vue de :

- Mieux connaître le fonctionnement réel du réseau afin d'optimiser le fonctionnement du système
- Envisager les actions ultérieures sur le réseau (rénovation, entretien, méthodes de gestion...).

4. L'importance du diagnostic

- Organisateur des réparations du réseau existant de la zone étudiée de manière hiérarchique.
- Organisateur d'un plan de rétablissement
- Établir, en fonction des compétences de la communauté, un plan visant à rétablir la conformité du système de collecte ;
- Il est important de planifier la gestion du système pour le maintenir conforme.

5. Différentes données requises d'une étude de diagnostic

Il s'agit d'appliquer, de manière plus ou moins approfondie, toutes les techniques d'étude disponibles, selon une méthodologie dont les principaux éléments sont le recueil et l'exploitation des données. Pour collecter les données, il est essentiel de prévoir un scénario d'interventions afin de planifier progressivement l'avancement du diagnostic, la collecte de connaissances et les visites d'ouvrages. Effectivement, il est nécessaire de coordonner et de compléter tous les documents graphiques et les informations techniques qui y sont liées par des contrôles in situ. Il existe deux catégories de données requises pour une étude de diagnostic :

- **Données de Base :**

Elles regroupent toutes les informations requises pour un diagnostic adéquat, ce dernier étant l'opération qui a pour objectif de déterminer, d'une part, la nature et les origines d'un dysfonctionnement, et d'autre part les conséquences qui en résultent. On définit les données de base comme suit :

1. Données concernant la collecte :

- La population de chaque sous-bassin et leur consommation d'eau potable ;
- La surface totale drainée de chaque sous-bassin et ses caractéristiques (niveau d'imperméabilisation, intensité des prélèvements et pente).

2. Données concernant le réseau et ses ouvrages connexes (station de relevage, déversoir d'orage, dessableur, déshuileur, bassin de retenue, bassin d'orage...)

3. Données concernant le traitement.

- **Données d'Orientation :**

Elles concernent les répercussions qui peuvent engendrer les divers dysfonctionnements : impact sur les constructions et les réseaux environnants, pollution de la nappe, etc...

Ces données sont appelées données d'orientation, car elles permettent de déterminer les endroits et les types de pré-diagnostic à installer.

6. Aperçu général du réseau d'assainissement existant de la commune

Biskra centre

Actuellement le réseau d'assainissement de la commune de Biskra centre s'étend sur une superficie de 48,175 Ha, elle est dotée d'un ancien réseau de type unitaire dans sa majeure partie avec un écoulement gravitaire de schéma d'évacuation latéral. Les eaux usées et industrielles sont rejetées directement vers le milieu naturel à cause de non achèvement des travaux de la station d'épuration et des affaissements et casseurs de quelques collecteurs qui traversent les champs agricoles.

Ce réseau est composé des collecteurs circulaires de diamètres variant de 300 à 1000mm, et d'un Ovoïde 1300x800 sur une longueur totale du réseau de 11534,9 m nécessitent une intervention en urgence. Le matériau de l'Ovoïde 1300x800mm est béton situé sur le boulevard Emir Abdelkader, présente des dégradations de surface avancé et un effondrement sur un tronçon. Il est probable que d'autres effondrements se produisent à cet endroit du collecteur.

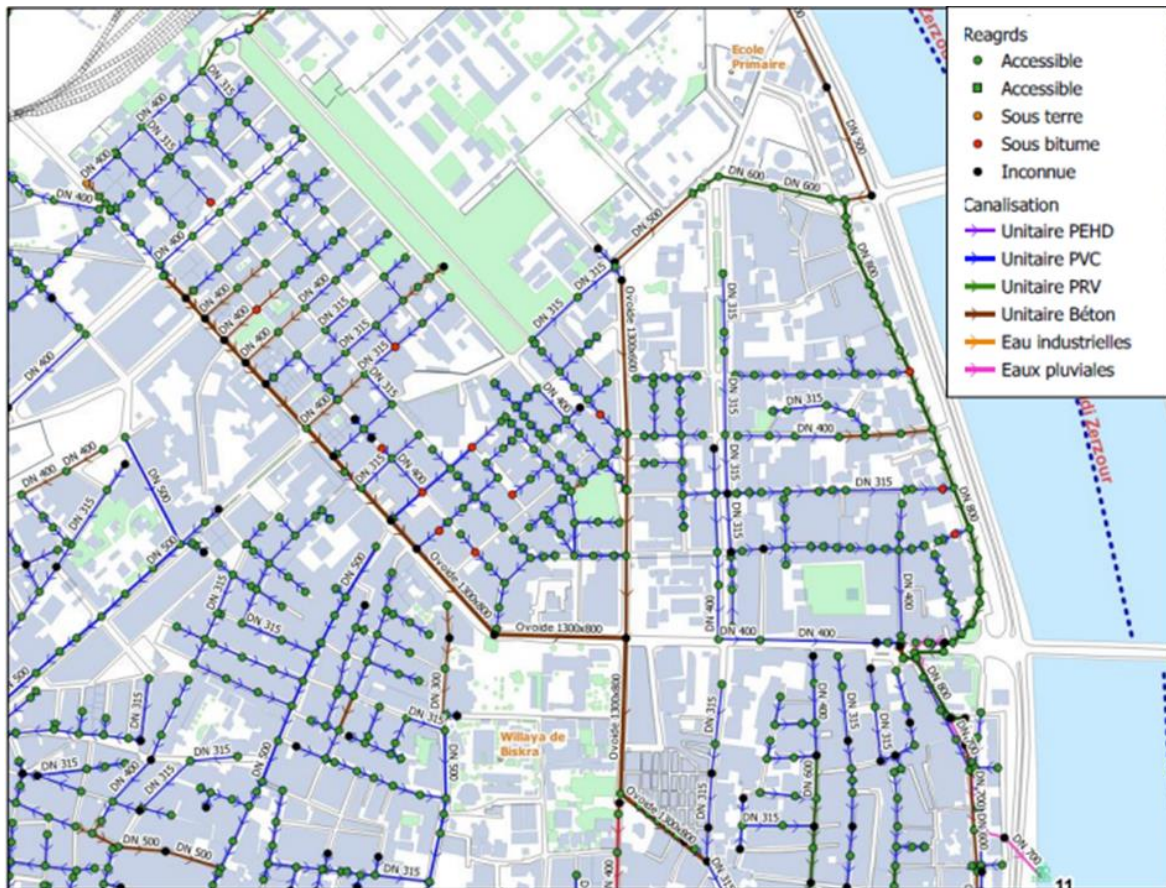


Figure III.1 : Situation de l'Ovoïde Emir Abdelkader

Source : EHE2020

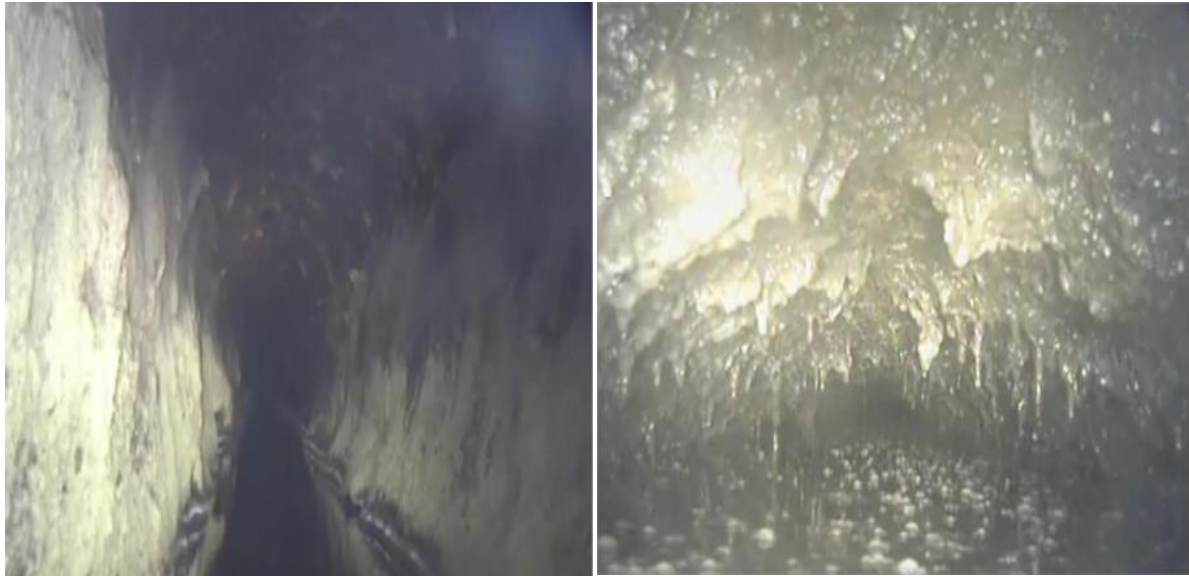


Figure III.2: Inspection par caméra d'une conduite en béton DN400 raccordée dans l'Ovoïde

Source : EHE2020

Ces photos montrent bien l'état de dégradation avancé de l'ovoïde ainsi que le collecteur en DN 400 en béton raccordé sur cet Ovoïde, un risque d'effondrement majeur peut se produire pour ces collecteurs, par conséquent un affaissement de la chassée. A cet effet nous recommandons de procéder à la rénovation de ces collecteurs.

7. Observation du terrain

En se basant sur des plans existants, plus ou moins mis à jour, nous avons pu obtenir quelques renseignements :

- D'après le plan de masse, toutes les canalisations suivent la pente en direction des points de rejet vers l'Ovoïde.
- Les diamètres des canalisations sont compris entre 300 et 1100 mm, et le matériau utilisé est principalement du béton.
- Ces canalisations reconnaissent des fissurations le plus souvent hélicoïdales avec des futs d'emboîtement détériorés et des dislocations au niveau des emboîtements avec les regards.

7.1. État des rejets

L'ensemble des rejets ont été inspectés par temps sec et lorsque les eaux usées s'écoulent d'un exutoire, une estimation du débit est effectuée ainsi qu'une caractérisation in-situ de la qualité de l'effluent. Les paramètres mesurés sont :

- PH
- Température

- Conductivité en $\mu\text{S}/\text{cm}$
- NH_4 en mgN/l

La conductivité des effluents mesurée sont élevés, varie entre 4000 et 6500 $\mu\text{S}/\text{cm}$. Il faut noter que la valeur de la conductivité d'eau potable de la région d'étude est de l'ordre de 2100 $\mu\text{S}/\text{cm}$.

Des mesures de $\text{NH}_4 +$ ont été effectuées variant entre 10 et 400 mgN/l . Il est considéré qu'au-delà de 100 mgN/l , il s'agit d'eaux usées. Entre 10 et 100 mgN/l , il s'agit probablement d'eaux mélangées. Une eau claire de source ou d'AEP doit présenter un taux de zéro.

On note qu'actuellement aucun traitement ou prétraitement des eaux usées est réaliser dans la zone d'étude, à cause de non achèvement des travaux de la réalisation de la STEP de Biskra.

7.2. Inspection détaillée du réseau

7.2.1. État des regards

Le réseau d'assainissement de la commune de Biskra centre renferme dans sa totalité 338 regards (tous les regards son en béton) de type circulaire. La profondeur varie de 1, 3 et 3m. L'espacement entre les regards et de 5 à 80 m selon l'emplacement.

Le détail des regards sont représentés dans les paragraphes suivantes :

7.2.1.1. Accessibilité

Tableau III-1 : Ventilation de l'accessibilité de la fermeture des regards

Accessibilité fermeture	Nombre	%
Accessible	300	88.75
Inconnue	25	7.39
Sous bitume	12	3.55
Sous terre	01	0.30
Total général	338	100.00

Source : EHE

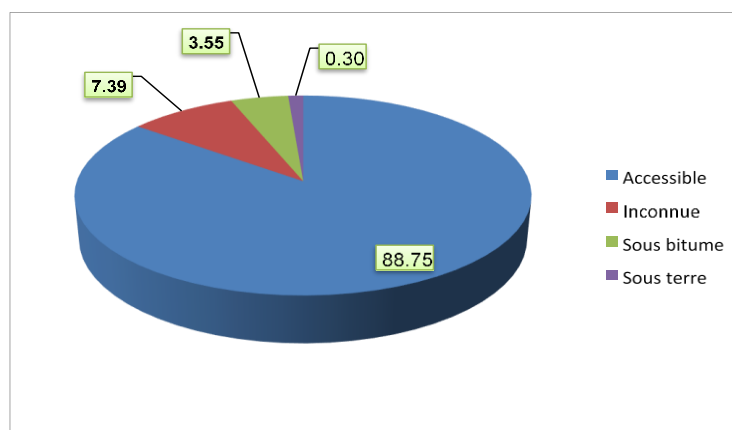


Figure III.3 : Ventilation de l'accessibilité de la fermeture des regards

88.75% des regards sont accessible pour la ville de Biskra

Le terme « Accessible » désigne tous les regards visualisés sur le terrain même lorsqu'ils n'ont pas été inspectés.

Le terme « Inconnue » désigne les regards théoriquement existants et indispensable au fonctionnement du réseau mais le bureau d'étude n'a pas pu les détectés (cas de changement de direction, tête du réseau...)

Le terme « Sous bitume » désigne les regards sous la chaussé goudronnée, sont localisés par le détecteur de métaux ou la caméra.

Le terme « Sous terre » désigne les regards sous : les voies non bitumées, terrains agricoles..., sont localisés par le détecteur de métaux ou la caméra.

Tableau III.2: Répartition de l'origine de la donnée

Origine des données	Nombre	%
Vu sur le terrain	215	63.61
Inspection regard	85	25.15
Inspection Vidéo	04	1.18
Localisé au détecteur de métaux	11	3.25
Indiqué sur plan	23	6.80
Total général	338	100

Source : EHE

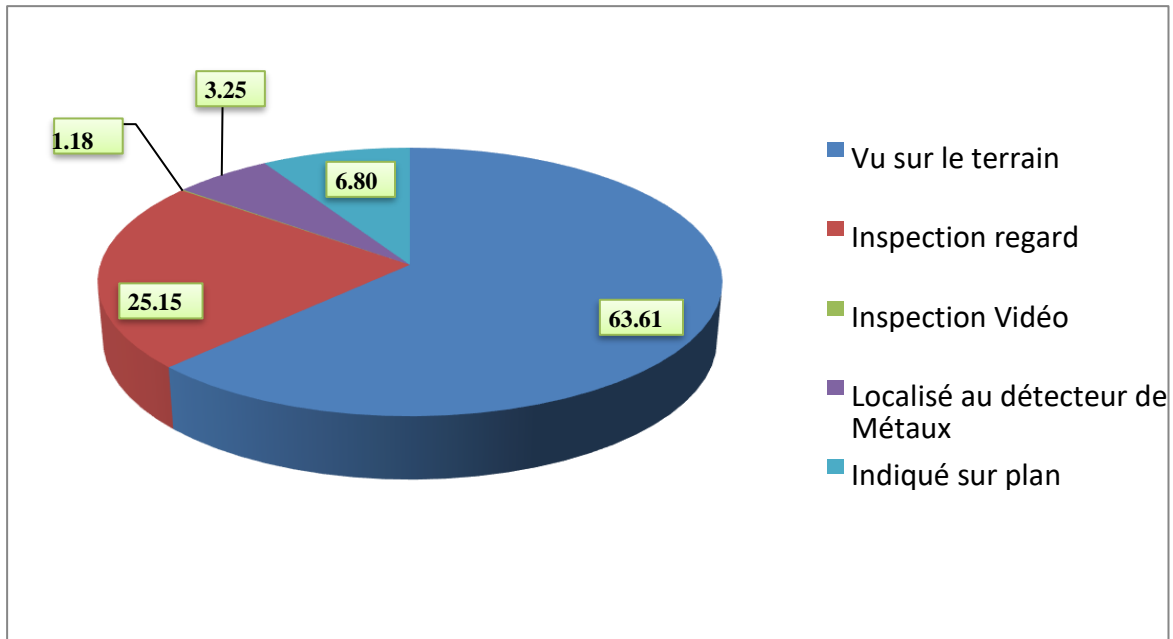


Figure III.4 : Répartition de l'origine de regards

L'expression « Vu sur le terrain » désigne tous les regards visualisés sur le terrain, même lorsqu'ils n'ont pas été inspectés.

L'expression « Inspection regard » désigne tous les regards visualisés sur le terrain et inspectés.

L'expression « Inspection vidéo » désigne tous les regards visualisés à l'aide de la caméra sur le terrain.

L'expression « Localisé au détecteur de métaux » désigne tous les regards non visualisés sur le terrain, sont localisés à l'aide de détecteur de métaux

L'expression « indiqué sur plan » ce terme a été repris exactement du format pivot ONA. Est la qualification par défaut pour tous les regards non inspectés, non visualisés ou encore non détectés sur le terrain.

7.7.1.2. Fermeture

Concernant les fermetures des regards, il peut être déterminé que :

- 96.94 % sont constituées d'un matériau fonte.
- 4.05 % sont constituées d'un matériau béton.

Les formes de fermeture se répartissent de la manière suivante en considérons que les formes inconnues sont circulaires et les formes carrées sont ceux observés sur terrain :

- 96.94 % circulaires
- 4.05 % carrées ou rectangulaires

La totalité des fermetures circulaires sont en fonte et la totalité des fermetures carrées ou rectangulaires sont en béton

7.2.1.3. Caractéristiques notables des regards

Plusieurs caractéristiques notables sont à mentionner. Elles ne sont pas forcément le signe d'une dégradation mais peuvent avoir un impact sur le fonctionnement du réseau ou sur sa gestion quotidienne par les équipes de l'ONA :

80 regards inspectés ont une cunette. Ce chiffre est très faible. Autrement dit 95,57% des regards inspectés sont sur le type radier plat ou avec décantoir. Ce type de regard est une source de facilitation des mises en dépôt des effluents « solide ».

99.5 % des regards inspectés, ne comportent pas d'échelle de descente. La réalisation des regards sans échelle c'est un cas particulier pour la ville de Biskra et cela à cause de leurs dégradation rapide par H₂S.

75.9 % des regards inspectés présentent une dégradation du génie civil, par conséquent ces regards présentent un taux élevé de H₂S.

7.2.1.4. État physique

La thématique intrusion racinaire est nulle le sur le réseau d'assainissement de la ville de Biskra. La thématique débordement (remontée des eaux du réseau vers la chaussée via les regards) est relativement peu présente sur le réseau d'assainissement de la ville de Biskra.

La thématique attaque chimique marque sa présence sur le réseau d'assainissement de la ville de Biskra avec un taux important soit 75.9 % des regards inspectés

30 % des regards inspectés sont concernés par des problèmes d'intrusion d'eaux claires parasites -infiltration,

La thématique défauts hydrauliques marque sa présence sur le réseau d'assainissement de la ville de Biskra avec un taux important soit 71.24 % des regards inspectés.

Ces défauts représentent Principalement les écoulements ralentis causés par les faibles pentes et la nature de terrain que connait la région d'étude (terrain plat), peuvent également renforcer les défauts d'origine chimique et favoriser la mise en dépôt des effluents solides.

La thématique Bouchage marque aussi sa présence en force sur le réseau d'assainissement de la ville de Biskra avec un taux de 76.9, Cette thématique est détaillée ci-dessous :

Tableau III- 3: Niveau d'obstruction dans les regards

Niveau de bouchage H (cm)	Nombre des Regards	%
H <=10 cm	54	63.53
H entre (10-50) cm	29	34.12
H ≥ 50 cm	2	2.35
Total	85	100

Source : EHE

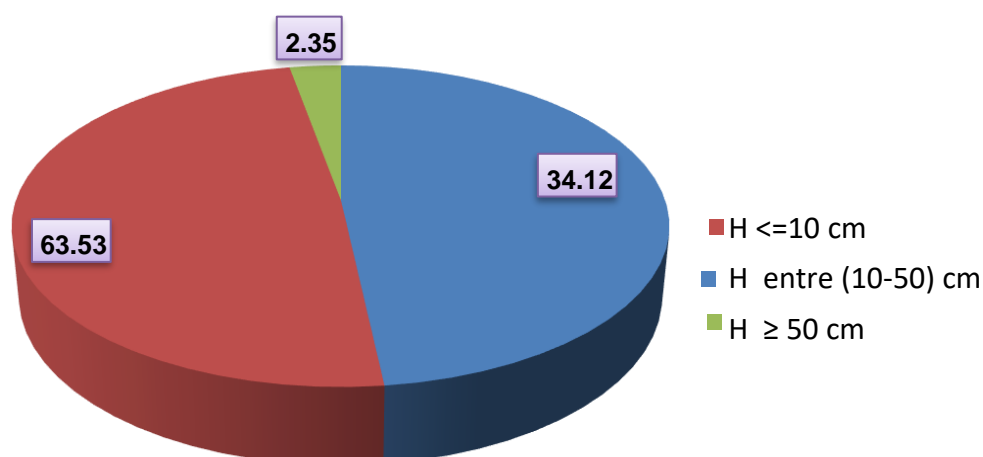


Figure III.5 : Niveau d'obstruction dans les regards

Nous avons enregistré 29 regards inspectés soit un taux de **34.12** % présentant un niveau d'obstruction notable, hauteur des dépôts comprise entre (10 et 50cm), induisant probablement une obstruction importante des conduites amont et aval.

7.2.2. Cas particuliers et difficultés rencontrées

Plusieurs types de difficultés ont été rencontrés lors des inspections systématiques du réseau. Ces difficultés sont réparties sur l'ensemble de l'aire d'étude, mais sont systématiques dans certaines zones. Parmi les difficultés rencontrées nous citons :

Présence de H₂S dans la majorité des regards avec des taux importants (mortelles), ce qui empêche les équipes de terrain de pénétrer dans les regards pour prendre des mesures avec très grandes précision.

Présence des tampons dégradés, ce qui provoque un risque de cassure de ces tampons lors des travaux d'inspection.

Certains regards présentent des dalles de fermetures très lourdes, nécessitent un engin pour leurs ouvertures.

Certains regards présentent un taux d'encombrement importants tel que leur dégagement est soit très consommateur de temps, soit impossible dans des conditions satisfaisantes de sécurité.

Dans certaines zones la majorité des regards se trouve sous bitume.



Figure III.6 : Dégradation des parois des regards accuse de dégagement de H₂S

Source :EHE2020



Figure III.7 : Tampons dégradés

Source :EHE2020



Figure III.8 : Couverture des regards avec des dalles lourdes

Source :EHE2020

7.3. Canalisation

Le linéaire total du réseau d'assainissement de la ville de Biskra relevé sur le terrain lors des inspections détaillées est de 11534,9 ml soit 11,53 km.

7.3.1. Nature du réseau

Le tableau suivant présente le linéaire du réseau d'assainissement selon la nature du réseau et les types d'effluents transportés.

Tableau III-4: Nature des conduites du réseau

Nature du réseau	Type effluent	Linéaire (ml)	%
Unitaire	Eaux usées + Eaux pluviales	11409,7854	98.91
Séparatif	Eaux usées strictes	-	-
Total général	Eaux pluviales	125,1146	1.08
	Total général	11534,	100

Source : EHE

Le système d'assainissement de la ville de Biskra est principalement unitaire soit un pourcentage de **98.91** % par rapport au linéaire total.

7.3.2. Géométrie des collecteurs

Tableau III- 5 : Géométrie des conduites du réseau

Géométrie	Linéaire (ml)	%
Circulaire	10124	87.77
Ovoïde	1410,9	12.23
Total général	11534,9	100

Source : EHE

La quasi-totalité des conduites inspectées sont de forme circulaire, soit un pourcentage de **87.77** % par rapport au linéaire total.

Sur les **87.77** % de conduites circulaires inspectées nous avons enregistré :

Tableau III-6: Ventilation des conduites circulaires inspectées par diamètre

Diamètre (mm)	Linéaire (ml)	% par diamètre	% par importance de diamètre
≤ 200	00	00	84.02
300	4763,295	47.05	
400	3742,5	36.97	
500	656,965	6.49	15.98
600	230,438	2.28	
700	00	00	
800	714,657	7.06	
1000	16,145	0.16	
Total général	10124	100.00	100.00

Source : EHE

7.3.3. Matériau des conduites

Tableau III- 7 : Répartition des matériaux des conduites

Matériau	Linéaire (m)	%
Béton	3127,24	27.11
PEHD	00	00
PRV	963,723	8.35
PVC	7443.937	64.54
Amiante ciment	00	00
TOTAL	11534,9	100.00

Source : EHE

Tableau III-8 : Ventilation des conduites en béton par diamètre (Unitaire)

Diamètre (mm)	Linéaire (ml)	% par diamètre	% par importance de diamètre
≤ 300	249.6	7.98	43.95
400	659.756	21.10	
500	465.2	14.87	
1000	178.745	5.71	56.05
Ovoïde + Cadre	1573.5	50.33	
Total	3127,24	100	100

Source : EHE

Conclusion

Ce chapitre présente le diagnostic du réseau d'assainissement de la zone d'étude et ses composants essentiels. Nous avons examiné en détail les problèmes majeurs affectant le fonctionnement du réseau d'assainissement de la ville de Biskra, notamment les dégradations significatives des canalisations suite à une forte concentration de H₂S. Les collecteurs en béton sont particulièrement vulnérables aux attaques chimiques du H₂S, ce qui entraîne des corrosions et des déformations des canalisations, conduisant à des affaissements de la voirie. Ce phénomène est fréquent à Biskra. Il est donc crucial d'adopter rapidement des mesures correctives pour résoudre ces problèmes et prévenir toute défaillance future du réseau.

Chapitre IV :

Calcul de base

Introduction

L'assainissement vise à évacuer, en dehors des zones urbaines, les eaux usées provenant de diverses sources. Dans cette situation, il est nécessaire de suivre certaines étapes préliminaires, dont le calcul de base, afin d'obtenir une estimation plus précise des débits à évacuer ensuite.

Cette phase inévitable consiste en :

- L'estimation du nombre d'habitants.
- Le découpage du site en surfaces élémentaires et la détermination du coefficient de Ruissellement.
- Le choix du système et du schéma du réseau d'évacuation des eaux.

1. Découpage de la zone d'étude en surfaces élémentaires

Lors du découpage d'un site en sous-bassins élémentaires, il est indispensable de suivre de manière concise et précise les étapes suivantes :

- **Caractéristiques hydrologiques et topographiques** : Comprendre la manière dont l'eau s'écoule à travers le site est déterminant. Les cours d'eau naturels, les zones de drainage, les points bas et élevés, ainsi que d'autres caractéristiques topographiques influencent la direction et la vitesse de l'écoulement des eaux.
- **Utilisation des sols** : Les types de sols présents sur le site ont un impact majeur sur l'infiltration de l'eau et le ruissellement. Les sols imperméables comme le béton ou le goudronne entraînent un ruissellement plus important, tandis que les sols perméables comme le sable ou le gravier permettent une infiltration plus grande.
- **Infrastructures existantes** : Les structures déjà présentes sur le site, telles que les routes, les bâtiments, les canaux de drainage et les barrages, doivent être prises en compte dans le découpage pour assurer une gestion efficace des eaux pluviales et éviter les problèmes de conflits d'utilisation des terres.
- **Réglementations locales** : Les réglementations et les normes locales en matière d'urbanisme et d'aménagement du territoire doivent être respectées lors du découpage du site. Cela peut inclure des restrictions sur la construction dans les zones inondables ou des exigences spécifiques en matière de gestion des eaux pluviales.
- **Courbes de niveau, pentes et contre-pentes** : Les courbes de niveau fournissent des informations décisives sur l'élévation du terrain et aident à délimiter les différentes

zones de drainage. Les pentes et les contre-pentes déterminent la direction et la vitesse d'écoulement des eaux, ce qui influence la conception du système de drainage.

Un découpage approprié en sous-bassins élémentaires prend en compte tous ces facteurs pour permettre une gestion efficace des eaux pluviales, réduire les risques d'inondation et d'érosion, et faciliter la planification des infrastructures urbaines.



Figure IV-1 : Découpage de la zone d'étude en surfaces élémentaires

Source : logiciel QGIS

2. Système d'évacuation des eaux

2.1. Les différents systèmes d'assainissement

Le réseau d'assainissement, qu'il soit situé dans une zone rurale, urbaine ou industrielle, a pour fonction principale d'évacuer différents types d'eaux. Voici les principaux systèmes de réseau d'assainissement :

2.1.1. Le système unitaire

L'évacuation de toutes les eaux usées et pluviales est gérée par un réseau unique. Ce réseau est habituellement équipé de déversoirs permettant, en cas de fortes pluies, le rejet direct d'une partie des eaux dans l'environnement naturel. Ce système est avantageux pour sa

simplicité, nécessitant seulement une canalisation principale dans chaque rue et un raccordement unique pour chaque bâtiment.

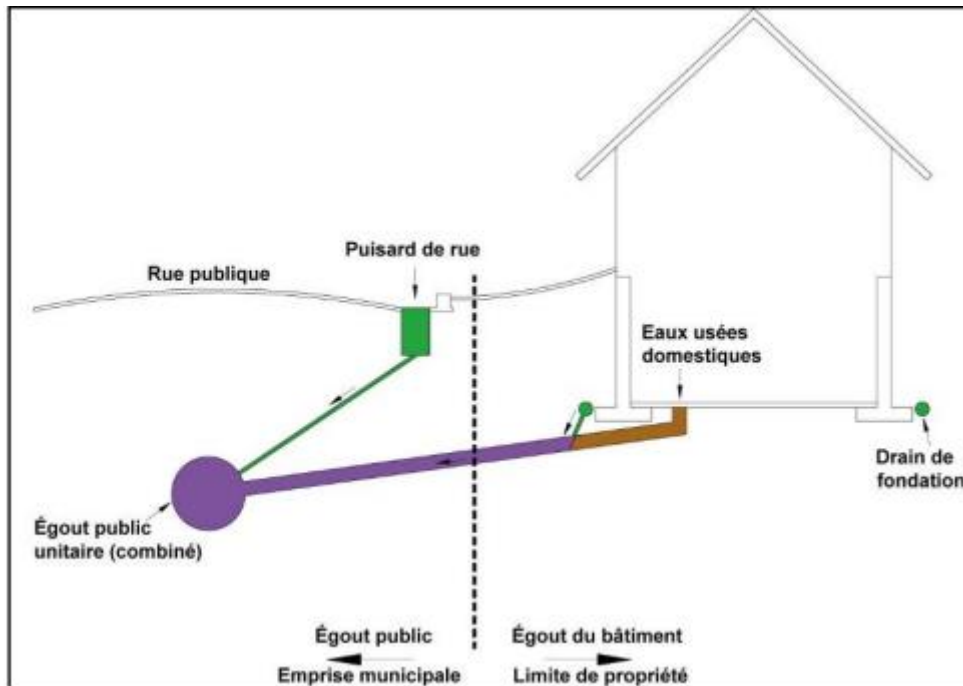


Figure IV.2 : schéma représentatif des branchements dans le système unitaire

Tableau IV-1 : Avantages et inconvénients du système unitaire

<p>Domaine d'utilisation privilégié</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Récepteur situé à une distance des points de collecte. - Terre avec peu de relief. - Une forte imperméabilisation et une topographie marquée de la commune. - Un débit d'étiage important du cours d'eau récepteur.
<p>Avantages</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Design simple : un unique collecteur, un unique branchement par bâtiment. - Réduction de l'encombrement du sous-sol. - Apparement rentable (mesure moyenne imposée uniquement par les eaux pluviales). - Un aspect classique, dans l'évolution historique des villes. - Pas de risque de rupture de connexion.

Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> - Débit à la station d'épuration très variable. - En cas d'orage, les eaux usées sont comprises par les eaux pluviales pour les diluer. - Contribution significative de sable à la station d'épuration. - Transport d'une quantité considérable de pollution lors des premières précipitations après une période de sécheresse. - Le mélange "eaux usées-eaux pluviales" est directement rejeté vers le milieu récepteur au niveau des déversoirs d'orage.
Contraintes d'exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. - Difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.

Source : Office International de l'eau (2000)

2.1.2. Le système séparatif

Dans le cas de deux réseaux séparés, le réseau des eaux pluviales est conçu pour l'évacuation des eaux de pluie, en suivant la ligne de plus grande pente pour déverser les eaux dans le cours d'eau le plus proche et ainsi augmenter la vitesse d'écoulement. Son tracé dépend de l'emplacement des zones productrices de ruissellement.

D'autre part, le réseau d'eaux usées est prévu pour l'évacuation des eaux usées d'origine domestique, publique et industrielle jusqu'à la station d'épuration, avec une pente adéquate pour l'écoulement. Le tracé du réseau d'eaux usées dépend de l'emplacement des différentes entités à drainer.

Ce système permet une gestion plus efficace des eaux pluviales et usées, en évitant la surcharge des réseaux et en facilitant l'entretien et la maintenance. Cependant, il peut nécessiter des investissements plus importants en termes de construction et de gestion.

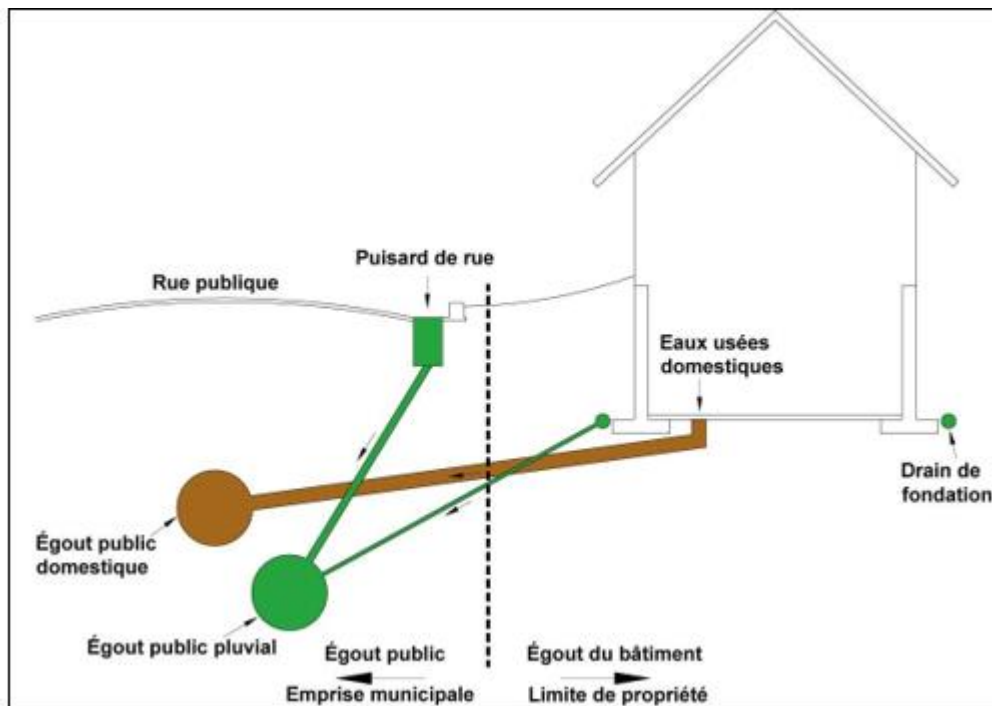


Figure IV.3 : schéma représentatif des branchements dans le système séparatif

Tableau IV-2 : Avantages et inconvénients du système séparatif

Domaine d'utilisation privilégié	<ul style="list-style-type: none"> - Villes de petite et moyenne taille. - Agrandissement des villes. - Le débit d'étiage du cours d'eau récepteur est faible.
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> - Le diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées est diminué. - L'exploitation de la station d'épuration devient plus simple. - Amélioration de la protection de l'environnement contre les flux polluants. - Quelques dépenses d'exploitation sont restreintes (relevage des déchets, ...)
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> - L'encombrement du sous-sol est élevé. - Investissement coûteux. - Il existe un risque majeur d'erreur de connexion.

<p>Contraintes d'exploitation</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Une surveillance renforcée des connexions. - Maintenance d'un réseau de collecteurs importants (eaux usées et pluviales). - Maintenance des installations spécifiques (siphons, chasses d'eau, avaloirs). - Maintenance des postes de relèvement et des chambres à sables. - Repérage et localisation des problèmes (inversion de connexion, présence d'eaux parasites...).
-----------------------------------	---

Source : Office International de l'eau (2000)

2.1.3. Le système pseudo-séparatif

Ce système combine la collecte des eaux usées avec une partie des eaux pluviales, habituellement issues des toitures et des espaces privés, dans un réseau commun. L'autre partie des eaux pluviales est dirigée à travers les caniveaux et les ouvrages pluviaux vers un autre réseau distinct. Ce concept présente des similitudes avec le système séparatif, mais avec au moins un inconvénient majeur : le risque de perturbation du bon fonctionnement de la station d'épuration en raison de l'apport des eaux pluviales.

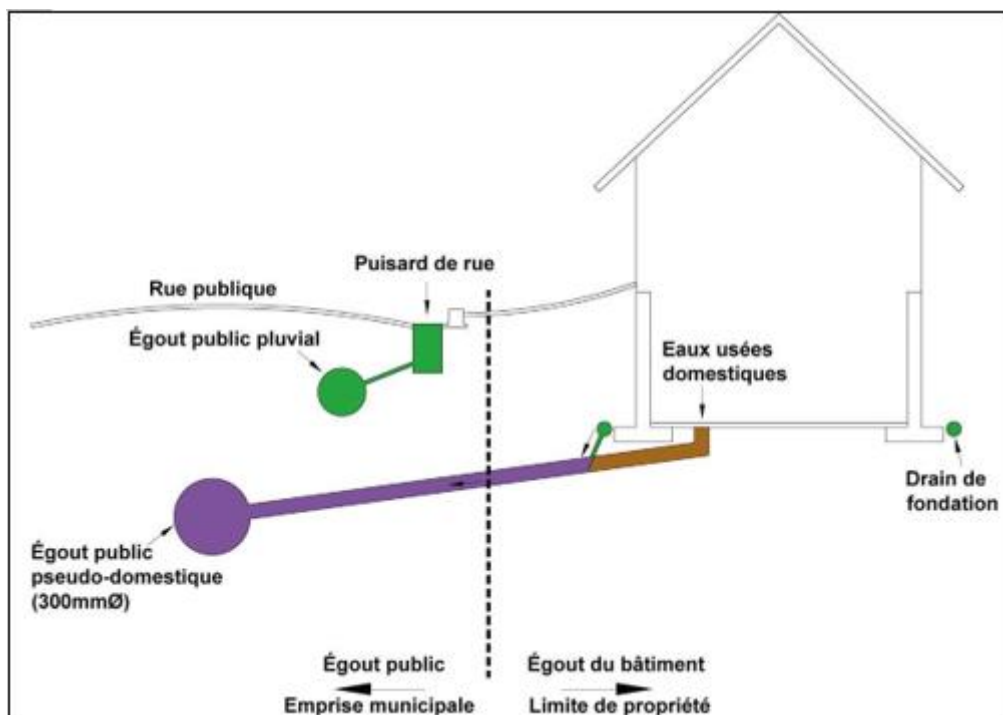


Figure IV-4 : schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif

2.2. Le choix du système d'assainissement

Pour le choix du système d'assainissement, plusieurs facteurs doivent être pris en considération

- Les aspects techniques et les conditions locales, incluant la topographie du terrain, le régime des précipitations atmosphériques, les points de rejet, la répartition des masses d'habitations, etc.
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il est essentiel de tenir compte du système existant.
- L'aspect économique, comprenant les dépenses d'investissement ainsi que les frais d'entretien, d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations et du pompage des eaux usées.
- Les considérations urbanistiques futures, telles que la répartition des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels, etc.

Dans le cadre de notre projet, nous optons pour l'utilisation du système unitaire, pour les raisons suivantes :

- Les pentes du terrain sont au moins modérées, ce qui facilite la collecte des eaux usées et pluviales dans un réseau commun.
- La largeur des routes est toujours étudiée afin de minimiser l'encombrement du trottoir, ce qui permet une meilleure gestion des réseaux d'assainissement.
- Les points de collecte sont éloignés de l'exutoire, ce qui réduit les risques de saturation et de reflux dans le système

3. Schéma d'évacuation des eaux

3.1. Les différents schémas d'assainissement

En général, les réseaux d'assainissement opèrent en écoulement gravitaire, à l'exception de certaines situations spécifiques. On peut distinguer cinq (05) schémas distincts :

3.1.1. Schéma perpendiculaire

Dans ce type de système, les eaux s'écoulent directement dans le cours d'eau sans passer par un point de traitement centralisé. Ce schéma ne permet pas de concentrer les eaux usées vers une station d'épuration unique. Il est adapté lorsque le traitement des eaux n'est pas jugé nécessaire, comme dans le cas d'un réseau d'assainissement pluvial séparatif où seules les eaux de pluie sont évacuées directement vers le milieu naturel.

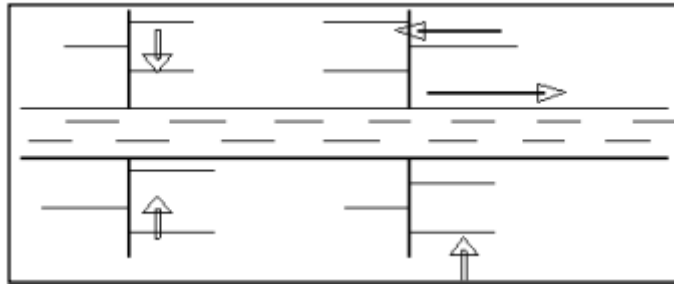


Figure IV.5 : Schéma perpendiculaire

3.1.2. Schéma par déplacement latéral

Ce système représente le schéma le plus simple d'assainissement. Les eaux usées sont collectées dans un collecteur parallèle au cours d'eau et acheminées vers un point unique de traitement situé en aval de l'agglomération. Ce type de configuration nécessite la mise en place d'une station d'épuration, car les eaux ne peuvent être rejetées directement dans le milieu naturel sans traitement préalable. Ce système permet de concentrer l'ensemble des effluents en un seul point, facilitant ainsi leur épuration avant leur rejet dans le cours d'eau.

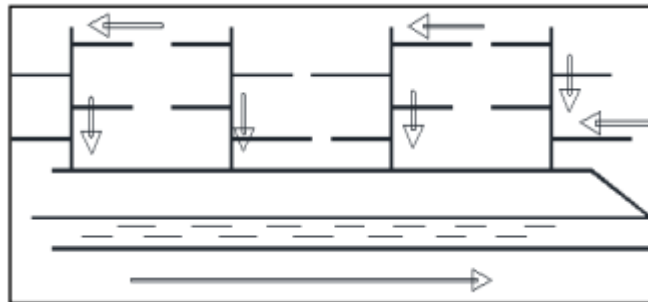


Figure IV.6 : Schéma par déplacement latéral

3.1.3. Schéma transversal ou oblique

Ce système de collecte ramifié achemine les effluents vers un point de traitement en aval, adapté aux terrains à faible pente.

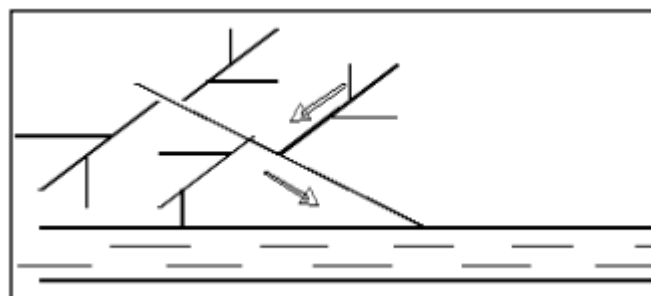


Figure IV.7 : Schéma transversal ou oblique

3.1.4. Schéma par zones étagées

Ce schéma, dérivé du déplacement latéral, utilise plusieurs collecteurs longitudinaux pour évacuer les eaux à différents niveaux et ainsi éviter de surcharger le collecteur principal.

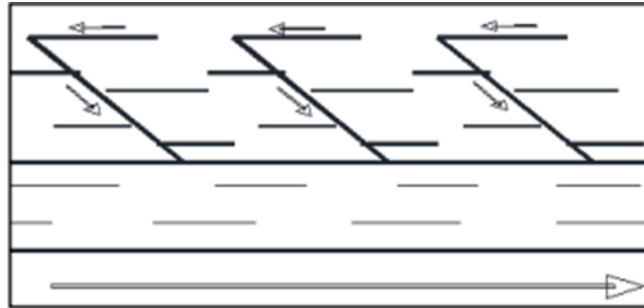


Figure IV-8 : Schéma par zones étagées

3.1.5. Schéma radial

Le schéma radial est adapté aux terrains plats. Il permet de collecter les effluents en un ou plusieurs points, d'où ils sont ensuite refoulés, par pompage, vers un exutoire éloigné de l'agglomération, que ce soit un cours d'eau ou une station d'épuration.

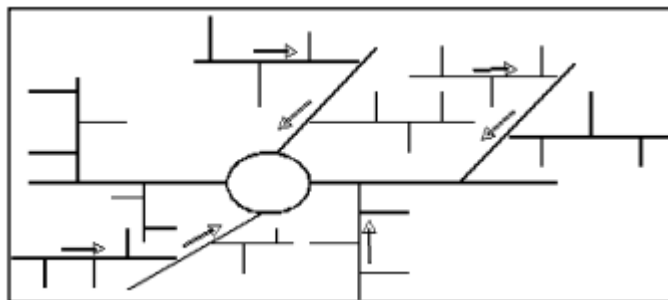


Figure IV-9: Schéma radial

3.2. Le choix du schéma d'évacuation

Le choix du schéma d'évacuation à adopter est influencé par différents paramètres :

- Les conditions techniques et locales du lieu sont les suivantes : le système actuel, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitats à aménager.
- Les exigences environnementales : type de rejet, environnement récepteur et localisation de la station d'épuration, si elle est présente.
- Les aspects économiques : les dépenses et les dépenses liées aux investissements et à l'entretien.

Pour notre projet, nous allons opter pour un schéma de collecte latérale

4. Le coefficient de ruissellement

4.1. Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement "Cr" d'une surface représente le rapport entre le volume d'eau qui s'écoule et le volume total de pluie tombé sur cette surface. Il joue un rôle crucial dans le calcul des débits de pointe lors de la conception des réseaux de drainage pluvial.

La valeur du coefficient de ruissellement dépend de plusieurs paramètres :

- La nature du sol.
- Le mode d'occupation du sol.
- L'inclinaison du terrain (la pente).
- La durée et l'intensité de la pluie.
- La densité de la population.
- Le degré de saturation du sol en eau.
- L'humidité de l'air.

L'évaluation du coefficient de ruissellement est réalisée de manière empirique, de manière approximative en raison de la diversité des surfaces et en prenant en compte divers facteurs.

➤ En fonction du type d'occupation du sol

Tableau IV.3 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol

Type d'occupation du sol		C_r
Commercial		0.70 – 0.95
Résidentiel	Lotissement	0.3 – 0.5
	Collectifs	0.5 – 0.75
	Habitat dispersé	0.25 – 0.4
Industriel		0.5 – 0.8
Parcs et jardins public		0.05 – 0.25
Terrains de sport		0.1 – 0.3
Terrains vagues		0.05 – 0.15
Terres agricoles	Drainées	0.05 – 0.13
	Non drainées	0.03 – 0.07

Source : Satin et al. (2006)

➤ En fonction de la catégorie d'urbanisation

Tableau IV.4 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	C _r
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – garde – prairie	0.05 – 0.20

Source : Water Environment Federation (1970)

➤ En fonction de la densité de population

Tableau IV.5 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

Densité de la population (habitant/ha)	C _r
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
> 400	0.80 – 0.90

Source : Gomella et Guerree (1967)

4.2. Coefficient de ruissellement pondéré

Le coefficient de ruissellement pondéré est utilisé pour évaluer le ruissellement global d'un projet en prenant en considération la variété des surfaces présentes.

- Identifier les différentes surfaces élémentaires (A_i) avec leurs coefficients de ruissellement respectifs (C_{ri})
- Calculer le coefficient de ruissellement moyen pondéré selon la formule

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} \times A_i}{\sum A_i} \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec :

- A_i : la surface de chaque surface élémentaire.

- Cri : le coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire.

4.3. Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin

Pour calculer le coefficient de ruissellement pondéré pour chaque sous-bassin, nous avons recouru au Tableau IV.3. Nous nous baserons sur le plan de masse de la zone d'étude et à l'aide du logiciel QGIS, nous avons obtenu les résultats suivants :

Tableau IV-6. Valeurs de coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire

N° SB	Surface : A (ha)	C _{rp}
01	4,347	0.55
02	6,144	0.60
03	3,923	0,65
04	3,329	0,70
05	5,588	0,45
06	2,401	0,50
07	5,780	0,48
08	8,855	0,50
09	7,611	0,63
Total	48,175	0,55

4.4. Estimation de la population de chaque surface élémentaire

Pour estimer la population de chaque surface élémentaire, on utilise une méthode qui prend en compte le lien entre le coefficient de ruissellement et la densité de population. Les étapes suivantes sont alors appliquées :

- Nous estimons le coefficient de ruissellement pour chaque surface drainée.
- Nous calculons le coefficient de ruissellement pondéré global.
- Nous calculons la densité partielle pour chaque surface drainée.
- Nous déduisons le nombre d'habitants pour chaque surface drainée.

Le calcul de la densité spécifique pour chaque surface élémentaire est effectué selon la formule suivante :

$$D_i = \frac{C_{ri} \times P_t}{C_{rp} \times A} \dots\dots\dots (VI.2)$$

Avec :

- Di : la densité partielle d’habitation (hab/ha).
- Cri : coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire.
- Pt : population totale à l’horizon.
- A : surface totale de la zone d’étude (ha).

La population de chaque surface élémentaire est déterminée par la relation suivante :

$$P_i = D_i \times A_i \dots\dots\dots (VI.3)$$

Avec :

- Pi : nombre d’habitant de chaque surface élémentaire.
- Di : densité partielle d’habitation (hab/ha).
- Ai : surface partielle du sous-bassin (ha).

Les résultats du calcul du nombre d'habitants pour les surfaces élémentaires sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-7 : La population de chaque surface élémentaire

Surface élémentaire	Surface(ha)	C_{rp}	Densité(hab)	Nombre de population
1	4,347	0.55	271	1177
2	6,144	0.60	295	1815
3	3,923	0,65	320	1255
4	3,329	0,70	345	1147
5	5,588	0,45	222	1238
6	2,401	0,50	246	591
7	5,780	0,48	236	1366
8	8,855	0,50	245	2166
9	7,611	0,63	308	2346
Total	48,175	0,55	271	13048

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les critères essentiels pour évaluer précisément les débits d'évacuation, une étape cruciale dans la réalisation d'un dimensionnement hydraulique adapté à notre agglomération. Voici les éléments clés à prendre en compte :

- Le découpage de la zone d'étude nous a permis d'identifier 09 sous-bassins, ce qui permet une analyse plus détaillée des caractéristiques hydrologiques de chaque zone.
- Le système d'assainissement sélectionné pour notre zone est le système unitaire, en tenant compte des facteurs locaux, de la topographie du terrain et des besoins de gestion des eaux pluviales et usées.
- Le schéma d'évacuation retenu est le schéma à collecte latérale, choisi en fonction des contraintes géographiques et des objectifs de gestion des eaux de ruissellement.
- Nous avons calculé le coefficient de ruissellement pour chaque sous-bassin, en prenant en compte les caractéristiques spécifiques du sol, du mode d'occupation du sol, de l'inclinaison du terrain, de la pluviométrie locale, de la densité de population, de la saturation du sol en eau et de l'humidité de l'air.
- Nous avons également estimé le nombre d'habitants dans chaque sous-bassin, ce qui est crucial pour évaluer les charges hydrauliques et dimensionner les infrastructures de collecte et d'évacuation des eaux.

En combinant ces éléments, nous pourrions élaborer un plan de gestion des eaux pluviales et usées efficace et adapté aux besoins de notre agglomération

Chapitre V :

Estimation des débits à évacuer

Introduction

Le réseau d'assainissement a pour mission de collecter et d'évacuer les eaux de ruissellement et les eaux usées issues de diverses sources. Il est donc essentiel de passer par la phase d'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales avant de procéder au dimensionnement du réseau.

L'objectif principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de déterminer la quantité et la qualité des écoulements liquides provenant des habitations et des lieux d'activités. Ces écoulements, qui varient d'une agglomération à l'autre en fonction de la vocation adoptée, doivent être évacués le plus rapidement possible et de manière sécurisée pour éviter toute contamination de l'homme ou pollution de l'environnement. C'est pourquoi l'évaluation des quantités à traiter est particulièrement utile.

1. Origine et nature des eaux à évacuer**1.1. Les eaux usées**

On distingue, en fonction de la nature des polluants présents dans l'effluent, quatre origines principales

- Les eaux usées domestiques.
- Les eaux usées des services publics.
- Les eaux usées industrielles.
- Les eaux parasites.

1.1.1. Les eaux usées domestiques

Ces eaux sont celles des ménages qui proviennent des habitations situées au cœur des agglomérations. Elles sont principalement composées de

- **Eaux ménagères :** Ces eaux sont celles des ménages qui proviennent des habitations situées au cœur des agglomérations. Elles sont principalement composées des eaux de cuisine, de vaisselle, de lavage, de bains et de douches ; elles sont évacuées par les éviers des lavabos et des baignoires.
- **Eaux vannes :** Ces eaux sont celles des ménages qui proviennent des habitations situées au cœur des agglomérations. Elles sont principalement composées des eaux provenant des sanitaires .

La consommation d'eau potable est principalement influencée par la quantité d'eaux à évacuer, qui dépend principalement des facteurs suivants :

- Type d'habitations et leurs degrés de confort.
- Conditions climatiques.

1.1.2. Les eaux usées des services publics

Ces eaux usées proviennent des établissements ou des équipements publics, tels que les administrations, les écoles, les hôtels, les hôpitaux, les services sanitaires et d'autres services publics. L'estimation de ces eaux tient compte de la quantité d'eau potable nécessaire pour chaque activité, qui est basée sur le concept d'équivalent habitant, qui représente une unité de compte homogène pour tous les utilisateurs.

1.1.3. Les eaux usées industrielles

Ces eaux usées proviennent des diverses activités industrielles de différentes usines. La quantité d'eau évacuée par les industries dépend de plusieurs facteurs, notamment :

- La nature de l'industrie (fabrication ou transformation).
- Le procédé de fabrication utilisé.
- Le taux de recyclage effectivement réalisé.

Ces eaux usées peuvent être évaluées en fonction de deux principes :

- **Industrie de production** : On se concentre sur les produits ; c'est-à-dire, l'estimation du nombre de produits et de la quantité d'eau nécessaire jusqu'à l'obtention du produit fini.
- **Industrie de transformation** : On se concentre sur le nombre de travailleurs employés par l'industrie et sur une estimation de la quantité d'eau utilisée par chaque employé.

En plus de la quantité à évacuer, il y a toujours certains paramètres à prendre en compte :

- La température élevée peut endommager les caractéristiques mécaniques des canalisations ; les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C.
- L'agressivité de l'effluent nécessite un prétraitement au sein de l'unité industrielle pour éviter les effets des matières chimiques corrosives (acides ou bases), des

substances toxiques (traitement difficile au niveau de la station d'épuration) et parfois même des métaux lourds (frottement contre les parois des conduites).

1.1.4. Les eaux parasites

Les eaux claires parasites désignent, le plus souvent, l'ensemble des eaux provenant du drainage, des infiltrations après une chute de pluie ou de la remontée de la nappe. Ces eaux pénètrent dans les collecteurs, généralement à travers :

- Les joints mal réalisés (mauvais raccordement) ou déboîtés en raison d'une mauvaise pose de canalisation.
- Les fissures dans les collecteurs sont causées par les tassements du sol autour de la conduite ou bien par les racines des arbres qui cherchent l'humidité, phénomène connu sous le nom d'hydrotropisme.

La présence de ces eaux perturbe le bon fonctionnement de la station d'épuration. Cependant, leur évaluation est relativement difficile, car elle ne peut être réalisée que sur le terrain ; seule la modélisation peut fournir une approche d'estimation du débit de ces eaux. En pratique, et en l'absence de valeurs mesurées, il est recommandé d'estimer un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 litres par seconde par hectare.

1.2. Les eaux pluviales

Il s'agit des eaux de ruissellement de surface, principalement composées de celles provenant des précipitations atmosphériques. Ces eaux doivent être collectées et dirigées vers les canalisations d'évacuation pour prévenir principalement les risques d'inondations. Les eaux issues de l'arrosage, du lavage (des marchés, des rues, etc.), des espaces publics, des jardins et des cours d'immeubles sont assimilées à des eaux pluviales. Elles sont captées par les systèmes de collecte des eaux pluviales, sauf en cas de système unitaire.

Au début d'une averse, la concentration en matières organiques est plus élevée, surtout dans les zones à prédominance industrielle, en raison du lessivage des surfaces par les eaux de ruissellement et de lavage. Ces eaux transportent également du sable qui peut s'accumuler dans les canalisations en cas de ralentissement du débit.

2. Estimation des débits des eaux usées

L'évaluation de la quantité journalière des eaux usées à évacuer se base sur la consommation d'eau potable. Le volume des rejets évacués dépend du type et de la nature de

l'agglomération, ainsi que des différentes catégories d'urbanisation (établissements publics et privés, industries, usines, etc.). Plus l'agglomération est urbanisée, plus la quantité d'eau rejetée est importante.

2.1. Débits des eaux usées domestiques

L'estimation repose sur divers paramètres clés, notamment :

- La consommation moyenne d'eau potable par habitant par jour (estimée à 150 litres/jour/habitant par l'Agence de la Protection de l'Eau et du Climat).
- Le nombre d'habitants ou de consommateurs.
- Un coefficient de rejet fixé à 80% de la quantité d'eau potable consommée.

En général, l'estimation du débit d'eau usée domestique se réalise comme suit :

- Calculer le débit moyen journalier rejeté (Q_{moyj}) en utilisant la consommation moyenne d'eau potable par habitant et par jour, auquel on applique le coefficient de rejet (K_r).

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

$$Q_{r, \text{ moy, j}} = \frac{K_r \times D \times P_i}{24 \times 3600} \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec :

- Q_{r, moy, j} : le débit moyen journalier usée (l/s).
- K_r : coefficient de rejet (pris égale 0,8).
- D : dotation journalière prise égale à 150 l/j/hab.
- P_i : le nombre de population à l'horizon de chaque surface élémentaire (hab).

- Ensuite, il faut :

Déterminer le coefficient de pointe (K_p) qui exprime les variations horaires du débit.

Le coefficient de pointe est calculé à l'aide de relations suivants :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{r, \text{ moy, j}}}} \quad \text{si } Q_{r, \text{ moy, j}} \geq 2,8 \text{ l/s.} \dots\dots\dots (V.2)$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{r, \text{ moy, j}} < 2,8 \text{ l/s.} \dots\dots\dots (V.3)$$

- Calculer le débit de pointe (Qp) en multipliant le débit moyen par le coefficient de pointe :

$$Q_{pte} = K_p \times Q_{r, \text{ moy, j}} \dots\dots\dots (V.4)$$

Avec :

- Q_{pte} : débit de pointe (l/s).
- K_p : coefficient de pointe.

$Q_{r, \text{ moy, j}}$: le débit moyen journalier usée (l/s)

Les débits usés domestiques sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Les débits moyens journaliers et les débits usés domestiques

Sous bassin	Surface (ha)	Nombre de population	Dotation (l/j/hab)	Débit journalier (l/j)	Débit journalier (l/s)	K_p	Débit de pointe (l/s)
SB01	4,347	1177	150	141240,00	1,63	3	4,904
SB02	6,144	1815	150	217800,00	2,52	3	7,563
SB03	3,923	1255	150	150600,00	1,74	3	5,229
SB04	3,329	1147	150	137640,00	1,59	3	4,779
SB05	5,588	1238	150	148560,00	1,72	3	5,158
SB06	2,401	591	150	70920,00	0,82	3	2,463
SB07	5,780	1366	150	163920,00	1,90	3	5,692
SB08	8,855	2166	150	259920,00	3,01	2,94	8,845
SB09	7,611	2346	150	281520,00	3,26	2,88	9,388

2.2. Estimation de débit des équipements publics

Le débit des équipements publics est estimé par la formule suivante :

$$Q_{r, \text{ moy, eq}} = K \times Q_{r, \text{ moy, j}} \dots\dots\dots (V.5)$$

Avec :

- $Q_{r, moy, eq}$: débit moyen des équipements publics.
- K : coefficient de majoration selon PNE (plan nationale de l'eau).
- $Q_{r, moy, j}$: débit moyen journalier usée (l/s).

Le coefficient de majoration K :

Il est nécessaire de déterminer le type d'agglomération en fonction de la classification de PNE, comme indiqué dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Classification de type de l'agglomération selon le nombre d'habitants

Nombre de population	Type de l'agglomération
Alger, Oran, Constantine, Annaba	Les métropoles à statut particulier de délégation (SPE)
Villes de plus de 300.000 hab	Les métropoles
100.000 hab < population ≤ 300.000 hab	L'urbain dit « supérieur »
20.000 hab < population ≤ 100.000 hab	L'urbain
5000 hab < population ≤ 20.000 hab	Semi-urbain
3000 hab < population ≤ 5000 hab	Semi-rural
600 hab < population ≤ 3000 hab	Rural aggloméré
Population inférieure ou égale à 600 hab	Rural épars

Source : Plan nationale de l'eau 2009

- Le type de notre agglomération est Semi-urbain caractérisée par une population de 13048 habitants.

Il faut ensuite déterminer le coefficient de majoration en fonction du type d'agglomération, comme indiqué dans le tableau suivant qui présente les valeurs de ce coefficient selon le type d'agglomération.

Tableau V. 3 : Les valeurs de coefficient de majoration selon le type de l'agglomération.

Type de l'agglomération	Taux de majoration autres usages			
	Taux administrations	Taux commerce	Taux artisanat et petite industrie	Taux total
Les métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	35	17.5	17.5	70
Les métropoles	30	15	15	60
L'urbain dit « supérieur »	25	12.5	12.5	50
L'urbain	20	10	10	40
Semi-urbain	15	10	10	35
Semi-rural	10	7.5	7.5	25
Rural aggloméré	5	5	5	15
Rural éparsé	0	0	0	0

Source : Plan nationale de l'eau 2009

- On prend le coefficient de majoration K égale à 35%.

Les débits des équipements publics :

Les débits d'eaux usées des équipements publics sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.4 Les débits usés des équipements publics

Sous bassin	Surface (ha)	Débit des équipements (l/s)	K _p	Débits des eq, publics de pointe (l/s)
SB01	4,347	0,25	3	0,74
SB02	6,144	0,38	3	1,13
SB03	3,923	0,26	3	0,78
SB04	3,329	0,24	3	0,72
SB05	5,588	0,26	3	0,77
SB06	2,401	0,12	3	0,37
SB07	5,780	0,28	3	0,85
SB08	8,855	0,45	3	1,35
SB09	7,611	0,49	3	1,47

Estimation de débit des eaux pluviales

La conception d'un réseau pluvial repose sur l'évaluation des précipitations les plus intenses sur une période de retour spécifique, souvent 10 ans (débit décennal). Des approches telles que la méthode rationnelle et la méthode de Caquot sont employées pour calculer les débits pluviaux, permettant ainsi de définir les diamètres des conduites et d'assurer la capacité d'auto-curage du réseau dimensionné.

3.1. La méthode rationnelle

La méthode rationnelle est une approche utilisée pour estimer le débit de pointe des eaux pluviales lors d'événements pluvieux intenses. Cette méthode donne de meilleurs résultats pour des surfaces plus réduites, grâce à une bonne estimation du coefficient de ruissellement. Elle se base sur une formule qui exprime le débit de pointe comme le produit de la superficie du sous-bassin, de l'intensité de pointe de la pluie, d'un coefficient de ruissellement, et d'un coefficient réducteur de l'intensité de pluie.

Cette méthode est utilisée pour les surfaces inférieures à 150 hectares. Le débit pluvial est alors déterminé par la formule suivante :

$$Q_{\text{pluv}} = \alpha \times C_r \times i \times A \dots\dots\dots (V.6)$$

Avec :

- Q_{pluv} : débit d'eau de ruissellement (l/s).
- α : coefficient réducteur de l'intensité de pluie.
- C_r : coefficient de ruissellement.
- I : intensité moyenne de précipitations (l/s/ha).
- A : la surface du sous-bassin (ha).

3.1.1. coefficient réducteur de l'intensité de pluie

C'est un coefficient déterminé expérimentalement qui tient compte de la répartition irrégulière des pluies courtes de forte intensité. Si la surface est inférieure ou égale à 10 hectares, on prend α égal à 1. Sinon, on considère une surface assimilée à un rectangle de longueur "x" et une largeur moyenne "y" drainée par un collecteur.⁽³⁾

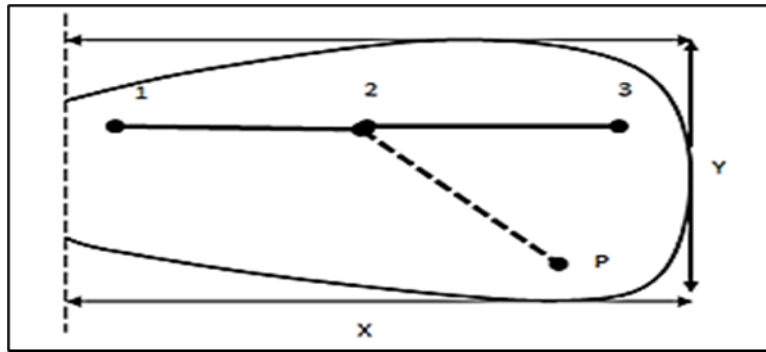


Figure V.01. Principe schématique de détermination du α

Avec :

- P : point se trouve en amont du collecteur (1-2)
- (P-2) : la distance du point 2 située à l'amont du tronçon étudié au point P.

Le tableau suivant présente les valeurs du coefficient « α » en fonction de la distance.

Tableau V .5 : Valeur du coefficient réducteur « α », en fonction de la distance.

(P-2) en 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
$Y > X/2$	0.9	0.86	0.83	0.8	0.78	0.76	0.75
(P-2) en m	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800
$Y < X/2$	0.76	0.75	0.73	0.72	0.7	0.69	0.68
$Y > X/2$	0.72	0.7	0.69	0.67	0.66	0.64	0.63

Source :cours Mr.Sallah Boualem

3.1.2. Les hypothèses de la méthode rationnelle

- Assumer un écoulement uniforme.
- Considérer des surfaces élémentaires de forme régulière avec le même type de sol.
- Le débit de pointe est observé à l'exutoire si la durée de l'averse est plus longue que le temps de concentration de la zone.
- Maintenir le coefficient de ruissellement constant pendant toute la durée de la pluie.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne maximale.

3.1.3. Les limites de la méthode rationnelle

Il est essentiel de vérifier les conditions d'application de la méthode rationnelle avant de l'utiliser, ces contraintes sont les suivantes :

- Coefficient de ruissellement : $0.2 \leq Cr \leq 1$.
- Surface totale : $A < 150$ hectares.
- Pente : $0.2\% \leq I \leq 5\%$.
- Longueur du collecteur principal : $200 \text{ m} \leq L \leq 2800 \text{ m}$.
- Le temps de concentration ne doit pas dépasser 30 minutes

3.1.4. Critique de la méthode rationnelle

- La décomposition de la surface totale en surfaces élémentaires est souvent une approximation grossière.
- On suppose que le coefficient de ruissellement est constant sur toute la surface pendant la durée de l'averse, ce qui ne correspond pas toujours à la réalité.
- Cette méthode ne prend pas en compte le stockage de l'eau à la surface.

3.1.5. Les inconvénients de la méthode rationnelle

- Estimer le temps de concentration est souvent complexe.
- Elle ne considère pas la répartition spatiale des pluies (variation de l'intensité).
- Cette approche conduit généralement à une sous-estimation des débits de pointe observés.

3.1.6. Temps de concentration

Le temps de concentration est une propriété d'une zone définie comme le laps de temps nécessaire pour que l'eau de pluie tombée au point le plus éloigné s'écoule jusqu'à l'entrée du collecteur chargé d'évacuer le ruissellement provenant de cette zone. Le temps de concentration comprend :

- du temps t_1 en minutes mis par l'eau pour s'écouler dans la canalisation de la longueur « L » avec une vitesse « v ».

$$t_1 = \frac{L}{60v} \dots\dots\dots (V.7)$$

- du temps t_2 mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. Ce temps varie de 2 à 20 min.
- du temps t_3 de ruissellement dans une surface de pente I en % ne comportant pas de canalisation autrement dit du parcours superficiel de la surface de longueur L_s en km.⁽³⁾

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \dots\dots\dots (V.8)$$

3.2. Calcul des débits pluviaux

La méthode rationnelle est la méthode la plus appropriée pour notre situation spécifique, en tenant compte des caractéristiques de notre agglomération, notamment la superficie, la pente et le coefficient de ruissellement.

Les débits pluviaux sont calculés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Les résultats des débits pluviaux.

Sous bassin	Surface (ha)	C_{pr}	α	Intensité (l/s/ha)	Débit pluviale (l/s)
SB01	4,347	0.55	1	150,88	360,73
SB02	6,144	0.60	1	150,88	556,20
SB03	3,923	0,65	1	150,88	384,74
SB04	3,329	0,70	1	150,88	351,60
SB05	5,588	0,45	1	150,88	379,40
SB06	2,401	0,50	1	150,88	181,13
SB07	5,780	0,48	1	150,88	418,60
SB08	8,855	0,50	1	150,88	668,02
SB09	7,611	0,63	1	150,88	723,46

4. Estimation de débit parasites

La détermination le débit des eaux claires parasites est une tâche complexe ; généralement, on estime ce débit à environ 0,15 litre par seconde par hectare. Les valeurs de débit des eaux parasites pour chaque sous-bassin sont répertoriées dans le tableau ci-dessous.

Tableau V. 7 : Les débits des eaux claires parasites dans chaque sous-bassin

Sous bassin	Surface (ha)	Q parasites (l/s/ha)	Q parasite (l/s)
SB01	4,347	0,150	0,65
SB02	6,144	0,150	0,92
SB03	3,923	0,150	0,59
SB04	3,329	0,150	0,50
SB05	5,588	0,150	0,84
SB06	2,401	0,150	0,36
SB07	5,780	0,150	0,87
SB08	8,855	0,150	1,33
SB09	7,611	0,150	1,14

5. Estimation des débits totaux

Si le réseau est de type unitaire, il suffit alors de calculer le débit total de chaque sous-bassin, qui est la somme des débits pluviaux et des eaux usées. Les valeurs du débit total pour chaque sous-bassin sont récapitulées dans le tableau ci-dessous.

Tableau V.8 : Les débits totaux dans chaque sous-bassin

Sous bassin	Surface (ha)	Débit pointe domestique (l/s)	Débit pluviale (l/s)	Q parasite (l/s)	Débit total (l/s)
SB01	4,347	5,644	360,73	0,65	434,922
SB02	6,144	8,693	556,20	0,92	296,511
SB03	3,923	6,009	384,74	0,59	259,357
SB04	3,329	5,499	351,60	0,50	287,642
SB05	5,588	5,928	379,40	0,84	353,803
SB06	2,401	2,833	181,13	0,36	190,800
SB07	5,780	6,542	418,60	0,87	168,037
SB08	8,855	10,195	668,02	1,33	228,036
SB09	7,611	10,858	723,46	1,14	258,975

Conclusion

Dans ce chapitre, les différents débits à prendre en compte pour le dimensionnement du réseau d'assainissement ont été estimés et évalués. Ces débits comprennent à la fois les eaux usées et les eaux pluviales. L'importance de ce chapitre réside dans sa capacité à évaluer les divers paramètres qui constituent la base pour élaborer un calcul hydraulique approprié, ce qui permet ensuite de dimensionner le système d'évacuation de manière adéquate

Chapitre VI:

Dimensionnement du réseau d'assainissement

Introduction

Après la détermination des débits des eaux à évacuer, il est possible de réaliser le calcul hydraulique du système d'assainissement. Il s'agit de mesurer la taille des structures (collecteurs et regards) des deux réseaux de ce système unitaire. Il est nécessaire que ce calcul hydraulique respecte certaines normes d'écoulement et les conditions d'installation des réseaux d'assainissement nécessaires. L'installation en profondeur est réalisée de façon à répondre aux exigences de résistance mécanique aux charges extérieures, tout en établissant le tracé le plus optimal.

1. Principe de conception d'un système d'assainissement

La conception d'un réseau d'assainissement consiste à représenter tous les éléments formant les différentes branches du réseau sur un schéma

- **Les collecteurs** : Ils doivent être capables de transporter en permanence l'ensemble des débits fournis par les conduites qu'ils desservent. Ils se caractérisent par leur :
 - Emplacements.
 - Profondeurs.
 - Dimensions (diamètres intérieur et extérieur, ...).
 - Pentes.
- **Les regards** : de diverses catégories (de visite, de jonction...). Ils sont également caractérisés par leur :
 - Emplacements.
 - Profondeurs.
 - Côtes.

En règle générale, un système d'assainissement fonctionne par écoulement gravitaire, à l'exception de cas spécifiques tels que les contre-pentes, où il est nécessaire de le relever. Le calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement est effectué en prenant en compte les hypothèses suivantes :

- Le débit est homogène à surface libre.
- L'énergie potentielle perdue correspond à la différence entre les côtes du plan d'eau en amont et en aval.
- En réalité, les canalisations d'égouts sont conçues pour un débit en pleine section « Qps » ; cependant, en général, elles ne débitent pas cette quantité

2. Mode de dimensionnement des canalisations

2.1. Base de calcul

Les collecteurs offrent un écoulement à surface libre, dont le débit est calculé selon la formule de la continuité :

$$Q = v \times S_m \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec :

- Q : le débit capable de l'ouvrage (m³/s).
- S_m : section mouillée (m²).
- v : vitesse d'écoulement (m/s).

La formule d'écoulement utilisée pour calculer les ouvrages est celle de CHEZY, où la vitesse d'écoulement est calculée par l'expression suivante :

$$V = C \times \sqrt{R_h \times I} \dots\dots\dots (VI.2)$$

Avec :

- V : vitesse d'écoulement (m/s).
- C : coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement.
- I : pente motrice de l'écoulement (m/m).
- R_h : rayon hydraulique (m), donné par :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \dots\dots\dots (VI. 3)$$

Où :

- S_m : la surface de la section transversale mouillée de la conduite (m²)
- P_m : le périmètre mouillé (m).

2.2. Formule de MANNING-STRICKLER

L'expression du coefficient de Chézy est la suivante :

$$C = K \times R_h^{\frac{1}{6}} \dots\dots\dots (VI. 4)$$

Avec :

- K : coefficient de rugosité (de Manning-Strickler) ; sa valeur dépend du type de l'ouvrage utilisé, son matériau et son état

La vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

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

Et le débit capable de l'ouvrage :

$$Q = K \times Rh^{2/3} \times I^{1/2} \times S_m \dots\dots\dots (VI. 6)$$

❖ Procédé de calcul :

1. Déterminer le débit et la pente pour chaque point.
2. Le diamètre calculé est exprimé par :

$$D_{cal} = \left[\frac{3.2 \times Q}{K \times \sqrt{I}} \right]^{3/8} \dots\dots\dots (VI. 7)$$

Avec :

Dcal (m); Q (m3/s); I (m/m).

1. Mise en place du diamètre standard de la conduite « DN »
2. La vitesse à pleine section est calculée à partir de la relation (VI.5)

Pour un rayon hydraulique $Rh = \frac{Dn}{4}$; on a :

$$vps = K \times \left(\frac{Dn}{4} \right)^{2/3} \times I^{1/2} \dots\dots\dots (VI. 8)$$

Avec :

vps (m/s) ; DN (m) ; I (m/m)

1. Le débit à pleine section

$$Qps = vps \times \frac{\pi \times DN^2}{4} \dots\dots\dots (VI. 9)$$

Avec : - Qps (m3 /s) ; vps (m/s) ; DN (m)

2. Le rapport des débits

$$rQ = \frac{Q}{Qps} \dots\dots\dots (VI. 10)$$

3. Déterminer les vitesses réelles par

$$v = rv \times vps \dots\dots\dots (VI. 11)$$

Avec : - rv : rapport des vitesses, donnée comme suit :

$$rv = -25.63 \times rQ^6 + 93.647 \times rQ^5 - 134.25 \times rQ^4 + 95,24. rQ^3 - 35.151 \times rQ^2 + 7.0395 \times rQ + 0.2263 \dots\dots\dots (VI. 12)$$

4. La hauteur de remplissage

$$H = rH \times DN \dots\dots\dots (VI. 13)$$

Avec : - rH : rapport des hauteurs, donnée comme suit :

$$rH = -11.423 \times rQ^6 + 40.641 \times rQ^5 - 55.497 \times rQ^4 + 37.115 \times rQ^3 - 12.857 \times rQ$$

2

$$+ 2.8373 \times rQ + 0.0359 \dots\dots\dots (VI. 14)$$

2.3. Formule de BAZIN

Le coefficient de Chézy est donné par la formule de Bazin

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{Rh}}} \dots\dots\dots (VI. 15)$$

Où : - γ : un coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux transportées.

2.3.1. Réseau des eaux usées en système séparatif

Au niveau des canalisations, il se forme une pellicule grasse sur les parois, ce qui améliore les conditions d'écoulement. Par conséquent, le coefficient relatif à la relation de Bazin a été pris comme $\gamma = 0,25$. Sur cette base, le coefficient de Chézy a été approximativement représenté par l'expression suivante :

$$C = 70 \times Rh^{1/6} \dots\dots\dots (VI. 16)$$

En conséquence, la vitesse d'écoulement et le débit capable de l'ouvrage sont représentés, respectivement, comme suit :

$$v = 70 \times Rh^{2/3} \times I^{1/2} \dots\dots\dots (VI. 17)$$

$$Q = 70 \times Rh^{2/3} \times I^{1/2} \times Sm \dots\dots\dots (VI. 18)$$

2.3.2. Réseau des eaux pluviales en système séparatif

Il est important de prendre en compte que des dépôts peuvent se former, ce qui conduit à admettre un écoulement sur des parois semi-rugueuses. En conséquence, le coefficient relatif à la relation de Bazin a été pris comme $\gamma = 0,46$; le coefficient de Chézy a été approximativement représenté par l'expression suivante

$$C = 60 \times Rh^{1/4} \dots\dots\dots (VI. 19)$$

En conséquence, la vitesse d'écoulement et le débit capable de l'ouvrage sont représentés, respectivement, comme suit.

$$v = 60 \times Rh^{3/4} \times I^{1/2} \dots\dots\dots (VI. 20)$$

$$Q = 60 \times Rh^{3/4} \times I^{1/2} \times Sm \dots\dots\dots (VI. 21)$$

2.3.3. Les abaques de Bazin

Les abaques, illustrés dans l'annexe, ont été établis en utilisant la formule de Chézy-Bazin. Pour prendre en compte la nature de l'effluent, la nature de la canalisation et le type de joint, le coefficient "K" de la formule de Manning-Strickler a été pris comme $K = 90$. Ils sont construits pour le débit à pleine section avec $R_h = D_n/4$.

Les abaques (1), (2-a) et (2-b) sont utilisés pour simplifier les calculs :

- Abaque 1 : pour les réseaux des eaux usées en système séparatif.
- Abaque 2 : pour les réseaux pluviaux en système séparatif ou les réseaux unitaire:
 - Abaque 2-a : pour les canalisations circulaires.
 - Abaque 2-b : pour les canalisations ovoïdes.

Les nomogrammes (3-a) et (3-b) donnent les variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage ; sont fournis pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites ou pour apprécier les possibilités d'autocurage :

- Abaque 3-a : pour les ouvrages circulaires.
- Abaque 3-b : pour les ouvrages ovoïdes normalisés.

❖ Procédé de calcul

1. A l'aide de l'abaque (1), (2-a) ou (2-b) : En donnant la pente et le débit, on peut tirer le diamètre normalisé « DN », la vitesse à pleine section « vps » et le débit à pleine section « Qps » d'où on peut déterminer le rapport des débits « rQ » en utilisant la relation (V.10).
2. D'après l'abaque (3-a) ou (3-b) : En connaissant le rapport des débits « rQ », on peut tirer le rapport des vitesses « rv » et le rapport des hauteurs « rH » ; d'où on peut déterminer la vitesse d'écoulement « v » et la hauteur de remplissage « H » par les relations (V.11) et (V.13)

3. Conditions d'autocurage

3.1. Réseaux des eaux usées

Dans le cas des réseaux d'eaux usées en système séparatif, il est nécessaire de prendre en compte la condition suivante :

À pleine ou à demi-section : un tuyau circulaire doit assurer une vitesse d'écoulement de 0,7 m/s (ou au maximum 0,5 m/s). Dans ce cas, le rapport des vitesses est presque égal à 1, donc il convient de vérifier que la vitesse à pleine section est supérieure ou égale à 0,7 m/s.

$$rH = 0.5 \text{ ou } 1 \Rightarrow rv = \frac{v}{vps} \approx 1 \Rightarrow vps = v = 0.7 \text{ m/s}$$

Remarque

En pratique, on peut considérer que l'autocurage est respecté si la vitesse est supérieure à 0,3 m/s, afin d'éviter le dépôt des vases organiques et fermentescibles.

3.2. Réseaux pluviaux

Un réseau des eaux pluviales doit être auto-curer, ce qui signifie qu'il doit permettre l'évacuation du sable avec des débits couramment atteints, pour empêcher la décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

1. Pour $\frac{1}{10}$ Qps : $v \geq 0.6$ m/s.
2. Pour $\frac{1}{100}$ Qps : $v \geq 0.3$ m/s.

Ces limites sont respectées avec :

- $vps = 1$ m/s ; pour une section circulaire.

$$(rQ = 0.1 \Rightarrow rv = \frac{v}{vps} = 0.55 \Rightarrow vps \geq 1 \text{ m/s})$$

- $vps = 0.9$ m/s ; pour une section ovoïde

4. Normes d'écoulement et d'implantation

4.1. Canalisations des eaux usés

- Les canalisations des eaux usées sont généralement circulaires.
- Le diamètre minimal est fixé à 400 mm pour éviter les risques d'obstruction.
- À l'amont, les conditions d'autocurage sont difficiles à réaliser (débit faible), donc la pente minimale doit être de 0,4 à 0,5 %. À l'aval, elle doit être de 0,2 à 0,3 %.
- La couverture minimale de la canalisation est de 80 cm ; en dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.

- Bien qu'elle dépende du matériau de la canalisation, il est préférable que la vitesse à pleine section ne dépasse pas l'ordre de 4 m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux ; la limite correspondante a été tracée sur l'abaque. Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

4.2. Canalisations des eaux pluviales

- Le diamètre minimal des canalisations circulaires est fixé à 300 mm pour éviter les risques d'obstruction.
- Il est essentiel de donner à la canalisation d'amont des pentes qui permettent l'autocurage ; la pente minimale est de 0,5 %.
- Il est préférable d'éviter le plus possible le relèvement des eaux par pompage, car les débits d'eaux pluviales peuvent être importants.
- La couverture minimale de la canalisation est de 80 cm.
- De même que pour les eaux usées, il est préférable que la vitesse maximale à pleine section soit de l'ordre de 4 m/s (la limite correspondante a été tracée sur les abaques).

5. Résultats du dimensionnement

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leurs paramètres hydrauliques sont résumés dans les tableaux suivants :

Rénovation du Collecteur principal N111-N182

Tronçon	L (m)	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
N111 -N182														
R111-R60	14,02444	0,0066	0,37	483,13	500	1,17	0,66	0,94	0,47	1,05	0,31	1,59	0,58	Vérifie
R60-R61	1,971968	0,0066	0,37	483,64	500	0,92	1,14	0,75	0,37	2,32	0,4	2,04	0,68	Vérifie
R61-R62	40,45587	0,0045	0,37	518,47	600	0,68	1,07	0,6	0,36	2,04	0,54	1,91	0,57	Vérifie
R62-R123	35,52427	0,0053	0,5	567	600	0,86	1,13	0,71	0,43	2,34	0,58	2,06	0,67	Vérifie
R123-R124	38,11897	0,0059	0,5	555,99	600	0,82	1,12	0,69	0,41	2,43	0,61	2,17	0,69	Vérifie
R124-R137	39,93672	0,024	0,81	512,18	600	0,66	1,06	0,59	0,35	4,66	1,24	4,38	1,12	Vérifie
R137-R150	37,40742	0,0059	0,93	699,49	800	0,7	1,08	0,61	0,49	2,83	1,32	2,63	0,7	Vérifie
R150-R149	77,8142	0,0028	0,93	800,12	1000	0,55	1,03	0,53	0,53	2,2	1,68	2,13	0,53	Vérifie
R149-R160	50,85559	0,0031	1,32	900,7	1000	0,76	1,1	0,65	0,65	2,43	1,74	2,21	0,63	Vérifie
R160-R161	24,87212	0,004	1,32	855,47	1000	0,66	1,07	0,59	0,59	2,71	1,99	2,54	0,69	Vérifie
R161-R162	27,66841	0,0083	1,32	748,07	1000	0,84	1,13	0,7	0,56	3,52	1,57	3,13	0,91	Vérifie
R162-R163	57,68024	0,0063	1,32	786,74	1000	0,96	1,14	0,77	0,62	3,12	1,37	2,74	0,84	Vérifie
R163-R159	50,3355	0,0056	1,32	804,18	1000	0,56	1,03	0,53	0,53	3,09	2,35	2,99	0,77	Vérifie
R159-R183	51,78267	0,0073	1,67	837,86	1000	0,63	1,06	0,57	0,57	3,6	2,68	3,41	0,93	Vérifie
R183-R184	55,82799	0,003	1,67	987,63	1000	0,97	1,14	0,78	0,78	2,51	1,73	2,2	0,69	Vérifie
R184-R185	42,3644	0,0023	1,67	1040	1200	0,68	1,07	0,6	0,72	2,32	2,45	2,16	0,6	Vérifie
R185-R190	55,24814	0,003	1,86	1030,26	1200	0,67	1,07	0,59	0,71	2,63	2,79	2,46	0,69	Vérifie
R190-R191	55,86228	0,0038	1,86	986,36	1200	0,97	1,14	0,78	0,78	2,79	1,92	2,45	0,78	Vérifie
R191-R182	58,16963	0,0089	1,86	841,36	1200	0,63	1,06	0,57	0,57	3,96	2,94	3,74	1,03	Vérifie

Chapitre VI : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Rénovation du Collecteur N171-N182

Tronçon	L (m)	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
N171-N182														
R171-R172	50,11602	0,0023	0,19	462,42	500	0,81	1,12	0,69	0,34	1,35	0,24	1,21	0,38	Vérifie
R172-R173	22,56859	0,0063	0,19	383,08	500	0,89	1,14	0,73	0,29	1,95	0,22	1,72	0,57	Vérifie
R173-R174	42,41948	0,0021	0,19	470,98	500	0,85	1,13	0,71	0,36	1,3	0,23	1,15	0,37	Vérifie
R174-R175	41,40923	0,0027	0,19	447,58	500	0,75	1,09	0,64	0,32	1,44	0,26	1,32	0,41	Vérifie
R175-R181	50,61262	0,0025	0,39	589,62	600	0,96	1,14	0,77	0,46	1,62	0,4	1,43	0,48	Vérifie
R181-R182	56,07398	0,00245	0,39	593,89	600	0,98	1,14	0,79	0,47	1,59	0,4	1,4	0,48	Vérifie

Rénovation du Collecteur principal N01-N95

Tronçon	L (m)	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
N01/N95														
R1-R2	80,64339	0,0058	0,12754	334,11	400	0,62	1,055	0,56	0,226	1,727	0,21	1,64	0,474	Vérifie
R2-R3	54,20181	0,0051	0,12754	342,35	400	0,66	1,066	0,59	0,236	1,636	0,19	1,53	0,454	Vérifie
R3-R4	13,18771	0,0067	0,12754	325,42	400	0,58	1,04	0,54	0,217	1,828	0,22	1,76	0,497	Vérifie
R4-R5	36,78466	0,0023	0,12754	397,62	400	0,53	1,02	0,52	0,207	1,938	0,24	1,9	0,524	Vérifie
R5-R19	63,3169	0,0106	0,38454	451,17	500	0,76	1,097	0,65	0,326	2,822	0,5	2,57	0,791	Vérifie
R19-R20	73,88684	0,0102	0,38454	454,56	500	0,78	1,103	0,66	0,331	2,782	0,49	2,52	0,781	Vérifie
R20-R21	19,73251	0,0027	0,38454	582,6	600	0,93	1,139	0,75	0,452	1,674	0,42	1,47	0,485	Vérifie
R21-R22	20,43552	0,0114	0,38454	444,62	600	0,73	1,086	0,63	0,317	2,905	0,52	2,67	0,811	Vérifie
R22-R23	11,7212	0,0066	0,38454	493,53	600	0,97	1,14	0,78	0,391	2,308	0,4	2,02	0,679	Vérifie
R23-R24	26,6487	0,0037	0,38454	549,04	600	0,79	1,109	0,67	0,403	1,908	0,49	1,72	0,536	Vérifie
R24-R25	31,39036	0,0123	0,38454	438,95	600	0,71	1,078	0,62	0,309	2,985	0,54	2,77	0,83	Vérifie
R25-R38	22,71192	0,00268	0,38454	583,62	600	0,93	1,13	0,75	0,45	1,66	0,41	1,46	0,48	Vérifie

Chapitre VI :

Dimensionnement du réseau d'assainissement

R38-R39	15,48303	0,0085	0,38454	469,29	600	0,84	1,12	0,7	0,35	2,614	0,45	2,32	0,74	Vérifie
R39-R40	39,71349	0,0031	0,38454	566,41	600	0,85	1,13	0,71	0,42	1,793	0,45	1,58	0,51	Vérifie
R40-R41	38,63902	0,0138	0,38454	429,24	600	0,66	1,06	0,59	0,29	3,134	0,58	2,94	0,86	Vérifie
R41-R35	30,46026	0,0148	0,38454	423,33	600	0,64	1,06	0,57	0,28	3,233	0,6	3,05	0,88	Vérifie
R25-R38	22,71192	0,00268	0,38454	583,62	600	0,93	1,13	0,75	0,45	1,66	0,41	1,46	0,48	Vérifie
R38-R39	15,48303	0,0085	0,38454	469,29	600	0,84	1,12	0,7	0,35	2,614	0,45	2,32	0,74	Vérifie
R39-R40	39,71349	0,0031	0,38454	566,41	600	0,85	1,13	0,71	0,42	1,793	0,45	1,58	0,51	Vérifie
R40-R41	38,63902	0,0138	0,38454	429,24	600	0,66	1,06	0,59	0,29	3,134	0,58	2,94	0,86	Vérifie
R41-R35	30,46026	0,0148	0,38454	423,33	600	0,64	1,06	0,57	0,28	3,233	0,6	3,05	0,88	Vérifie
R35-R36	36,87935	0,0114	0,64154	538,63	600	0,75	1,09	0,64	0,38	3,302	0,85	3,02	0,92	Vérifie
R36-R37	43,76378	0,0079	0,64154	576,93	600	0,9	1,13	0,73	0,44	2,864	0,71	2,52	0,82	Vérifie
R37-R48	33,76101	0,0133	0,861828	584,86	600	0,93	1,05	0,56	0,45	3,712	0,92	3,26	1,08	Vérifie
R48-R49	46,39195	0,0029	0,861828	778,24	800	0,93	1,09	0,64	0,6	2,099	0,93	1,84	0,61	Vérifie
R49-R79	56,18199	0,0051	1,07	756,3	800	0,86	1,13	0,72	0,57	2,79	1,23	2,46	0,79	Vérifie
R79-R80	39,40858	0,0135	1,07	631,56	800	0,53	1,02	0,52	0,41	4,05	2	3,98	1,08	Vérifie
R80-R81	42,28859	0,0137	1,07	629,53	800	0,53	1,02	0,51	0,41	4,08	2,01	4,01	1,09	Vérifie
R81-R82	15,20525	0,0039	1,07	795,8	800	0,99	1,14	0,8	0,64	2,45	1,08	2,15	0,72	Vérifie
R82-R83	28,48694	0,0028	1,07	845,68	1000	0,64	1,06	0,58	0,58	2,25	1,66	2,12	0,61	Vérifie
R83-R84	18,50814	0,0027	1,07	848,42	1000	0,65	1,06	0,58	0,58	2,23	1,65	2,1	0,61	Vérifie
R84-R91	16,62941	0,0197	1,16	606,18	1000	0,48	0,99	0,49	0,39	4,75	2,42	4,81	1,27	Vérifie
R91-R92	11,61191	0,0334	1,16	549,22	1000	0,79	1,11	0,67	0,4	5,73	1,46	5,17	1,61	Vérifie
R92-R93	10,70421	0,0135	1,16	650,8	1000	0,58	1,04	0,54	0,43	4,14	2	3,98	1,11	Vérifie
R93-R94	38,02012	0,011	1,16	675,92	1000	0,64	1,06	0,58	0,46	3,81	1,81	3,6	1,04	Vérifie
R94-R95	7,883352	0,014	1,16	645,33	1000	0,57	1,03	0,53	0,43	4,21	2,05	4,07	1,13	Vérifie

Chapitre VI :

Dimensionnement du réseau d'assainissement

Rénovation du Collecteur N26-N35

Tronçon	L (m)	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
N26-N35														
R26-R27	25,48861	0,0098	0,257	393,33	400	0,96	1,139	0,77	0,31	2,434	0,27	2,14	0,711	Vérifie
R27-R28	26,42573	0,0096	0,257	394,99	400	0,97	1,14	0,78	0,313	2,407	0,27	2,11	0,706	Vérifie
R28-R29	22,25928	0,009	0,257	394,01	400	0,96	1,13	0,77	0,31	2,422	0,27	2,13	0,71	Vérifie
R29-R30	19,44928	0,0098	0,257	393,35	400	0,95	1,13	0,77	0,3	2,433	0,27	2,14	0,71	Vérifie
R30-R31	28,12199	0,00978	0,257	393,67	400	0,96	1,13	0,77	0,31	2,427	0,27	2,13	0,71	Vérifie
R31-R32	22,39237	0,0086	0,257	402,83	500	0,56	1,03	0,53	0,26	2,404	0,46	2,33	0,64	Vérifie
R32-R33	28,03733	0,00963	0,257	394,82	400	0,96	1,13	0,78	0,31	2,409	0,27	2,11	0,71	Vérifie
R33-R34	20,91459	0,0073	0,257	415,61	500	0,61	1,05	0,56	0,28	2,251	0,42	2,14	0,61	Vérifie
R34-R35	36,87935	0,0114	0,64154	538,63	600	0,75	1,09	0,64	0,38	3,302	0,85	3,02	0,92	Vérifie

Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
N111 /N182										
483,13	500	1,17	-0,66	1,34	0,67	-1,05	0,31	1,59	0,58	Vérifie
483,64	500	0,92	1,14	0,75	0,37	2,32	0,4	2,04	0,68	Vérifie
518,47	600	0,68	1,07	0,6	0,36	2,04	0,54	1,91	0,57	Vérifie
567	600	0,86	1,13	0,71	0,43	2,34	0,58	2,06	0,67	Vérifie
555,99	600	0,82	1,12	0,69	0,41	2,43	0,61	2,17	0,69	Vérifie
512,18	600	0,66	1,06	0,59	0,35	4,66	1,24	4,38	1,12	Vérifie
699,49	800	0,7	1,08	0,61	0,49	2,83	1,32	2,63	0,7	Vérifie
800,12	1000	0,55	1,03	0,53	0,53	2,2	1,68	2,13	0,53	Vérifie
900,7	1000	0,76	1,1	0,65	0,65	2,43	1,74	2,21	0,63	Vérifie

Rénovation du Collecteur N42-N37

Chapitre VI :

Dimensionnement du réseau d'assainissement

Tronçon	L (m)	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
N42-N37														
R42-R43	40,94279	0,0096	0,220288	372,23	400	0,82	1,12	0,69	0,27	2,381	0,27	2,12	0,67	Vérifie
R43-R44	33,46852	0,01	0,220288	369,89	400	0,813	1,13	0,77	0,27	2,41	0,27	2,16	0,68	Vérifie
R44-R45	57,15002	0,0096	0,220288	372,44	400	0,82	1,13	0,77	0,27	2,378	0,27	2,12	0,67	Vérifie
R45-R46	33,99641	0,0093	0,220288	375	400	0,84	1,13	0,77	0,28	2,345	0,26	2,08	0,66	Vérifie
R46-R47	45,44129	0,009	0,220288	377,37	400	0,85	1,03	0,53	0,28	2,314	0,26	2,04	0,65	Vérifie
R47-R37	42,47428	0,0067	0,220288	398,6	400	0,99	1,13	0,78	0,32	2,017	0,22	1,77	0,6	Vérifie

Vérification du Collecteur N50-N49

Tronçon	L (m)	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
N50-N51														
R50-R51	14,85902	0,0092	0,203456	364,28	400	0,78	1,13	0,73	0,26	2,292	0,26	2,07	0,64	Vérifie
R51-R52	16,58526	0,0092	0,203456	364,77	400	0,78	1,13	0,75	0,26	2,286	0,26	2,07	0,64	Vérifie
R52-R53	33,78236	0,0091	0,203456	365,27	400	0,78	1,12	0,7	0,26	2,28	0,26	2,06	0,64	Vérifie
R53-R54	40,20103	0,0092	0,203456	364,75	400	0,78	1,13	0,71	0,26	2,286	0,26	2,07	0,64	Vérifie
R54-R55	18,00865	0,0092	0,203456	364,23	400	0,78	1,06	0,59	0,26	2,292	0,26	2,08	0,64	Vérifie
R55-R56	17,3911	0,0093	0,203456	363,72	400	0,77	1,06	0,57	0,31	2,422	0,26	2,08	0,65	Vérifie
R56-R57	76,45731	0,012	0,2	346,91	400	0,69	1,07	0,6	0,24	2,53	0,3	2,36	0,7	Vérifie
R57-R58	9,736619	0,0129	0,2	341,99	400	0,66	1,07	0,59	0,24	2,62	0,31	2,46	0,72	Vérifie
R58-R59	39,4835	0,0104	0,2	356,19	400	0,74	1,09	0,64	0,25	2,4	0,28	2,2	0,67	Vérifie
R59-R49	13,72958	0,0197	0,2	316,28	400	0,54	1,02	0,52	0,21	3,09	0,38	3,02	0,83	Vérifie

Chapitre VI :

Dimensionnement du réseau d'assainissement

Rénovation du Collecteur N63-N73

Tronçon	L (m)	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
N63-N73														
R66-R67	32,27823	0,0092	0,15	328,02	400	0,59	1,05	0,55	0,22	2,16	0,26	2,07	0,63	Vérifie
R67-R68	15,77268	0,0096	0,15	324,8	400	0,58	1,04	0,54	0,22	2,2	0,27	2,12	0,64	Vérifie
R68-R69	17,90587	0,0145	0,15	300,99	400	0,47	0,98	0,48	0,19	2,55	0,33	2,6	0,74	Vérifie
R69-R70	17,78097	0,0145	0,15	300,9	400	0,47	0,98	0,48	0,19	2,55	0,33	2,6	0,74	Vérifie
R70-R71	25,94105	0,014	0,15	303,02	400	0,48	0,99	0,49	0,19	2,52	0,32	2,55	0,73	Vérifie
R71-R72	19,58705	0,0134	0,15	305,58	400	0,49	0,99	0,49	0,2	2,48	0,31	2,5	0,72	Vérifie
R72-R73	17,47393	0,0093	0,15	326,91	400	0,59	1,04	0,55	0,22	2,18	0,26	2,09	0,64	Vérifie
R74-R75	16,501	0,0132	0,05	202,53	300	0,35	0,91	0,41	0,12	1,86	0,14	2,04	0,48	Vérifie
R75-R73	17,07872	0,0038	0,05	255,81	300	0,66	1,06	0,59	0,18	1,17	0,08	1,1	0,3	Vérifie

Vérification de la Collecteur N73-N95

Tronçon	L (m)	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
N73-N95														
R73-76	50,84009	0,0034	0,05	266,02	300	0,73	1,08	0,63	0,19	1,13	0,07	1,04	0,55	Vérifie
R76-R77	59,58918	0,0078	0,05	228,98	300	0,49	0,99	0,49	0,15	1,57	0,11	1,58	0,76	Vérifie
R77-R78	8,956484	0,0053	0,05	246,89	300	0,6	1,05	0,55	0,17	1,37	0,09	1,31	0,7	Vérifie
R101-R102	16,09072	0,0227	0,53	441,43	500	0,72	1,08	0,63	0,31	4,08	0,74	3,77	1,26	Vérifie
R102-R95	15,25721	0,0089	0,53	526	600	0,71	1,08	0,62	0,37	2,87	0,75	2,67	0,88	Vérifie

Chapitre VI :

Dimensionnement du réseau d'assainissement

Rénovation du Collecteur N06-N12

Tronçon	L (m)	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
N06-N101														
R6-R7	18,84851	0,0075	0,14879	337,13	400	0,91	1,139	0,74	0,298	1,481	0,16	1,3	0,43	Vérifie
R7-R8	27,00034	0,0101	0,14879	318,83	400	0,55	1,14	0,52	0,21	2,468	0,27	2,16	0,601	Vérifie
R8-R9	29,19009	0,0042	0,14879	376,22	400	0,85	1,13	0,71	0,283	1,574	0,17	1,39	0,449	Vérifie
R9-R10	35,19131	0,0062	0,14879	349,04	400	0,7	1,075	0,61	0,244	1,828	0,21	1,7	0,511	Vérifie
R10-R11	20,22867	0,0059	0,14879	352,88	400	0,72	1,081	0,62	0,25	1,786	0,21	1,65	0,501	Vérifie
R11-R12	21,50615	0,0047	0,14879	368,25	400	0,8	1,114	0,68	0,272	1,642	0,19	1,47	0,466	Vérifie
R13-R14	15,55536	0,0051	0,14879	362,38	400	0,77	1,1	0,66	0,263	1,693	0,19	1,54	0,479	Vérifie
R14-R12	26,75101	0,0049	0,14879	365,1	400	0,79	1,107	0,67	0,267	1,669	0,19	1,51	0,473	Vérifie
R12-R15	42,26923	0,0091	0,29726	421,37	500	0,63	1,059	0,57	0,287	2,526	0,47	2,39	0,678	Vérifie
R15-R16	77,08356	0,005	0,29954	473,16	500	0,86	1,134	0,72	0,358	2,001	0,35	1,76	0,655	Vérifie
R16-R17	41,41533	0,0034	0,44833	590,67	600	0,96	1,139	0,78	0,466	1,881	0,47	1,65	0,613	Vérifie
R17-R18	69,69444	0,0023	0,45061	637,7	800	0,55	1,027	0,52	0,42	1,682	0,82	1,64	0,535	Vérifie
R18-R96	54,85332	0,0145	0,48	461,48	800	0,81	1,12	0,68	0,34	3,36	0,59	3,01	0,94	Vérifie
R96-R97	50,41921	0,0145	0,48	461,28	800	0,81	1,12	0,68	0,34	3,36	0,59	3,01	0,94	Vérifie
R97-R98	50,17369	0,00736	0,48	523,99	800	0,7	1,08	0,61	0,37	2,61	0,68	2,42	0,72	Vérifie
R98-R99	48,1472	0,0168	0,48	448,7	800	0,75	1,09	0,65	0,32	3,55	0,64	3,24	0,98	Vérifie
R99-R100	15,75403	0,0048	0,48	567,32	800	0,86	1,13	0,72	0,43	2,22	0,55	1,96	0,62	Vérifie
R100-R101	17,71904	0,0085	0,48	509,43	800	0,65	1,06	0,58	0,35	2,77	0,74	2,61	0,75	Vérifie

Rénovation du Collecteur N103-N111

Tronçon	L (m)	Pente	Q (m3/s)	Dcal	DN	Rq	Rv	Rh	H	V (m/s)	Qps	Vps	Vmin	Autocurage
---------	-------	-------	----------	------	----	----	----	----	---	---------	-----	-----	------	------------

Chapitre VI :

Dimensionnement du réseau d'assainissement

		(%)			(mm)				(mm)		(m ³ /s)	(m/s)	(m/s)	
N103-N111														
R103-R104	41,23199	0,0028	0,19	443,33	500	0,73	1,08	0,63	0,32	1,45	0,26	1,34	0,41	Vérifie
R104-R105	32,58359	0,007	0,19	374,52	500	0,84	1,13	0,7	0,28	2,03	0,23	1,8	0,58	Vérifie
R105-R106	47,99149	0,0032	0,19	432,39	500	0,68	1,07	0,6	0,3	1,53	0,28	1,43	0,43	Vérifie
R106-R107	53,58837	0,0033	0,19	430,29	500	0,67	1,07	0,6	0,3	1,54	0,28	1,45	0,43	Vérifie
R107-R108	47,5724	0,0303	0,19	284,48	500	0,87	1,13	0,72	0,22	3,52	0,22	3,1	1,01	Vérifie
R108-R109	28,14168	0,0039	0,19	416,34	500	0,14	0,69	0,25	0,13	1	0,28	1,45	1	Vérifie
R109-R110	29,23305	0,007	0,19	374,6	500	0,84	1,13	0,7	0,28	2,03	0,23	1,8	0,58	Vérifie
R110-R111	36,72344	0,004	0,19	414,51	500	0,61	1,05	0,56	0,28	1,68	0,31	1,6	0,46	Vérifie

Vérification du Collecteur N112-N111

Tronçon	L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m ³ /s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
N112-N111														
R112-R113	15,806394	0,0031	0,18	421,96	500	0,64	1,06	0,58	0,29	1,49	0,28	1,41	0,41	Vérifie
R113-R114	41,808122	0,0057	0,18	377,62	500	0,86	1,13	0,71	0,29	4,01	0,2	1,63	0,53	Vérifie
R114-R115	50,177276	0,0027	0,18	433,57	500	0,69	1,07	0,6	0,3	1,4	0,26	1,31	0,39	Vérifie
R115-R116	28,648955	0,0083	0,18	351,58	500	0,71	1,08	0,62	0,25	2,13	0,25	1,97	0,6	Vérifie
R116-R117	22,061912	0,0058	0,18	375,65	500	0,85	1,13	0,71	0,28	1,87	0,21	1,65	0,53	Vérifie
R117-R118	47,029425	0,0077	0,18	356,84	500	0,74	1,09	0,64	0,26	2,06	0,24	1,89	0,58	Vérifie
R118-R111	55,623129	0,0045	0,18	393,71	500	0,74	1,09	0,64	0,25	2,07	0,24	1,9	0,58	Vérifie

Rénovation du Collecteur N119-N62

Chapitre VI :

Dimensionnement du réseau d'assainissement

Tronçon	L (m)	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
N111-N1														
R119-R120	30,403426	0,0079	0,14	321,79	400	0,56	1,03	0,53	0,21	1,99	0,24	1,92	0,54	Vérifie
R120-R121	47,579905	0,0035	0,14	374,97	400	0,84	1,13	0,7	0,28	1,44	0,16	1,28	0,41	Vérifie
R121-R122	44,071057	0,0021	0,14	412,3	500	0,6	1,05	0,55	0,28	1,21	0,23	1,15	0,33	Vérifie
R122-R62	13,490311	0,0773	0,14	210,2	500	0,39	0,93	0,43	0,13	4,6	0,35	4,94	1,24	Vérifie

Rénovation du Collecteur N125-N130

Tronçon	L (m)	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
N125-N130														
R125-R126	32,05456	0,0035	0,09	321,1	400	0,56	1,03	0,53	0,21	1,33	0,16	1,29	0,36	Vérifie
R126-R127	19,186051	0,0117	0,09	256,89	400	0,66	1,07	0,59	0,18	2,06	0,14	1,93	0,57	Vérifie
R127-R128	29,17639	0,003	0,09	330,19	400	0,6	1,05	0,55	0,22	1,26	0,15	1,2	0,34	Vérifie
R128-R129	37,035493	0,0033	0,09	325,06	400	0,58	1,04	0,54	0,22	1,3	0,16	1,25	0,35	Vérifie
R129-R130	37,168878	0,0033	0,09	324,83	400	0,58	1,04	0,54	0,22	1,3	0,16	1,25	0,35	Vérifie

Vérification de la Collecteur N131-N124

Tronçon	L (m)	Pente	Q (m3/s)	Dcal	DN	Rq	Rv	Rh	H	V (m/s)	Qps	Vps	Vmin	Autocurage
---------	-------	-------	----------	------	----	----	----	----	---	---------	-----	-----	------	------------

Chapitre VI :

Dimensionnement du réseau d'assainissement

		(%)			(mm)				(mm)		(m ³ /s)	(m/s)	(m/s)	
N131-N124														
R131-R132	17,540628	0,007	0,32	452,28	500	0,77	1,1	0,66	0,33	2,31	0,41	2,1	0,65	Vérifie
R132-R130	29,110848	0,0168	0,32	384,52	500	0,9	1,14	0,74	0,3	3,18	0,35	2,79	0,92	Vérifie
R130-R133	5,4966128	0,0087	0,32	434,54	500	0,69	1,07	0,61	0,3	2,51	0,46	2,34	0,7	Vérifie
R133-R134	22,113317	0,0034	0,32	517,12	600	0,67	1,07	0,6	0,36	1,78	0,47	1,66	0,49	Vérifie
R134-R135	27,521107	0,0028	0,32	535,36	600	0,74	1,09	0,64	0,38	1,65	0,43	1,51	0,47	Vérifie
R135-R136	48,640263	0,0053	0,32	476,37	600	0,88	1,14	0,73	0,36	2,08	0,36	1,83	0,6	Vérifie
R136-R124	56,098027	0,0041	0,32	499,95	600	1	1,14	0,81	0,41	1,84	0,32	1,61	0,55	Vérifie

Rénovation du Collecteur N138-N137

Tronçon	L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m ³ /s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
N138-N137														
R138-R139	37,877872	0,004	0,11	341,89	400	0,66	1,07	0,59	0,24	1,45	0,17	1,36	0,4	Vérifie
R139-R140	27,266719	0,0049	0,11	328,15	400	0,59	1,05	0,55	0,22	1,59	0,19	1,52	0,43	Vérifie
R140-R141	24,593222	0,0047	0,11	331,44	400	0,61	1,05	0,56	0,22	1,56	0,19	1,48	0,43	Vérifie
R141-R142	51,546635	0,0055	0,11	321,57	400	0,56	1,03	0,53	0,21	1,66	0,2	1,61	0,45	Vérifie
R142-R143	47,981659	0,0082	0,11	298,37	400	0,99	1,14	0,8	0,24	1,85	0,11	1,62	0,55	Vérifie
R143-R137	57,906131	0,0062	0,11	315,03	400	0,53	1,02	0,52	0,21	1,73	0,21	1,7	0,47	Vérifie

Vérification du Collecteur N144-N149

Chapitre VI :

Dimensionnement du réseau d'assainissement

Tronçon	L (m)	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
N144-N149														
R144-R145	49,032435	0,0034	0,2	431,51	500	0,68	1,07	0,6	0,3	1,57	0,29	1,47	0,44	Vérifie
R145-R146	47,260709	0,0028	0,2	447,89	500	0,75	1,09	0,64	0,32	1,45	0,26	1,33	0,41	Vérifie
R146-R147	51,817157	0,0027	0,2	449,25	500	0,75	1,09	0,65	0,32	1,45	0,26	1,32	0,41	Vérifie
R147-R148	48,807346	0,0071	0,39	488,01	500	0,94	1,14	0,76	0,38	2,42	0,42	2,12	0,71	Vérifie
R148-R149	54,385208	0,0053	0,39	515,81	600	0,67	1,07	0,59	0,36	2,21	0,58	2,07	0,61	Vérifie

Vérification du Collecteur N164-N171

Tronçon	L (m)	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
N164-N171														
R164-R165	13,44485	0,0072	0,19	373,7	400	0,84	1,13	0,7	0,28	2,07	0,23	1,84	0,59	Vérifie
R165-R166	35,422172	0,0023	0,19	462,99	500	0,82	1,12	0,69	0,34	1,35	0,24	1,2	0,38	Vérifie
R166-R167	28,220375	0,0025	0,19	455,35	500	0,14	0,69	0,25	0,13	0,87	0,25	1,26	0,87	Vérifie
R167-R168	23,340654	0,0056	0,19	391,19	500	0,94	1,14	0,76	0,31	1,85	0,2	1,62	0,55	Vérifie
R168-R169	23,795168	0,0054	0,19	394,87	500	0,97	1,14	0,78	0,31	1,81	0,2	1,58	0,54	Vérifie
R169-R170	33,309919	0,0077	0,19	369,55	500	0,81	1,12	0,68	0,27	2,11	0,24	1,89	0,6	Vérifie
R170-R171	12,178117	0,009	0,19	358,34	500	0,75	1,13	0,64	0,26	4,01	0,26	2,05	0,63	Vérifie

Chapitre VI :

Dimensionnement du réseau d'assainissement

Vérification du Collecteur N151-N159

Tronçon	L (m)	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
N151-N159														
R151-R152	15,111017	0,0078	0,15	337,81	400	0,64	1,06	0,58	0,23	2,03	0,24	1,91	0,56	Vérifie
R152-R153	30,251763	0,0036	0,15	389,44	400	0,93	1,14	0,76	0,3	1,49	0,16	1,31	0,44	Vérifie
R153-R154	23,278868	0,009	0,15	329,33	400	0,6	1,05	0,55	0,22	2,15	0,26	2,05	0,59	Vérifie
R154-R155	38,041196	0,0058	0,15	357,93	400	0,75	1,09	0,64	0,26	1,79	0,21	1,64	0,51	Vérifie
R155-R156	21,533916	0,0031	0,36	551,18	600	0,8	1,11	0,68	0,41	1,76	0,45	1,58	0,5	Vérifie
R156-R157	26,508023	0,0021	0,36	591,48	600	0,96	1,14	0,78	0,47	1,49	0,37	1,31	0,44	Vérifie
R157-R158	16,192842	0,0044	0,36	515,31	600	0,67	1,07	0,59	0,36	2,02	0,53	1,89	0,56	Vérifie
R158-R159	37,57614	0,0045	0,36	514,14	600	0,66	1,07	0,59	0,35	2,03	0,54	1,9	0,56	Vérifie

Vérification du Collecteur N176-N175

Tronçon	L (m)	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
N176-N175														
R176-R177	24,79421	0,0031	0,19	436,31	510	0,14	0,69	0,25	0,13	4,64	1,37	6,69	1,39	Vérifie
R177-R178	32,62498	0,0037	0,19	422,21	500	0,14	0,69	0,25	0,13	4,88	1,39	7,08	1,47	Vérifie
R178-R179	23,76145	0,0046	0,19	406,57	500	0,14	0,69	0,25	0,13	4,88	1,39	7,08	1,47	Vérifie
R179-R180	26,19958	0,0022	0,19	463,87	500	0,82	1,14	0,69	0,34	1,36	0,23	1,2	0,38	Vérifie
R180-R175	16,86401	0,0046	0,19	405,62	500	0,57	1,04	0,54	0,27	1,78	0,34	1,71	0,48	Vérifie

Chapitre VI : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Vérification du Collecteur N186-N185

Tronçon	L (m)	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage
N186-N185														
R186-R187	47,393332	0,0026	0,18	444,44	500	0,73	1,09	0,63	0,32	1,39	0,25	1,28	0,39	Vérifie
R187-R188	32,906023	0,0028	0,18	437,38	500	0,7	1,08	0,61	0,31	1,44	0,26	1,34	0,4	Vérifie
R188-R189	26,848739	0,0048	0,18	395,73	500	0,97	1,14	0,79	0,31	1,71	0,19	1,5	0,51	Vérifie
R139-R185	7,9941658	0,0545	0,18	251,59	500	0,63	1,06	0,57	0,17	4,39	0,29	4,15	1,21	Vérifie

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons examiné l'aspect hydraulique, du dimensionnement du réseau pour l'évacuation d'eaux usées et d'eaux pluviales. Après avoir déterminé les paramètres hydrauliques requis, nous avons confirmé que les vitesses d'autocurage étaient satisfaisantes.

Le réseau comprend deux points de rejet pour les eaux usées et les eaux pluviales, connectés à un réseau de collecte qui les achemine vers une station d'épuration.

Chapitre VII :

Les éléments constitutifs du réseau

Introduction

Dans un réseau d'assainissement, il est essentiel que les structures utilisées assurent une évacuation efficace et sans stagnation des eaux usées et des eaux pluviales. Les infrastructures auxiliaires comprennent tous les dispositifs nécessaires pour connecter, accéder, collecter et recevoir les eaux pluviales. De même que les équipements élaborés pour simplifier l'utilisation rationnelle du réseau. Les ouvrages annexes sont dimensionnés en fonction de principes hydrauliques afin d'assurer non seulement leur performance optimale, mais aussi leur durabilité à long terme.

1. Les principaux ouvrages

Les structures principales sont souvent constituées de collecteurs, de stations de pompage, de bassins de rétention, de stations d'épuration, de déversoirs d'orage et d'autres éléments importants. Les infrastructures principales jouent un rôle crucial dans le processus de traitement, de collecte et d'évacuation des eaux usées et pluviales sur un réseau d'assainissement.

1.1. Les conduites

Différents matériaux sont fréquemment employés dans la construction de canalisations, parmi lesquels on peut identifier :

- Conduites en fonte.
- Conduites en béton non armé.
- Conduites en béton armé.
- Conduites en amiante-ciment.
- Conduites en grès artificiel.
- Conduites en PVC.

1.1.1. Élection du matériau des conduites à utiliser

La sélection d'une canalisation s'appuie d'abord sur des caractéristiques techniques fondamentales qui sont les bases de la sélection. Puis, il doit être rentable sur le plan économique. De nos jours, la décision de choisir parmi différentes options de canalisations est souvent influencée par des facteurs économiques. Pour notre projet, les conduites employées présentent les bénéfices suivants :

- La présence sur le marché.
- Une étanchéité essentielle.
- Résistance aux agressions chimiques.
- Excellente solidité mécanique.
- Leur stabilité remarquable dans les tranchées.
- Installation et montage simples.

1.1.2. L'assemblage des conduites en béton armé

Les joints des conduites en béton armé sont des composants indispensables pour garantir leur étanchéité et leur stabilité. Les joints ont une importance capitale pour éviter les fuites et le déplacement des parties de canalisation. Différents types de joints peuvent être utilisés pour les conduites en béton armé, notamment :

1.1.2.1. Joint type Rocla

Ce genre de joint a été développé afin de faire face aux contraintes hydrauliques et aux fluctuations de pression dans les systèmes d'assainissement et d'eau potable. Son fabricant est Rocla, une entreprise spécialisée dans la fabrication de produits en béton préfabriqué destinés aux infrastructures de génie civil.

1.1.2.2. Joint à demi-éboîtement

À la différence d'un joint à emboîtement complet, où une partie de canalisation s'emboîter complètement dans l'autre, un joint à demi-emboîtement permet à une partie de canalisation de s'emboîter partiellement dans l'autre, laissant une partie de la canalisation à l'extérieur.

2.1.2.3 Joint à collet

Le bourrage est effectué à l'aide de mortier de ciment et est destiné aux sols de bonne qualité et à faible pente.

Nous avons opté pour l'utilisation des jointures Rocla pour notre projet, en raison des bénéfices qu'ils offrent et de leur disponibilité sur le marché national.

2. Les ouvrages annexes

La gestion efficace des réseaux d'assainissement influence grandement par les ouvrages annexes. Ils offrent une grande diversité et remplissent différentes fonctions, ce qui permet

d'optimiser les dépenses et d'assurer le bon fonctionnement du système. Ces ouvrages supplémentaires sont classés en deux catégories :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

2.1. Les ouvrages normaux

Les ouvrages normaux désignent les installations normatives indispensables qui se trouvent en amont ou le long des réseaux d'égouts. En règle générale, leur fonction principale consiste à rassembler les effluents ou à fournir un accès au réseau.

2.1.1. Les branchements

Au moment de l'installation dans le réseau d'assainissement, il est primordial de se conformer au type de réseau existant dans le domaine public, qu'il soit unitaire ou séparatif. L'installation d'une habitation en contrebas de ce collecteur nécessite l'emploi d'une pompe de relevage pour le raccordement au réseau d'assainissement.

Les deux éléments principaux du processus de branchement sont :

- Le regard de branchement : indique l'endroit où il est obligatoire de se connecter au réseau public.
- La canalisation de branchement : cette canalisation permet de connecter le regard de branchement au collecteur du réseau public.

Il convient de souligner que les branchements doivent avoir un diamètre inférieur à celui de la canalisation publique, habituellement d'environ 7/10, afin de minimiser les risques d'obstruction. Il est conseillé d'avoir un diamètre minimal de 150 mm pour les branchements et une pente minimale de 3% pour garantir un bon écoulement.

2.1.2. Les caniveaux

En général, ces dispositifs sont constitués de rigoles ou de canaux en béton, en acier ou en matériaux composites, et leur objectif est de permettre l'écoulement des eaux de pluie vers les réseaux d'assainissement ou les installations de stockage.

2.1.3. Les bouches d'égout

Les bouches d'égout, également connues sous le nom de regards d'égout ou de regards de voirie, sont des ouvertures situées sur la chaussée ou les trottoirs des voies publiques. Tous les 50 mètres sont placés.

Pour notre projet, nous optons pour la mise en place de caniveaux le long des routes et l'utilisation de bouches d'égout à accès latéral.

2.1.4. Les regards

Il s'agit d'infrastructures de contrôle et d'accès aux réseaux souterrains tels que les collecteurs d'eaux usées et pluviales. Ils servent à la surveillance, à l'entretien et à la facilité d'accès aux canalisations et aux canalisations souterraines.

Le type de regard est déterminé par la structure du site, la topographie, la pente du terrain et le système d'évacuation. L'emplacement et l'écartement entre deux égards doivent respecter la forme et les exigences du collecteur. Il est indispensable d'installer des regards dans les cas suivants :

- Aux points de jonction.
- Lors de changements de direction.
- En cas de modification de la pente.
- Aux points de décharge.

Au sein de L'espace entre les regards peut être compris entre 50 et 80 mètres pour les terrains en pente régulière (tracé rectiligne), surtout pour les canalisations qui ne sont pas accessibles.

Dans les zones accidentées et les zones industrielles (avec une pollution accrue), il est possible de réduire cet espacement à 35 à 50 mètres.

Différents types de regards sont repérés :

2.1.4.1. Regard de Jonction

Il s'agit d'une structure ou d'un édifice destiné à relier diverses canalisations ou conduites d'égout. En général, ces égards se trouvent aux endroits où les conduites se rencontrent ou se croisent, ce qui permet d'orienter de manière efficace les eaux usées et pluviales vers le réseau d'assainissement. Les regards de jonction jouent un rôle essentiel dans notre zone d'étude en raison de la configuration du réseau qui présente plusieurs variations de direction.

2.1.4.2. Regard de visite

Son objectif est de faciliter l'inspection, l'entretien et le nettoyage des canalisations ou des conduits souterrains. En général, les regards de visite sont fabriqués en béton, en plastique

renforcé ou en matériaux similaires, et ils sont munis de couvercles amovibles pour faciliter l'accès. L'espacement peut varier de 35 à 80 mètres.

Il convient de souligner que pour notre projet, il sera indispensable d'utiliser des regards de jonction et de visite pour intervalles de 35 à 70 mètres.

2.2. Les ouvrages spéciaux

2.2.1. Les déversoirs d'orage

Les déversoirs d'orage, également connus sous le nom de déversoirs de crue, sont des systèmes de drainage destinés à évacuer les eaux pluviales inondables lors de fortes précipitations.

2.2.1.1. Mise en place des déversoirs d'orage

Avant L'installation des déversoirs d'orage est essentielle pour garantir une gestion optimale des eaux pluviales et prévenir les inondations. Ces déversoirs sont généralement situés à des points clés dans un réseau d'assainissement, comme :

À proximité de zones sensibles aux inondations : Les déversoirs d'orage sont fréquemment placés en amont de zones sensibles aux inondations, telles que des quartiers résidentiels ou des zones industrielles. Ils permettent d'évacuer l'eau pluviale en excès avant qu'elle ne cause des dommages.

À des niveaux inférieurs : En général, les déversoirs sont situés à des endroits géographiquement bas où l'eau a tendance à s'accumuler naturellement. Il peut s'agir du bas-point d'un réseau d'égouts ou d'une zone favorable à l'accumulation d'eau de pluie.

Situés à proximité des exutoires du réseau d'assainissement, tels que des rivières, des lacs ou des canaux, les déversoirs d'orage permettent d'évacuer en toute sécurité l'eau excessive.

Selon la situation géographique : La localisation des déversoirs est également influencée par la topographie locale. Les emplacements sont choisis en fonction de la pente du terrain et de la configuration du réseau d'assainissement afin de garantir un écoulement optimal.

Selon les compétences de traitement : Certains systèmes de traitement des eaux pluviales sont installés dans certains déversoirs d'orage afin d'éliminer les polluants avant de les rejeter dans l'environnement. Dans cette situation, la localisation peut être établie en fonction des exigences en matière de traitement des eaux.

2.2.1.2. Fondamentaux pour la conception du déversoir d'orage de type frontal

Dans notre étude, nous avons prévu un déversoir d'orage de type frontal situé en aval de la conduite principale (R107-R182) dans le but de briser l'énergie cinétique et pour éviter la mise en charge.

Dans le cadre de la planification de l'emplacement d'un déversoir d'orage particulier, il est primordial de définir les caractéristiques suivantes à ces points spécifiques :

- Le débit global, incluant le débit pluvial et le débit en temps sec.
- Le débit critique

Par la suite, il est essentiel de prendre en compte les informations concernant les collecteurs.

- La pente moyenne de la motrice.
- Les diamètres des collecteurs situés en amont et en aval.
- Les conditions d'écoulement, qu'il s'agisse d'un écoulement fluvial ou torrentiel.
- La capacité moyenne d'évacuation de l'eau vers la décharge.

Les déversoirs d'orage sont dimensionnés en fonction du principe général de la loi de déversement de Bazin, qui est défini comme suit :

$$Q = m.L. h_{dév.} \sqrt{2ghdév} \dots\dots\dots VII.1$$

Avec :

m : Coefficient de contraction de la lame déversant, prenant en considération l'écoulement (m = 0,37).

L : Longueur du déversoir, exprimée en mètres.

g : Accélération due à la gravité, g = 9,81 m/s².

hdév : Hauteur de la lame déversant au-dessus du seuil du déversoir.

Tableau VII.1 : Les données de base

Données	Valeurs
Diamètre d'entrée	1200 mm
Débit des eaux pluvial	2,02409 m ³ /s
Débit du temps sec	0,026768m ³ /s
Débit à pleine section	3,21 m ³ /s

1. Calcul du coefficient de retardement

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

- Calcul de t_c

$$t_1 = \frac{L}{60 V} \dots\dots\dots \text{VII.3}$$

Tableau VII.02 : Détermination du temps de concentration t_1

Les regards	Vitesse	Longueur	T1	T1 cumulé
R107-108	3,51811765	47,5723996	0,22536862	0,22536862
R108-R109	1,00275017	28,1416768	0,46774158	0,6931102
R109-R110	2,03295623	29,2330498	0,23965961	0,93276981
R110-R111	1,67862165	36,7234408	0,364619	1,29738881
R111-R60	1,04650877	14,0244378	0,22335277	1,52074158
R60-R61	2,3209047	1,9719676	0,01416091	1,53490249
R61-R62	2,04403451	40,4558696	0,32986943	1,86477192
R62-R123	2,33527616	35,524271	0,25353369	2,11830561
R123-R124	2,4313134	38,1189737	0,26130577	2,37961138
R124-R137	4,66380523	39,936719	0,14271865	2,52233003
R137-R150	2,83307119	37,4074227	0,22006402	2,74239405
R150-R149	2,19730385	77,8142048	0,59022489	3,33261894
R149-R160	2,42521273	50,8555897	0,34949229	3,68211123
R160-R161	2,70557247	24,8721154	0,15321536	3,83532659
R161-R162	3,52484842	27,6684138	0,13082555	3,96615214
R162-R163	3,1171485	57,6802443	0,30840283	4,27455497
R163-R159	3,09269648	50,3354977	0,27126004	4,545815
Les regards	Vitesse	Longueur	T1	T1 cumulé
R159-R183	3,60305734	51,7826707	0,23953116	4,78534617
R183-R134	2,50804611	55,8279931	0,3709926	5,15633877
R184-R185	2,32005362	42,364402	0,30433494	5,4606737
R185-R190	2,62943433	55,2481369	0,35019026	5,81086396
R190-R191	2,79275542	55,8622789	0,33337613	6,14424008
R191-R182	3,96210194	58,1696298	0,24469179	6,58893188

On trouve $t_1=7$ minutes et ont pris $t_2=10$ minutes donc $t_c=17$ minutes. Et $Z=0,83$

2. Calcul du débit total corrigé

$$Q_{pl.cor} = Z \times Q_{pl} \dots\dots\dots \text{VII.4}$$

$$Q_{t.cor} = 0.83 \times 2,0508 = 1.7 \text{ m}^3/\text{s}$$

3. Hauteur de la lame déversant

On doit calculer la hauteur de la lame d'eau déversant

$R_{Qt} = Q_t / Q_{ps} = 0.52$ et à partir de l'abaque on trouve $R_h = h_t / D = 0,52$

$$h_t = R_h \times D = 624 \text{ mm}$$

$R_{QU} = Q_u / Q_{ps} = 0.0083$ et à partir de l'abaque on trouve $R_h = h_t / D = 0,02$

$$h_{Aval} = R_h \times D = 24 \text{ mm}$$

$h_{Aval} = 24 \text{ mm}$ non réalisable, donc on prend $h_{Aval} = 200 \text{ mm}$

- La hauteur d'eau déversant

$$h_d = h_t - H_{st} = 624 - 200 = 424 \text{ mm}$$

4. Déduction de la largeur du seuil

On applique la formule de BAZIN

$$Q_{dév} = \mu * L * (H_{dév})^{3/2} \sqrt{2g} \dots \dots \dots \text{VII.5}$$

$$Q_{dév} = 1.62 \text{ m}^3/\text{s}$$

μ : coefficient de contraction de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ($\mu = 0,4$) ;

L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) exprimée en mètres ;

g : accélération La pesanteur : $g = 9,81 \text{ m/s}^2$;

$H_{dév}$: La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir

$$L = \frac{Q}{0.4 \sqrt{2g} (H_{dév})^{1.5}} \dots \dots \dots \text{VII.6}$$

$$L = 3.31 \text{ m}$$

Conclusion

Il est essentiel de sélectionner les conduites dans un système d'assainissement afin de garantir le matériau approprié. Après avoir étudié diverses formes de conduites, nous avons choisi d'utiliser des conduites circulaires en béton et des conduites en béton armé dans notre étude. Les décisions ont été prises en raison du fait que ces comportements correspondent aux exigences particulières de notre projet

Chapitre VIII :

Organisation de chantier

Introduction

Il est crucial d'organiser et de gérer un chantier dans le domaine de l'hydraulique afin de garantir le bon déroulement des projets. Dans ce domaine, voici une synthèse des principales tâches associées à la gestion et à l'organisation d'un chantier :

1. Gestion du chantier

Élaboration d'un calendrier précis des travaux, détermination des étapes essentielles et des points de départ.

Lors de chaque étape du projet, il est nécessaire d'affecter le personnel, les équipements et les matériaux nécessaires.

Les responsabilités sont définies en attribuant des rôles et des responsabilités à l'équipe de projet, incluant les ingénieurs, les contremaîtres et les ouvriers.

Création de stratégies d'urgence : Élaboration de stratégies d'urgence en cas de difficultés imprévues sur le chantier.

La gestion des entrepôts de matériaux implique la surveillance des stocks, la rotation des matériaux et la prévention des pertes.

La maintenance des équipements implique une programmation régulière de la maintenance préventive afin d'assurer un fonctionnement optimal des équipements.

1.1. Management du personnel sur le chantier

Formation et recrutement : Recrutement de personnel compétent et formation sur les normes de sécurité, les procédures opérationnelles et les tâches particulières.

La performance est suivie de manière régulière en évaluant régulièrement l'équipe de chantier et en prenant les mesures correctives nécessaires.

Assurer la gestion des horaires : Organiser les horaires de travail, gérer les congés et les heures supplémentaires.

Collaboration avec d'autres départements : Mettre en place une communication efficace avec les autres services de l'entreprise ou les sous-traitants susceptibles d'être impliqués dans le projet.

1.2. La gestion des sous-traitants

Gestion des sous-traitants, vérification de leur efficacité et de leur conformité aux exigences du projet.

Principes d'Hygiène et de Sécurité sur les Chantiers :

- Création de protocoles de sécurité : Élaboration de procédures de sécurité rigoureuses afin de réduire au minimum les risques d'accidents.
- L'inspection régulière consiste à effectuer des vérifications régulières afin de garantir le respect des normes de sécurité.
- Formation en matière de sécurité : Sensibilisation du personnel aux règles de sécurité et aux premiers soins.

2. L'emplacement des conduites

Il est essentiel de garantir un fonctionnement optimal du système d'assainissement dans un réseau d'assainissement. Quelques règles générales concernant la localisation des canalisations, selon la largeur des rues et le type de réseau (séparatif ou unitaire) :

2.1. Les rues dont la largeur est Inférieure à 15 m

En général, les conduites sont disposées dans l'axe de la chaussée. Leurs longueurs sont similaires pour les branchements d'immeubles, car la canalisation principale est située au centre.

2.2. Rues plus spacieuses

Dans les rues plus longues, il peut être nécessaire de mettre en place un égout sous chaque trottoir. Cela favorise une meilleure séparation des réseaux d'eaux usées et d'eaux pluviales, ce qui est fréquent dans les systèmes de séparation.

2.3. Système Séparatif

Lorsqu'il s'agit d'un système séparatif, où les eaux usées et les eaux pluviales sont traitées séparément, il est fréquent de faire une seule canalisation d'eaux pluviales en fouille commune avec l'une des canalisations.

En utilisant des tranchées communes pour les deux types de canalisations, le coût d'installation est réduit, mais elles sont physiquement séparées.

D'autres éléments doivent également être pris en considération lors de la mise en place des canalisations, tels que la profondeur à laquelle elles sont placées, la présence d'autres infrastructures souterraines, la topographie locale et les réglementations locales en matière de construction et d'environnement. Il est crucial d'effectuer une planification approfondie et de collaborer avec d'autres services publics, comme les services de voirie et d'eau potable, afin d'assurer une installation efficace et durable des canalisations d'assainissement.

3. Le décapage

Une étape cruciale dans la préparation d'un chantier de construction ou d'autres projets d'aménagement du terrain est la sélection du terrain. Il implique de retirer la partie supérieure du sol, habituellement constituée de terre végétale, de végétation, de roches légères, de racines et d'autres matériaux organiques, pour libérer la couche de sol adaptée à la construction ou à d'autres activités.

4. La mise en place de tranchées et de fouilles pour les regards

Il s'agit d'une étape cruciale dans la construction de l'infrastructure d'assainissement. Voici quelques éléments essentiels à considérer lors de cette opération :

Avant-planification : Avant de débiter l'excavation, il est essentiel d'avoir un plan précis du réseau d'assainissement, incluant l'emplacement exact des regards. Il est essentiel que ce plan soit élaboré par des ingénieurs qualifiés.

Pour vous assurer que les fouilles sont effectuées au bon endroit, il est important de marquer précisément l'emplacement des regards sur le terrain en utilisant des repères visuels ou des piquets.

1. Largeur du fond de la tranchée :

On obtient la largeur d'ouverture de tranchée en utilisant la formule suivante :

$$B = d + (2 \times 0,3) \dots\dots\dots \text{VIII.1}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

2. Profondeur de la tranchée :

$$H = e + d + h \dots\dots\dots \text{VIII.2}$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée. (m)

e : hauteur de lit de pose. (m)

d : diamètre de la conduite. (m)

h : la hauteur du remblai au dessus de la conduite.

5. Aménagement du lit de sable

Une étape essentielle lors de la mise en place des conduites d'assainissement. Voici les éléments essentiels à considérer lors de cette opération :

Il est essentiel que le lit de pose en sable ait une épaisseur minimale d'au moins 10 cm. Cette épaisseur assure une stabilité suffisante pour les conduites tout en répartissant de manière homogène la charge.

Il est essentiel de niveler avec précision le lit de pose en sable afin de correspondre aux dimensions du profil tout au long du projet. La mise en place d'un lit de sable correctement nivelé assure que les conduites d'assainissement auront la pente adéquate pour assurer un écoulement efficace des affluents.

La qualité du sable : Le sable utilisé pour le lit de pose doit respecter des critères spécifiques. Il doit avoir une concentration minimale de 12 % de particules de moins de 0,1 mm. Cela garantit une granulométrie adéquate pour un compactage efficace et une résistance adéquate.

Il est primordial de mettre en place un lit de sable afin de garantir la stabilité des conduites d'assainissement, de réduire les risques de dommages et d'assurer un écoulement optimal des eaux usées. Il est essentiel de prendre en compte la qualité du sable utilisé et de réaliser un nivellement précis du lit de pose afin de garantir la pérennité du système d'assainissement.

6. La mise en place des canalisations d'assainissement

Il s'agit d'une tâche complexe qui demande une planification approfondie et une exécution précise afin d'assurer le bon fonctionnement du système. Voici les principales étapes de l'installation des canalisations :

Avant de procéder à l'installation, il est primordial de sélectionner les conduites afin de supprimer celles qui présentent des dégâts, des fissures ou des chocs significatifs. Le bon état des conduites est essentiel pour garantir l'intégrité du réseau.

Avant d'effectuer l'installation, il est nécessaire de vérifier qu'aucun corps étranger n'est présent à l'intérieur des conduites. Il est possible que tout objet étranger perturbe le système et entraîne des difficultés de drainage.

Il est essentiel de faire une inspection du revêtement à la fois à l'intérieur et à l'extérieur des tuyaux. Si le revêtement est endommagé, cela peut mettre en péril la durabilité des conduites.

Il est recommandé de poser chaque conduite avec une légère pente. Cette inclinaison offre la possibilité de créer des orifices d'évacuation pour l'air retenu lors du remplissage et faciliter le bon débit des eaux usées pendant le fonctionnement du système. La pente doit respecter les exigences du projet.

La mise en place consiste à installer les conduites dans les tranchées préalablement creusées en suivant le trajet prévu. Il est primordial de veiller à ce que les conduites soient bien alignées et que les joints soient bien scellés afin de prévenir les fuites.

Après avoir installé et testé les conduites avec succès, il est nécessaire de remblayer avec précaution les tranchées afin de stabiliser le sol au-dessus du réseau. Il est nécessaire de procéder au remblayage en respectant les spécifications du projet.

Les travaux de réhabilitation sont réalisés lorsque le projet inclut la réhabilitation des zones affectées par le creusement de tranchées, afin de restaurer l'état initial du site.

7 .Les engins nécessaires

7.1. La pelle hydraulique

La pelle est un outil de terrassement utilisé en station de travail. Elle est également connue sous le nom de pelle mécanique ou d'excavateur pour chargement statique. Elle est soit :

- Portée (sur camion, wagon,...)
- Automotrice sur chenilles, pneus ou rail
- À poste fixe sur socle

Différents équipements peuvent être adaptés à une pelle : crochet, marteau-piqueur, grue, ... C'est la raison pour laquelle on la considère comme l'outil de terrassement universel. La pelle est constituée d'une structure (qui peut être à moteur sur chenilles ou sur pneus). Un bras articulé, actionné par des vérins, est monté sur ce châssis, à l'extrémité duquel peuvent être fixés divers équipements de terrassement. Le matériau excavé n'est pas transporté par la pelle.

7.2. La chargeuse

Il s'agit d'un véhicule à pneus ou à chenilles. On utilise des chargeuses à chenilles sur des terrains où les conditions du sol sont extrêmement défavorables. Les chargeuses sur pneus sont de plus en plus utilisées en raison de leur mobilité accrue (plus rapides, plus faciles à déplacer).

La chargeuse est constituée d'un tracteur muni d'un godet ou d'une benne relevable par deux bras latéraux ajustables. Le godet peut se déplacer. La commande hydraulique permet le levage et le basculement du godet.

Les chargeuses sont les machines les plus utilisées pour le chargement et remplissent la même fonction que les pelles mécaniques.

7.3. Le compacteur

Le compacteur est un véhicule lourd qui utilise un ou plusieurs rouleaux en fonte ou plusieurs lignes de pneumatiques pour creuser la terre sous lui. Ce tassement confère au sol une texture plus compacte. Le compactage permet de minimiser toute évolution future de la surface (tassement ou gonflement), et d'améliorer la résistance des fondations. On peut effectuer le compactage soit par vibration, soit par roulage.

7.4. Le Bulldozer

Le bulldozer est un tracteur d'excavation et de refoulement doté à l'avant d'une lame horizontale perpendiculaire à l'axe longitudinal du tracteur (sens de la marche). Deux longerons solides fixent la lame au châssis, permettant ainsi un mouvement de montée et de descente commandé par des vérins hydrauliques :

- On peut ajuster l'angle d'attaque de la lame en utilisant un vérin d'angle.
- le levage de la lame est assuré par deux vérins fixés au châssis à l'avant du Tracteur.

8. Devis quantitatif et estimatif

L'accompagnement d'une estimation des coûts du projet est essentiel pour toute étude. Cette analyse joue un rôle déterminant lorsqu'il s'agit de prendre une décision parmi différentes options et elle permet de déterminer toutes les étapes de mise en œuvre. On peut trouver un dispositif quantitatif et estimatif de la réalisation du projet dans les sections qui suivent. L'opération de calcul consiste à établir les quantités de toutes les opérations sur site nécessaires à la réalisation (installation, excavation, remblayage, etc.) et aux multiplicateurs par leurs prix unitaires respectifs.

8.1. Analyse économique des travaux réalisés

L'évaluation économique implique de calculer les quantités de toutes les opérations à réaliser sur le terrain pour compléter le projet, puis de les multiplier par le prix unitaire correspondant. Évaluation des divers volumes :

1. Volume des déblais des tranchées « Vd »

Selon la relation suivante, on peut évaluer le volume des déblais des tranchées :

$$Vd = B \cdot L \cdot H_{tr} \dots \dots \dots \text{VIII.3}^{(1)}$$

Avec :

- Vd : volume des déblais en (m³) ;
- B : la largeur de la tranchée ;

$$B = D + 2 \times c \dots \dots \dots \text{VIII.4}$$

Avec :

- C : distance entre la conduite et la fouilles. C = 0.3m ;
- L : longueur totale de la tranchée (m) ;
- Htr : profondeur de la tranchée en (m)

$$Htr = e + h + D \dots \dots \dots VIII.5$$

Où :

- e : épaisseur de la couche du lit de pose e = 0.10 ;
- h : profondeur minimale au-dessus de la génératrice supérieure en (m) h=0.8

2. Volume occupé par le lit de sable Vls :

Ce volume est calculé en utilisant la formule suivante :

$$Vls = E.B.L \dots \dots \dots VIII.6$$

Avec :

- Vls : volume occupé par le lit de sable Vls en (m³) ;
- E : épaisseur de la couche du lit de sable E = 0.10 m ;
- B : largeur de la tranchée en (m) ;
- L : longueur totale de la tranchée en (m)

3. Volume de la conduite Vc :

Le volume de la conduite est donné par la relation suivante :

$$Vc = \pi.D^2/4 .L \dots \dots \dots VIII.7$$

Avec :

- Vc : volume de la conduite en (m³) ;
- D : diamètre de la conduite en (m) ;
- L : longueur totale de la tranchée en (m)

4. Volume du remblai VR :

Le volume de remblai de la conduite est indiqué de la manière suivante :

$$VR = VDF - V\acute{e}vacu\acute{e} \dots \dots \dots VIII.8$$

Avec :

VDF volume des déblais foisonné :

$$VDF = Vd \times KF \dots\dots\dots VIII.9$$

Où :

KF : coefficient de foisonnement KF=1.25 ;

$$V_{\text{évacué}} = VLS + Vc \dots\dots\dots VIII.10$$

Où :

- VLS : volume occupé par le lit de sable ;
- VC : volume de la conduite en (m3) ;

8.2. Répartition des couts selon le programme défini

Le tableau suivant représente les différents volumes des travaux:

Tableau VIII.1: Détermination des différents volumes pour les collecteurs principaux

Désignation	V déblai	V conduite	V lit sable	Vexcédentaire	V remblai
Système Assainissement	3335.77 m ³	835.8 m ³	149.2 m ³	875.2 m ³	2706.085 m ³

Le tableau suivant représente les travaux avec les prix unitaires:

Tableau VIII.2: les travaux avec les prix unitaires

N	Désignation des travaux	Unité	quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Démolition de la chaussée goudronnée	m ²	15643.134	1110.00	1192336920
2	Déblai	m ³	3335,77	488,59	1629823,864
3	Pose du lit de sable	m ³	149,2	2637,60	393529,92
4	Remblai de la tranchée	m ³	2706,085	570,00	1542468,45
5	Evacuation des déblaies excédentaire	m ³	875,2	195,00	170664

B	Canalisation				
	400	ml	3742,5	15437,87	39250784,48
	500	ml	1721.53	24064,88	41428412,87
	600	ml	1399.43	4415,79	6179589
	800	ml	1526.36	7066,68	10786297,68
	1000	ml	1000.81	9475,94	9483615,511
	1200	ml	662,5	13473,60	8926260
C	Construction				
1	Construction des regards en béton armé entre (1.0X1.0 m) et (1.5X1.5m)	U	23	70000.00	1610000
2	Construction des regards en béton armé entre (1.5X1.5 m) et (1.8X1.8m)	U	30	80000.00	2400000
	Exécution des déversoirs d'orage	U	1	800000.00	800000.00
	THT				1316138366
	TVA				19%
	TTC				1566204655

Gestion du projet.

La planification de projet est un processus essentiel qui consiste à définir les objectifs, les étapes clés, les ressources nécessaires et le calendrier d'un projet donné. C'est une phase cruciale qui permet de poser les bases solides pour la réussite du projet.

Une planification de projet bien menée offre de nombreux avantages, notamment :

- Une meilleure maîtrise des coûts et des délais
- Une allocation optimale des ressources
- Une réduction des risques et des imprévus
- Une communication améliorée entre les équipes
- Une satisfaction accrue des clients et des parties prenantes

Techniques de la planification

Deux principales approches de planification sont présentes, à savoir :

- Approches fondées sur le réseau.
- Approches fondées sur le graphique.

Approches fondées sur le réseau

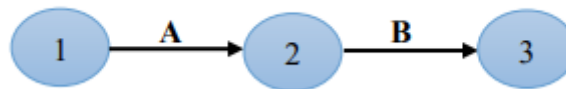
➤ Définition du réseau

Le réseau illustre visuellement un projet en mettant en évidence la relation entre les différentes opérations, qui peuvent être successives, simultanées ou convergentes, ainsi que la durée de réalisation.

Il existe deux types de réseaux :

1. Réseau à flèches :

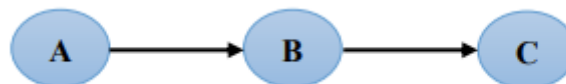
L'opération est représentée par une flèche, et la continuité de l'opération est représentée par des nœuds.



En prenant l'opération A avant l'opération B.

2. Réseau à nœuds :

Un nœud représente l'opération et les flèches représentent la succession des opérations.



Il n'est possible de débiter l'opération (B) que si l'opération (A) est parfaitement terminée.

➤ Construction du réseau

Afin de mettre en place un réseau, il est nécessaire de réaliser les six (6) étapes suivantes :

- Mise en place d'une liste de tâches.
- Identifier les tâches précédentes.
- Élaboration de graphiques partiels.
- Collecte des graphiques partiels.
- Établissement des responsabilités de début et de fin de l'ouvrage.
- Mise en place du réseau.

Approches fondées sur le graphique

- Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

Cette méthode vise à réduire les délais de réalisation d'un ouvrage en prenant en compte trois étapes :

- Première étape : le nombre de personnes requises pour accomplir le travail en question.
- Deuxième étape : étudier de manière systématique le réseau, heure par heure, jour par jour, en fonction de l'unité de temps choisie.
- Troisième étape : ajuster le réseau en fonction des conditions ou des contraintes établies par l'entreprise.

Les différentes phases de planification

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

Une synthèse d'analyse des informations recueillies grâce à des études comparatives permet d'utiliser de manière adéquate le plan de réalisation de notre projet.

Collecte de données

Une synthèse d'analyse des informations recueillies grâce à des études comparatives permet d'utiliser de manière adéquate le plan de réalisation de notre projet.

Répartition du projet

Cela revêt une importance capitale car chaque projet peut être examiné de différentes façons ; nous assignerons un responsable à chaque tâche ainsi qu'à ses besoins en matériel.

Les interactions entre les tâches

Dans la réalisation, il y a deux relations fondamentales entre les tâches : l'une concerne un enchaînement logique, tandis que l'autre concerne un enchaînement préférentiel.

Les paramètres de la méthode C.P.M

Deux relations fondamentales existent entre les tâches dans la réalisation : l'une concerne un enchaînement logique, l'autre un enchaînement préférentiel.

Tableau VII-2 : Les paramètres de la méthode C.P.M

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR : Temps de réalisation du projet.
- DCP : Date de commencement au plus tôt des travaux.
- DCPP : Date de commencement au plus tard des travaux.
- DFP : Date de finition au plus tôt des travaux.
- DFPP : Date de finition au plus tard des travaux.
- MT : Marge totale de l'exécution du projet.

Sachant que :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

➤ Chemin critique (C.C)

La durée totale du projet (DTR) est calculée en utilisant le chemin qui relie les opérations ayant une marge totale nulle (0).

Ainsi, afin de retrouver une voie cruciale, il vous suffit de vérifier la double condition suivante.

$$MR = 0$$

$$C. C \Leftrightarrow \{$$

$$\sum TR_{C.C} = D. T. P$$

Établissement des délais de chaque opération

Pour attribuer le temps, il faut tenir compte de deux éléments :

- La quantité de moyens (humains et matériels).
- Échelle du projet

En se basant sur les normes CNAT, la formule suivante sera utilisée :

$$T = \frac{Q \times N}{n}$$

Avec :

- Q : Quantité de travail.
- N : Rendement.
- n: Nombre d'équipes

Descriptions des missions et de leurs délais

Les différentes opérations et leur durée sont symbolisées

Pour notre projet, les principales opérations à exécuter sont :

Tableau VII-3 : Les symboles et les durées de différentes opérations

Operations	Symboles	Durée (jour)
Lancement de travaux (préparation du chantier)	A	20
Piquetage	B	10
Découpage de la couche de goudron et celle de végétation	C	15
Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	D	65
Pose du lit de sable	E	25
Construction des regards	F	35
La mise en place des canalisations en tranchée	G	20
Montage et raccordement des conduites	H	10
Constructions des ouvrages annexes (D.O)	I	15
Assemblage des tuyaux	J	25
Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	K	15
Remblai des tranchées	L	20
Travaux final	M	20

La méthode de tableau permet de déterminer les délais et les résultats de calcul sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Opérations	TR	D	DPP	MT
-------------------	-----------	----------	------------	-----------

		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	20	0	20	0	20	0
B	10	20	30	20	30	0
C	15	30	45	30	45	0
D	65	45	110	45	110	0
E	25	110	135	120	145	10
F	35	110	145	110	145	0
G	20	145	165	145	165	0
H	10	165	175	165	175	0
I	40	110	150	175	215	65
J	25	175	200	175	200	0
K	15	200	215	200	215	0
L	20	215	235	215	235	0
M	20	235	255	235	255	0

Le chemin critique est :

A-B-C-D-F-G-H-J-K-L-M

Avec un temps de réalisation :

$$\sum TR = 255 \text{ Jours}$$

Conclusion

Il est primordial d'obtenir un devis estimatif afin d'obtenir une estimation du coût total du projet. Il est essentiel d'effectuer cette analyse avant de commencer les travaux pour définir le budget global du projet et établir un budget global estimé à environ 1566204655DA avec un dure de réalisation de 255 jours.

Conclusion générale

Conclusion générale:

Conclusion générale

Au cours de ce projet, nous avons réalisé une étude diagnostique approfondie des collecteurs existants du réseau d'assainissement de Biskra centre. L'objectif était d'identifier précisément les collecteurs de débordement, c'est-à-dire les segments qui ne peuvent pas gérer les débits actuels des eaux usées et pluviales en raison de leur sous-dimensionnement ou de leur dégradation. Pour remédier à cette situation, nous avons proposé un programme de réhabilitation en deux volets principaux :

1. Remplacement de l'ovoïde existant par une nouvelle canalisation principale de plus grande capacité. Cette nouvelle conduite relie le réseau de la région d'étude à un réseau existant qui est connecté par la suite à la station d'épuration (STEP). Cela permet d'évacuer les débits de pointe vers la filière de traitement.
2. Remplacement des anciens collecteurs principaux qui ne parvenaient plus à assurer un drainage efficace des eaux, même après un redimensionnement prenant en compte divers paramètres hydrauliques et leur état de dégradation avancé. De nouveaux collecteurs aux caractéristiques adaptées ont été dimensionnés.

Pour compléter ces interventions sur le réseau, nous avons préconisé la mise en place d'un dispositif de déversoir d'orage. Celui-ci permettra d'évacuer les eaux pluviales excédentaires et de diriger les eaux usées vers la STEP, assurant ainsi la santé publique et la protection de l'environnement. Enfin, pour permettre la budgétisation et la programmation des travaux, nous avons fourni une estimation détaillée des coûts du projet. En résumé, la mise en place d'un système d'assainissement dépend de multiples facteurs tels que les caractéristiques du terrain, le type et le volume d'eau à évacuer, ainsi que la planification urbaine de l'agglomération.

ANNEXE

Référence Bibliographique

[1] Benmebarek Naïma « ÉTUDE DE PROTECTION DE LA VILLE BISKRA CONTRE LES CRUES » Université de Biskra 2019 - 2020

[2] Kahelrras Djilali Polycopie « ORGANISATION DE CHANTIER », Ecole nationale supérieure de l'hydraulique,

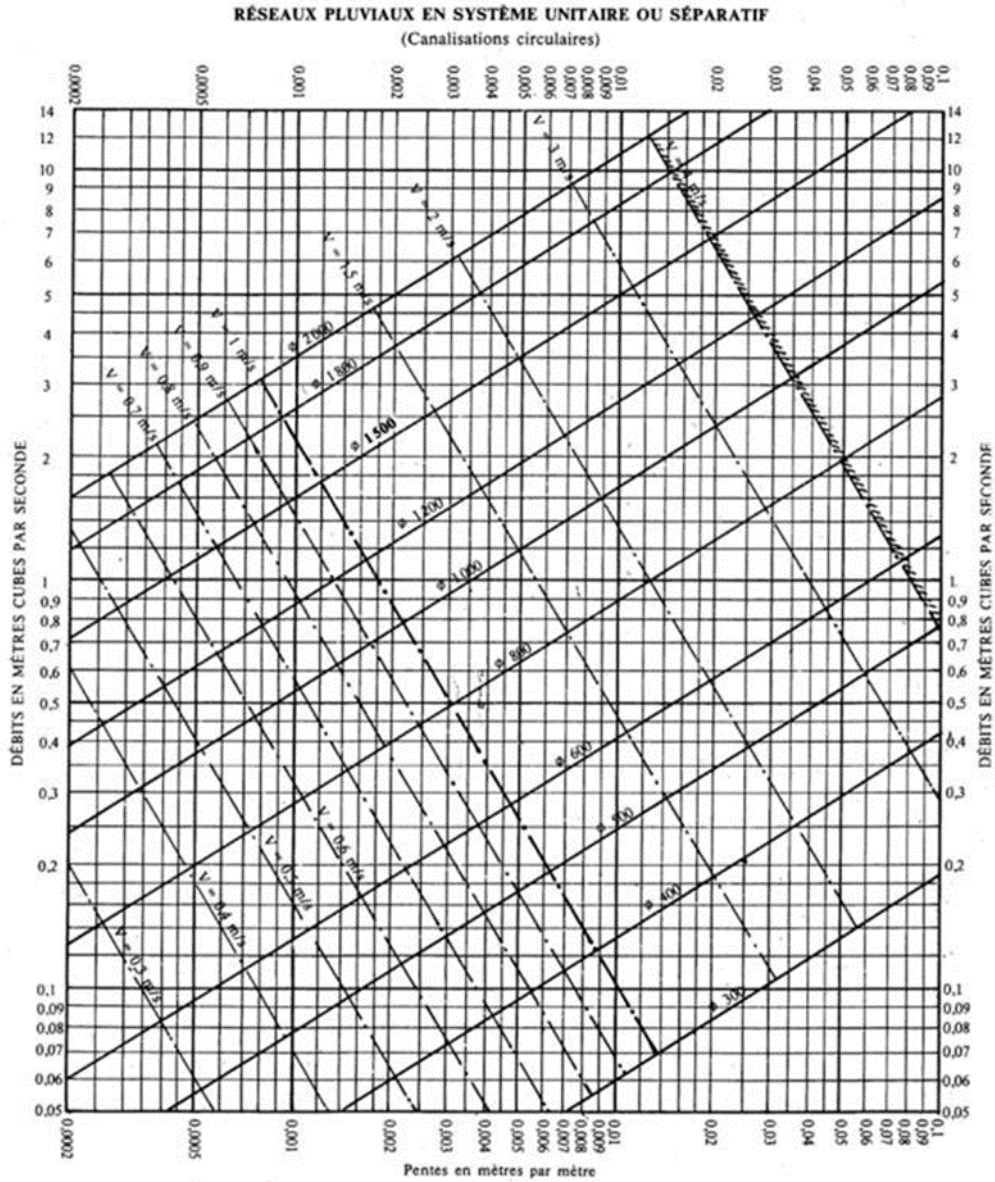
[3] Salah boualem Polycopie « COURS ASSAINISSEMENT » Ecole nationale supérieure de l'hydraulique 1993

[4] SAFRI COURS « HYDRAULIQUE GENERALE » 2019-2020

[5] CHAIB Sihem « MATERIELS DU CHANTIER » 2019

[6] EHE Bureau d'étude hydraulique koléa

Abaque (1)



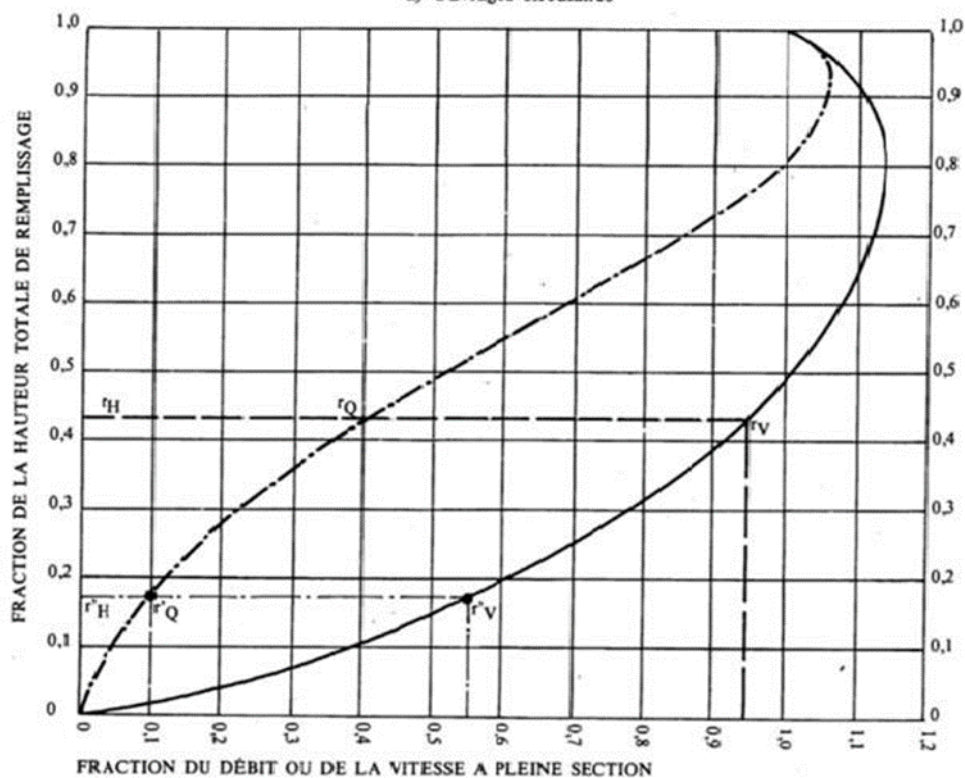
Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($V = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Source : Instruction Technique 1977

Abaque (2)

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$.

Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r'_V = 0,55$ et $r'_H = 0,17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

Chapitre VII :**Les éléments constitutifs du réseau****Les tableaux de diagnostique regards**

CODE	ORIG DONNE	ACCES FERMETURE	TYPE REGARD	VISITABLE	FORM FERMETURE	DIAMET REGARD	MATIERE FERM matière	PROFONDEUR RADIER	ABS CUNETT	TAMPON CASSE	TAMP MANQUE
2588	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	3.9	Oui	Non	Non
2595	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	3.55	Oui	Non	Non
2599	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	3.05	Oui	Non	Non
2603	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	3.35	Oui	Non	Non
2598	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	3.6	Oui	Non	Non
2803	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.7	Oui	Non	Non
2913	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.85	Oui	Non	Non
2832	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.1	Oui	Non	Non
20042	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.2	Oui	Non	Non
20076	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2	Oui	Non	Non
2878	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.65	Oui	Non	Non

Chapitre VII :**Les éléments constitutifs du réseau**

CODE	ORIG DONNE	ACCES FERMETURE	TYPE REGARD	VISITABLE	FORM FERMETURE	DIAMET REGARD	MATIERE FERM matière	PROFONDEUR RADIER	ABS CUNETT	TAMPON CASSE	TAMP MANQUE
2806	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.95	Oui	Non	Non
20040	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.45	Oui	Non	Non
20107	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.8	0	Oui	Non
2816	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.8	Oui	Non	Non
20037	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.1	Oui	Non	Non
2805	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.6	Oui	Non	Non
20096	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.5	Oui	Non	Non
20056	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.78	Oui	Oui	Non
2829	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.55	Oui	Non	Non
2928	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	0	Oui	Non	Non
2850	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.3	Oui	Oui	Non
2985	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.5	Oui	Non	Non

Chapitre VII :**Les éléments constitutifs du réseau**

CODE	ORIG DONNE	ACCES FERMETURE	TYPE REGARD	VISITABLE	FORM FERMETURE	DIAMET REGARD	MATIERE FERM matière	PROFONDEUR RADIER	ABS CUNETT	TAMPON CASSE	TAMP MANQUE
2952	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	3.25	Oui	Non	Non
2859	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.9	Oui	Non	Non
2972	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.3	Oui	Non	Non
2938	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.7	Oui	Non	Non
2969	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.2	Oui	Oui	Non
2811	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.85	Oui	Non	Non
2819	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.4	Oui	Non	Non
2988	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.55	Oui	Non	Non
2813	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.2	Oui	Non	Non
20000	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.1	Oui	Non	Non
2828	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.9	Oui	Non	Non
2977	Inspection	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.5	0	Non	Non

Chapitre VII :

Les éléments constitutifs du réseau

CODE	ORIG DONNE	ACCES FERMETURE	TYPE REGARD	VISITABLE	FORM FERMETURE	DIAMET REGARD	MATIERE FERM matière	PROFONDEUR RADIER	ABS CUNETT	TAMPON CASSE	TAMP MANQUE
20098	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.75	Oui	Non	Non
20103	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.05	Oui	Non	Non
20047	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.75	Oui	Non	Non
2798	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.7	Oui	Non	Non
2809	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.95	Oui	Non	Non
20093	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.75	Oui	Non	Non
2894	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.3	Oui	Non	Non
20133	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.1	Oui	Non	Non
20069	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.4	Oui	Non	Non
2942	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	3.8	Oui	Non	Non
2908	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.1	Oui	Non	Non

Chapitre VII :

Les éléments constitutifs du réseau

2889	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.6	Oui	Non	Non
CODE	ORIG DONNE	ACCES FERMETURE	TYPE REGARD	VISITABLE	FORM FERMETURE	DIAMET REGARD	MATIERE FERM matière	PROFONDEUR RADIER	ABS CUNETT	TAMPON CASSE	TAMP MANQUE
2922	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.6	Oui	Non	Non
20112	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.15	Oui	Non	Non
20106	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.85	Oui	Non	Non
20102	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.6	Oui	Non	Non
2999	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.3	Oui	Non	Non
20051	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.75	Oui	Non	Non
2939	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2	Oui	Non	Non
2855	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.2	Oui	Non	Non
2877	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.85	Oui	Non	Non
20066	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.8	Oui	Non	Non
20119	Inspection	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.9	Oui	Non	Non

Chapitre VII :

Les éléments constitutifs du réseau

CODE	ORIG DONNE	ACCES FERMETURE	TYPE REGARD	VISITABLE	FORM FERMETURE	DIAMET REGARD	MATIERE FERM matière	PROFONDEUR RADIER	ABS CUNETT	TAMPON CASSE	TAMP MANQUE
20012	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.2	Oui	Non	Non
20111	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2	Oui	Non	Non
20068	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.4	Oui	Non	Non
20138	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.7	Oui	Non	Non
2991	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.7	Oui	Non	Non
20100	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.35	Oui	Non	Non
20399	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.7	Oui	Non	Non
2904	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.5	Oui	Oui	Non
2975	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.4	Oui	Non	Non
2921	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2	Oui	Non	Non
2818	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.3	Oui	Non	Non

Chapitre VII :

Les éléments constitutifs du réseau

2860	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	3	Oui	Non	Non
2800	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.6	Oui	Non	Non
CODE	ORIG DONNE	ACCES FERMETURE	TYPE REGARD	VISITABLE	FORM FERMETURE	DIAMET REGARD	MATIERE FERM matière	PROFONDEUR RADIER	ABS CUNETT	TAMPON CASSE	TAMP MANQUE
20129	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.1	Oui	Non	Non
20007	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.65	Oui	Non	Non
20057	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.8	Oui	Non	Non
2936	Inspection regard	Accessible	Eaux pluviales	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.85	Oui	Non	Non
2885	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.95	Oui	Non	Non
20034	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.1	Oui	Oui	Non
2953	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.6	Oui	Non	Non
2823	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.85	Oui	Non	Non
2825	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	1.75	Oui	Non	Non
22191	Inspection	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.7	Oui	Non	Non

Chapitre VII :**Les éléments constitutifs du réseau**

CODE	ORIG DONNE	ACCES FERMETURE	TYPE REGARD	VISITABLE	FORM FERMETURE	DIAMET REGARD	MATIERE FERM matière	PROFONDEUR RADIER	ABS CUNETT	TAMPON CASSE	TAMP MANQUE
	regard										
2940	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.5	0	Non	Non
2586	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	4	Oui	Non	Non
2587	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Circulaire	600	Fonte	2.55	Oui	Non	Non
20021	Inspection regard	Accessible	Unitaire	Oui	Carré ou Rectangle	0	Béton	1.8	Oui	Oui	Non

diagnostic de réseaux d'assainissement de réseaux existant

Les tableaux de diagnostic hydraulique des collecteurs

Tronçon	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage	Observation
N111 -N182														
R111-R60	0,01	0,37	483,13	1300,00	0,17	0,74	0,28	0,37	1,18	2,11	1,59	0,34	Vérifie	Béton dégader
R60-R61	0,01	0,37	483,64	1300,00	0,07	1,14	0,18	0,23	4,39	5,11	3,85	0,75	Vérifie	Béton dégader
R61-R62	0,00	0,37	518,47	1300,00	0,09	0,61	0,20	0,26	1,96	4,24	3,20	0,63	Vérifie	Béton dégader
R62-R123	0,01	0,50	567,00	1300,00	0,11	0,65	0,22	0,29	2,24	4,58	3,45	0,70	Vérifie	Béton dégader
R123-R124	0,01	0,50	555,99	1300,00	0,10	0,64	0,22	0,28	2,33	4,82	3,64	0,73	Vérifie	Béton dégader
R124-R137	0,02	0,81	512,18	1300,00	0,66	1,06	0,59	0,35	4,66	1,24	4,38	1,12	Vérifie	Béton dégader
R137-R150	0,01	0,93	699,49	1300,00	0,19	0,77	0,30	0,38	2,79	4,83	3,64	0,75	Vérifie	Béton dégader
R150-R149	0,00	0,93	800,12	1300,00	0,27	0,86	0,36	0,46	2,18	3,37	2,54	0,55	Vérifie	Béton dégader
R149-R160	0,00	1,32	900,70	1300,00	0,38	0,92	0,43	0,55	2,44	3,50	2,64	0,62	Vérifie	Béton dégader

diagnostic de réseaux d'assainissement de réseaux existant

Tronçon	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage	Observation
R160-R161	0,00	1,32	855,47	1300,00	0,33	0,90	0,39	0,51	2,71	4,01	3,02	0,69	Vérifie	Béton dégader
R161-R162	0,01	1,32	748,07	1300,00	0,23	0,81	0,32	0,42	3,52	5,74	4,33	0,92	Vérifie	Béton dégader
R162-R163	0,01	1,32	786,74	1300,00	0,26	0,85	0,35	0,45	3,21	5,02	3,78	0,83	Vérifie	Béton dégader
R163-R159	0,01	1,32	804,18	1300,00	0,28	0,86	0,36	0,47	3,08	4,73	3,57	0,79	Vérifie	Béton dégader
R159-R183	0,01	1,67	837,86	1300,00	0,31	0,89	0,38	0,50	3,60	5,39	0,89	0,93	Vérifie	Béton dégader
R183-R184	0,00	1,67	987,63	1300,00	0,48	0,99	0,49	0,64	2,59	3,48	0,99	0,66	Vérifie	Béton dégader
R184-R185	0,00	1,67	1040,00	1300,00	0,55	1,03	0,53	0,69	2,35	3,03	1,03	0,60	Vérifie	Béton dégader
R185-R190	0,00	1,86	1030,26	1300,00	0,54	1,02	0,52	0,68	2,66	3,45	2,60	0,68	Vérifie	Béton dégader
R190-R191	0,00	1,86	986,36	1300,00	0,48	0,99	0,49	0,63	2,88	3,87	2,92	0,74	Vérifie	Béton dégader
R191-R182	0,01	1,86	841,36	1300,00	0,31	0,89	0,38	0,50	3,96	5,92	4,46	1,02	Vérifie	Béton dégader

diagnostic de réseaux d'assainissement de réseaux existant

Tronçon	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage	Observation
					N171-N182									
R171-R172	0,00	0,19	462,42	1300,00	0,06	0,57	0,17	0,22	1,30	3,03	2,28	0,44	Vérifie	Béton dégader
R172-R173	0,01	0,19	383,08	1300,00	0,04	0,49	0,13	0,17	1,84	5,00	3,77	0,71	Vérifie	Béton dégader
R173-R174	0,00	0,19	470,98	1300,00	0,07	0,58	0,17	0,23	1,25	2,88	2,17	0,42	Vérifie	Béton dégader
R174-R175	0,00	0,19	447,58	1300,00	0,06	0,56	0,16	0,21	1,38	3,30	2,49	0,48	Vérifie	Béton dégader
R175-R181	0,00	0,39	589,62	1300,00	0,12	0,67	0,24	0,31	1,59	3,17	2,39	0,49	Vérifie	Béton dégader
R181-R182	0,00	0,39	593,89	1300,00	0,12	0,67	0,24	0,31	1,57	3,11	2,34	0,48	Vérifie	Béton dégader
					N01/N95									
R1-R2	0,01	0,13	334,11	500,00	0,34	0,90	0,40	0,20	1,72	0,37	1,90	0,46	Vérifie	Béton dégader
R2-R3	0,01	0,13	342,35	500,00	0,36	0,92	0,42	0,21	1,63	0,35	1,78	0,44	Vérifie	Béton dégader
R3-R4	0,01	0,13	325,42	600,00	0,32	0,89	0,39	0,19	1,82	0,40	2,04	0,49	Vérifie	Béton dégader

diagnostic de réseaux d'assainissement de réseaux existant

Tronçon	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage	Observation
R4-R5	0,00	0,13	397,62	600,00	0,34	0,90	0,40	0,20	1,72	0,37	1,90	0,46	Vérifie	Béton dégader
R5-R19	0,01	0,38	451,17	600,00	0,76	1,10	0,65	0,33	2,82	0,50	2,57	0,79	Vérifie	Béton dégader
R19-R20	0,01	0,38	454,56	600,00	0,78	1,10	0,66	0,33	2,78	0,49	2,52	0,78	Vérifie	Béton dégader
R20-R21	0,00	0,38	582,60	600,00	1,51	65,51	14,60	7,30	86,50	0,26	1,30	0,52	Vérifie	Béton dégader
R21-R22	0,01	0,38	444,62	800,00	0,73	1,09	0,63	0,32	2,91	0,52	2,67	0,81	Vérifie	Béton dégader
R22-R23	0,01	0,38	493,53	800,00	0,97	1,14	0,78	0,39	2,31	0,40	2,02	0,68	Vérifie	Béton dégader
R23-R24	0,00	0,38	549,04	800,00	1,29	21,96	2,77	1,39	33,46	0,30	1,52	0,57	Vérifie	Béton dégader
R24-R25	0,01	0,38	438,95	800,00	0,71	1,08	0,62	0,31	2,98	0,54	2,77	0,83	Vérifie	Béton dégader
R25-R38	0,00	0,38	583,62	800,00	0,43	0,96	0,46	0,37	1,70	0,89	1,77	0,46	Vérifie	Béton dégader
R38-R39	0,01	0,38	469,29	800,00	0,24	0,83	0,33	0,27	2,62	1,59	3,17	0,71	Vérifie	Béton dégader

diagnostic de réseaux d'assainissement de réseaux existant

Tronçon	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage	Observation
R39-R40	0,00	0,38	566,41	800,00	0,40	0,94	0,44	0,35	1,80	0,96	1,92	0,48	Vérifie	Béton dégader
R40-R41	0,01	0,38	429,24	800,00	0,19	0,76	0,29	0,24	3,07	2,02	4,02	0,87	Vérifie	Béton dégader
R41-R35	0,01	0,38	423,33	800,00	0,18	0,75	0,29	0,23	3,15	2,09	4,17	0,89	Vérifie	Béton dégader
R35-R36	0,01	0,64	538,63	800,00	0,35	0,91	0,41	0,33	3,32	1,84	3,66	0,89	Vérifie	Béton dégader
R36-R37	0,01	0,64	576,93	800,00	0,42	0,95	0,45	0,36	2,89	1,53	3,05	0,78	Vérifie	Béton dégader
R37-R48	0,01	0,86	584,86	800,00	0,43	0,96	0,46	0,37	3,78	1,98	3,95	1,01	Vérifie	Béton dégader
R48-R49	0,00	0,86	778,24	800,00	0,93	1,14	0,76	0,60	2,10	0,93	1,84	0,61	Vérifie	Béton dégader
R49-R79	0,01	1,07	756,30	800,00	0,86	1,13	0,72	0,57	2,79	1,23	2,46	0,79	Vérifie	Béton dégader
R79-R80	0,01	1,07	631,56	800,00	0,53	1,02	0,52	0,41	4,05	2,00	3,98	1,08	Vérifie	Béton dégader
R80-R81	0,01	1,07	629,53	800,00	0,53	1,02	0,51	0,41	4,08	2,01	4,01	1,09	Vérifie	Béton dégader

diagnostic de réseaux d'assainissement de réseaux existant

Tronçon	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage	Observation
R81-R82	0,00	1,07	795,80	800,00	0,99	1,14	0,80	0,64	2,45	1,08	2,15	0,72	Vérifie	Béton dégader
R82-R83	0,00	1,07	845,68	800,00	1,16	0,13	1,26	1,01	0,23	0,92	1,82	0,66	Vérifie	Béton dégader
R83-R84	0,00	1,07	848,42	800,00	1,17	0,55	1,33	1,06	1,00	0,91	1,81	0,65	Vérifie	Béton dégader
R84-R91	0,02	1,16	606,18	800,00	0,48	0,99	0,49	0,39	4,75	2,42	4,81	1,27	Vérifie	Béton dégader
R91-R92	0,03	1,16	549,22	800,00	0,37	0,92	0,42	0,34	5,75	3,14	6,26	1,54	Vérifie	Béton dégader
R92-R93	0,01	1,16	650,80	800,00	0,58	1,04	0,54	0,43	4,14	2,00	3,98	1,11	Vérifie	Béton dégader
R93-R94	0,01	1,16	675,92	800,00	0,64	1,06	0,58	0,46	3,81	1,81	3,60	1,04	Vérifie	Béton dégader
R94-R95	0,01	1,16	645,33	800,00	0,57	1,03	0,53	0,43	4,21	2,05	4,07	1,13	Vérifie	Béton dégader
N26-N35														
R26-R27	0,01	0,26	393,33	315,00	1,81	17,57	96,92	30,53	28,81	0,14	1,82	0,08	Vérifie	Béton dégader

diagnostic de réseaux d'assainissement de réseaux existant

Tronçon	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage	Observation
R27-R28	0,01	0,26	394,99	315,00	1,83	75,37	108,05	34,03	33,99	0,14	1,80	0,08	Vérifie	Béton dégader
R28-R29	0,01	0,26	394,01	315,00	1,81	22,59	95,81	30,18	28,30	0,14	1,82	0,78	Vérifie	Béton dégader
R29-R30	0,01	0,26	393,35	315,00	1,82	16,97	101,38	31,93	30,85	0,14	1,81	0,77	Vérifie	Béton dégader
R30-R31	0,01	0,26	393,67	315,00	1,81	54,14	97,06	30,57	28,80	0,14	1,82	0,78	Vérifie	Béton dégader
R31-R32	0,01	0,26	402,83	315,00	1,82	18,27	99,17	31,24	29,83	0,14	1,82	0,77	Vérifie	Béton dégader
R32-R33	0,01	0,26	394,82	315,00	1,93	44,35	177,99	56,07	72,47	0,13	1,71	0,75	Vérifie	Béton dégader
R33-R34	0,01	0,26	415,61	315,00	1,83	50,38	106,90	33,67	33,45	0,14	1,80	0,77	Vérifie	Béton dégader
R34-R35	0,01	0,64	538,63	315,00	2,10	18,14	381,62	120,21	22,86	0,12	1,57	0,71	Vérifie	Béton dégader
N42-N37														
R42-R43	0,01	0,22	372,23	500,00	0,46	0,97	0,47	0,24	2,39	0,48	2,46	0,67	Vérifie	Béton dégader

diagnostic de réseaux d'assainissement de réseaux existant

Tronçon	Pente (%)	Q (m3/s)	Dcal	DN (mm)	Rq	Rv	Rh	H (mm)	V (m/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	Vmin (m/s)	Autocurage	Observation
R43-R44	0,01	0,22	369,89	500,00	0,45	0,97	0,47	0,23	2,42	0,49	2,50	0,68	Vérifie	Béton dégader
R44-R45	0,01	0,22	372,44	500,00	0,46	0,97	0,47	0,24	2,39	0,48	2,46	0,67	Vérifie	Béton dégader
R45-R46	0,01	0,22	375,00	500,00	0,47	0,98	0,48	0,24	2,36	0,47	2,41	0,66	Vérifie	Béton dégader
R46-R47	0,01	0,22	377,37	500,00	0,47	0,98	0,48	0,24	2,33	0,47	2,37	0,65	Vérifie	Béton dégader
R47-R37	0,01	0,22	398,60	500,00	0,55	1,03	0,52	0,26	2,11	0,40	2,05	0,60	Vérifie	Béton dégader