

المملكة المغربية
Royaume du Maroc

*Ecole Hassania
des Travaux Publics*



المدرسة الحسنانية للأشغال العمومية

**TRAVAIL DE FIN D'ÉTUDES POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME D'INGÉNIEUR
D'ÉTAT DE L'ECOLE HASSANIA DES TRAVAUX PUBLICS**

Ingénierie de l'Hydraulique et de l'Environnement

Sous le thème :

**Étude sectorielle de l'alimentation en eau potable et de
l'assainissement du bassin sud-est de Ouled Azzouz
récemment ouvert à l'urbanisation**

Réalisé par :

EL HAMRA Fatima Ez-zahra
HAMDANE Sara

Encadré par :

Mme BOUTADGHART Maryem (LYDEC)
Mr ASMLAL Lmahfoud (EHTP)

Année académique : 2017-2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicaces

To my dear father

Source of my joys, secrets of my strength

You will always be the model

Dad, in your determination, your strength and your honesty

in your kindness, patience and dedication to us

Thank you for all your sacrifices for your children

Grow and prosper

Thank you for trimming relentlessly, despite the vicissitudes of life

To the welfare of your children

Thank you for being my father

It is to you that I owe this success

And I'm proud to offer it to you

To my brothers: Ali, Yassir, Ziad and Abd El Majid

In testimony of attachment, love and

the affection I carry for you.

I dedicate you this work with all my wishes for happiness, health and success

To my sister, the jewel of the family: Imane

I wish you a future full of joy, happiness,

Success and serenity.

I express to you through this work my feelings of sisterhood and love.

Sara Hamdane

إهداء

الحمد لله الذي تتم بنعمته الصالحات

الى من الى ما بلغناه رافقونا

كانوا لنا ظهيرا وساندونا

سواء من مستهل مشوارنا

او من تقاطعت معهم طرقاتنا

الى من بدعواتهم يحيطونا

وبابتساماتهم يغبطونا

كلمة شكر قليلة في حقم

حفظكم الله وكرم سعيكم

أحبة وأصدقاء

اقبلوا منا هذا الإهداء

فاطمة الزهراء الحمرة

Remerciements

S'il est vrai qu'un projet de fin d'études est le labour d'un travail personnel, beaucoup de personnes ont cependant contribué à son élaboration. C'est pour cette raison que maintenant et au terme de ce travail, il nous est fortement agréable d'exprimer nos sincères remerciements et notre profonde gratitude à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à son aboutissement.

Nous remercions en particulier Mme. Maryem BOUTADGHART Ingénieur Planification Eau et Assainissement à LYDEC et notre encadrant externe, qui nous a soutenues tout au long de la période de notre stage, et qui n'a ménagé aucun effort pour nous permettre de mener à bien notre travail. Nous la remercions chaleureusement pour sa disponibilité, ses conseils et l'intérêt qu'il a porté à l'accomplissement de notre travail.

Un grand merci à notre encadrant interne Mr. El Mahfoud ASMLAL, ingénieur et professeur à l'EHTP pour son suivi, ses conseils qui ont contribué à la réussite de notre PFE.

Nos remerciements s'adressent également à Mr Khalid EL GHAZOULI pour ses conseils et ses remarques pertinentes ayant tracé le chemin vers la réussite de notre travail.

Nous adressons nos sincères obligations à : Mr. Saad HAMIDI, Mr Valentin RUDLER, Mme Hafsa KAMARI et M. El Houcine BOUSSETTA, nous les remercions pour leur aide, leur gentillesse de nous communiquer les connaissances relatives au sujet d'étude dont ils disposent.

Nous tenons à exprimer notre reconnaissance à l'ensemble du personnel de LYDEC pour leur précieuse aide et leur sympathie qui ont favorisé notre intégration dans l'entreprise en particulier Mr A. HELHAL et Mr Pierre Auzolle.

Nous tenons à remercier les membres du jury pour leur bienveillance à vouloir évaluer notre travail.

Au final, Nous remercions également tout le corps enseignant de l'Ecole Hassania des Travaux Publics et spécialement les professeurs du département hydraulique, pour la qualité de l'enseignement prodigué durant nos trois années de formation.

Résumé

Le présent document constitue le rapport de notre projet de fin d'études effectué au sein de la Direction Maitrise d'Ouvrages de LYDEC. Le projet consiste à faire une Etude sectorielle d'alimentation en eau potable et l'assainissement des eaux pluviales et des eaux usées du bassin versant sud-est de Ouled Azzouz récemment ouverte à l'urbanisation. Les objectifs étant de :

- i. Définir les scénarii et dimensionner les solutions techniquement envisageables pour l'alimentation en eau potable de la zone d'étude.
- ii. Définir les variantes et dimensionner les solutions techniquement envisageables pour l'assainissement EU et EP de la zone d'étude.
- iii. Faire une comparaison technico-économique des différentes scénario et variantes et recommander le scénario optimal proposant les solutions les plus adaptées au contexte et contraintes de la zone.
- iv. Etudier l'état intermédiaire de l'alimentation en eau potable et d'assainissement de la zone en tenant compte de l'état d'aménagement des lotissements, du bâti, et des infrastructures existantes. L'objectif est de proposer une planification optimale de la réalisation des investissements.

Pour ce faire, notre travail été mené selon la méthodologie suivante :

La première étape a consisté en une recherche bibliographique qui nous a permis d'acquérir les connaissances nécessaires sur la région Casablanca-Settat, la gestion déléguée des services publics, la planification urbaine, les schémas directeurs d'alimentation en eau potable et d'assainissement, le dimensionnement des réseaux, Le fonctionnement des logiciels de modélisation : Mike Urban, EPANET et Covadis. Parallèlement un recueil et une analyse des données de la zone ont été réalisés afin de maîtriser la zone et ses contraintes en termes d'assainissement.

La seconde étape a comporté plusieurs phases d'analyse qui nous ont permis de :

- Découper de la zone d'étude en bassins et sous bassins versants d'apport, de caractéristiques homogènes.
- Estimer les consommation et débits d'alimentation en eau potable.
- Estimer les débits des eaux usées et les apports des eaux pluviales.
- Tracer et caler les réseaux projetés en tenant compte des différentes contraintes (foncier, ouverture de voies...).
- Définir les exutoires.

La maîtrise de la zone en tenant compte de différentes contraintes nous a permet de proposer deux scénarii pour l'alimentation en eau potable et deux variantes pour l'assainissement pluvial et une variante pour l'assainissement des eaux usées des bassins versants de Ouled Azzouz :

i. Pour l'alimentation en eau potable : un scénario qui propose l'alimentation de la zone par renforcement de 3 réservoirs et l'autre qui propose l'utilisation d'un surpresseur et deux réservoirs.

ii. Pour l'assainissement des EP : Deux variantes sont proposées, une de rétention totale des eaux collectées dans des bassins de stockage, avant les transférer via des stations de pompage vers leurs exutoires finaux, et une autre mixte de rétention partielle des eaux pluviales avec évacuation d'une partie directement via des galeries de transfert.

iii. Pour l'assainissement des EU : Une seule variante est proposée, elle consiste à transférer les eaux usées via des stations de pompage vers leurs exutoires finaux.

Une étude détaillée est réalisée pour chaque variante et scénario, cette étude a inclut le dimensionnement des conduites, des stations de pompage et des bassins d'orage pour l'assainissement.

La troisième étape a comporté une schématisation et optimisation de réseau d'alimentation en eau potable sous EPANET et du réseau des eaux pluviales selon les normes de dimensionnement avec deux modèles sous MIKE URBAN.

La quatrième étape a consisté en l'élaboration d'une estimation financière des scénarii et variantes proposées et l'élaboration d'une comparaison technico-économique des scénarii et les variantes.

Au final nous avons clôturé notre travail avec une dernière étape, qui a comporté une étude de l'état intermédiaire d'alimentation en eau potable et d'assainissement de la zone en tenant compte de l'état des lotissements, le bâti existant et les infrastructures existantes, pour sortir à la fin avec des états d'urgence de réalisation des infrastructures.

Mots-clés : Ouled Azzouz, alimentation en eau potable, eaux usées, eaux pluviales, bassin versant urbain, réseau d'assainissement, technique alternative, schéma directeur, étude sectorielle, réservoir, bassin d'orage, surpresseur, stations de pompage, Mouse, EPANET, l'état intermédiaire.

Abstract

This document constitutes the report of our end-of-studies project carried out within LYDEC's Project Management Department. The project consists in carrying out a sectoral study of drinking water supply and sanitation of rainwater and wastewater of the south-eastern basin of Ouled Azzouz recently opened to urbanization. The objectives being:

- i. Define the scenarios and size the technically feasible solutions for drinking water supply in the studied area.
- ii. Define the variants and size the technically feasible solutions for the sanitation of rainwater and wastewater in the studied area.
- iii. Make a technical-economic comparison of the different scenarios and variants and recommend the optimal scenario proposing the most adapted solutions to the context and constraints of the area.
- iv. Study the intermediate state of the drinking water supply and sanitation of the area taking into account the state of development of subdivisions, buildings, and existing infrastructure. The objective is to propose an optimal planning of the realization of the investments.

To do this, our work was conducted according to the following methodology:

The first step consisted of a bibliographic search which allowed us to acquire the necessary knowledge on the Casablanca-Settat region, the delegated management of public services, the urban planning, the master plans of drinking water supply and sanitation, sizing networks, running modeling software: Mike Urban, EPANET and Covadis. At the same time, data collection and analysis of the area were carried out in order to control the area and its constraints in terms of sanitation.

The second stage involved several analysis phases that allowed us to:

- Cut out of the study area into basins and sub-basins with homogeneous characteristics.
- Estimate drinking water consumption and flow rates.
- Estimate sewage flows and storm-water inflows.
- Draw and calibrate the projected networks, taking into account the different constraints (land, lane opening, etc.).
- Define the outlets.

The mastery of the area taking into account various constraints allowed us to propose two scenarios for the supply of drinking water and two variants for the stormwater sanitation and a variant for the sanitation of wastewater from the watersheds of Ouled Azzouz:

i. For the drinking water supply: a scenario that proposes the supply of the zone by reinforcement of 3 tanks and the other which proposes the use of a booster and two tanks.

ii. For sanitation of rainwater: Two variants are proposed, one for the total retention of water collected in storage ponds, before transfer via pumping stations to their final outlets, and another mixed for partial retention of rainwater with evacuation of a part directly. via transfer galleries.

iii. For the sanitation of the wastewater: Only one variant is proposed, it consists on transferring wastewater via pumping stations to their final outlets.

A detailed study is carried out for each variant and scenario, the study included the dimensioning of pipes and pumping stations and storm basins for sanitation and tanks.

The third stage included a mapping and optimization of drinking water supply network under EPANET and the rainwater network according to the design standards with two models under MIKE URBAN.

The fourth step involved the development of a financial estimate of the proposed scenarios and variants and the development of a technical-economic comparison of the scenarios and the variants.

In the end we closed our work with a final step, which included a study of the intermediate state of supply of drinking water and sanitation of the area taking into account the state of the subdivisions, the existing building and the existing infrastructures, to come out at the end with states of emergency of realization of infrastructures.

Keywords: Ouled Azzouz, drinking water supply, wastewater, rainwater, urban watershed, sanitation network, alternative technique, master plan, sector study, reservoir, storm basin, booster, pumping stations, Mouse, EPANET, the intermediate state.

Sommaire

Dédicaces.....	3
Remerciements	5
Résumé	5
Abstract	8
Sommaire	10
Liste des figures	15
Liste des tables.....	17
Liste des abréviations.....	18
Introduction.....	19
Partie I : Généralités.....	20
Chapitre I : Généralités sur la région Casablanca-Settat.....	21
1. La géographie :.....	21
2. La démographie :.....	21
3. Le découpage administratif :	21
4. La géologie :.....	21
5. L'hydrologie :	22
Chapitre II : Généralités sur la Lydec	23
1. Contrat de la gestion déléguée :.....	23
1.1. Définition :	23
1.2. Contrat de la gestion déléguée de la Lydec :.....	23
2. La mission de la Lydec :	24
2.1. Ses missions :.....	24
2.2. Actionnariat :.....	25
2.3. Organigramme :.....	26
Chapitre III : La planification urbaine	28
1. Documents de planification :	28
1.1. Le schéma directeur d'aménagement urbain (SDAU) :.....	28
1.2. Le plan d'aménagement (PA) :	28
1.3. Arrêté d'alignement.....	28
1.4. Le Plan de Zonage (PZ)	29
2. Le Schéma Directeur d'Alimentation en Eau Potable :	29
2.1. Définition :	29
2.2. Objectifs :.....	29
2.3. Etapes :.....	30
3. Le Schéma Directeur d'Assainissement :	30
3.1. Définition :	30
3.2. Objectifs :.....	31
3.3. Etapes :.....	31
4. Etude comparative entre le SDAU de Casablanca de 2009 et celui de 2014 :.....	31
Chapitre IV : La modélisation numérique.....	35
1. EPANET :	35
1.1. Présentation du logiciel EPANET :	35
1.2. Principes hydrauliques de calcul :.....	35

1.3.	Résultats :	37
2.	Mike Urban :	37
2.1.	Présentation du logiciel MIKE URBAN et ses fonctionnalités :	37
2.2.	Les étapes de l'analyse sur MIKE URBAN :	38
2.3.	Construction du Modèle sous MIKE URBAN : Modélisation hydrologique :	39
2.4.	Construction du Modèle sous MIKE URBAN : Modélisation hydraulique :	40
3.	ArcGis :	42
3.1.	Présentation ArcGis :	42
3.2.	Présentation d'ArcMap :	42
4.	COVADIS :	43
4.1.	Présentation de COVADIS :	43
4.2.	Méthodes de calculs	43
4.3.	Résultats :	45
	Partie II : Alimentation en eau potable	46
	Chapitre II : Estimation des besoins	47
1.	Types de demande en eau :	47
2.	Estimation des besoins en eau :	47
2.1.	Ratio de consommation :	47
2.2.	Consommation :	48
2.3.	Débit moyen :	48
3.	Coefficients de pointe :	49
3.1.	Coefficient de Pointe journalière :	49
3.2.	Coefficient de Pointe horaire :	49
3.3.	Les pertes d'eau :	49
4.	Le débit de calcul des différents ouvrages du réseau :	50
	Chapitre II : Adduction des eaux.....	50
1.	Types d'adduction :	50
2.	Adduction gravitaire en charge :	51
2.1.	Charge hydraulique :	51
2.2.	Perte de charge linéaire :	52
2.3.	Perte de charge singulière :	52
3.	Adduction par refoulement :	53
3.1.	Caractéristiques des pompes :	53
3.2.	Pompes en série :	55
3.3.	Pompes en parallèle :	55
4.	Types de tuyaux :	55
	Chapitre III : Distribution des eaux.....	57
1.	Les réservoirs de distribution :	57
1.1.	Altitude des réservoirs :	57
1.2.	Volume des réservoirs :	57
1.3.	Formes et types de réservoirs :	58
1.4.	Quelques équipements :	58
2.	Le réducteur de pression :	59
3.	Le surpresseur :	59
3.1.	Surpresseur, pompe surpresseur et groupe de surpression : les principales différences :	60

3.2.	La pression, le débit, la HMT d'un groupe de surpression ou hydrophore :	60
4.	Réseaux de distribution :	61
4.1.	Structure des réseaux :	61
4.2.	Hypothèses de calcul :	62
4.3.	Principes de calcul :	63
5.	Les accessoires :	65
6.	Les ouvrages annexes :	67
7.	Modulation de pression :	68
8.	Sectorisation :	68
8.1.	Principe :	68
8.2.	Comment définir les secteurs :	69
8.3.	Points forts de la sectorisation :	69
8.4.	Problèmes rencontrés :	70
8.5.	L'utilité de la Sectorisation :	70
Partie III : Assainissement		71
Chapitre I : Réseau d'assainissement		72
1.	Choix entre système d'assainissement :	72
1.1.	Système séparatif :	72
1.2.	Système unitaire :	73
1.3.	Système pseudo-séparatif :	73
2.	Estimation des débits à évacuer :	73
2.1.	Débits des eaux pluviales :	73
2.2.	Débit des eaux usées :	78
3.	Dimensionnement et conception des ouvrages et réseaux d'assainissements :	79
3.1.	Conception des canalisations :	79
3.2.	Dimensionnement des bassins de stockage :	81
3.3.	Conception des stations de pompage :	81
4.	Détermination des caractéristiques mécaniques des canalisations :	83
5.	Critères de conception et de choix :	85
Chapitre II : Techniques alternatives d'assainissement		87
1.	Assainissement pluviale :	87
1.1.	Les Fossés et les Noues :	87
1.2.	Les Puits d'infiltration :	87
1.3.	Les Bassins de rétention :	88
1.4.	Les Bassins enterrés en béton armé :	89
1.5.	L'utilisation des pneumatiques usagés entiers :	89
1.6.	L'utilisation des pneumatiques usagés broyés :	90
1.7.	L'utilisation des structures alvéolaires :	90
2.	Assainissement des eaux usées	91
L'Assainissement sous vide :		91
Partie VI : Etude Sectorielle d'alimentation en eau potable		93
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude Ouled Azzouz		94
1.	Situation géographique de la commune :	94
2.	Situation démographique de la commune :	94
3.	Climat de la zone :	94

4. Orientations du schéma directeur d'aménagement :	95
Chapitre II : Conception du réseau AEP de la zone :	96
1. L'état de l'AEP de la zone d'étude :	96
2. Critères de conception du réseau de distribution :	97
2.1. Horizon de calcul :	97
2.2. Hypothèses de base :	97
2.3. Tracé du réseau de distribution :	98
3. Estimation des besoins en eau de la zone :	99
3.1. Hypothèses de calcul :	99
3.2. Estimation des besoins dans les mailles et aux nœuds :	100
4. Préparation du réseau à la simulation hydraulique :	102
4.1. Principe de calcul du logiciel :	103
4.2. Importation du réseau :	103
4.3. Correction des erreurs :	109
4.4. Infrastructures du réseau :	110
Chapitre III : Les scénarii d'alimentation du réseau :	111
1. Scénario 1 :	112
1.1. Descriptif du scénario 1 :	112
1.2. Etude détaillée du scénario 1 :	112
2. Scénario 2 :	114
2.1. Descriptif du scénario :	114
2.2. Etude détaillée du scénario 1 :	114
Chapitre IV : Modélisation et optimisation des scénarii proposés avec EPANET :	117
1. Modélisation et optimisation du scénario 1 :	117
2. Modélisation et optimisation du scénario 2 :	120
Chapitre V : Estimation financière des Scénarii proposés :	124
1. Estimation financière du scénario 1 :	124
2. Estimation financière du scénario 2 :	125
Chapitre VI : comparaison technico-économique entre les Scénarii proposés :	127
Partie V : Etude Sectorielle d'assainissement :	129
Chapitre I : Analyse de la situation actuelle :	130
1. Orientations du schéma directeur d'aménagement :	130
2. Actualisation des infrastructures projetées :	131
2.1. Système Eaux Pluviales :	131
2.2. Système Eaux Usées :	131
2.3. Les exutoires de la zone d'étude :	132
Chapitre II : Conception et dimensionnement du réseau d'assainissement des EP et des EU :	135
1. Préparation des données de l'étude :	135
1.1. Données recueillies :	135
1.2. Traitement des données :	136
2. L'estimation des débits d'assainissement :	138
1.3. Débits d'assainissement des eaux pluviales :	138
1.4. Débits d'assainissement des eaux usées :	138
3. Traçage du réseau d'assainissement et calage altimétrique sur logiciel 'Covadis' :	140
3.1. Traçage du réseau d'assainissement :	140

3.2. Calage altimétrique du réseau :	141
Chapitre III : Raccordement des réseaux	142
1. Réseau d'assainissement des eaux pluviales :	142
1.1. Description et détail de la variante 1 :	142
1.2. Description et détail de la variante 2 :	147
2. Réseau d'assainissement des eaux usées.....	150
2.1. Définition des exutoires finaux :	150
2.2. Raccordement du réseau :	151
Chapitre IV : Modélisation et optimisation du réseau proposé par Mike Urban :	155
1. Construction du modèle hydrologique :	155
2. Construction du modèle hydraulique :	157
3. Simulation des deux modèles et optimisation du réseau :	158
Chapitre V : Estimation financière des variantes proposées :	162
1. Estimation financière de la première variante de rétention totale des eaux pluviales au niveau de la zone : 162	
2. Estimation financière de la deuxième variante de rétention partielle des eaux pluviales au niveau de la zone :	163
3. Estimation financière de la variante des eaux usées au niveau de la zone :	163
Chapitre VI : Comparaison technico-économique des variantes de l'assainissement pluvial projetées :	165
Partie VI : Situation intermédiaire d'alimentation en eau potable et d'assainissement de la zone Ouled Azzouz	167
1. Situation intermédiaire d'eau potable et d'assainissement des eaux usées :	168
1.1. Estimation des consommations en eau potable et des débits des eaux usées générés par le bâti de la zone :	168
1.2. L'évolution de la consommation en eau potable et des rejets EU par année :	170
2. Situation intermédiaire d'assainissement des eaux pluviales :	171
2.1. Estimation des volumes des eaux pluviales générées par les BV à l'état actuel 2018 sur la base de l'état d'aménagement des lotissements et du bâti existant :	171
2.2. L'évolution annuelle des débits et des volumes des eaux pluviales par bassin :	172
Conclusion :	175
Bibliographie	176
Annexes	178

Liste des figures

Figure 1: découpage administrative de Casablanca-Settat	21
Figure 2: Types de sols de la Région	22
Figure 3 : Missions de la LYDEC	25
Figure 4 : Répartition du Capital de la LYDEC	26
Figure 5 : SDAU 2019	33
Figure 6 : SDAU Casablanca 2014.....	33
Figure 7 : La diversité des cartes réalisées sur ArcGis (Resources Arcgis, s.d.)	42
Figure 8 : Réservoir et ses équipements	58
Figure 9: Réducteur de pression	59
Figure 10: Réseau Ramifié.....	61
Figure 11: Réseau maillé.....	62
Figure 12 : principe de la méthode de Hardy-Cross	64
Figure 14: manchette de traversée.....	66
Figure 13: vanne de sectionnement	66
Figure 15: raccord à brides major.....	66
Figure 16 : cône de réduction à brides	66
Figure 17 : plaque pleine.....	67
Figure 18 : Té	67
Figure 19 : Schéma expliquant la sectorisation	69
Figure 20: schéma de pose des conduites	81
Figure 21 : Fossé et Noue	87
Figure 22 : puits d'infiltration.....	88
Figure 23: Bassin de rétention.....	89
Figure 24 : Bassin enterré en béton armé	89
Figure 25: L'utilisation des pneumatiques usagés entiers	90
Figure 26 : pneumatiques usagés broyés.....	90
Figure 27 : L'utilisation des structures alvéolaires	91
Figure 28 : schéma explicatif de l'assainissement sous vide.....	92
Figure 29: Evolution de l'effectif de la population et des ménages par commune dans la province de Nouaceur	94
.....
Figure 30 : les canalisations d'alimentation en eau potable existantes	97
Figure 31 : Tracé du réseau AEP	99
Figure 32: zoning de Ouled Azzouz (LYDEC)	100
Figure 33 : Shapefile de Ouled Azzouz	104
Figure 34 : La fenêtre ArcGIS to Epanet NIV	107
Figure 35 : vue du fichier de sortie .inp.....	108
Figure 36 : Tracé du réseau sur EPANET	108
Figure 37 : exemple d'un nœud en double	109
Figure 38 : message d'erreur.....	109
Figure 39 : Schéma des pressions négatives sur Epanet.....	110
Figure 40 : Carte montrant les Zones 1 et 2.....	111
Figure 41 : Réservoir projeté Bouskoura 160 (LYDEC, 2016)	112
Figure 42 : Réservoir projeté Bouskoura 180 (LYDEC, 2016)	114
Figure 43 : l'emplacement de la conduite 88	115
Figure 44 : schéma du réseau du Scénario 1	117
Figure 45: Schéma illustratif du résultat de la simulation hydraulique du scénario 1.....	118
Figure 46 : Courbe caractéristique	120
Figure 47 : Schéma illustratif du résultat de la simulation hydraulique du scénario 2.....	121
Figure 48: réseau projeté des EP	133
Figure 49: Réseau projeté des EU	134
Figure 50: Délimitation des bassins versants	136
Figure 51: Découpage en sous bassins versants.....	137

Figure 52 : Bassins versants et sous bassins versants	138
Figure 53: Débits EP par BV	139
Figure 54: Débits EU par BV	139
Figure 55 : Collecteur des eaux pluviales	140
Figure 56 : collecteurs des EU	141
Figure 57 : schéma descriptif de la variante 1	143
Figure 58 : Tracé de la variante 1 EP	144
Figure 59 : Volumes des bassins de rétention.....	145
Figure 60:schéma descriptif de la variante 2	148
Figure 61 : tracé de la variante 2 EP	149
Figure 62 : Schéma descriptif de la variante EU.....	152
Figure 63 : tracé de la variante EU	153
Figure 64 : données initiales du modèle Hydrologique	156
Figure 65 : bassins et sous-bassin versant	156
Figure 66 : Pluies de projet.....	157
Figure 67 : Modèle Hydraulique sur Mike Urban	158
Figure 68 : Conduite après optimisation du diamètre	159
Figure 69 : mise en charge dans l'une des conduites.....	159
Figure 70 : Digitalisation du bâti hors lotissements.....	168

Liste des tables

Tableau 1 : Ratio de consommation	47
Tableau 2 : comparatif des caractéristiques dimensionnelles	85
Tableau 3 : les Ratios de consommation.....	99
Tableau 4 : besoin en eau des ilos	101
Tableau 5 : la consommation aux Nœuds	102
Tableau 6 : Longueurs des tronçons du réseau de distribution.....	104
Tableau 7 : Dimensions PVC PN16.....	105
Tableau 8 : les vitesses dans les Arcs.....	118
Tableau 9: Pression aux nœuds	119
Tableau 10 : Vitesses dans les conduites.....	121
Tableau 11: les Pressions dans les nœuds	122
Tableau 12 : Estimation du renforcement du réservoir Bouskoura 160 (Scénario 1).....	124
Tableau 13 : Estimation du renforcement du réservoir Bouskoura 180	124
Tableau 14 : Estimation financière des conduites et des Ouvrages annexes	125
Tableau 15 : Estimation du renforcement du réservoir Bouskoura 160 (Scénario 2).....	125
Tableau 16 : Estimation financière des conduites et des Ouvrages annexes	126
Tableau 17 : Estimation financière du Surpresseur.....	126
Tableau 18 : Volume des bassins de rétention Variante 1	145
Tableau 19 : Infrastructure projetée d'assainissement liquide des eaux pluviales : variante 1 ...	159
Tableau 20: Infrastructure projetée d'assainissement liquide des eaux pluviales : variante 2	160
Tableau 21 : infrastructure projetée d'assainissement liquide des eaux usées	161
Tableau 22:Coût d'investissement des infrastructures projetées par BV en DH variante 1 EP ...	162
Tableau 23 : Coût d'investissement des infrastructures projetées par BV en DH variante 2 EP .	163
Tableau 24 : Coût d'investissement des infrastructures projetées par BV en DH variante EU	164
Tableau 25 : Hypothèse d'évolution urbanistique	170
Tableau 26 : Evolution annuelle de la consommation en eau potable	171
Tableau 27 : Evolution annuelle des débits EU	171
Tableau 28 : Evolution annuelle de coefficient de ruissellement.....	173
Tableau 29 : Evolution annuelle du coefficient de ruissellement de chaque BV	173
Tableau 30 : Evolution annuelle des débits des eaux pluviales	173
Tableau 31 : Evolution des débits de la situation intermédiaire p/p à la situation à long terme ...	173

Liste des abréviations

- AEP : Alimentation en eau potable.
ASS : Assainissement.
SDAU : Schéma Directeur d'Aménagement Urbain
PA : Plan d'Aménagement
SDAL : Schéma Directeur d'Assainissement Liquide
PNA : Plan national d'assainissement
EU : Eaux usées
EP : Eaux pluviales
SP : Station de pompage
HMT : La hauteur manométrique totale.
MOUSE: MOdelling Urban SEwer.
BV: Bassin versant.
SBV : sous-bassin versant.
NGM : Niveau Général de la mer.
BO : Bassin d'orage.
BR : Bassin de rétention.
mCE : Mètre colonne d'eau.

Introduction

Première métropole du Maghreb, capitale économique et financière du Maroc, Casablanca est aujourd'hui le poumon économique et démographique du pays.

Les 4 millions d'habitants de l'agglomération de Casablanca représentent un véritable défi auquel doivent répondre quotidiennement les services d'eau et d'assainissement de la ville. Les besoins en eau de l'agglomération sont ainsi estimés à quelque 450 000 m³ par jour.

L'actualisation des schémas directeurs d'alimentation en eau potable et d'assainissement du Grand Casablanca permettra de dresser un état des lieux de la situation actuelle, et d'élaborer les programmes annuels d'investissement jusqu'en 2027.

C'est dans ce sens, qu'il nous a été confiée la mission de réaliser une analyse sectorielle de la zone d'extension Ouled Azzouz, pour proposer les infrastructures nécessaires à l'alimentation en eau potable et à l'assainissement des eaux usées et des eaux pluviales à terme, tout en tenant compte des différents enjeux et contraintes, et pour proposer un chiffrage des scénarii et variantes et une planification de réalisation des infrastructures en tenant compte de l'état d'aménagement des lotissements reçus par Lydec.

Ainsi, ce travail s'articule autour de cinq parties, à savoir :

- La Partie 1 présente la région de CASABLANACA-SETTAT et le contrat de la gestion déléguée de LYDEC, explique la planification urbaine et les logiciels utilisés durant la modélisation.
- La partie 2 traite des généralités sur l'alimentation en eau potable et le dimensionnement du réseau.
- La partie 3 traite le dimensionnement des réseaux d'assainissement et les techniques alternatifs d'assainissement.
- La partie 4 traite l'étude sectorielle de l'alimentation en eau potable de Ouled Azzouz incluant l'analyse de la zone, la description, le dimensionnement des scénarii, l'estimation des coûts d'investissement et la comparaison technico-économique entre les scénarii proposés.
- La partie 5 traite l'étude sectorielle de l'assainissement de Ouled Azzouz incluant l'analyse de la zone, la description et le dimensionnement des variantes et également l'estimation des coûts d'investissement ainsi que la comparaison technico-économique entre les variantes proposées.
- La partie 6 traite étude de l'état intermédiaire de l'alimentation en eau potable de l'assainissement de la zone.

Partie I :

Généralités

Chapitre I : Généralités sur la région Casablanca-Settat

1. La géographie :

Au centre ouest du pays, elle a remplacé la région du Grand Casablanca en lui adjoignant les provinces d'El Jadida et de Sidi Bennour ainsi que les provinces de Settat, Benslimane et Berrechid. (Ministère de l'Intérieur Direction Générale des Collectivités Locales , 2015)

2. La démographie :

La région la plus peuplée avec 6 861 739 habitants en 2014, soit 20 % de la population nationale. (Ministère de l'Intérieur Direction Générale des Collectivités Locales , 2015)

3. Le découpage administratif :

La région de Casablanca-Settat se découpe en :

- 2 Préfectures : Casablanca et Mohammedia.
- 7 Provinces : El Jadida, Nouaceur, Médionna, Benslimane, Berrechid, Settat et Sidi Bennour.

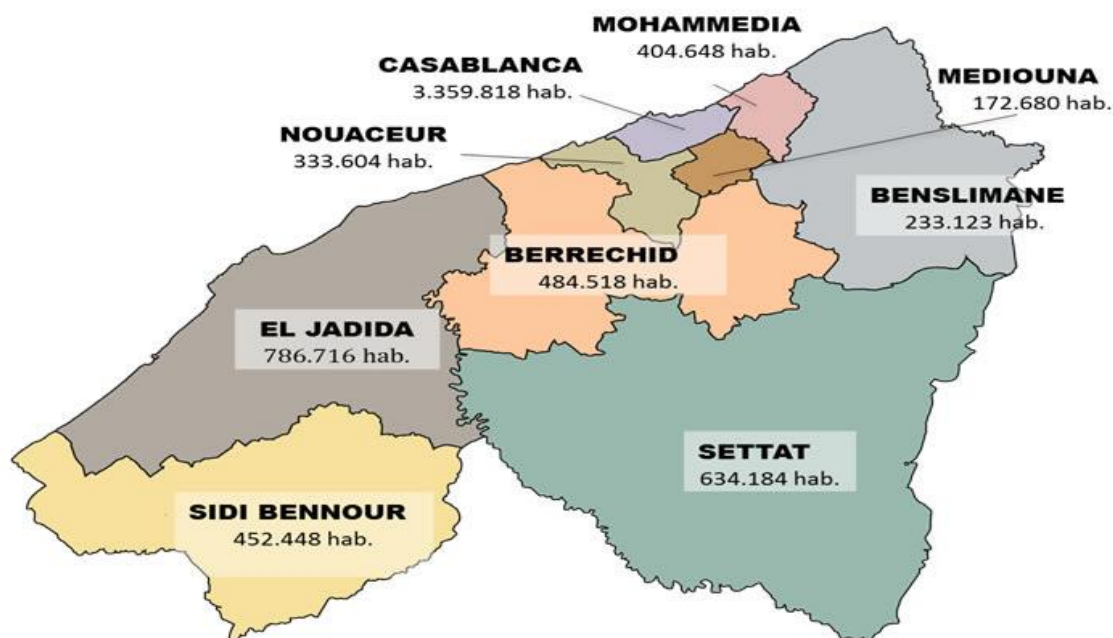


Figure 1: découpage administrative de Casablanca-Settat

4. La géologie :

Le sol est diversifié, il est de type tirs dans la majeure partie de l'espace rural et sableux dans la zone littorale. Il s'agit des sols de haute capacité de rétention d'eau et d'humidité apportée par la masse océanique. (Ministère de l'Intérieur Direction Générale des Collectivités Locales , 2015)

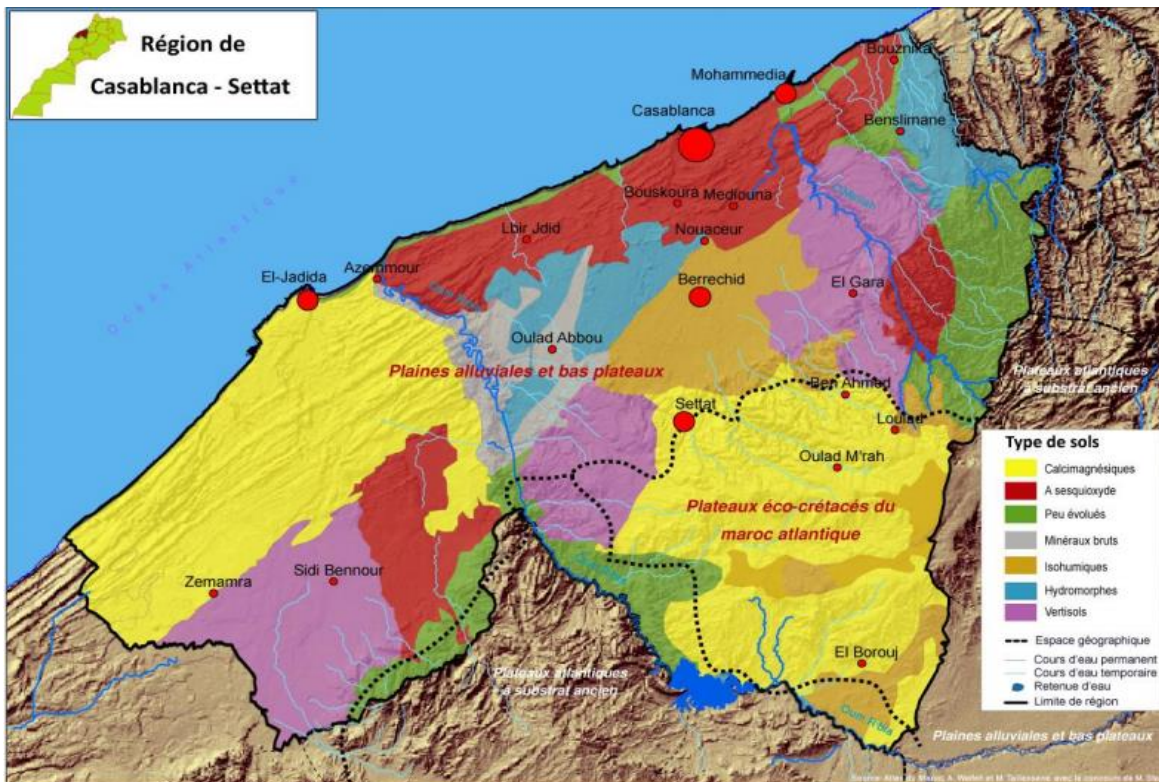


Figure 2: Types de sols de la Région

5. L'hydrologie :

Les cours d'eau de la région sont composés de l'Oued Oum Rabiaa qui traverse la zone Sud-Est et Nord-Ouest, des rivières de faible importance dont les principales sont Oued El Maleh qui divise près de la ville de Mohammedia et Oued Hassar qui traverse la Commune d'Echallalate.

Trois barrages y ont été installés au niveau de l'Oued Oum Rabiaa (Imfout, Daouart et sidi Mâachou) pour produire l'électricité et alimenter en eau les terres irriguées des plaines des Doukkala et des Abda.

La région dispose également, de ressources en eau souterraines à différentes profondeurs qui lui permettent de subvenir aux besoins de l'irrigation et qui constituent potentiellement un atout important pour son développement socio-économique. (Ministère de l'Intérieur Direction Générale des Collectivités Locales , 2015)

Chapitre II : Généralités sur la Lydec

1. Contrat de la gestion déléguée :

1.1. Définition :

La définition suivante de la gestion déléguée est extraite d'Article 2 de la loi 54-05 sur la gestion déléguée :

Le contrat de la gestion délégué est un contrat par lequel une personne morale de droit public, dénommée "délégant" délègue, pour une durée limitée, la gestion d'un service public dont elle a la responsabilité à une personne morale de droit public ou privé, dénommée "délégataire" en lui reconnaissant le droit de percevoir une rémunération sur les usagers et/ou de réaliser des bénéfices sur ladite gestion. La gestion déléguée peut également porter sur la réalisation et/ou la gestion d'un ouvrage public concourant à l'exercice du service public délégué. (Loi n° 54-05 relative à la gestion déléguée des services publics)

1.2. Contrat de la gestion déléguée de la Lydec :

La première expérience de gestion déléguée des services publics au Maroc, était celle de la Lydec, signé en 1^{ère} Aout 1997. Le contrat s'étale sur une période de 30 ans, et c'est l'un des contrats les plus importants en Afrique. Lydec assure la gestion déléguée de quatre services publics : la distribution de l'eau, l'assainissement liquide, la distribution de l'électricité, l'éclairage public qui s'est annexé au contrat en 2007 lors de la première révision.

Les parties signataires du contrat de gestion déléguée sont :

- L'Autorité Délégante (Composée des trois Communes urbaines de Casablanca, Mohammedia et Aïn Harrouda)
- Le Délégataire (Lydec)
- L'Autorité de Tutelle (Ministère de l'Intérieur).

Le périmètre de la gestion déléguée, ne coïncide pas forcément pour tous les métiers, il est défini explicitement par l'annexe I du contrat. (LYDEC, s.d.)

a. Pouvoir de contrôle de l'Autorité Délégante :

L'Autorité Délégante dispose d'un pouvoir de contrôle technique, financier et de gestion inhérente aux engagements découlant du contrat. Des documents sont régulièrement produits par Lydec pour permettre le suivi du contrat (comptes rendus annuels techniques et financiers, budgets annuels, publication des états comptables...). Le contrôle de la gestion et de l'exploitation des services délégués est exercé au nom et pour le compte de l'Autorité Délégante, par un Service Permanent de Contrôle (SPC) désigné par celle-ci.

La composition, ainsi que les attributions de ce service, sont déterminées par l'Autorité Délégante, conformément aux dispositions du contrat de gestion déléguée. Le Service Permanent de Contrôle participe, entre autres, à l'examen des programmes d'investissements et à leur priorisation, ainsi qu'au processus d'appels d'offres relatives à ces opérations.

b. Suivi de la Gestion Déléguée :

En plus du SPC, Le suivi de la gestion déléguée est assuré par deux structures :

- Le Comité de Suivi de la Gestion Déléguée : Ce comité est chargé du suivi de l'exécution du contrat. Les modalités d'organisation et de fonctionnement du Comité de Suivi sont définies dans un règlement intérieur adopté d'un commun accord par les parties au contrat de gestion déléguée. Les décisions du Comité de Suivi doivent faire l'objet d'un consensus entre les membres le composant. Elles ont trait aux questions inhérentes au budget annuel, au programme d'investissement quinquennal, au fonds de travaux, aux cahiers des charges, aux cahiers des clauses administratives générales et à la tarification.
- La DRSC (la Direction des Régies et des Services Concédés) : structure centrale de suivi et de coordination relevant de l'autorité de tutelle et qui intervient dans les secteurs relatifs aux services publics de distribution.

2. La mission de la Lydec :

Lyonnaise des eaux de Casablanca (Lydec) est une filiale marocaine de la multinationale française Suez. Son effectif est de 3 600 employés, son chiffre d'affaires à fin décembre 2015 s'élève à 6 934 millions Dh. L'entreprise gère l'eau, l'électricité et l'assainissement du Grand Casablanca depuis qu'elle a obtenu un contrat de plus de 30 ans.

2.1. Ses missions :

Lydec est un opérateur de services publics qui gère la distribution d'eau et d'électricité, la collecte des eaux usées et pluviales et l'éclairage public pour 4,2 millions d'habitants du Grand Casablanca (Maroc).



Figure 3 : Missions de la LYDEC

- **La distribution de l'eau potable** : Lydec distribue une eau potable de qualité, conforme aux normes sanitaires marocaines en vigueur. Cette eau est fournie par deux producteurs nationaux : l'ONEE (Office National de l'Electricité et de l'Eau Potable) et la SEOER (Société des Eaux d'Oum Erbiaa).
- **La gestion de l'assainissement liquide** (eaux usées et eaux pluviales) : Lydec gère 5000 km de collecteurs et développons le réseau d'assainissement pour offrir aux habitants un environnement sain.
- **La distribution de l'électricité** : Lydec renforce et sécurise le réseau d'électricité composé de plus de 2400 km pour la Moyenne Tension uniquement, pour répondre aux besoins croissants de l'agglomération en énergie. L'énergie qu'elle distribue provient de l'ONEE (Office National de l'Electricité et de l'Eau Potable).
- **La gestion de l'éclairage public** : Lydec gère l'éclairage public (140 000 points lumineux) avec l'objectif d'augmenter le taux d'éclairage, tout en veillant à économiser l'énergie grâce à des techniques innovantes. (LYDEC, s.d.)

2.2. Actionnariat :

Depuis juillet 2005, Lydec est une entreprise cotée en bourse. Son capital se répartit de la manière suivante : (LYDEC, s.d.)

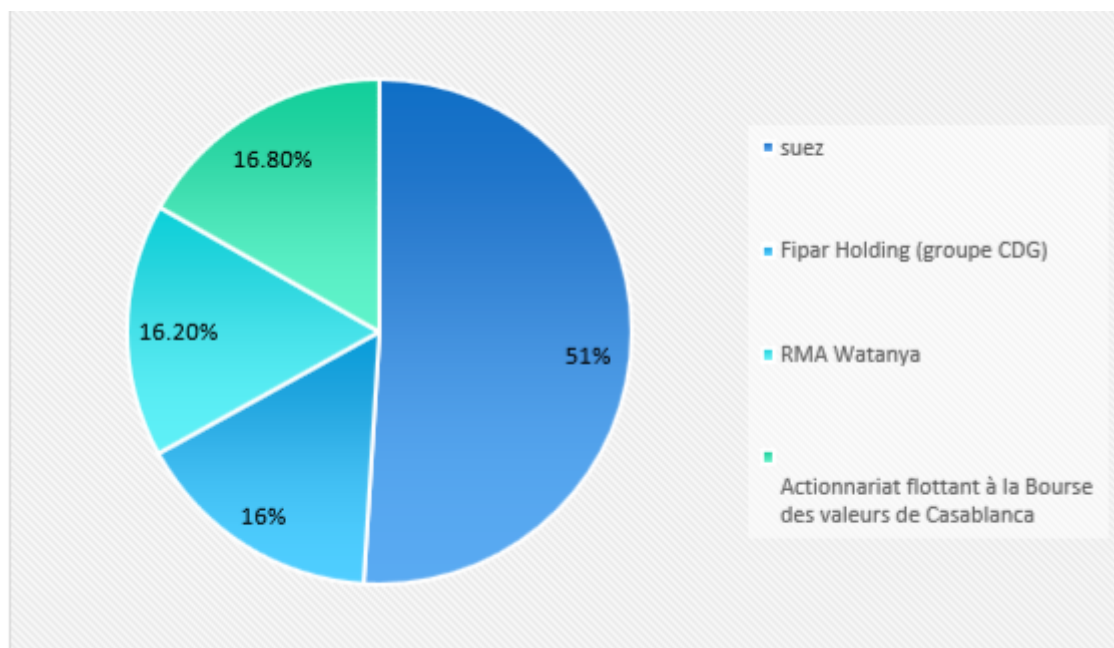
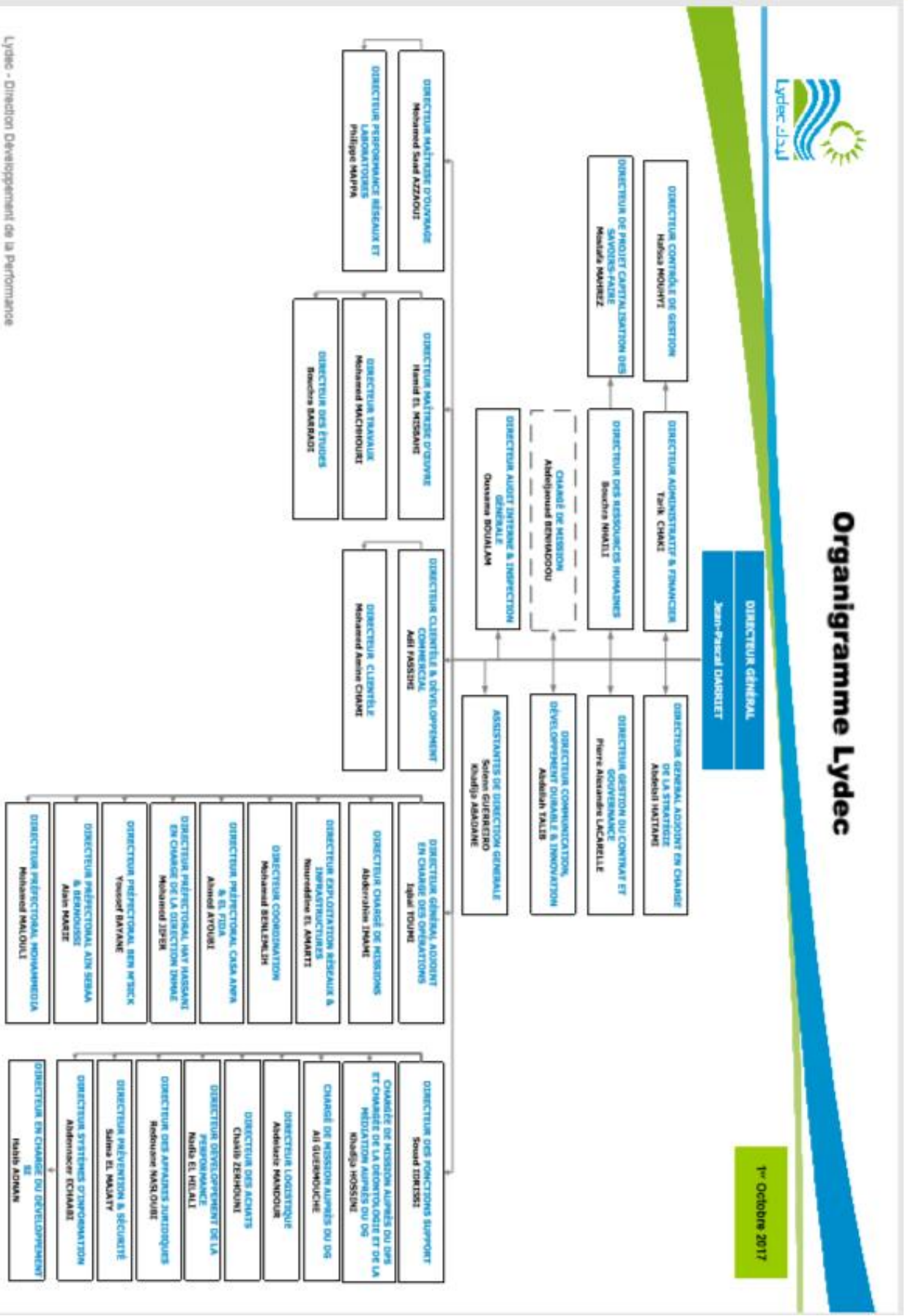


Figure 4 : Répartition du Capital de la LYDEC

2.3. Organigramme :

Le fonctionnement général de la Société repose sur un management par les processus. La Direction Générale opère sur tous les processus et gère les relations avec l'ensemble des parties prenantes : Autorité Délégante ; Clients ; Représentants du personnel ; Elus ; Autorités Administratives ; banques ; principaux fournisseurs (en particulier l'ONEE) ; société civile ; Actionnaires et Groupe.

La Direction Générale s'appuie sur une organisation qui répond aux principes définis par le Directeur Général. Elle est organisée selon l'organigramme fonctionnel suivant :



Lydec - Direction Développement de la Performance

Chapitre III : La planification urbaine

1. Documents de planification :

1.1. Le schéma directeur d'aménagement urbain (SDAU) :

Le Schéma Directeur d'Aménagement Urbain est un outil de planification urbaine qui dresse, pour un horizon temporel défini, généralement 25 ans, les grandes lignes du développement intégré des agglomérations urbaines et leurs zones d'influence directe. Cette définition appelle les remarques suivantes :

- Le SDAU est un outil de planification spatiale. Le développement intégré qu'il propose conduit à une planification générale de l'utilisation du sol et du système des transports et, par-là, à la programmation des grands équipements et des actions d'aménagement qui engagent l'avenir de l'agglomération ;

- Le SDAU n'est pas un document de la planification économique. Néanmoins, il doit se baser sur une connaissance approfondie de la base socio-économique existante et de ses tendances afin qu'il puisse répondre aux besoins existants et futurs et en soutenir le développement ;

- Le SDAU comprend une programmation globale du développement urbain destinée à orienter et à coordonner les programmes d'action de l'Etat, des collectivités locales et des établissements et services publics quant à leurs activités d'aménagement et d'équipement des agglomérations urbaines ;

- Le SDAU constitue un guide pour la préparation des plans d'aménagement des divers secteurs de l'agglomération ;

- Le SDAU constitue un cadre de référence pour les investissements dont il oriente la localisation. (Loi 12-90 Urbanisme)

1.2. Le plan d'aménagement (PA) :

Le plan d'aménagement est le document d'urbanisme réglementaire qui définit le droit d'utilisation du sol à l'intérieur des territoires auxquels il s'applique.

Le plan d'aménagement est l'instrument qui transforme les orientations du schéma directeur d'aménagement urbain, lorsque celui-ci existe, en prescriptions légales opposables à l'Administration et aux tiers. (Loi 12-90 Urbanisme)

1.3. Arrêté d'alignement

Instrument juridique d'urbanisme qui permet de créer des voies communales, places et parkings communaux, la modification de leur tracé ou de leur largeur ou leur suppression totale ou partielle. Il déclare l'utilité publique des travaux nécessaires à la création,

l'élargissement ou la suppression d'une voie communale quand cette mesure n'est pas prévue par un document d'urbanisme déclaratif d'utilité publique. L'arrêté permet ainsi au président du conseil communal de recourir, le cas échéant, à la procédure d'expropriation des terrains nécessaires pour cause d'utilité publique. (Loi 12-90 Urbanisme)

1.4. Le Plan de Zonage (PZ)

Se présente sous la forme d'un document graphique, et d'un règlement définissant les règles d'utilisation des sols. Il a pour objet de permettre à l'administration et aux collectivités locales de prendre les mesures nécessaires à la préparation du PA et à préserver les orientations du SDAU.

Pour cela il :

- Définit l'affectation des différentes zones (agricoles, habitat, industrielles, commerciales, touristiques) ;
- Délimite les zones non aedificandi ;
- Localise les emplacements réservés aux équipements ;
- Définit les zones à l'intérieur desquelles un sursis à statuer peut-être opposé par le président du conseil communal à toute demande d'autorisation de lotir, de créer un groupe d'habitation et à toute demande de permis de construire. (Loi 12-90 Urbanisme)

2. Le Schéma Directeur d'Alimentation en Eau Potable :

2.1. Définition :

Le schéma directeur est un outil de programmation et de gestion pour la collectivité qui doit lui permettre d'avoir une vision globale des besoins et des solutions envisageables, a pour vocation de faire le point sur les conditions réglementaires, techniques et financières d'Alimentation en eau potable d'une collectivité, de pointer les problèmes existants, tant réglementaires que techniques, tant quantitatifs que qualitatifs, tant au niveau de la ressource qu'au niveau des systèmes de production et de distribution d'estimer les besoins futurs et de proposer le bilan besoins/ressource sur la base soit plusieurs scénarios dont au moins un, après examen plus détaillé, est réalisable, soit un programme d'actions ou/et d'études permettant, après avoir levé les incertitudes sur les scénarios, de pouvoir en choisir un.

2.2. Objectifs :

Un Schéma Directeur d'Alimentation en Eau Potable a pour objectifs principaux :

- La programmation des extensions et du renouvellement des équipements pour garantir aux populations actuelles et futures une alimentation en eau, en prenant en compte les orientations d'urbanisme.

- L'optimisation de la gestion du service en croisant les informations des communes voisines.
- De permettre la mise en conformité avec la réglementation AEP et sécurité incendie
- Décider d'un programme d'actions
- De bénéficier de subventions du Conseil Général de la Savoie

2.3. Etapes :

PHASE I : Recueil, analyse, et synthèse des données existantes -

- Présentation générale de la collectivité en charge de la gestion du service d'eau potable
- Points de prélèvement et adduction
- Adduction distribution
- Analyse du fonctionnement du service
- Sécurisation, plan de secours, plan d'alerte
- Conclusion

PHASE II : Besoins futurs et adéquation des infrastructures actuelles -

- Détermination des besoins futurs
- Capacité de l'existant et analyse des insuffisances
- Possibilités d'évolution des besoins en fonction des infrastructures actuelles

PHASE III : Etudes des ressources potentielles

- Évaluation des ressources en eau mobilisables
- Réflexion sur les économies d'eau potable
- Augmentation du prélèvement existant
- Interconnexion
- Nouvelles ressources

PHASE IV : Schéma d'alimentation en eau potable

- Propositions de scénarios
- Étude précise du scénario retenu et conclusions

(Contenu du schéma directeur d'alimentation en eau potable, s.d.)

3. Le Schéma Directeur d'Assainissement :

3.1. Définition :

Le Schéma Directeur d'Assainissement définit, délimite et régleme les types d'assainissement à instaurer sur la commune. Il permet de définir et de mettre en place les solutions les mieux adaptées aux contraintes physiques locales et à la typologie de l'habitat actuel et futur de la commune (zone inondable, périmètres de protection des captages, zones situées en dessous du réseau de collecte, captage d'eau de source ou de ruissellement...). Il est précédé d'une étude diagnostic ayant pour objet d'identifier et d'évaluer tous les facteurs

de pollution et de définir les actions à entreprendre pour assurer la protection du milieu naturel. Toutes les communes possèdent un schéma directeur d'assainissement.

3.2. Objectifs :

L'étude d'assainissement demandée a pour but de proposer, les solutions techniques et économiques les mieux adaptées à la collecte, au traitement et au rejet dans le milieu naturel des eaux usées d'origine domestique ou assimilée :

- Garantir à la population communale la résolution des problèmes liés à l'évacuation et au traitement des eaux usées en général,
- Préserver les ressources souterraines en eau potable en veillant à leur protection contre les pollutions,
- Protéger la qualité des eaux de surface.

3.3. Etapes :

PHASE 1 : État des lieux des données disponibles et pré-diagnostic du système d'assainissement :

- Collecte et analyse des données
- Synthèse et propositions d'investigations pour la suite de l'étude

PHASE 2 : Campagnes de mesure des débits et des charges polluantes :

- Contenu des campagnes de mesure
- Présentation des résultats

PHASE 3 : Localisation précise des anomalies et des dysfonctionnements du réseau

- Inspections visuelles et télévisuelles (ITV)
- Localisation des mauvais branchements - tests aux colorants et tests à la fumée

PHASE 4 : Bilan du fonctionnement du système d'assainissement – diagnostic.

PHASE 5 : Élaboration du schéma directeur d'assainissement collectif des eaux usées :

- Réseaux de collecte et station de traitement des eaux usées
- Autosurveillance et diagnostic permanent
- Gestion patrimoniale
- Le règlement d'assainissement.

(Schéma directeur d'assainissement collectif des eaux usées : Guide pour la rédaction d'un cahier des clauses techniques particulières)

4. Etude comparative entre le SDAU de Casablanca de 2009 et celui de 2014 :

Le SDAU du Grand Casablanca est régi par les dispositions du dahir portant loi n°1-84-17 du 25 janvier 1984 (21 Rabia II 1404). Il couvre un périmètre qui comprend la totalité du territoire de la Wilaya du Grand Casablanca, ainsi que le territoire de la commune de Mansouria.

Casablanca et sa région occupent, depuis plus d'un siècle, une place centrale dans le développement du Maroc, aussi bien sur le plan économique que sur le plan culturel. De ce fait, son développement présente, sur les 20 années à venir, un enjeu majeur pour le pays. C'est pourquoi les acteurs se sont accordés sur une stratégie ambitieuse, visant à hisser Casablanca au rang d'une grande métropole mondiale.

Le SDAU de Casablanca voté en décembre 2009 et publié au Bulletin officiel en janvier 2010, a connu plusieurs modifications. En effet, plusieurs problèmes ont été constatés par les comités techniques locaux et centraux durant l'étude des plans d'aménagement, à savoir :

- L'importance et l'étendue des surfaces réservées à la trame verte régionale (TVR) Manque des ressources financières au niveau des communes, Ce qui rend les surfaces de la TVR difficiles à concrétiser.
- La TVR a été programmée à l'emplacement de quartiers et ensembles résidentiels existants.
- Surélévation de la superficie des zones inondables (5 796 ha).
- L'intégration de la zone littorale dans le périmètre des zones inondables et l'interdiction de toute construction sur cet espace.
- L'empiètement de zones industrielles sur celles résidentielles.

Afin de lever un à un tous ces problèmes, une étude a été réalisée pour cerner l'ensemble des anomalies et proposer des solutions. C'est sur cette base que le SDAU modificatif a été élaboré. Celui-ci présente les solutions suivantes aux anomalies précédemment citées :

- La détermination plus précise des usages de la TVR : domaines agricoles, grands espaces pour le sport et le divertissement à l'espace libre, espaces verts accompagnant les routes, promenades et jardins publics et terrains de sport...
- La restitution des ensembles résidentiels (principalement Lhraouiyyine et Lemsakna) qui se trouvaient sur la ceinture verte, ce qui ouvre la voie à leur restructuration et la régularisation de leur situation juridique.
- L'évaluation des ressources financières des communes pour s'assurer qu'ils disposent bien des moyens pour la réalisation des espaces verts. Ainsi, une superficie de 25000 ha est ouverte à l'urbanisation.
- La réduction de la superficie des zones inondables à 4 405 ha, suite à une étude faite par L'Agence du Bassin Hydraulique de Bouregreg et de la Chaouia.

Enfin, les anomalies d'empiétement ont été corrigés, tout en donnant la priorité aux ensembles résidentiels se trouvant à l'intérieur des zones destinées à l'habitat.

Finalement, L'objectif du SDAU de Casablanca consiste également à maintenir un équilibre entre l'emploi et l'habitat en organisant le développement économique autour de trois axes : l'industrie et la logistique au niveau de Mohammedia et Nouaceur, une spécialisation dans les services au niveau d'Anfa, Sidi Maârouf et Nouaceur et enfin le tourisme au niveau de Mohammedia et Dar Bouazza. A cet effet, le SDAU a ouvert 25 000 ha à l'urbanisation et organise le développement régional à l'extérieur de la couronne de Casablanca en partant des pôles périphériques dans le cadre de la trame verte régionale. (SDAU- Rapport Justificatif-Révision partielle-, 2015)

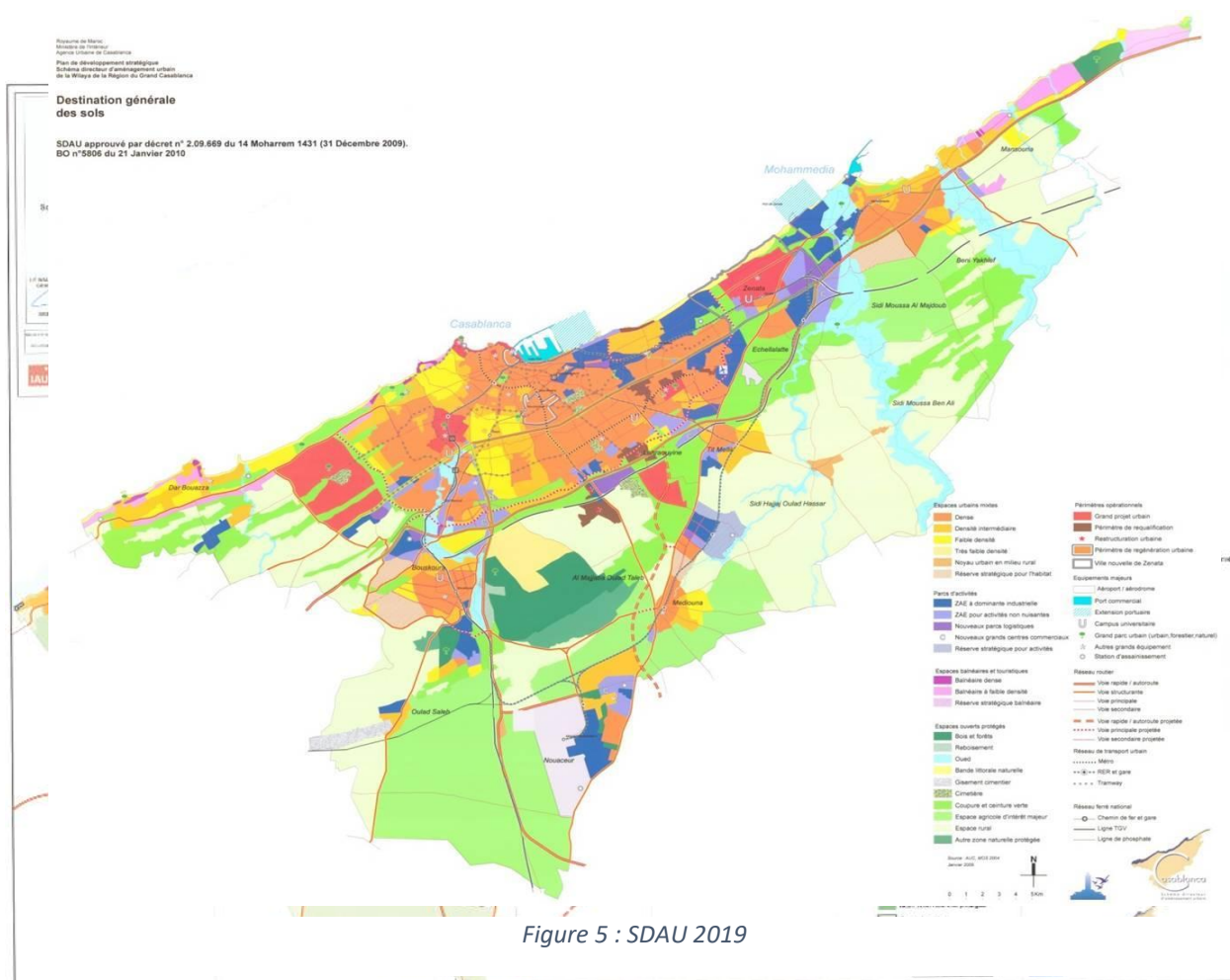


Figure 6 : SDAU Casablanca 2014

Chapitre IV : La modélisation numérique

1. EPANET :

1.1. Présentation du logiciel EPANET :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau. EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution. Et il contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes :

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.

1.2. Principes hydrauliques de calcul :

A. Les lois de base du calcul :

La loi des nœuds et la loi des mailles constituent la base du calcul hydraulique. La loi des nœuds affirme que le débit entrant dans un nœud est quoiqu'il arrive égal au débit sortant de ce nœud et ce quel que soit le nombre d'entrées et de sorties dans ce nœud. La loi des mailles dit, quant à elle, que la différence de charges ΔH (égale à la somme de la pression et de la côte au sol au point considéré) entre deux nœuds est égale à la perte de charge entre ces nœuds.

B. Le calcul des pertes de charges :

▪ Le calcul des pertes de charge linéaires :

Le calcul des pertes de charges linéaires sur le logiciel peut se faire par le biais de trois formules différentes (Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, Chezy-Manning). La formule de Hazen-Williams est fortement utilisée aux Etats-Unis et présente la particularité de n'être utilisable que pour l'eau et de n'avoir été développée à la base que pour les écoulements turbulents. La formule de Chezy-Manning est plus souvent utilisée pour les canaux à découvert et pour les grands diamètres. La formule choisie pour les calculs de Darcy Weisbach qui est

la plus utilisée en Europe et qui traite les écoulements de tout type et pour tout liquide. Les trois formules utilisent l'équation suivante pour calculer les pertes de charge dans chaque tronçon.

$$h = A \times q^B$$

Avec h la perte charge en unités de longueur, A le coefficient de résistance, q le débit et B l'exposant du débit.

Les coefficients A et B varient suivant les formules. Pour la formule de Darcy Weisbach :

$$A = 0,0827 f(\varepsilon, d, q) d^{-5} L$$

Avec L longueur en m du tronçon, d diamètre du tuyau en m, q débit en m^3/s et le ε coefficient de rugosité de la conduite en m. La rugosité correspond à la hauteur des aspérités à la surface de la paroi intérieure d'une canalisation. Plus cette rugosité est importante, plus la perte de charge croît. La rugosité, représentative de l'état intérieur d'une conduite, croît selon la nature de la canalisation (fonte plus rugueuse que le PVC) et avec l'âge de la canalisation.

▪ Le calcul des pertes de charges singulières :

Les pertes de charges singulières représentent la présence ponctuelle d'un obstacle à l'écoulement (vanne partiellement ou totalement ouverte, coude, té ou obstacle non identifié). La formule utilisée est la suivante :

$$H = \lambda \times k \times v^2 / 2g$$

Avec v vitesse de l'écoulement en m/s , le k coefficient de perte de charges singulières et g l'accélération de la pesanteur en $m.s^{-2}$. Le coefficient λ définit la nature de l'obstacle. A titre d'exemple, on affecte un coefficient de perte de charge singulière de 10 pour une vanne à boule entièrement ouverte et 2,5 pour un clapet anti-retour.

C. Les données nécessaires à la modélisation du réseau d'AEP :

▪ Les caractéristiques des tronçons

Les diamètres de conduites :

Le premier paramètre à insérer est le diamètre des conduites. Ceci ne pose pas de difficultés majeures si ce n'est qu'il faut considérer que le diamètre nominal des conduites en fonte est égal au diamètre intérieur tandis que pour les conduites en PVC le diamètre nominal est égal au diamètre extérieur. Or, le diamètre utilisé pour le calcul est le diamètre intérieur.

Les rugosités :

La deuxième caractéristique à saisir pour décrire un tronçon est le paramètre « rugosité ». La rugosité permet de refléter l'état intérieur de la conduite. Ce paramètre variant suivant l'âge, la nature de la canalisation et les sollicitations subies par les conduites, fait partie des

paramètres de calage auxquels on ne peut attribuer une valeur définitive en début de projet. Enfin, les pertes de charges singulières n'ont pas été attribuées de façon systématique à chaque singularité. En effet, il est préférable d'intégrer ces pertes de charge dans le paramètre « rugosité ».

▪ **Les caractéristiques des nœuds de demande :**

Les cotes au sol :

Afin de pouvoir connaître la pression en tout nœud, il est nécessaire de renseigner la case indiquant l'altitude ou cote au sol du nœud.

Les demandes aux nœuds :

La deuxième donnée inhérente à un nœud est la demande ou débit sortant à ce nœud. Cette donnée est influente dans le calcul hydraulique. Elle s'exprime en litres par seconde. La difficulté réside dans le fait que d'une part, il faut identifier et situer les abonnés géographiquement dans le secteur puis leur attribuer une consommation et d'autre part, il s'agit de les répartir de façon adéquate au niveau de ces nœuds.

1.3. Résultats :

Une fois la simulation réalisée, il existe plusieurs façons de visualiser les résultats. Quel que soit la simulation, nous pouvons cliquer sur un élément du nœud pour obtenir les valeurs de débit, pression ou qualité de l'eau au dernier pas de temps calculé.

Nous pouvons également visualiser l'état de chaque nœud ou de chaque tuyau à un instant donné en créant un tableau de résultats.

Enfin, dans le cas d'une simulation sur une longue durée, en sélectionnant un nœud ou un réservoir, EPANET peut tracer l'évolution d'un paramètre au cours du temps sur un graphique. (Générale des eaux, 2003)

2. Mike Urban :

2.1. Présentation du logiciel MIKE URBAN et ses fonctionnalités :

MIKE URBAN est développé par DHI Water & Environnement (Institut Hydraulique Danois). Il est intégré sous SIG et permet de modéliser les écoulements dans le réseau d'assainissement des eaux pluviales et des eaux usées et le transport solide sur les bassins versants. Le logiciel était appelé MOUSE avant l'intégration de SIG dans sa dernière version. Il est utilisé dans des études de :

- Conception d'un nouveau système d'assainissement.
- Diagnostic d'un réseau existant (zones de débordement, quantification des rejets polluants vers le milieu naturel...).
- Schémas directeurs : dimensionnement et impact de nouveaux aménagements.

Les résultats des calculs sur MIKE URBAN sont donnés sous forme de graphiques, tableaux, plans ou profils en long. On peut alors constater, d'après les variations de vitesses et des débits en différents nœuds du site, les risques de débordements et de ruissellement afin de proposer des solutions de rétention à l'amont ou renforcement à l'aval pour le réseau existant, ou optimiser les nouveaux réseaux dimensionnés.

Il possède les fonctionnalités suivantes :

Un module hydrologique : Il réalise la modélisation du ruissellement de surface (MOUSE Runoff). Il s'agit d'une transformation pluie - débit par la méthode rationnelle généralisée, la méthode du réservoir linéaire ou du double réservoir linéaire. C'est-à-dire qu'à partir de données pluviométriques et des caractéristiques des différents bassins versants composant le territoire d'étude, le modèle hydrologique permet de calculer les débits générés à l'exutoire de chaque bassin d'apport pour tout épisode pluvieux. La mise en œuvre de cette phase de modélisation nécessite donc une caractérisation précise des différents bassins d'apport.

Un module hydraulique : Il réalise la simulation des écoulements dans les réseaux (MOUSE HD) par la résolution complète des équations de Barré Saint Venant (onde dynamique), ce qui permet de prendre en compte les phénomènes transitoires ou les influences aval (retour d'eau et influence du niveau d'eau aux exutoires). A partir des caractéristiques du réseau d'assainissement et des débits d'apport injectés dans le réseau (débit de temps sec, débits ruisselés issus de la modélisation hydrologique), le logiciel calcule les caractéristiques de l'écoulement (hauteur, débit, vitesse, volume) en tout point du réseau. La modélisation hydraulique s'appuie donc sur une description fine de la structure du réseau, et de tous les types de singularités rencontrées en réseau d'assainissement : sections quelconques, chute, siphon, pompe, vanne, déversoir, pertes de charge singulières...

Un module qualité (MOUSE TRAP) : Ce module permet de modéliser le transport de sédiments et la qualité de l'eau dans les réseaux d'assainissement. Il permet d'étudier l'évolution dans le temps des paramètres suivants : MES, sédiments charriés, oxygène dissous, DBO, DCO, nitrate, NH₄, phosphore, métaux lourds et température.

2.2. Les étapes de l'analyse sur MIKE URBAN :

L'analyse en utilisant MIKE URBAN se base sur 3 étapes :

- Calcul des apports des bassins versants (modélisation hydrologique)
- Calcul des écoulements dans les conduites (modélisation hydraulique)
- Analyse des résultats et propositions des solutions et rectifications du réseau et ouvrages proposées.

Les étapes précédentes sont explicitées dans les actions suivantes :

- Description de réseau et le sens de l'écoulement.
- Modélisation hydrologique avec une pluie d'une période de retour donnée.
- Modélisation hydraulique.
- Analyse de fonctionnement de réseau.
- Propositions des solutions au problème de dysfonctionnement.
- Vérification de l'efficacité des solutions.

2.3. Construction du Modèle sous MIKE URBAN : Modélisation hydrologique :

▪ Modèles de calcul :

Les modèles disponibles dans le module hydrologique du logiciel MOUSE pour calculer la réponse hydrologique des bassins versants (transformation pluie-débit) sont les suivants :

- ✓ Modèle A : formule rationnelle généralisée
- ✓ Modèle B : modèle du réservoir non linéaire
- ✓ Modèle C : le modèle du simple réservoir linéaire C1 et le modèle du double réservoir linéaire C2

Le modèle C est le modèle le plus couramment employé pour la simulation des ruissellements en milieu urbain. Ce modèle se caractérise par les paramètres suivants :

- Pertes initiales : hauteur minimale de pluie pour que le ruissellement débute, soit 0,6 mm par défaut ;
- Coefficient d'imperméabilisation, pris égal au coefficient de ruissellement
- Coefficient de réduction, tenant compte des pertes par stockage dans les dépressions des surfaces imperméabilisées ;
- Temps de réponse, ou lag time : cette grandeur représente le décalage temporel entre l'hydrogramme de pluie et la réponse du bassin versant.

▪ Données hydrologiques : pluies de projet :

L'ensemble des hauteurs d'eau relevées pendant de nombreuses années constitue une base de données statistiques qui sont traitées et exploitées de manière à pouvoir élaborer des pluies virtuelles représentatives des phénomènes météorologiques qui peuvent se produire. Différentes méthodes existent pour construire ces pluies virtuelles ou pluies de projet. Parmi ces méthodes celles qui se basent sur l'utilisation de la formule de Montana qui relie de manière théorique l'intensité de pluie $i(t)$ recueillie au cours d'un épisode pluvieux à sa durée (t) suivant une période de retour donnée :

$$i(t) = a \cdot t^b$$

Avec :

- $i(t)$: intensité en mm/minute
- t : temps en minute
- a et b : coefficient de Montana

▪ **Données hydrologiques : caractéristiques des bassins versants**

Chaque sous bassin est décrit par :

- Surface (ha),
- Coefficient de ruissellement pondéré,
- Longueur du plus long parcours hydraulique,
- Pente le long de ce parcours,
- Son point d'injection.

2.4. Construction du Modèle sous MIKE URBAN : Modélisation hydraulique :

▪ **Modèle de calcul :**

La modélisation hydraulique consiste à calculer les caractéristiques hydrauliques de l'écoulement dans les conduites : débit, hauteur d'eau, et vitesse.

Le module HydroDynamics (HD) du logiciel MIKE URBAN sert à la modélisation des phénomènes hydrauliques. MOUSE (HD) résout la totalité des équations d'écoulement de Barré de Saint Venant (régimes permanents et non permanents).

Le programme Mouse a été développé pour simuler n'importe quel type de réseau hydraulique alternant les écoulements en charge et à surface libre, et présentant des conduites à sections ouvertes ou fermées (canaux ou conduites). Le principe de résolution s'appuie sur un schéma numérique implicite en différences finies. L'algorithme de calcul utilise un pas de temps variable qui fournit des résultats précis et valides même sur un réseau maillé. Ce schéma est applicable à des écoulements non stationnaires dans des conduites dont la taille peut varier sur le linéaire, et qui peuvent être soumises à des influences hydrauliques aval. Les régimes fluvial et torrentiel sont automatiquement intégrés aux calculs et s'adaptent aux conditions locales d'écoulement.

▪ **Les données hydrauliques :**

Le module hydraulique doit être renseigné de façon à permettre le calcul des vitesses, débits et hauteur d'eau à chaque point du réseau.

Les données nécessaires pour la modélisation hydraulique sont :

- Sections et forme des conduites, regards, collecteurs, fossé, avaloirs d'orage, bassins d'orages...
- Longueur des conduites
- Diamètre des conduites

- Pente
- Cotes terrains
- Cote des radiers
- Matériaux (rugosité)
- Caractéristiques des retenues (capacités, débits de fuite, etc...)

(DHI, 2017)

3. ArcGis :

3.1. Présentation ArcGis :

ArcGIS est un système complet qui permet de collecter, organiser, gérer, analyser, communiquer et diffuser des informations géographiques. En tant que principale plateforme de développement et d'utilisation des systèmes d'informations géographiques (SIG) au monde, ArcGIS est utilisé par des personnes du monde entier pour mettre les connaissances géographiques au service du gouvernement, des entreprises, de la science, de l'éducation et des médias. ArcGIS permet la publication des informations géographiques afin qu'elles puissent être accessibles et utilisables par quiconque.



Figure 7 : La diversité des cartes réalisées sur ArcGis (Resources Arcgis, s.d.)

Les cartes créées avec ArcGIS affichent les informations et permettent de les utiliser pour prendre en charge la requête, l'analyse, la planification et la gestion. Il s'agit d'un concept clé dans ArcGIS : Les cartes sont à la fois un produit fini du travail SIG ainsi qu'un outil utilisé dans ce travail. Une carte ArcGIS est une fenêtre interactive avec laquelle les gens peuvent visualiser, explorer, analyser et mettre à jour les informations géographiques.

3.2. Présentation d'ArcMap :

ArcMap représente les informations géographiques sous forme d'un ensemble de couches et les autres éléments sous forme d'une vue de carte. Il y a deux vues cartographiques principales dans ArcMap : le mode Données et le mode Mise en page.

- **Données ArcMap :**

La carte correspond à un bloc de données. Le bloc de données actif est présenté comme une fenêtre géographique dans laquelle les couches de la carte sont affichées et utilisées. Dans un bloc de données, on peut travailler avec les informations SIG présentées à travers les couches de la carte à l'aide de coordonnées géographiques (monde réel).

- **Mode mise en page :**

Une mise en page est un ensemble d'éléments cartographiques (tels qu'un bloc de données, un titre de carte, une barre d'échelle, une flèche vers le nord et une légende de symbole) organisés sur une page. Les mises en page sont utilisées pour composer des cartes pour l'impression ou l'exportation aux formats tels qu'Adobe PDF.

Le titre, la légende, la flèche indiquant le nord, la barre d'échelle et un bloc de données sont des exemples d'éléments cartographiques. (esri, s.d.)

4. COVADIS :

4.1. Présentation de COVADIS :

COVADIS permet de concevoir, de dimensionner et de dessiner des réseaux EU et EP (réseaux busés et fossés) en respectant les normes en vigueur, et en exploitant une bibliothèque métier complète et évolutive (ouvrages, éléments du réseau, etc.). Il permet également de réaliser l'étude hydraulique d'un site à partir du MNT (analyse des pentes, lignes d'écoulement, détection et assemblage des bassins versants, etc.).

4.2. Méthodes de calculs

COVADIS permet de dessiner et de dimensionner les réseaux EU et EP. Il propose différentes méthodes de calcul, notamment la méthode superficielle (Caquot, méthode de l'instruction technique de 77) et la méthode rationnelle (norme européenne EN 752-4).

Ce module est piloté par une barre d'outils simplifiant sa prise en main et son utilisation par des projeteurs.

- **Bibliothèques de données personnalisables**

COVADIS permet de personnaliser les paramètres de votre étude : coefficient de pluviométrie de Montana, période de retour, collecteurs, matériaux des collecteurs, coefficient de ruissellement, contraintes de calcul, géométrie de tranchée, etc.

- **Analyse et détermination automatique des bassins versants**

En phase d'analyse, COVADIS calcule automatiquement les contours des bassins versants à partir du MNT de la zone à aménager. Il détermine dynamiquement la ligne d'écoulement d'une goutte d'eau, ainsi que le sens d'écoulement de chaque face.

Pour les calculs de débits, l'utilisateur peut sélectionner la méthode rationnelle (norme européenne EN 752-4), la méthode superficielle (Caquot) ou la méthode simplifiée.

▪ **Dessin du réseau**

La création d'un réseau se fait par la saisie des tronçons et des regards. Grâce à la commande de décalage, vous pouvez dessiner rapidement des réseaux parallèles.

Si vous travaillez sur un fichier comportant déjà des poly-lignes matérialisant des canalisations, vous pouvez accélérer la saisie en utilisant la commande de conversion.

L'altitude TN de chaque regard est déterminée automatiquement à partir du MNT.

Lors de la création ou de la modification d'un réseau, COVADIS contrôle automatiquement les croisements et les hauteurs de recouvrement, tout en maintenant une interactivité entre la vue en plan et le profil en long.

▪ **Dimensionnement des collecteurs**

COVADIS calcule le coefficient de ruissellement pondéré d'un bassin versant superposé à plusieurs surfaces de coefficient de ruissellement différent.

Le logiciel réalise automatiquement l'assemblage en série ou en parallèle des bassins versants du réseau.

Concernant le dimensionnement, les diamètres des collecteurs peuvent être déterminés automatiquement selon différentes formules (Chezy-Bazin, Manning-Strickler) correspondant aux normes en vigueur.

Vous pouvez par ailleurs renseigner un diamètre « palier » à partir duquel le logiciel changera de matériau.

▪ **Dimensionnement des bassins de retenue**

Connaissant le débit de fuite et la surface totale, COVADIS calcule le volume de stockage d'un bassin de retenue selon la méthode des pluies, ou selon la méthode des volumes.

Le logiciel calcule la modélisation 3D permettant d'implanter le bassin et d'obtenir les cubatures de déblai et de remblai.

▪ **Calage altimétrique et expertise technique**

COVADIS permet d'optimiser les cotes fil d'eau des regards du réseau en respectant les contraintes de pose que vous avez fixées.

Toute modification de pente ou de profondeur réalisée au niveau d'un profil régénère automatiquement les cotations et les métrés. Lors de ces opérations de modification, COVADIS maintient une interactivité permanente entre la vue en plan, le profil en long et les métrés.

4.3. Résultats :

- **Métrés des réseaux**

COVADIS génère automatiquement les quantitatifs, les métrés et les cubatures au format Excel. Ces documents récapitulent les calculs réalisés, les données altimétriques (cotes, hauteurs de chute) et les fournitures à commander.

Un simple clic permet de produire automatiquement les pièces écrites (devis, factures, etc.) associées au projet (GEOMEDIA, s.d.).

Partie II :

Alimentation en eau

potable

Le distributeur d'eau potable a toujours le souci de couvrir les besoins des consommateurs, en quantité et qualité suffisantes. Il a aussi le souci de veiller à la bonne gestion et à la perfection de toutes les infrastructures concourant l'approvisionnement en eau.

Dans cette partie, nous présenterons les différents maillons constituant un réseau d'Alimentation en Eau Potable (A.E.P).

Chapitre I : Estimation des besoins

1. Types de demande en eau :

Au niveau du pays ou au niveau d'une agglomération urbaine ou rurale, on distingue généralement plusieurs types de demandes en eau, selon le type du consommateur :

- Consommation domestique ou humaine.
- Consommation publique ou collective (municipalité, administrations, écoles, arrosage des jardins, hôpitaux, commerce...).
- Consommation industrielle.
- Consommation touristique.
- Consommation agricole (irrigation, élevage, ...).

Ces types de consommations diffèrent de part de leurs quantités et surtout de leurs qualités nécessaires.

2. Estimation des besoins en eau :

2.1. Ratio de consommation :

L'estimation des besoins en eau est délicate, car ceux-ci peuvent varier d'une région à l'autre, cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (type d'occupation du sol, équipements sanitaires, niveau de vie de la population...). En effet, les spécialistes du domaine ont essayé d'évaluer la consommation journalière moyenne par unité de surface pour chaque type d'occupation du sol c'est ce qu'on appelle le ratio de consommation, son unité est m³/j/ha.

Les ratios de consommation utilisés par la LYDEC dans ces projets sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 1 : Ratio de consommation

Zones Plans d'aménagement	Ratios (m ³ /j/ha)	Moyenne
---------------------------	-------------------------------	---------

E2 - E2s	Habitat Economique	40	50
E3 - E3s		50	
E4 - E4s- E4s2		60	
B3	Zone urbaine mixte (logement, commerces, bureaux...)	30	40
B4		40	
B5		50	
C2 - C2s	Habitat Collectif	25	35.00
C3 - C3s		35	
C4 - C4s		45	
A5-A5s	Centralité urbaine	40	
D1	Villas économique	20	
D2	Villas moyennes	15	
D3	Villas isolées	12	
D4	Villas isolées	10	
D5	Villas isolées	10	
BT	Balnéaire et touristique	12	
BT1	Balnéaire et touristique	10	
BT2	Balnéaire et touristique	15	
BTs	Balnéaire et touristique	10	
BT2s1	Balnéaire et touristique	15	
BTs1	Balnéaire et touristique	12	
BTs2	Balnéaire et touristique	15	
BTs3	Balnéaire et touristique	18	
I	Industriel	20	
I2	Industriels 2ème et 3ème catégorie	20	
I2s1	Industriels 2ème et 3ème catégorie	20	
I3			
I8	Parc logistiques	5	
I5	Tertiaire, commercial, enseignement	10	
I5s2	Tertiaire, commercial, enseignement	10	
I5s3	Tertiaire, commercial, enseignement	10	
I5s4	Bureaux, services, commerces	15	
I5h			
CV	Ceinture verte	0	
Cim-EV	Cimetière	5	
	Zone logistique	5	

2.2. Consommation :

Pour calculer la consommation totale, on se réfère aux ratios de consommation arrêtées pour le projet et à la surface occupée par chaque zoning et en appliquant par la suite la relation :

$$consommation (m^3/j) = \sum ratio \times surface$$

2.3. Débit moyen :

Il exprime le débit moyen nécessaire pour satisfaire les besoins, son unité est le : l/s, il se calcule comme suit :

$$Q_m(l/s) = \frac{\text{consommation}(m^3/j) \times 1000}{3600 \times 24}$$

3. Coefficients de pointe :

3.1. Coefficient de Pointe journalière :

La consommation d'eau est variable en fonction du mois (la consommation est maximale en Juillet et Août), du jour de la semaine (elle est généralement maximale le Lundi) et de l'heure de la journée (elle est généralement maximale vers 12 heure du matin) (Theghlabi, 2016).

Les ouvrages de prise, de traitement et d'adduction d'eau (stations de pompage, conduites, etc.) doivent être dimensionnés pour pouvoir fournir la demande journalière maximale (la journée de pointe ou la pointe journalière), de l'année du projet. On définit alors un coefficient de pointe journalière K_1 :

$$K_1 = \frac{\text{Consommation journalière maximale}}{\text{consommation journalière moyenne}} = \frac{Q_{j,max}}{Q_{j,m}}$$

La valeur de ce coefficient K_1 est, en principe, déterminée à partir des statistiques sur la variation journalière de la consommation, sur les 365 jours de l'année. Généralement, cette valeur de K_1 varie de 1,3 à 1,6, selon le climat et les activités estivales de l'agglomération.

3.2. Coefficient de Pointe horaire :

Les ouvrages de distribution d'eau (réseau, réservoirs) doivent être dimensionnés pour fournir la demande horaire maximale (l'heure de pointe ou la pointe horaire), de la journée de pointe, de l'année du projet. On définit aussi un coefficient de pointe horaire K_2 :

$$K_2 = \frac{\text{Consommation horaire maximale}}{\text{consommation horaire moyenne}} = \frac{Q_{h,max}}{Q_{h,m}}$$

De même, la valeur du coefficient K_2 est déterminée à partir des statistiques sur la variation horaire de la consommation. Sa valeur varie de 1.5 à 3.5, selon l'importance de l'agglomération :

- Pour une Grande Ville : $K_2 = 1.5$ à 2
- Pour une Ville Moyenne : $K_2 = 2$ à 2.5
- Pour une Zone Rurale : $K_2 = 3$ à 3.5

3.3. Les pertes d'eau :

Dans un réseau d'alimentation en eau potable, les pertes d'eau sont situées à différents niveaux : la prise d'eau, la station de traitement, les stations de pompage, les réservoirs, les réseaux d'adduction et de distribution, les vannes, les joints, les compteurs, etc...

Ces pertes sont aussi de différents types : eau de lavage et de nettoyage (des filtres et des décanteurs de la station de traitement, des réservoirs), les fuites dans tous les ouvrages et en particulier dans les réseaux d'adduction et de distribution, les pertes accidentelles en cas de ruptures des conduites, vidange de conduites (en cas de travaux, remplacement de conduites ou de vannes, branchements avant, etc.).

Le volume de ces pertes d'eau dépend de : l'âge et l'état du réseau. La compétence et l'efficacité du service de maintenance du réseau (rapidité de détection des fuites, efficacité d'exécution des travaux, moyens humains, équipement en matériels adéquats, organisation, etc.).

En général, la valeur de K_3 varie de 1.2 à 1.5 :

- $K_3 = 1.2$ pour un réseau neuf ou bien entretenu.
- $K_3 = 1.25$ à 1.35 pour un réseau moyennement entretenu.
- $K_3 = 1.5$ pour un réseau vétuste ou mal entretenu.

4. Le débit de calcul des différents ouvrages du réseau :

Le débit de calcul dépend alors du type et de l'emplacement de l'ouvrage à calculer ou à dimensionner.

- Le volume d'eau annuel (V_{tot}) à prévoir au niveau de la source d'eau (ou volume capté) :

$$V_{tot} = K_3 \times 365 \times Q_{j,m} \text{ en m}^3/\text{an}$$

- Le débit de dimensionnement et/ou de calcul des ouvrages d'adduction (station de pompage, station de traitement, réservoirs, conduites d'adduction, etc.) est égal au débit journalier maximum ($Q_{j,max}$) :

$$Q_{j,max} = K_3 \times K_1 \times Q_{j,m} \text{ en m}^3/\text{j}$$

- Le débit de dimensionnement et/ou de calcul des ouvrages de distribution (station de pompage, surélévation des réservoirs, réseau de distribution) est égal au débit horaire maximum ($Q_{h,max}$) : (Theghlabi, 2016)

$$Q_{h,max} = K_3 \times K_2 \times K_1 \times Q_{j,m}/24 \text{ en m}^3/\text{h}$$

Chapitre II : Adduction des eaux

1. Types d'adduction :

L'adduction est le transfert de l'eau de la source naturelle ou de la station de traitement vers les réservoirs de distribution.

On distingue généralement deux types d'adduction :

- adduction gravitaire (écoulement à surface libre ou en charge) : quand la cote source est supérieure à la cote du réservoir.
- adduction par refoulement (écoulement en charge seulement) par pompage en utilisant une station de pompage.

L'adduction gravitaire s'effectue, soit par aqueduc, soit par conduite forcée ou en charge.

Avec des aqueducs (ou des canaux à ciel ouvert), l'écoulement est à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, il est généralement uniforme sur tout le parcours.

Avec des conduites en charge, l'écoulement est à section pleine, c'est-à-dire sous pression.

Ce mode d'adduction a les avantages suivants :

- Permet d'avoir des vitesses plus grandes que dans le cas des aqueducs
- L'eau est isolée du milieu extérieur : moins de pertes et pas de risque de pollution
- Pas de contraintes en ce qui concerne la pente de la conduite

Il est évident que, dans ces conduites en charge, la perte de charge est plus importante que dans les aqueducs (Moussa).

2. Adduction gravitaire en charge :

2.1. Charge hydraulique :

Rappelons que la charge hydraulique (en m) dans une section quelconque d'une conduite est définie par :

$$H = \alpha \frac{U^2}{2g} + \frac{P}{\rho g} + z$$

Où

- U est la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (= débit / section), en m/s
- P est la pression moyenne dans la conduite, en Pa
- g est l'accélération de la pesanteur (= 9,81 m/s²)
- z est la cote moyenne de la conduite, en m
- p est la masse volumique de l'eau (1000 Kg/m³)
- α est un coefficient dû à la non homogénéité des vitesses dans la section (1,05), nous le prendrons, dans la suite égale à 1.

Soit H1 la charge hydraulique dans la section S1 et H2 dans la section S2, le théorème de Bernoulli, pour un fluide réel, permet d'écrire :

$$H_1 = H_2 + J$$

Où J (noté aussi AH) représente la perte de charge totale entre la section S1 et S2. Ces pertes de charge sont en réalité de deux types :

- Perte de charge linéaire (ou répartie sur toute la longueur de la conduite) : due aux frottements visqueux, turbulents et contre les parois des canalisations.
- Perte de charge singulière (ou locale) : due aux diverses singularités qui peuvent être placées le long de la canalisation (Kenfaoui, 2013).

2.2. Perte de charge linéaire :

On définit la perte de charge linéaire J (en m) par l'expression universelle suivante (formule dite de Darcy-Weisbach) :

$$J = \lambda \times \frac{L \times U^2}{D \times 2g}$$

Soit une perte de charge par mètre de longueur de la conduite :

$$j = \frac{\lambda \times U^2}{D \times 2g}$$

Où L est la longueur totale de la conduite (en m) et λ est le coefficient de perte de charge. Ce coefficient est donné en fonction du nombre de Reynolds ($Re = U D / \nu$) et de la rugosité relative ks/D , ks étant la rugosité de la conduite et ν est la viscosité cinématique de l'eau (pour l'eau, $\nu : 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$).

Le coefficient de perte de charge est donné par la formule générale de Colebrook (Kenfaoui, 2013):

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{k}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right]$$

2.3. Perte de charge singulière :

Les singularités rencontrées sur les canalisations sont généralement des changements de la section de la conduite (élargissements, rétrécissements, diaphragmes, ...) ou des changements de la direction de l'écoulement (coudes, dérivations, robinets, vannes...). Ces singularités se comportent comme des "ouvrages courts" et provoquent des pertes de charges locales.

La perte de charge locale (notée ΔH) provoquée par ces singularités peut généralement se mettre sous la forme :

$$\Delta H = k \times \frac{U^2}{2g}$$

Où k est un coefficient qui dépend de la forme et des dimensions de la singularité (Kenfaoui, 2013).

3. Adduction par refoulement :

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir de distribution. Les eaux de captage (ou traitées) sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement.

3.1. Caractéristiques des pompes :

Le refoulement des eaux se fait par une station de pompage (ou usine élévatoire). Une station de pompage comporte principalement :

- La salle d'arrivée d'eau (ou bêche d'aspiration)
- La salle des commandes
- La salle des machines, comportant généralement plusieurs groupes élévatoires.

Chaque groupe élévatoire est constitué d'un moteur et d'une pompe. Le moteur, nécessaire à l'entraînement de la pompe, est généralement électrique et rarement thermique (ou diesel).

En ce qui concerne les pompes, on distingue plusieurs types selon la forme de l'énergie donnée à l'eau :

- Énergie sous forme potentielle : vis d'Archimède (utilisé dans les réseaux d'assainissement et dans les stations d'épuration), noria
- Énergie sous forme de pression : pompes volumétriques ou à piston (faibles débits)
- Énergie sous forme de vitesse : pompes axiales et centrifuges (appelées aussi turbopompes).

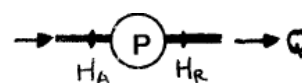
Ces turbopompes sont actuellement les plus utilisées.

Les caractéristiques hydrauliques d'une pompe sont le débit Q, la hauteur de refoulement H, la puissance absorbée Pa, le rendement η et, éventuellement, la capacité d'aspiration NPSH (Net Positive Suction Head).

▪ La hauteur de refoulement

H est la charge (en mètres de colonne d'eau) donnée à l'eau par la pompe :

$$H = H_R - H_A$$



H_A étant la charge hydraulique à l'entrée de la pompe et H_R est la charge hydraulique à la sortie de la pompe.

▪ **La puissance P_a absorbée par la pompe**

La puissance (en Joules/s ou en Watts) est égale au travail effectué par la pompe, pendant l'unité de temps, pour élever le débit d'eau Q (en m^3/s) à une hauteur de refoulement H (en m).

▪ **Le rendement de la pompe η**

Le rendement de la pompe (sans parler de celui du moteur) est égal au rapport de la puissance fournie P_f sur la puissance absorbée P_a . Le rendement η est toujours inférieur à 1, comme dans tout système de transformation d'énergie.

$$\eta = \frac{P_f}{P_a} \quad \text{avec} \quad P_f = \rho g Q H$$

Ce qui donne :

$$P_a = \rho g Q H / \eta$$

Où g est l'accélération de la pesanteur (= 9,81 m/s^2) et ρ est la masse volumique de l'eau ($\cong 1000 \text{ Kg}/m^3$)

▪ **La capacité d'aspiration NPSH**

La capacité d'aspiration disponible est la charge absolue à l'aspiration (en m) :

$$NPSH = H_A = P_{atm} - H_{ga} - J_a$$

Où P_{atm} est la pression atmosphérique (10 m), H_{ga} est la hauteur géométrique d'aspiration et J_a est la perte de charge dans la conduite d'aspiration.

On définit aussi, en fonction du débit, la condition d'apparition de la cavitation, par la mise en vitesse dans la pompe, par NPSH requis. Pour éviter que la cavitation apparaisse, il faut que l'on ait :

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

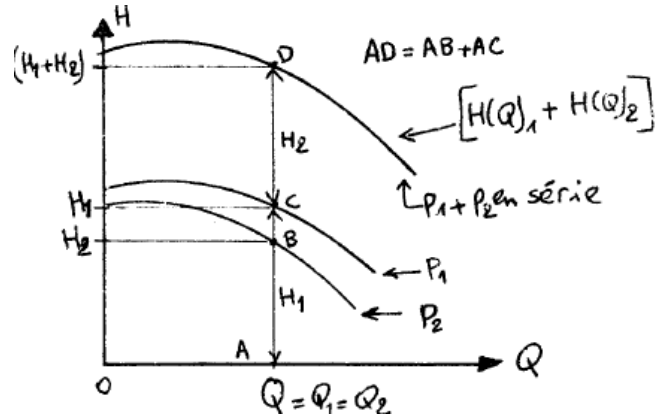
En cas de besoin, dans un réseau d'adduction, nous pouvons utiliser des pompes en série (pour augmenter la hauteur de refoulement) ou des pompes en parallèle (pour augmenter le débit) (Moussa).

3.2. Pompes en série :

Des pompes en série sont traversées par le même débit. La hauteur de refoulement totale étant la somme des hauteurs de refoulement :

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots$$

$$H_{\text{tot}} = H_1 + H_2 + H_3 + \dots$$

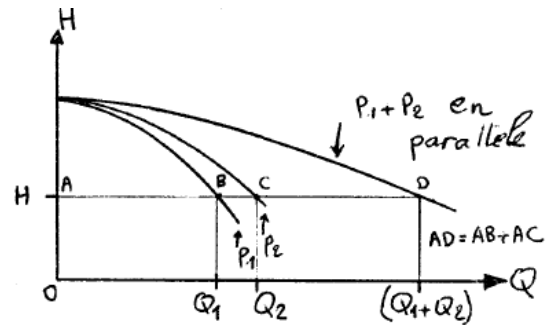


3.3. Pompes en parallèle :

Des pompes en parallèle fournissent la même hauteur de refoulement. Le débit total donné par toutes les pompes est la somme des débits :

$$H_1 = H_2 = H_3 = \dots$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots$$



4. Types de tuyaux :

Les tuyaux les plus couramment utilisés pour l'adduction sont en acier, en béton armé et en béton précontraint. En ce qui concerne les conduites de distribution, on utilise généralement des tuyaux en fonte, en amiante-ciment et en matière plastique.

Les tuyaux en plomb, en cuivre et en plastique sont utilisés en branchements et dans les installations intérieures sanitaires.

▪ Tuyaux en acier :

C'est de l'acier doux, soudable (possibilité de soudure des raccords et bifurcations). Les tuyaux peuvent être obtenus soit par laminage soit par soudage (demi-cylindres ou tôle en hélice). L'acier nécessite un revêtement intérieur (à base de bitume ou de ciment) et un revêtement extérieur (par la soie de verre noyée dans un bitume de houille : anti-corrosion).

Les tubes sont fournis en longueurs de 6 à 10 m. Les diamètres disponibles sont de 0,150 m à 1,00 m avec des épaisseurs de 3 à 9 mm. La pression de service varie de 40 à 60 bars.

▪ Tuyaux en béton précontraint :

Ces tuyaux sont, en général, précontraints dans deux sens : une précontrainte longitudinale et une précontrainte dans le sens des spires. Les longueurs de tuyaux varient de 3 à 6 m, selon les diamètres. Le plus petit diamètre de ces tuyaux est 0,400 m et le plus grand pouvant atteindre 3,00 m. La pression de service pouvant atteindre 20 bars.

▪ Tuyaux en fonte :

La fonte grise est le matériau le mieux adapté à l'établissement des conduites enterrées, par sa longévité. Les tuyaux en fonte sont très robustes, résistants à la corrosion mais fragiles.

Ensuite, la fonte ductile a été découverte (nouveau procédé de fabrication avec addition au moment de la coulée d'une très faible quantité de Magnésium), qui n'est plus fragile. Ce métal a des résistances analogues au tuyau acier.

Ces tuyaux nécessitent aussi un revêtement intérieur (à base de bitume ou de ciment) et un revêtement extérieur (par la soie de verre noyée dans un bitume de houille : anti-corrosion).

La longueur utile des tuyaux est de 6 m. Tous les diamètres sont disponibles, de 0,060 m jusqu'à 1.250 m. La pression de service varie de 40 à 60 bars. Ces tuyaux ont une rugosité (ks) de 0,1 mm.

▪ Tuyaux en matière plastique :

On distingue les tuyaux rigides et les tuyaux semi-rigides.

- Les tuyaux rigides sont en " polychlorure de vinyle non plastifié " (ou PVC). Ils sont fabriqués par longueurs de 5 à 6 m et en 3 classes de pression : 6 ; 10 et 16 bars.
- Les tuyaux semi-rigides sont en polyéthylène et se présentent sous forme de couronnes de 25,50 et 100 m de longueur. Ces tuyaux sont de plus en plus utilisés : très souples, très légers, faciles à poser, de faible rugosité.

On n'en fabrique que les petits diamètres, le diamètre intérieur maximal étant de 0,375 m (SWELIA, 2015).

▪ Polyester Renforcé en fibres de Verre :

Le Polyester renforcé de fibres de verre (PVR) est un plastique appartenant à la famille des thermodurcissables. Il ne fond pas quand on le chauffe. Il peut se mettre en œuvre à température ambiante et se présente sous la forme de deux composants liquides ou pâteux à mélanger au dernier moment. Les conduites en PRV permettent une grande facilité de pose surtout pour les gros diamètres, ce qui rend le matériau très compétitif au regard du coût global d'un projet.

Chapitre III : Distribution des eaux

1. Les réservoirs de distribution :

Les réservoirs d'eau sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter, convenablement, une agglomération en eau potable.

En principe, les réservoirs se différencient d'après leur position par rapport au sol : réservoirs enterrés et réservoirs surélevés.

Le réservoir d'eau doit être situé le plus près possible de l'agglomération à alimenter (en limite de l'agglomération).

Ceci fait que plus le réservoir s'éloigne de l'agglomération, plus la cote du plan d'eau doit être élevée (d'où une énergie de pompage plus grande).

On essaye, généralement, d'exploiter le relief à proximité de la ville pour utiliser un réservoir semi-enterré, qui sera toujours plus économique qu'un réservoir sur tour.

1.1. Altitude des réservoirs :

Un des principaux rôles du réservoir est de fournir, pendant l'heure de pointe, une pression au sol suffisante " H_{min} " en tout point du réseau de distribution (cette pression), en particulier au point le plus défavorable du réseau (le point le plus loin et/ou le plus élevé).

L'altitude du réservoir d'eau (précisément la cote de son radier) doit être calculée donc pour que, dans toute l'agglomération à alimenter, la pression soit au moins égale à H_{min} .

1.2. Volume des réservoirs :

Différentes méthodes sont utilisées pour le calcul de la capacité utile des réservoirs.

▪ Calcul forfaitaire :

On prend, forfaitairement, une capacité des réservoirs égale à :

- 100% de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans le cas d'une commune rurale.
- 50% de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans le cas d'une commune urbaine.
- 25 % de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans le cas d'une grande ville.

▪ Calcul approximatif :

Le principe généralement admis est le suivant : avoir une capacité égale à la moitié de la distribution moyenne journalière augmentée de la réserve incendie (2 lances de 60 m³/h pendant 2 heures) :

$$\text{Capacité (m}^3\text{)} = Q_m/2 + 120$$

Q_m : distribution moyenne journalière. Elle est égale à la demande moyenne en tête du réseau.

Notons que, dans ces calculs, il faut prévoir l'évolution future de la consommation et ajouter une réserve d'incendie. En effet, tout réservoir doit comporter aussi une réserve d'incendie, qui doit être disponible à tout moment. La réserve minimale à prévoir est de 120 m³ pour chaque réservoir (la motopompe de lutte contre le feu utilisée par les pompiers est de 60 m³/h et la durée approximative d'extinction d'un sinistre moyen est évaluée à 2 h).

Pour les agglomérations à haut risque d'incendie, la capacité à prévoir pour l'incendie pourrait être supérieure à 120 m³. Pour les grandes villes, le volume d'incendie est généralement négligeable par rapport au volume total des réservoirs.

Enfin, nous signalons qu'il faut répartir le volume nécessaire sur au moins deux réservoirs (ou cuves indépendantes), pour plus de sécurité dans la distribution et pour prévoir la possibilité de nettoyage des cuves.

Les volumes des réservoirs les plus utilisés sont :

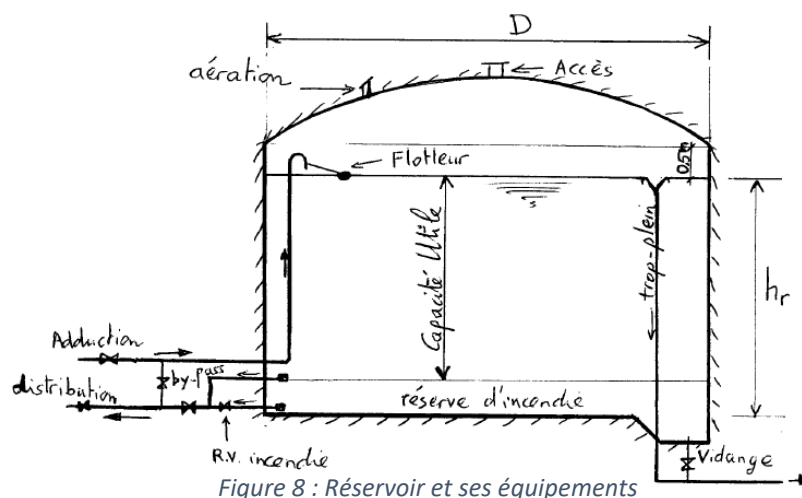
250 ; 500 ; 1000 ; 1500 ; 2000 ; 3000 ; 5000 ; 7500 ; 10000 ; 12000 ; 15000 et 20 000 m³.

1.3. Formes et types de réservoirs :

La forme des réservoirs est généralement circulaire, et est rarement carrée ou rectangulaire. En ce qui concerne le château d'eau, la forme de la cuve est aussi généralement circulaire, son aspect extérieur doit s'adapter au paysage et demande une architecture appropriée au site pour ne pas détruire l'environnement.

La hauteur d'eau (h_r) dans les réservoirs est comprise entre 3 et 6 m, et atteint, exceptionnellement, 10 m pour les grandes villes. Le diamètre du réservoir circulaire, imposé par le volume, varie de 1,5 à 2 fois la hauteur de la cuve h_r .

1.4. Quelques équipements :



Quelques équipements sont aussi à prévoir dans les réservoirs :

- Une fenêtre d'aération (entrée et sortie de l'air lors du remplissage et de la vidange),
- Un accès pour le nettoyage de la cuve, une chambre de vannes,
- Un trop-plein (évacuation de l'excédent d'eau),
- Une galerie de vidange (au fond), une fermeture par flotteur de l'alimentation,
- Un enregistreur du niveau d'eau dans le réservoir,
- Un by-pass entre adduction et distribution (utile en cas d'indisponibilité du réservoir : nettoyage, entretien, réparation...). (Theghlabi, 2016)

2. Le réducteur de pression :

Cet appareil réduit la pression de l'eau qui le traverse, et permet d'obtenir à sa sortie une valeur réglée et constante.

Installé à l'entrée du réseau d'eau (pour un pavillon comme pour un appartement) il protège toute l'installation des problèmes dus à un excès de pression : bruits dans les canalisations, coups de bélier, éclaboussures, usures prématurées des appareils électroménagers et des robinetteries.

Le réducteur de pression est un appareil totalement autonome (WATTS).

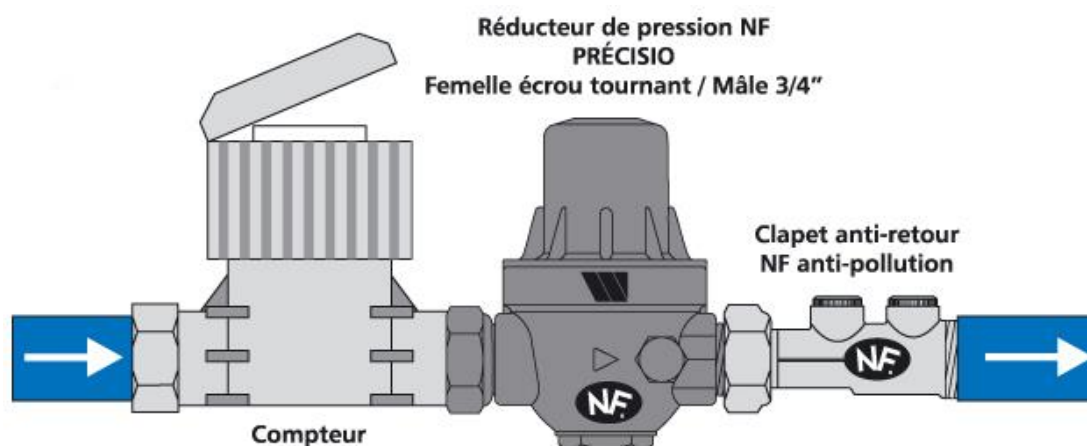


Figure 9: Réducteur de pression

3. Le surpresseur :

Le surpresseur est tout simplement une pompe, avec ou sans réservoir à vessie, qui permet d'augmenter la pression d'eau du réseau ou de la garder constante dans les canalisations en cas de trop forte demande. Le surpresseur est utile en usage domestique et remédie aux problèmes de sous-pression. Le surpresseur démarre et s'arrête seul ou plutôt, dès qu'il y a une chute ou hausse de pression grâce à un contact manométrique intégré, qui se déclenche par la pression.

3.1. Surpresseur, pompe surpresseur et groupe de surpression : les principales différences :

▪ **Le surpresseur :**

Le surpresseur a pour unique fonction d'augmenter la pression de votre réseau. Le surpresseur peut être couplé avec une pompe de surface ou une pompe immergée en cas de pompage ou installé dans le circuit de distribution après le compteur pour tout problème lié à une sous-pression. Il est le plus souvent couplé à une pompe (pompe surpresseur) pour optimiser son rendement.

▪ **La pompe surpresseur :**

La pompe surpresseur est comme son nom l'indique une pompe couplée à un surpresseur. La pompe surpresseur démarre à chaque utilisation et fonctionne en permanence lorsque le robinet est ouvert, ce qui occasionne une plus grande dépense énergétique. Pour une faible utilisation et consommation d'eau, une pompe surpresseur seule suffit mais dès l'instant que le système est souvent sollicité, le groupe surpresseur ou groupe hydrophore est à installer.

▪ **Le groupe de surpression :**

Le groupe de surpression ou groupe hydrophore est un ensemble constitué d'une pompe de surface, d'un réservoir à vessie et d'un surpresseur. L'avantage réside dans le fait que le groupe hydrophore est indépendant et que la réserve d'eau contenue dans le réservoir à vessie évite tout démarrage régulier : la pompe s'arrête automatiquement quand le réservoir à vessie est plein, ce qui permet d'avoir une réserve tampon et d'éviter que cette pompe ne démarre trop souvent.

Ainsi, plus la cuve est importante, moins la pompe se déclenche ; cette donnée impacte directement la durée de vie de la pompe ! Bien entendu, plus elle est volumineuse, plus elle est bruyante.

3.2. La pression, le débit, la HMT d'un groupe de surpression ou hydrophore :

La pression, le débit et la hauteur de refoulement sont trois données essentielles pour bien choisir le groupe de surpression ou la pompe surpresseur.

▪ **La pression**

La pression (mesurée en bars (B)) définit la force que l'eau a au refoulement en fonction de la section du tuyau de pompe. De nombreux fabricants indiquent également la pression en mCE (Mètres de Colonne d'Eau).

▪ **La hauteur de refoulement**

La hauteur de refoulement représente le dénivelé maximum autorisé entre le groupe et le point de rejet. Mesurée en mètres (m), cette caractéristique garantit que l'eau pompée arrive

bien au point d'évacuation. Souvent, les fabricants indiquent la hauteur manométrique totale (HMT). Pour la calculer, on prend la hauteur de refoulement (m) + la pression voulue au point de rejet (1 bar = 10 m) + les pertes de charge (correspond à la longueur en mètres de tuyau de refoulement).

- **Le débit**

Le débit correspond à la quantité d'eau (l ou m³) pompée et rejetée par la pompe par unité de temps (mn ou hr). Pour toute estimation que cette valeur est relative à la hauteur de refoulement. Pour un même diamètre (mm) de tuyau de pompe, plus la différence de hauteur est grande, moins vous avez de débit. Et inversement, plus les points d'aspiration et de refoulement sont proches (en termes de hauteur), plus le débit est important. (Sébastien, 2017)

4. Réseaux de distribution :

Les réseaux de distribution d'eau ont pour objectif de ramener l'eau, à partir du ou des réservoirs, jusqu'aux consommateurs (ou abonnés) : fournir le débit maximal avec une pression au sol (ou charge) minimale compatible avec la hauteur des immeubles.

4.1. Structure des réseaux :

L'eau est distribuée aux consommateurs par des réseaux de conduites locaux, à l'intérieur de la zone alimentée. Les principaux éléments d'un réseau de distribution sont : les conduites, les branchements et les pièces spéciales (coudes, raccordements, vannes, compteurs, bouches d'incendies, ...). Les conduites de distribution doivent suivre les rues de la ville et sont posées en terre, généralement, sous le trottoir.

Selon les liaisons entre les différents tronçons de distribution, on distingue généralement deux types de réseaux : réseaux ramifiés et réseaux maillés.

- **Réseau ramifié :**

La caractéristique d'un réseau ramifié est que l'eau circule, dans toute la canalisation, dans un seul sens (des conduites principales vers les conduites secondaires, vers les conduites tertiaires...). De ce fait, chaque point du réseau n'est alimenté en eau que d'un seul côté.

Ce type de réseaux présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité (en cas de rupture d'une conduite principale, tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau).

- **Réseau maillé :**

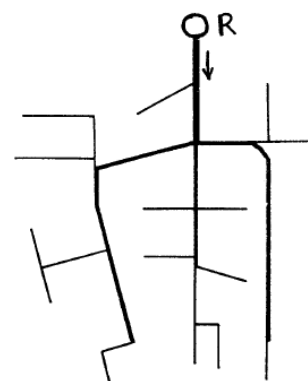


Figure 10: Réseau Ramifié

Le réseau maillé dérive du réseau ramifié par connexion des extrémités des conduites (généralement jusqu'au niveau des conduites tertiaires), permettant une alimentation de retour. Ainsi, chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs côtés.

Les petites rues sont toujours alimentées par des ramifications.

Ce type de réseaux présente les avantages suivants : plus de sécurité dans l'alimentation (en cas de rupture d'une conduite, il suffit de l'isoler et tous les abonnés situés à l'aval seront alimentés par les autres conduites) et une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau. Il est, par contre, plus coûteux et plus difficile à calculer (Theghlabi, 2016).

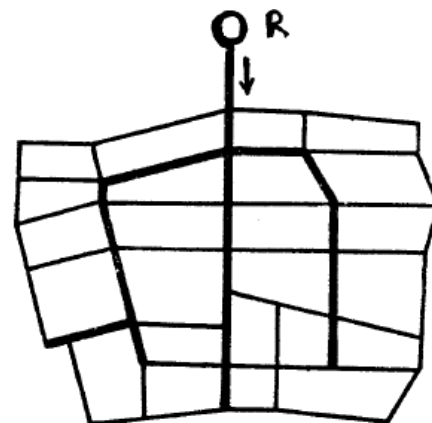


Figure 11: Réseau maillé

4.2. Hypothèses de calcul :

Les mêmes principes fondamentaux, évoqués pour les conduites d'adductions, s'appliquent aussi pour les canalisations de distribution : caractéristiques hydrauliques (pertes de charge linéaires et singulières), diamètre économique, types de tuyaux, protection contre les coups de bélier, pose des conduites et accessoires (vannes, robinets, ventouse, brise charge, pièces spéciales).

- **Débit :**

Une estimation, aussi précise que possible, doit être faite des besoins en eau de l'agglomération à alimenter. On calcule aussi le débit pendant l'heure de pointe. Les conduites de distribution devront pouvoir transiter les plus forts débits. Le calcul hydraulique des canalisations se fait donc avec le débit de pointe (pendant l'heure de pointe).

Il faut aussi vérifier le comportement du réseau de distribution en cas d'incendie (heure de pointe + incendie). Le débit d'incendie à prévoir au point le plus défavorable du réseau est de 60 m³/h (soit 17 l/s). On tient compte de plusieurs incendies en même temps dans le cas d'une grande ville ou d'une agglomération à haut risque d'incendie.

- **Choix du diamètre :**

Dans les tronçons sur lesquels il est prévu l'installation de bouches d'incendie, le diamètre minimal sera de 0,100 mètre. On utilise rarement le diamètre 0,080 mètre.

La vitesse de l'eau dans le diamètre choisi d'un tronçon de distribution quelconque sera entre 0,30 et 2 m/s. Les vitesses inférieures à 0,30 m/s favorisent le dépôt solide dans les canalisations. Les vitesses supérieures à 2 m/s risquent de favoriser les fuites et les coups de bélier, et de créer les cavitations et les bruits.

En cas d'incendie, généralement, on accepte des vitesses atteignant 2,50 m/s.

▪ **Pression :**

Le réseau doit satisfaire les conditions de pression suivantes :

1) Une charge minimale de 3 m doit être prévue sur les orifices de puisage (robinets) les plus élevés, et de 5 m pour un chauffe-eau à gaz.

2) En vue de la bonne tenue des canalisations et des joints (limitation des fuites et des bruits), il faut éviter des pressions supérieures à 60 m. Si, néanmoins, de telles pressions devaient se manifester, il faudrait prévoir soit des réducteurs de pression sur le réseau (brise charge) soit une distribution étagée.

Ainsi, le réseau doit être calculé pour fournir les pressions au sol suivantes, selon la hauteur des immeubles (en mètres d'eau) :

- Habitat à R.D.C. : 12 mètres.
- Habitat à 2 niveaux : 16 mètres.
- Habitat à 3 niveaux : 20 mètres.
- Habitat à 4 niveaux : 24 mètres.

Pour les immeubles plus élevés, leurs propriétaires se trouvent obligés d'installer, dans les sous-sols, des groupes surpresseurs.

Les canalisations équipées de bouches d'incendie devront pouvoir fournir, en cas d'incendie, une pression minimale au sol de 10 m, en tout point du réseau de distribution. (Moussa)

4.3. Principes de calcul :

L'objectif du calcul d'un réseau de distribution est la détermination des paramètres géométriques et hydrauliques des canalisations formant le réseau de distribution c'est-à-dire le diamètre D (m), le gradient de la perte de charge J , la vitesse de l'écoulement v (m/s) en fonction d'une répartition arbitraire des débits Q (m³/s) puis la vérification de la pression au sol au niveau de chaque nœud. Ce calcul ne peut se faire qu'après avoir évalué les différents débits susceptibles d'être évacués par chaque tronçon et cela après avoir estimé les différents besoins en eau de l'agglomération urbaine (population, industrie, équipements, etc...). Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé : une telle boucle s'appelle une « maille ». Ce système qui présente de nombreux avantages par rapport au réseau ramifié s'adapte très bien au plan des agglomérations urbaines.

D'après sa définition, il est aisé de comprendre qu'un réseau maillé présente une indétermination sur les grandeurs et les signes, donc sur les sens des débits et des pertes de charge dans chaque tronçon. Plusieurs auteurs ont cherché à résoudre le problème et les

méthodes utilisées reposent toutes sur le principe d'équilibre des débits en chaque nœud et sur le principe d'équilibre des pertes de charge le long de chaque maille. Ces deux principes ne sont autres que la traduction des lois de Kirchhoff utilisées en électricité. C'est le Professeur Hardy-Cross de l'Université d'Illinois (USA) qui a proposé en 1936 une méthode de calcul des réseaux maillés par approximations successives cette méthode reste valable et applicable de nos jours et porte le nom de méthode de Hardy Cross.

▪ **Principe de calcul d'un réseau maillé par la méthode de Hardy-Cros**

Dans un réseau maillé, le sens de circulation de l'eau dans une canalisation ne peut être déterminé avec exactitude du premier coup. La répartition des débits dans les canalisations ne peut être évaluée que d'après des hypothèses, en tenant compte du fait que, pour assurer une circulation normale, il doit y avoir égalité des pressions au point de rencontre de deux courants. Le calcul d'un réseau maillé est assuré par l'utilisation de la méthode de Hardy-cross basée sur des approximations successives et qui repose sur deux lois, la loi des mailles et la loi des nœuds.

✓ **Loi des nœuds**

Pour chaque nœud, la somme des débits qui y entrent est égale à la somme des débits qui en sortent.

✓ **Loi des mailles ou loi de la conservation de la charge**

Le long d'un parcours fermé et orienté, la somme algébrique des pertes de charge est nulle (figure xx). Pour chaque maille, on se fixera une répartition arbitraire des débits ainsi qu'un sens d'écoulement, tout en respectant la première loi. Le problème revient à résoudre le système d'équations suivant :

Pour chaque nœud : $Q \text{ sortant} - Q \text{ entrant} = 0$ (1)

Le long d'un contour fermé et orienté : $\sum \Delta H_{t,i}$ (2)

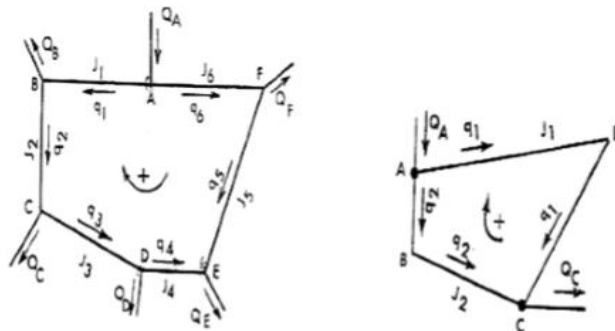


Figure 12 : principe de la méthode de Hardy-Cross

$\Delta H_{t,i}$ Étant la perte de charge totale le long d'un tronçon i (m).

Considérons une maille quelconque d'un réseau maillé constitué de p tronçons. Dans chaque tronçon de la maille, on se donne a priori les débits Q_1, Q_2, \dots, Q_n , de façon à respecter

le principe d'équilibre des débits. Soit ΔH_t la perte de charge totale dans un tronçon quelconque de la maille. Elle est reliée au débit Q qui y passe par la formule :

$$\Delta H_t = r Q_i^2 \quad (3)$$

Avec r : Résistance de la conduite

Le principe d'équilibre des pertes de charge se traduit par :

$$\sum \Delta H_t = \sum r Q_i^2 = 0 \quad (4)$$

Le symbole \sum représente la somme algébrique de toutes les pertes de charge dans une maille formée par des tronçons véhiculant chacun le débit Q_i . Le débit supposé Q' diffère du débit réel à l'équilibre Q d'une quantité Δq , qui représente la correction à apporter au débit arbitraire Q' pour satisfaire au principe d'équilibre des pertes de charge. D'où l'équation :

$$Q = Q' + \Delta q \quad (5)$$

Δq étant exprimé en valeur algébrique.

L'application de la formule (4) donne alors :

$$\sum \Delta H_t = \sum r Q_i^2 = \sum r (Q'_i + \Delta q)^2 = 0 \quad (6)$$

Or Δq est supposé petit par rapport à Q' , donc on peut dans le développement de la formule. Δq est supposé petit par rapport à Q' , donc on peut dans le développement de la formule (06), négliger les infiniment petits et on a :

$$\Delta q = \frac{\sum \Delta H_i}{2 \sum \frac{\Delta H_i}{Q_i}} \quad (7)$$

La correction Δq ainsi calculée est ajoutée algébriquement à chacun des débits initialement choisis Q' , de façon à obtenir une meilleure répartition des débits dans la maille considérée. Compte tenu du principe de l'équilibre des débits en chaque nœud, on calcule les nouveaux débits approchés Q' dans les tronçons d'une des mailles contiguës à la précédente et sur laquelle on effectue le même calcul. On procède ainsi successivement sur les différentes mailles du réseau de manière à serrer de plus en plus près l'équilibre des pertes de charge dans chacune des mailles, tout en vérifiant après chaque calcul, si le principe de l'équilibre des débits est établi en chaque nœud. La méthode de Hardy-Cross, méthode itérative, peut donc être facilement informatisée. Parmi les programmes utilisés actuellement (Faast, Loop, Epanet, WaterCad) et sont basés sur cette méthode, dans ces programmes la connaissance du coefficient de William-Hazen est indispensable. (Kheliel, 2015)

5. Les accessoires :

Il entre sous la dénomination d'accessoire toute pièce montée sur le réseau des conduites : les coudes, les tés, les vannes...Ceux-ci sont généralement identifiés par deux éléments : le DN et la PN.

▪ **Les vannes de sectionnement :**

Appelées aussi robinet-vanne, elles servent à isoler les différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux, en tournant une vis qui abaisse ou élève verticalement, une sorte de lentille.

Son symbole est : RV DN X

X étant le diamètre nominal de la vanne



Figure 13: vanne de sectionnement

▪ **Les manchettes de traversée :**

C'est un accessoire en fonte qui a comme rôle de supporter le poids du béton formant le mur du regard et de protéger la conduite en plastique lors de la traversée de ce mur. Son symbole est : MT DN X

X étant le diamètre nominal de la manchette

▪ **Les raccords à brides major :**

C'est un organe monté avant l'entrée et après la sortie de chaque regard, il s'attache à la conduite en plastique pour lui permettre de se lier aux accessoires en fonte.

Son symbole s'écrit comme : RBM DN X/Y Avec : X est le diamètre nominal avant le BRM Et : Y est le diamètre nominal après le RBM.



Figure 15: raccord à brides major

▪ **Les coudes :**

Ce sont des accessoires de déviation de la direction de circulation des eaux, ils existent en différents angles.

▪ **Le cône de réduction à brides :**

Ce sont des organes de raccordements en cas de changement de diamètre, du grand au petit et inversement.

Son symbole est CRB DN X/Y.

Avec : X est le diamètre nominal d'entrée au cône.

Et : Y est le diamètre nominal de sortie du cône.



Figure 16 : cône de réduction à brides

- **La plaque pleine :**

C'est un bouchon qu'on monte à l'extrémité d'une conduite antenne pour arrêter la circulation des eaux.

Dans les tuyaux attachés à ces plaques on aura souvent une stagnation des eaux, c'est ce qui nous mène à les éviter chaque fois qu'il est possible.



Figure 17 : plaque pleine

- **Les Tés :**

Accessoire en forme de "T" utilisé pour les raccordements des Canalisations secondaires aux canalisations principales, son symbole est : Té DN X/Y.

Avec : X est le DN de la conduite principale.

Y est le DN de la conduite secondaire.



Figure 18 : Té

- **Le poteau d'incendie :**

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés, selon les normes de la LYDEC au minimum à des conduites de DN 110 et doivent avoir un rayon d'influence de 200 m chacune. Leur débit de service de 17 l/s n'est pas introduit dans les calculs des besoins en eau, puisqu'il s'agit seulement d'une demande occasionnelle et les risques d'incendie sont vraiment négligeables. Mais en cas de déclaration d'un incendie, on recourt à fermer tout le réseau et limiter l'alimentation seulement aux bouches d'incendie. (Les accessoires d'eau potable, 2017)

6. Les ouvrages annexes :

Il s'agit d'ouvrages assurant le fonctionnement performant du réseau.

- **Regard de vidange :**

C'est une sorte de vanne associée à une conduite versant dans un regard maçonné, monté sur le réseau dans les points les plus bas.

Ils servent à vidanger les conduites, et sont constituées d'une canalisation piquée sur le réseau et aboutissant à un regard maçonné qui sera le siège provisoire des eaux de vidange.

Le point de piquage doit être au-dessous de la conduite du réseau pour garantir le non remonté de l'eau.

- **Regard de la ventouse :**

La ventouse est appareil mis en place aux points les plus hauts, et qui sert à évacuer l'air emprisonné dans les tuyaux pour contourner les pannes dévastatrices liées à l'air comprimé. Cet appareil peut aussi injecter de l'air dans les conduites lors de la séance de vidange dans le but d'éviter toute déformation des tuyaux. (Theghlabi, 2016)

7. Modulation de pression :

La modulation de pression est un ensemble de techniques ayant pour objectif d'optimiser la gestion de la pression dans les réseaux de distribution d'eau potable en fonction d'un contexte donné. La modulation de pression consiste donc à installer à l'entrée d'un secteur une vanne de régulation hydraulique à pilote asservie à un modèle de consommation. L'objectif est de fournir au consommateur, à tout moment de la journée, la pression minimale compatible avec une bonne qualité de service. Il s'agit de la méthode de gestion la plus avantageuse car elle prend en compte toutes les heures creuses de consommation. (LYDEC)

8. Sectorisation :

8.1. Principe :

Le réseau est découpé en secteurs qui sont alimentés par un nombre très limité de points d'entrée.

Chaque point d'entrée est équipé d'un appareil de mesure permettant de quantifier les débits. L'appareil de mesure peut être provisoire (sonde à insertion par exemple) ou permanent (compteur électromagnétique ou mécanique).

Sur chaque secteur, on établit un bilan (débit minimum nocturne en l/s ou bien volume journalier en m³/j).

A partir de ce bilan, on procède à une analyse en se posant les questions suivantes :

- Le volume journalier présente-t-il une augmentation anormale ?
- Quelle est la différence par rapport aux valeurs habituelles et à quel rendement cela correspond ?
- A quel rendement correspond le débit minimum nocturne ?
- Dois-je entreprendre une action de recherche ?
- Ce secteur est-il prioritaire ?

En cas d'analyse à partir du débit minimum nocturne, on notera bien la nécessité de différencier entre les consommations nocturnes (certains industriels par exemple) et le débit correspondant à des fuites. On procédera dans ce cas à une estimation de la consommation nocturne, ou à une mesure sur les compteurs des principaux industriels.

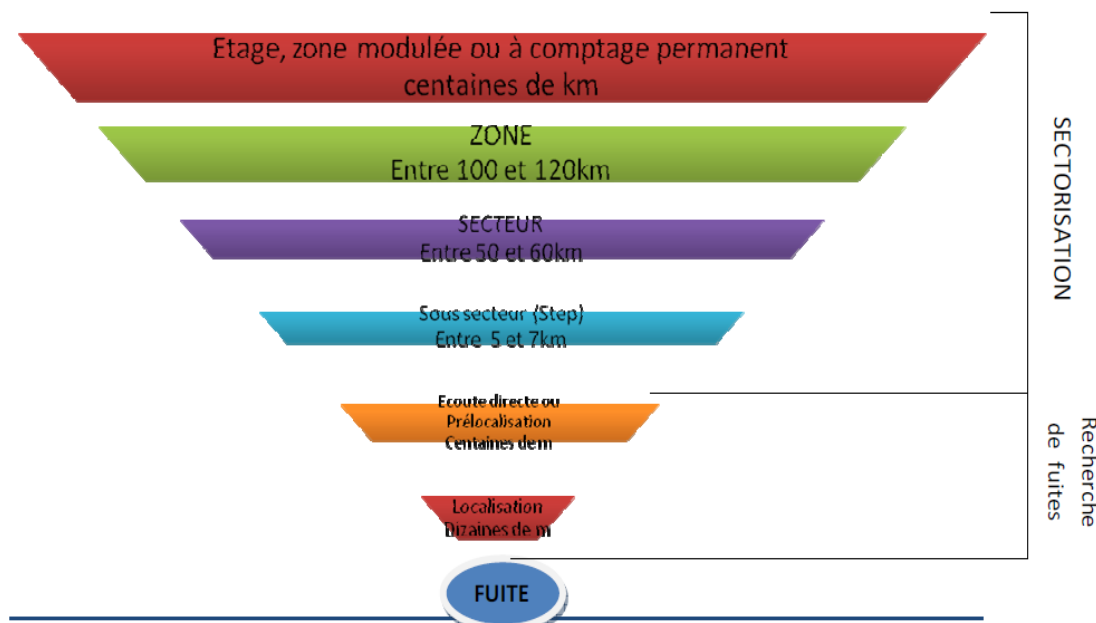


Figure 19 : Schéma expliquant la sectorisation

8.2. Comment définir les secteurs :

La définition d'un secteur est l'étape la plus importante d'une sectorisation : il s'agit de trouver une dimension qui soit suffisamment faible pour donner des informations précises, mais également assez vaste pour limiter le nombre de secteurs nécessaires pour couvrir une zone donnée (entre 50 & 60 kilomètres).

Pour effectuer le découpage d'un secteur, on suit les critères ci-après :

- ✓ Profiter des secteurs déjà délimités par la structure du réseau : Zones isolées, zones dont les points d'alimentation sont limités.
- ✓ Définir des secteurs en minimisant le nombre de manipulation de vanne.

Bien analyser les contraintes en matière de qualité de service, de lutte contre l'incendie ou les risques de baisse de pression que cela va entraîner.

La délimitation des secteurs se fait en tenant compte des mises en distribution, des étages de pression, de la densité des abonnés...

8.3. Points forts de la sectorisation :

- Recherche de fuites ciblées grâce à la répartition des débits nocturnes.
- Motivation des détecteurs de fuites.
- Optimisation du temps d'intervention de la détection.
- Quantification des volumes économisés, après réparation des fuites.
- Suivi de l'évolution des volumes distribués et du débit nocturne par zone.

- Création de base de données permettant d'établir des seuils d'alertes (débit de référence) pour le déclenchement d'une recherche de fuites.
- Résolution rapide des problèmes.

8.4. Problèmes rencontrés :

- Mise à jour des plans : maillages, manque de tracé de réseau, ...
- Non Accessibilité des vannes : asphaltées, tube allonge bouché, ...
- Des vannes fermées, supposées restées ouvertes.

On notera que, pour un bon suivi des zones déjà tracées, il faut être informé sur toutes modifications sur le réseau (nouveau maillage, suppression de conduite, ...).

8.5. L'utilité de la Sectorisation :

Dans le cas d'un réseau à kilométrage important, entre le début et la fin de la détection systématique, de nouvelles fuites peuvent apparaître, cela ne permet pas toujours de quantifier le volume d'eau économisé après réparation des fuites localisées. Cette méthode de travail amène parfois à intervenir sur des réseaux non fuyards.

Actuellement, en plus de la recherche systématique, on procède également à une recherche de fuite ciblée, grâce à la sectorisation du réseau et à l'analyse des mesures de débits minima de nuit. Cette méthode permet en effet de cibler précisément les zones prioritaires et fait éviter les interventions dans les zones saines.

A l'issue de la campagne de recherche de fuites dans un secteur, et après réparation, une nouvelle mesure de débit minimum de nuit permet de contrôler le taux de pertes en litres par seconde et par kilomètre. Il sera alors possible, en fonction des résultats, de quantifier précisément le volume d'eau économisé ou de reprogrammer une auscultation dans la zone. Cette opération peut se répéter jusqu'à obtenir un niveau de pertes acceptable. (LYDEC, 2016)

Partie III :

Assainissement

Chapitre I : Réseau d'assainissement

Chaque réseau d'assainissement liquide est composé de collecteurs principaux et secondaires assurant l'évacuation rapide des effluents urbains. Ces collecteurs se situent sous les voies publiques. Ils suivent donc l'ensemble des rues qu'elles desservent (les eaux se déversent dans les égouts gravitairement sans pression notable c.-à-d. un écoulement libre). Ces réseaux sont généralement de type ramifié.

1. Choix entre système d'assainissement :

Pour choisir un système d'assainissement à adopter pour une agglomération, il faut tenir compte de :

- Considérations techniques et locales (topographie, précipitation, voiries, répartitions des habitants).
- Projections urbanistiques du centre (P.O.S : plan d'occupation des sols).
- Considérations d'ordre économiques (dépenses de la collectivité).
- Considérations du conseil de la commune,

Ainsi, on distingue entre les trois systèmes d'assainissement les plus connus :

1.1. Système séparatif :

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

C'est un système auquel on a recours pour les petites et moyennes agglomérations. Ce système est choisi dans le cas des extensions à réaliser dans l'agglomération (nouveaux quartiers).

La collecte séparative des EU domestiques nécessite des collecteurs à sections réduite car l'effluent à transiter est généralement faible.

Dans le cas où les eaux pluviales pourraient être évacuées rapidement dans le milieu naturel, le système séparatif est préférable.

Le système séparatif présente les avantages suivants :

- Convenable dans le cas où la population serait dispersée et au cas où les EP pourraient être évacuées par voie superficielle.
- Il permet d'éviter le recours à des postes de pompage de grandes capacités.
- Il permet d'évacuer rapidement et efficacement les eaux les plus polluées.
- Pour la station de traitement, on lui assure un fonctionnement régulier.

1.2. Système unitaire :

Il est appelé aussi « tout à l'égout ». L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un unique réseau, généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet d'une partie des eaux, par surverse, directement dans le milieu naturel.

Ce système est préférable au premier dans le cas où :

- La rivière ou le cours d'eau est éloigné des points de collecte.
- L'agglomération donne des pentes faibles ce qui impose de grosses sections de collecteurs.
- La proportion des surfaces imperméabilisées est très élevée et leurs pentes sont fortes, ce qui augmente les vitesses d'écoulement des EP et impose des ouvrages importants visitables, où il est possible d'ajouter les EU domestiques sans dépenses supplémentaires.

En conclusion, si l'agglomération est habitée par une population relativement dense, avec une topographie assez marquée ; le système unitaire est recommandé.

1.3. Système pseudo-séparatif :

Le système pseudo-séparatif représente un compromis entre les systèmes unitaire et séparatif ayant pour but d'évacuer aussi les eaux pluviales provenant des domiciles. Les eaux pluviales y sont divisées en deux parties :

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

Ce système est intéressant lorsque les surfaces imperméabilisées collectives (voiries, parking, etc....) représentent une superficie importante avec de fortes pentes. Il constitue alors une alternative au réseau séparatif, en réduisant le nombre de branchements par immeuble à un. Dans le système pseudo séparatif, seule une partie du ruissellement des cours et des toits est raccordé avec les eaux usées. (ASMLAL, 2016)

2. Estimation des débits à évacuer :

Toute étude d'un réseau d'assainissement liquide nécessite à l'étape initiale la détermination des débits d'eaux pluviales ou d'eaux usées à évacuer.

2.1. Débits des eaux pluviales :

Les méthodes la plus utilisées pour la détermination des débits pluviaux sont la méthode rationnelle et la méthode dite « superficielle » de Caquot. Elles permettent de calculer en un certain nombre de points du réseau des débits maximaux pour un orage donné. Cependant, des formules empiriques existent aussi.

a. Formules empiriques :

Ces formules ont des applications très limitées.

- Formule de Burkli-Ziegler (Allemagne 1980) :

$$Q = K_1 * A^{0.75} * I * S^{0.25}$$

Avec :

- Q : débit des points en pieds cube/ seconde (0.0283 m³/s)
 - K₁ : Coefficient = 0.2 en zone rurale
= 0.75 en zone urbaine
 - A : Surface drainée en âcres (0.405 ha)
 - I : Intensité moyenne de pluie en pouces/h (25.4 mm/h) I varie de 1 à 3
 - S : pente moyenne du bassin en millième.
- Formule de Fuller (U.S.A 1914) : (ASMLAL, 2016)

$$Q = K_2 * A^{0.8} * (1 + b \text{Log}T) * (1 + 2A^{-0.3})$$

Avec :

- K₂ : Coefficient variant de 25 à 200 suivant la nature des bassins
- b : varie de 0.8 à 4.5 suivant les conditions climatiques régionales saisons
- T : période de retour adoptée

b. La méthode rationnelle :

Cette méthode est fondée sur le concept du temps de concentration tc du bassin versant en amont du point où s'effectue le calcul.

Elle admet les trois hypothèses suivantes :

- le débit de pointe ne peut être observé que si l'averse a une durée au moins égale au temps de concentration. A ce moment-là, en effet, la totalité du bassin contribue à la formation de la pointe du débit.

- le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne maximale de l'averse estimée avec un intervalle de temps égal au temps de concentration : $i_{max} = a * t^b$; a et b coefficient de Montana.

-le coefficient de ruissellement est constant sur tout le bassin.

L'équation de la méthode rationnelle : $Q = C * i_{max} * \frac{A}{360}$

Avec :

- Q : le débit évacué en m³/s.
- A : la surface du bassin versant en ha
- i_{max} : l'intensité maximale en mm/h.
- C : le coefficient de ruissellement.

✓ Le temps de concentration :

Le temps de concentration est souvent décomposé en deux termes : tc=ts+tr, Avec ts le temps de ruissellement en surface et tr le temps de l'écoulement dans le réseau amont.

Plusieurs relations empiriques sont proposées pour calculer ts, la plus utilisée est celle de Terstriep (ASMLAL, 2016):

$$t_s = 1.92 \times L^{0.32} \times i_m^{-0.64} \times I^{-0.45}$$

Avec :

- L : longueur du bassin versant (m)
- im : intensité moyenne (mm/h)
- I : pente moyenne du bassin versant (%)
- tr : est calculé selon les caractéristiques du réseau et le débit à calculer par itérations successives.

✓ Le coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement est estimé soit par des valeurs empiriques en fonction de la typologie de l'occupation des sols, soit par des formules intégrant les caractéristiques de bassin. Les formules les plus utilisés sont :

- Relation de Schaake, Geyer et Knapp : C=0.14+0.65*IMP+0.05I
- Relation de Sogreah : C=0.1+0.65IMP+0.015I

Avec :

- IMP : le coefficient d'imperméabilisation.
- I : la pente du bassin versant.

Les avantages et les inconvénients de la méthode rationnelle :

L'inconvénient majeur de la méthode rationnelle réside dans l'estimation souvent laborieuse des temps de concentration. De plus cette méthode ne tient pas compte de la distribution spatiale des précipitations (variations de l'intensité) et surtout de l'effet de stockage de l'eau dans le bassin versant.

L'avantage majeur est que son équation est simple et ne nécessite pas beaucoup de données d'entrée. (ASMLAL, 2016)

c. Méthode superficielle de Caquot :

Cette méthode est fondée sur la conservation des volumes mis en jeu dans le ruissellement. Elle a ensuite été améliorée par le groupe de travail chargé d'élaborer les instructions techniques relatives aux réseaux d'assainissement des agglomérations de 1977 en France, notamment par M. Desbordes de l'université de Montpellier.

Le débit de Caquot est estimé pour une période de retour choisie, la période de retour choisie dans notre étude est 10 ans, cette valeur est fixée par la Lydec pour le dimensionnement de son réseau.

La formule générale de la méthode de Caquot est de la forme (ASMLAL, 2016):

$$Q_p = K * I^x * C^y * A^z ; Q_c = m * Q_p$$

Avec :

- Q_p : Débit de pointe en m^3/s
- K : Coefficient numérique
- I : Pente moyenne en m/m
- A : Superficie du bassin drainé en ha
- C : Coefficient d'imperméabilisation
- x, y, z : Exposants fonction du site
- m : coefficient correcteur
- Q_c : débit de pointe corrigé en m^3/s

✓ Le coefficient correcteur :

Le terme $m = \left(\frac{4A}{L^2}\right)^t$ est un coefficient correcteur qu'on affecte à la formule si le coefficient d'allongement du bassin versant est différent de 2. Le coefficient d'allongement s'exprime par la formule suivante : $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$

Avec

- L : Longueur du plus long parcours hydraulique (en hm)
- A : Surface du bassin versant (en ha)

✓ Calcul des coefficients numériques :

a et b sont les coefficients de Montana calculés pour une période de retour T :

$$x = \frac{-0.41 * b}{1 + 0.287 * b} ; y = \frac{1}{1 + 0.287 * b} ; z = \frac{0.507 * b + 0.95}{1 + 0.287 * b}$$

$$K = \left(\frac{a * 0.5^b}{6.6}\right)^y ; t = \frac{-0.42 * b}{1 - b * f}$$

Définition des divers paramètres du modèle de Caquot :

✓ Pente de réseau I :

Le bassin versant qui l'objet de l'étude est divisé en sous bassins élémentaires ayant chacun une superficie A_i , la pente moyenne du bassin versant est évaluée sur la base des pentes élémentaires mesurées sur chaque tronçon du réseau :

$$I_{moy} = \left[\frac{\sum Li}{\sum \frac{Li}{\sqrt{I_i}}} \right]^2$$

Avec :

- L_i : longueur du tronçon
- L : $\sum Li$ Le plus long cheminement hydraulique
- l_i : pente du tronçon i
- I_{moy} : est la pente moyenne qui exprime le temps d'écoulement le long de ce cheminement le plus hydrauliquement éloigné de l'exutoire du sous bassin.

✓ Coefficient de ruissellement : C

Le coefficient de ruissellement est pris égal au taux d'imperméabilisation du bassin :

$$C = \frac{\sum A_{i_{imp}}}{\sum A_i}$$

Avec :

- $A_{i_{imp}}$: surface imperméabilisée
- $\sum A_i$: surface totale du bassin considéré
 - Domaine de validité du modèle Caquot :

Les conditions d'utilisation de la méthode de Caquot sont :

- Surface du bassin versant $A \leq 200$ ha
- La pente $0.002 \leq I \leq 0.05$
- Le coefficient de ruissellement $0.2 \leq C \leq 1$
- Le coefficient d'assemblage $M \geq 0.8$

(ASMLAL, 2016)

d. Assemblage des bassins versant élémentaires :

L'assemblage des BV élémentaires consiste à évaluer le débit effectif de chaque BV élémentaire, en tenant compte des débits dus aux autres BVs qui lui sont contigus ou situés l'amont du bassin considéré. Cet assemblage permet de connaître les valeurs de débits aux différents points de rejet.

On opère à partir des bassins de tête, en descendant l'aval, en tenant compte des paramètres équivalents suivants :

	Aeq	Ceq	leq	Meq
Assemblage en série	$\sum A_i$	$\frac{\sum C_i * A_i}{\sum A_i}$	$\left[\frac{\sum L_i}{\sum \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right]^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
Assemblage en parallèle	$\sum A_i$	$\frac{\sum C_i * A_i}{\sum A_i}$	$\frac{\sum Q_{pi} * I_i}{\sum Q_{pi}}$	$\frac{L(Q_{pimax})}{\sqrt{\sum A_i}}$

Lors de l'assemblage des deux bassins en parallèles, le débit résultant de l'assemblage doit s'inscrire entre les limites suivantes (ASMLAL, 2016): $Q_{pmax} \leq Q_{p//} \leq \sum Q_{pi}$

2.2. Débit des eaux usées :

a. Calcul des débits moyens d'eaux usées :

Les débits d'eaux usées ont été calculé en tenant compte d'un coefficient de restitution de 80%.

Les débits moyens d'eaux usées s'expriment donc de la façon suivante :

$$Q_{mEU} = 0.8 * \text{Consommation AEP}$$

b. Pise en compte d'apports d'eaux parasites :

Par temps sec, les débits s'écoulant dans un système unitaire ou séparatif eaux usées comprennent inévitablement une part d'eaux claires parasites permanentes (ECPP), provenant essentiellement d'infiltrations d'eaux souterraines, et parfois de fuites du réseau d'eau potable.

Dans les zones d'extension ; en faisant l'hypothèse que le réseau futur (in-site et hors-site) sera réalisé conformément aux règles de l'art, et donc que son étanchéité sera satisfaisante, un taux d'eaux parasites de 20% a été pris en compte pour le dimensionnement des ouvrages.

Le débit moyen de temps sec à prendre en compte est donc le suivant :

$$Q_{mTS} = Q_{mEU} + Q_{ECPP}$$

$$\text{Avec : } TECPP = Q_{ECPP}/Q_{mTS} = 20 \%$$

$$\text{et } Q_{ECPP} = TECPP * Q_{mEU} / (1 - TECPP)$$

$$\text{d'où : } Q_{mTS} = Q_{mEU} + TECPP * Q_{mEU} / (1 - TECPP)$$

- Calcul des débits de pointe d'eaux usées :

Conformément aux critères appliqués par LYDEC, le coefficient de pointe horaire Cph a été calculé de la façon suivante :

$$C_{ph} = 1.8 * \frac{2}{\sqrt{1.2 * Q_{mEU} \text{ en l/s}}}$$

Un coefficient de pointe annuel Cpa de 1.2 a par ailleurs été pris en compte.

En considérant constant le débit d'eaux parasites, le débit de pointe de temps sec se calcule alors de la façon suivante (ASMLAL, 2016):

$$Q_{pTS} = C_{ph} * C_{pa} * Q_{mEU} + Q_{ECPP}$$

3. Dimensionnement et conception des ouvrages et réseaux d'assainissements :

3.1. Conception des canalisations :

a. Section et diamètre des collecteurs EU et EP :

Les diamètres théoriques des collecteurs sont calculés par la formule de Manning Strickler, qui s'écrit pour les conduites circulaires :

$$Q = K * R_h^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}} * S$$

Avec :

Q : Débit en m³/s

S : Section pleine en m²

R_h : Rayon hydraulique en m

I : Pente en m/m

K : Coefficient de Manning Strickler. Il dépend du matériau de la conduite et de son âge. Il est pris égal à :

- 75 pour les conduites en béton.

- 100 pour les conduites en PVC ou en PEHD

La vitesse dans les conduites :

La vitesse de l'effluent dans le collecteur sera évaluée par la formule suivante :

$$V = K * R_h^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}}$$

La vitesse d'écoulement est limitée entre une vitesse minimale V_{min}=0.3 m/s et une vitesse maximale V_{max}=4 m/s pour les considérations suivantes :

- Vitesse trop élevée entraîne les dégradations des parois par abrasion.

- Vitesse trop faible occasionne la production des dépôts, qui avec le temps encombrant la section, entraînant des charges d'entretien et de curage.

b. Conditions d'auto-curage :

Les conditions d'auto-curage permettent de concevoir des réseaux auto cureurs en limitant la vitesse minimale appelée vitesse d'auto-curage. Ces conditions seront satisfaites pour les trois conditions suivantes :

- VPS : Vitesse a pleine section >0.70 m/s
- $V \ 1/2 \ S$: Vitesse a demi-section > 0.70 m/s
- $V \ 2/10 \ S$: Vitesse aux 2/10 du diamètre >0.30 m/s pour le réseau des EU.

c. Caractéristiques techniques :

i. Les diamètres : Les diamètres minimaux adoptés pour les collecteurs sont :

- DN300 pour les eaux usées ;
- DN400 pour les eaux pluviales ;

ii. Formes des canalisations :

Les canalisations envisagées sont de type circulaire.

iii. Calage des collecteurs :

Le calage altimétrique des collecteurs est une étape importante pour le dimensionnement des collecteurs, il nous permet d'estimer la pente optimale pour chaque tronçon. Pour se faire, l'outil COVADIS est utilisé, il donne la possibilité de faire le calage manuellement ou automatiquement en s'appuyant sur une bibliothèque de métier qui contient toutes les normes qu'on doit respecter lors du calage. Lors du calage des collecteurs d'assainissement principaux, les contraintes et les exigences techniques énumérées ci-après sont à satisfaire :

- Respecter une pente minimale de 0,3 % pour les collecteurs des eaux pluviales et une pente minimale de 0,5 % pour les collecteurs des eaux usées afin de répondre aux conditions d'auto-curage des réseaux d'assainissement.
- Les regards seront implantés dans les singularités suivantes :
 - ✓ Changement de direction ou de pente de collecteurs ;
 - ✓ Changement de diamètre de collecteurs ;
 - ✓ Changement de cote radier de collecteurs ;
 - ✓ Intersection de collecteurs ;
 - ✓ Au droit des chutes (approfondissement de collecteur).
- Les collecteurs seront projetés à une profondeur minimale de 1.45m (sauf exception justifiée) au-dessus de la génératrice supérieure par rapport au niveau de la chaussée afin d'éviter d'une part les surcharges roulantes, et d'autre part les encombrements avec les autres réseaux (eau potable, électrification, téléphone...).
- Les collecteurs des eaux usées se trouvent en dessous des collecteurs des eaux pluviales avec une Pr minimale de 2.25 m.

iv. Pose des conduites :

La distance minimale horizontale d'une canalisation d'assainissement par rapport à un câble, une conduite d'eau potable et/ou une autre canalisation EP/EU devra être de 0.40 m. - l'ensemble des critères de pose sont présentés ci-dessous (ASMLAL, 2016) :

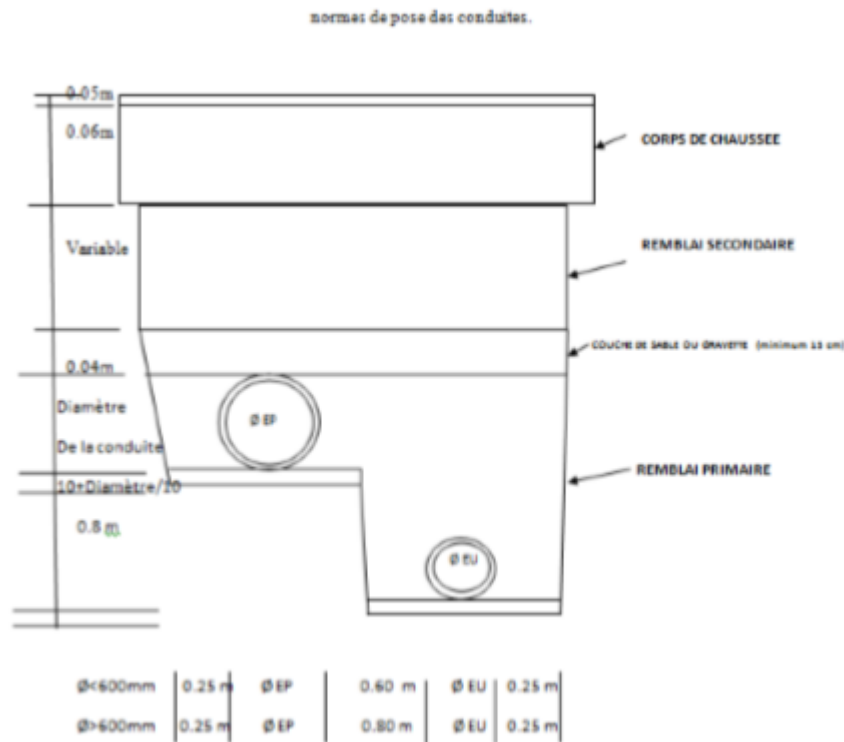


Figure 20: schéma de pose des conduites

3.2. Dimensionnement des bassins de stockage :

Les bassins de stockage d'eaux pluviales ont été dimensionnés à l'aide de la méthode dite des pluies, qui se traduit par la formule suivante (LYDEC):

$$V = 10 * \left(\frac{b * qf}{1 - b} \right) * \left(\frac{qf}{a * (1 - b)} \right)^{-\frac{1}{b}} * Simp$$

Avec :

- a et b : coefficients de Montana correspondant à la période de retour prise en considération, notons que b > 0
- Simp : Surface imperméabilisée du bassin versant en hectares
- Qf : débit de fuite
- qf = Qf/Simp exprimé en mm/min (généralement 1 l/s/ha)

3.3. Conception des stations de pompage :

Les postes de refoulement ont pour objet de faire franchir aux eaux un point haut de leur parcours, tandis que les postes de relèvement se limitent à élever le niveau des eaux sur place en vue de leur déversement dans une bêche. La conception des stations de relevage et de pompage dépend notamment de la hauteur manométrique, le débit et la nature du terrain en place.

a. Débit des stations de pompages EP :

Les stations de pompage des eaux pluviales servent généralement à la vidange des bassins d'orage, car les bassins d'orage se trouvent dans des points bas, donc il est nécessaire de pomper le débit de fuite vers le point haut. Les dispositifs de vidange (canalisations gravitaires, pompes et canalisations de refoulement) ont été dimensionnés pour un débit double du débit de fuite maximal accepté en période de pluie, soit 2 l/s/ha. Et si la station de pompage reçoit un autre débit d'une station de pompage en amont, la station de pompage est dimensionnée pour la somme des débits des deux : débit de fuite + l'apport de l'amont.

b. Débit des stations de pompage EU :

Le calcul du débit reçu par la station de pompage est la somme du débit refoulé par la station amont et le débit de pointe généré par le bassin dans lequel elle se trouve. Cette somme de débit augmente la valeur de débit à refouler, donc il faut éviter d'implanter plusieurs stations de pompage en série.

c. Diamètre économique de la conduite de refoulement et de la HMT :

Deux éléments principaux entrent en considération lors de l'analyse économique :

- L'investissement : Le prix de canalisation, y compris le transport, la pose, le terrassement...
- Les frais d'exploitation et de maintenance.

L'investissement des conduites augmente avec le diamètre mais le prix de la pompe et les frais d'exploitation diminuent avec le diamètre (à cause des faibles pertes d'énergie), donc un compromis technico-économique doit exister.

La puissance absorbée par le moteur (P_{am}) est proportionnelle à la hauteur manométrique totale HMT, avec :

$$HMT = H_g + J_a + J_r$$

H_g : Hauteur géométrique : la différence entre cote radier de la bêche et la cote radier du regard d'arrivée.

J_a : Perte de charge d'aspiration

Jr : Perte de charge de refoulement Les pertes de charge linéaire dans la conduite de refoulement Jr sont déterminées par la formule universelle de Darcy-Weisbach:

$$J_r = \frac{\lambda * V^2}{2g} * \frac{L}{D}$$

- V : Vitesse d'écoulement (m/s)
- D : Diamètre de la conduite (m)
- g : Accélération de la pesanteur (9.81m/ s2)
- L : la longueur de la conduite.
- λ : Coefficient adimensionnel calculé à partir de la formule de Colebrook-white :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{\varepsilon/D}{3.7} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right)$$

- Re : Nombre de Reynolds
- $\varepsilon = 0,1$ mm : Coefficient de rugosité

Pour L donné J est inversement proportionnel au D. Alors Pam et HMT sont aussi inversement proportionnelles au D ; Cela engendre des frais d'exploitation (énergie) pour un grand diamètre inférieur aux frais d'exploitation (énergie) pour un diamètre inférieur. Donc si on choisit un grand diamètre, le prix Pc de la conduite sera élevé mais les pertes Jr seront réduites et donc la puissance du groupe sera faible : On économisera donc sur le prix Pe de l'électricité et le prix Pg du groupe. Et si on adopte un petit diamètre, Pc sera plus petit mais Pg et Pe seront plus élevés. Donc l'optimum économique correspondant à un diamètre optimal résultant du compromis entre les deux tendances suivantes :

- Les frais d'amortissement (Ia) qui augmentent avec le diamètre.
- Les frais d'exploitation (Ie) qui diminuent avec le diamètre par suite de la diminution des pertes de charge.

L'optimum est obtenu pour $I_t = I_a + I_e$ minimum. Avec ce principe, le diamètre économique De des conduites de refoulement et la hauteur manométrique HMT de chaque station de pompage sont déterminés. (Etude sectorielle d'assainissement des eaux pluviales et des eaux usées de la commune LAHRAOUIYINE, 2017)

4. Détermination des caractéristiques mécaniques des canalisations :

Type de matériau pour les canalisations d'assainissement :

Les matériaux utilisés pour les canalisations en assainissement sont :

- Béton :

Les canalisations en béton constituent la majeure partie du patrimoine du réseau d'assainissement. Elles sont rigides et peuvent, suivant la classe de résistance adoptée, reprendre des efforts importants liés aux remblais et aux charges roulantes. Il existe 4 types de canalisations en béton : les canalisations en béton armé (d'usage le plus courant), les canalisations en béton non armé, les canalisations en béton fibré et les canalisations en béton âme-tôle.

- Fonte :

Les canalisations en fonte ductile sont résistantes et peu influencées par le sol environnant, elles peuvent donc être utilisées dans des conditions de contraintes difficiles (terrains instables, peu porteur, forte charge ...)

- Le PRV :

Le PRV est un matériau fabriqué à partir de fibre de verre + résine polyester (liant) et silice (sable-adjuvant). Ce matériau est utilisable, entre autres, pour des travaux de réhabilitation (tubage, coque ou cunette) et s'adapte à la forme de l'ouvrage à réhabiliter. (SWELIA, 2015)

- Le PVC :

Les tuyaux PVC sont fabriqués à partir de particules de Polychlorure de vinyle mélangées avec divers produits puis chauffées avant d'être extrudées en continu dans une filière qui donne la forme cylindrique. Le PVC est composé de 43% d'éthylène et de 57% de chlore qui provient d'une source minérale inépuisable : le sel. Ils sont alors coupés en longueur de 4 mètres pour les tuyaux bâtiment et 6 mètres pour les tuyaux assainissement.

- Le PEHD :

Les polyéthylènes PEHD sont des plastiques semi-cristalins. Les polyéthylènes présente une structure moléculaire simple. Les segments CH₂ sont alignés selon une disposition simple. La longueur des chaînes détermine principalement les propriétés du polyéthylène. Le matériau PE-HD se distingue par une résistance élevée pour une bonne rigidité, ainsi que par une transformation sans complication. La plage de température d'utilisation va de -50°C à +80°C. Le PE-HD possède une bonne résistance chimique et une grande résistance au fendillement par contrainte envers de nombreux fluides organiques et inorganiques.

Tableau comparatif des caractéristiques dimensionnelles :

Tableau 2 : comparatif des caractéristiques dimensionnelles

Type de matériau	Diamètre Nominal	Diamètre Nominal min en mm	Diamètre Nominal max en mm	Longueurs de tuyaux en m
Béton armé	Intérieur	300 / 200 (norme)	3200 - 3500 (norme)	2,4-3-3,6m
Béton non armé	Intérieur	150	800	2,4m
Béton fibré	Intérieur	300 /150 (norme)	1200 - 1600 (norme)	2.4m
Béton âme tôle (TMM)	Intérieur	400	2000	Suivant diamètre
Fonte	Intérieur	80	2000	3 -5,5-6-7- 8,15m
PEHD annelé	Intérieur	140	1200	3-6m
PEHD lisse	Extérieur	110	2500 (norme)	6-10m
PP lisse	Extérieur	110	630 - 1600 (norme)	3-6m
PP annelé	Intérieur	160	630	6m
PRV (série A)	Intérieur	100	3000	3-5-6-10-12 ou 18m
PRV (série B)	Extérieur	100	1000	3-5-6-10-12 ou 18m

5. Critères de conception et de choix :

a. Compatibilité avec les contraintes extérieures :

Les caractéristiques des effluents doivent être prise en compte dans le choix du matériau :

La température maximale des effluents transportés est fixée par la norme NF EN 476, elle est de 45°C pour les tuyaux de diamètre nominal DN < 200 et de 35°C pour les tuyaux de diamètre nominal DN >200.

Les eaux résiduaires varient en débit et en concentration de façon très large tout au long de la journée, mais doivent rester dans un domaine de traitement garanti.

Les eaux usées peuvent véhiculer des particules solides susceptibles d'entraîner une érosion des ouvrages les transportant. Pour cela, les ouvrages transportant ces effluents doivent être constitués de matériaux résistant à l'abrasion.

b. Contraintes mécaniques :

Plusieurs actions externes aux réseaux peuvent endommagées les canalisations. Le plus fréquent de ces risques géotechniques est le tassement du sol environnant. En effet, dès que les tassements sont importants il y a risque de tassements différentiels, et donc pour la canalisation, risque de déboitements avec pertes d'étanchéité, contre-pentes, fissuration,

déformation, rupture. On peut également être confronté à des glissements de terrains, qui entraînent avec eux les canalisations.

c. Résistance des matériaux :

✓ Résistance mécanique :

La détermination des caractéristiques mécaniques d'un tuyau gravitaire est fonction des charges qu'il doit supporter. Le comportement des canalisations sous l'effet des charges liées aux remblais ainsi qu'aux charges roulantes est différent selon le type de matériau de la canalisation.

✓ Rigidité annulaire :

La rigidité annulaire spécifique (ras) traduit la capacité d'une canalisation à résister à une déformation annulaire.

Pour prendre en compte le "vieillissement" de certains matériaux (tous les matériaux à l'exception du grès et de la fonte) on distingue :

- rasi = rigidité annulaire instantanée - rasv = rigidité annulaire différée (vieillie). Ces critères permettent d'apprécier le comportement à court et long terme.

✓ Critères d'ovalisation :

Les tuyaux à comportement flexibles sont soumis à des phénomènes d'ovalisation dont les tolérances sont fixées par les normes. (Etude sectorielle d'assainissement des eaux pluviales et des eaux usées de la commune LAHRAOUIYINE, 2017)

Chapitre II : Techniques alternatives d'assainissement

1. Assainissement pluvial :

1.1. Les Fossés et les Noues :

Une noue est une dépression du sol peu profonde avec un profil présentant des rives à pentes douces accueillant les eaux par canalisation ou par ruissellement et assurant la rétention, l'infiltration, l'écoulement, l'évacuation et/ou des eaux pluviales vers un exutoire (puits, bassin, réseau de collecte).

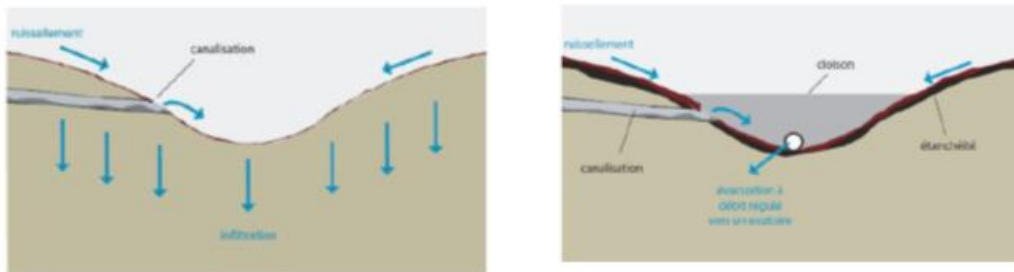


Figure 21 : Fossé et Noue

Lorsqu'elles sont utilisées pour l'infiltration, les noues sont plus appropriées car la surface de contact est plus grande.

Lorsqu'elles sont utilisées pour l'écoulement, une attention particulière devra leur être accordée pour éviter les risques de contamination de la nappe, en gardant un écart minimal de 2 m entre la base de l'ouvrage et le niveau de la nappe souterraine.

La surface de la noue peut être aménagée en espace vert. Les plantes qui peuvent être utilisées sont de type semi-aquatique (massettes, roseaux, iris, etc.). Elles peuvent contribuer à la dégradation des polluants des eaux de ruissellement.

1.2. Les Puits d'infiltration :

Le puits d'infiltration est un dispositif de plusieurs mètres de profondeur, voire plusieurs dizaines de mètres, collectant les eaux pluviales soit directement par ruissellement, soit par des drains ou collecteurs.

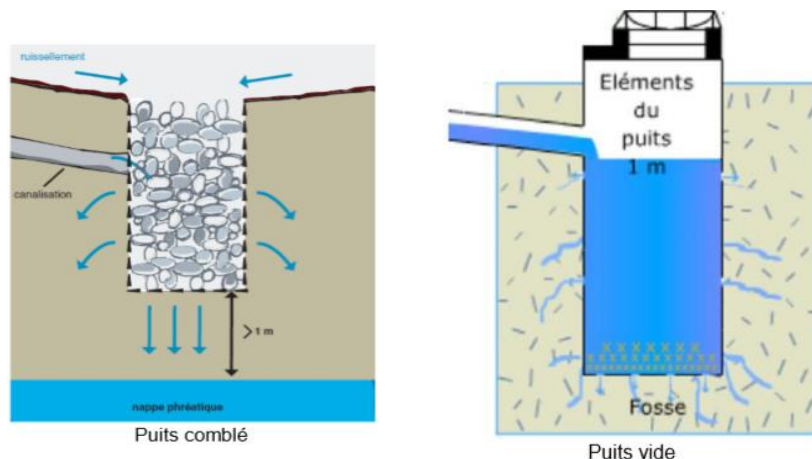


Figure 22 : puits d'infiltration

Le puits d'infiltration n'admet que des eaux déjà prétraitées ou ruisselant sur des surfaces plus ou moins propres (ex : toitures). Il peut être vide ou rempli de matériaux de couche filtrante (galets ou structures alvéolaires).

L'on a recours au puits d'infiltration lorsque la couche superficielle du sol est peu perméable et que la pédologie du sous-sol permet une infiltration satisfaisante. Les conditions suivantes sont à observer :

- Surface drainée inférieure à 1 ha ;
- Perméabilité des couches géologiques sous-jacentes comprise entre 10⁻⁵ et 10⁻² m/s.
- Distance minimale de 3 m entre la structure et des arbres pour éviter la dégradation de l'ouvrage par le système racinaire et de 5 m avec les bâtiments.

1.3. Les Bassins de rétention :

Ce bassin est un ouvrage de stockage des eaux pluviales ruisselant sur des surfaces non perméables (lotissements, zone industrielle, ...) afin de protéger les infrastructures en aval. Il peut à ciel ouvert sous forme d'excavations naturelles ou artificielles, avec ou sans digues ou enterré.

Lorsqu'il s'agit de bassin de rétention, le fond du bassin doit être étanchéifié par une géomembrane, du béton ou un enrobé.

La mise en place de ce bassin permet différentes fonctions hydrauliques :

- Ecrêter des débits de pointe ;
- Interceptor des eaux pluviales strictes ou des eaux unitaires ;
- Être alimentés systématiquement, en étant placés à l'exutoire d'un réseau ou n'être alimentés par surverses qu'en cas de saturation du réseau, en étant en dérivation ;

- Restituer les eaux (à débit contrôlé et après l'averse) vers le réseau principal. Dans ce type de bassins, l'aspect paysager doit être considéré dès la conception du projet. Il peut être confié à des spécialistes qui pourront, en plus de l'aspect esthétique, choisir les espèces qui peuvent être introduites et qui pourront cohabiter. Il pourra aussi prévoir un programme d'entretien qu'il faudra suivre pour que le nouveau milieu "naturel" fonctionne normalement.



Figure 23: Bassin de rétention

1.4. Les Bassins enterrés en béton armé :

Les bassins enterrés en béton armé sont adaptés pour la gestion des eaux pluviales des centres urbains et périurbains tels que les lotissements, les parkings ou les voiries.

Les bassins enterrés en béton armé sont des ouvrages pouvant être situés sous



Figure 24 : Bassin enterré en béton armé

espace vert, sous voirie légère ou lourde, selon la structure employée.

Les bassins enterrés sont alimentés par les eaux pluviales d'un réseau de type séparatif.

1.5. L'utilisation des pneumatiques usagés entiers :

Il est possible d'utiliser des pneumatiques de voitures ou de poids lourds. Après le terrassement effectué, ils sont empilés manuellement. L'indice de vide peut alors atteindre

la valeur intéressante de 0,75 ce qui en fait un matériau performant pour ce type d'utilisation. De plus, il est possible en fonction de l'épaisseur et de la nature des couches de remblai que l'on met en place au-dessus, de faire passer des voies de circulation qui peuvent être empruntées par des camions.



Figure 25: L'utilisation des pneumatiques usagés entiers

1.6. L'utilisation des pneumatiques usagés broyés :

Le principe d'utilisation est le même que pour les éléments entiers, mais lors de la mise en place, les morceaux de 10 cm par 15 cm environ sont versés en vrac dans le terrassement qui a été creusé auparavant.

Il est aussi possible de les placer en dessous d'une voie de circulation. Pour cela il faut compacter le broyat avec un rouleau compresseur par couche afin d'éviter des tassements ultérieurs. Ce problème a moins d'impact lorsqu'il s'agit d'un espace vert, car entre le temps de mise en place du bassin et le moment où l'aménagement de la zone sera terminé, les éventuels tassements pourront être comblés sans que cela ne crée de problèmes. Dans ce cas, l'indice de vide obtenu après compactage se situe autour de 0,50.

1.7. L'utilisation des structures alvéolaires :



Figure 26 : pneumatiques usagés broyés

On peut utiliser des matériaux à structure alvéolaire qui sont fabriqués spécialement pour être utilisés dans le stockage d'eau.

Cette structure se présente sous la forme de blocs rectangulaires en matière plastique. Les alvéoles ont souvent une forme hexagonale, placées verticalement les unes à côté des autres. L'objectif de ces structures est d'augmenter le coefficient de vide. On peut atteindre la valeur de 0,95.

Le principal inconvénient de cette méthode est le coût des éléments qui est beaucoup plus élevé.

Cependant cette dépense pour les éléments est à comparer au surcoût engendré par le volume de terrassement plus important qu'il faut faire quand on utilise les autres matériaux. Cette méthode peut donc apparaître utile et même parfois obligatoire lorsqu'il faut stocker de grands volumes sur des espaces réduits. Ce système est lui aussi utilisable



Figure 27 : L'utilisation des structures alvéolaires

sous des voies de circulation, il faut simplement respecter les épaisseurs de remblai à apporter pour protéger la structure. (LEKHLIF, 2017)

2. Assainissement des eaux usées

L'Assainissement sous vide :

Un réseau d'assainissement sous vide est un système de collecte d'eaux usées qui se compose de deux parties ayant des fonctions distinctes :

- Le tronçon gravitaire traditionnel (2), depuis le domicile de l'utilisateur jusqu'au regard de transfert (1) où est située la valve de transfert.
- Le réseau étanche en dépression ou "sous vide" (4), depuis le regard de transfert jusqu'à la centrale de vide (5) où sont situées les pompes à vide et les pompes de refoulement.

La dépression existante entre les deux parties crée la force motrice qui assure le transfert rapide des effluents. La transition entre la partie sous vide et la partie gravitaire est assurée par les valves de transfert qui fonctionnent uniquement par le force du vide. (ASSAINISSEMENT ET ÉVACUATION SOUS-VIDE, s.d.)

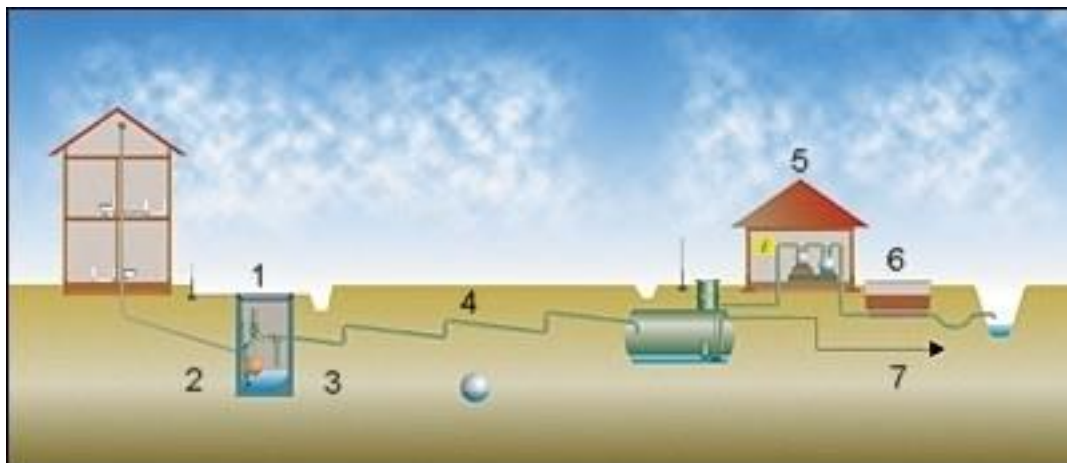


Figure 28 : schéma explicatif de l'assainissement sous vide

Cette technique est utilisée quand le système gravitaire coûte cher ou est impossible à construire :

- Terrain plat / Villages étendus, zones résidentielles, touristiques, industrielles et commerciales, ports, marinas
- Nappe phréatique élevée ou Sous-sol rocheux ou sableux
- Zones écologiquement sensibles ou Zones inondables.

Avantages :

- Système étanche : pas d'exfiltration, pas d'odeur
- Pas de trou d'homme ; pas rebut dans les conduites
- Pas de sédimentation grâce à la vitesse d'écoulement importante ; pas de blocage
- Système flexible ; facile à adapter aux profils durant la phase de construction
- Une seule station de vide, pas de nécessité de station de relevage
- Pas de connexion électrique en dehors de la station de vide
- Conduites à faible diamètre (d90 to d250) ; HDPE (SDR11) ou PVC (PN10)
- Tranchées étroites à faible profondeur (économie des coûts).

Partie VI : Etude Sectorielle d'alimentation en eau potable

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Ouled Azzouz

1. Situation géographique de la commune :

La commune rurale de Ouled Azzouz se situe à l'ouest de la ville de Casablanca et s'étale sur une superficie de 76,2 km² selon le dernier découpage administratif (approuvé en Octobre 2008).

Elle est délimitée par :

- La municipalité de Dar Bouazza au Nord ;
- La commune urbaine de Casablanca au nord-est ;
- La Municipalité de Bouskoura au sud-est ;
- La province de Berrechid à l'ouest et au Sud. (Rapport justificatif des plans d'aménagement - PROVINCE DE NOUACEUR - PLAN D'AMENAGEMENT DE LA COMMUNE RURALE OULED AZZOUZ, s.d.)

2. Situation démographique de la commune :

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat de l'année 2014, La population de la zone d'Ouled Azzouz est passée de 26103 en 2004 à 40372 personnes en 2014, soit un taux d'accroissement annuel moyen de 4,46%. Au cours de la même période, l'effectif des ménages a presque doublé en passant de 5213 à 9165 ménages, soit un taux d'accroissement annuel moyen de 5.80%. (Rapport justificatif des plans d'aménagement - PROVINCE DE NOUACEUR - PLAN D'AMENAGEMENT DE LA COMMUNE RURALE OULED AZZOUZ, s.d.)

	2004		2014		TAAM (2004-2014) en %	
	Population	Ménages	Population	Ménages	Population	Ménages
Province: Nouaceur	182 145	38 673	333 604	76 711	6,24	7,09
<i>Bouskoura (Mun.)</i>	<i>60 483</i>	<i>12 924</i>	<i>103 026</i>	<i>23 319</i>	<i>5,47</i>	<i>6,08</i>
<i>Dar Bouazza (Mun.)</i>	<i>67 066</i>	<i>15 217</i>	<i>151 373</i>	<i>35 998</i>	<i>8,48</i>	<i>8,99</i>
<i>Nouaceur (Mun.)</i>	<i>16 910</i>	<i>3 159</i>	<i>23 802</i>	<i>4 913</i>	<i>3,48</i>	<i>4,52</i>
<i>C.R. Ouled Azzouz</i>	<i>26 103</i>	<i>5 213</i>	<i>40 372</i>	<i>9 165</i>	<i>4,46</i>	<i>5,80</i>
<i>C.R. Oulad Salah</i>	<i>11 583</i>	<i>2 160</i>	<i>15 031</i>	<i>3 316</i>	<i>2,64</i>	<i>4,38</i>
Région: Grand Casablanca	3 631 061	762 242	4 270 750	1 032 576	1,64	3,08
<i>Poids de la Province de Nouaceur dans la région du Grand Casablanca (en %)</i>	<i>5,02</i>	<i>5,07</i>	<i>7,81</i>	<i>7,43</i>	-	-

Figure 29: Evolution de l'effectif de la population et des ménages par commune dans la province de Nouaceur

3. Climat de la zone :

La préfecture de Nouaceur bénéficie d'un climat tempéré chaud. A Nouaceur, les précipitations sont plus importantes en hiver qu'en été. La classification de Köppen-Geiger est de type Csa. En moyenne la température à Nouaceur est de 17.4 °C. La moyenne des précipitations annuelles atteints 392 mm. (Climat: Nouaceur, s.d.)

4. Orientations du schéma directeur d'aménagement :

En ce qui concerne la commune rurale de Ouled Azzouz, le Schéma Directeur d'Aménagement a prévu une superficie de 825ha à ouvrir à l'urbanisation dont 150 ha en zone urbaine de densité intermédiaire et 280ha en zone balnéaire de faible densité.

Le Schéma Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme organise le territoire de la Commune Rurale de Ouled Azzouz en trois principales séquences, une bande balnéaire au sud de Tamaris le long de la route d'Azemmour, 1 centre urbain qui comprend la zone industrielle existante et une zone d'habitat de densité intermédiaire ; enfin une zone d'activité économique à vocation de logistique au sud de la route d'El Jadida et constituant la continuité de la zone industrielle de Hay Hassani.

En plus de la zone urbaine de 825ha prévue par le SDAU, un nouveau pôle urbain au nord-est de la commune d'une superficie de 430ha a été ouvert à l'urbanisation suite aux décisions des autorités compétentes : wilaya, AUC, Province de Nouaceur et Conseil Communal de Ouled-Azzouz. (Rapport justificatif des plans d'aménagement - PROVINCE DE NOUACEUR - PLAN D'AMENAGEMENT DE LA COMMUNE RURALE OULED AZZOUZ, s.d.)

Chapitre II : Conception du réseau AEP de la zone :

Un système d'AEP est constitué essentiellement de 5 principales composantes :

- La source d'eau.
- Le système de pompage.
- Les conduites d'adduction.
- Le réservoir.
- Les conduites de distribution.

Dans notre cas, s'agissant d'un branchement à un système préexistant ou/et projeté, on se limitera juste à la dernière composante avec le respect d'un horizon futur qui est la saturation du lotissement en vue d'une optimisation maximale du système, puisque sa réalisation est très coûteuse.

1. L'état de l'AEP de la zone d'étude :

Avant d'entamer la conception du réseau qui alimentera la zone d'étude, il faut voir la situation actuelle du réseau.

Comme solutions provisoires, les lotissements bâtis ou en cour de construction dans la zone d'étude sont alimentés via le surpresseur Errahma à partir de la conduite SEOER et sont raccordés au surpresseur via la conduite DN315 avoisinant les lotissements.

L'horizon de l'étude est la saturation de toute la zone d'étude, avec un taux de branchement



Figure 30 : les canalisations d'alimentation en eau potable existantes

de 100%. Ainsi les infrastructures existantes seront insuffisantes pour faire face à l'augmentation des besoins en eau (débit et volume de consommation).

2. Critères de conception du réseau de distribution :

2.1. Horizon de calcul :

La saturation de la zone d'étude interviendrait au-delà de l'horizon d'étude (2030). Ainsi, les ouvrages seront dimensionnés pour l'horizon de saturation.

2.2. Hypothèses de base :

- Débit de dimensionnement :

Pour l'horizon considéré, le réseau est calculé avec les débits de distribution de pointe horaire, déterminés sur la base des besoins moyens à la distribution affectés des coefficients suivants :

- Coefficient de pointe journalière : $k_2 = 1.2$
- Coefficient de pointe horaire : $k_1 = 1.5$

- **Vitesses limites :**

Le dimensionnement du réseau sera fait de manière à satisfaire les conditions de vitesse suivantes :

- Vitesse maximale : 2 m/s (en pointe horaire),
- Vitesse minimale : 0,3 m/s.

- **Pression au sol :**

Pour l'ensemble des nœuds du réseau, les pressions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Pression minimale :

La pression au sol requise varie en fonction de l'élévation des constructions dominées. Dans le présent projet, les variantes étudiées doivent permettre d'assurer en tout point du réseau et dans les conditions les plus défavorables une pression minimum de 20 mètre.

- ✓ Pression maximale :

En tout point du réseau de distribution, la pression maximale ne doit pas dépasser 60m. Dans le cas de variation importante d'altitude, un réseau étagé sera conçu ou bien des appareils de réduction de pression seront prévus.

- **Nature et diamètre des conduites :**

Le choix de la nature des conduites projetées a porté sur le P.V.C. Les diamètres utilisés par LYDEC pour ce type de conduites varient de 20 mm à 300 mm. Pour des diamètres supérieurs à 300 mm, les conduites en fonte ductile peuvent être adoptées.

2.3. Tracé du réseau de distribution :

A partir du Shapefile des ilots sur ArcGis fourni par la LYDEC, nous avons suivi le réseau routier pour tracer le réseau de canalisation. Nous avons opté pour un réseau de distribution maillé vu ses avantages.



Figure 31 : Tracé du réseau AEP

3. Estimation des besoins en eau de la zone :

3.1. Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul prises en compte lors de la réalisation de notre étude, telles que les ratios, le zoning et bien d'autres, ont été fournies par la LYDEC.

L'horizon de l'étude est la saturation de tout le lotissement, avec un taux de branchement de 100%. Pour ce qui concerne les ratios prises en considération pour les besoins en eau, elles sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 3 : les Ratios de consommation

Zone	D1	GPSL	I2s1	I5	I8	PBC3	RA	TVR	ZNAF
Ratio	20	5	20	10	5	40	0	0	0

Le zoning de Ouled Azzouz est extrait du plan d'aménagement le tableau contient la définition de chaque zone et la carte ci-dessous représente la répartition de ces zones sur le bassin étudié :

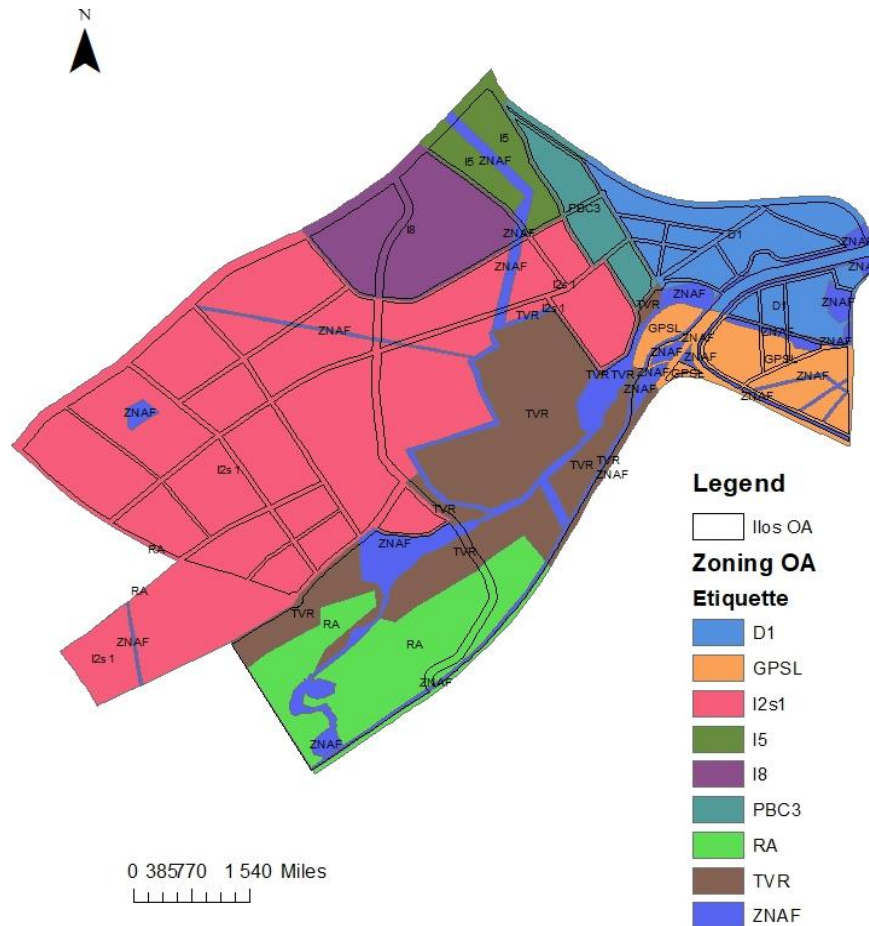


Figure 32: zoning de Ouled Azzouz (LYDEC)

3.2. Estimation des besoins dans les mailles et aux nœuds :

Nous avons projeté le réseau en suivant les axes de voirie. En somme la démarche suivante a été adoptée :

- ✓ Dans chaque maille nous avons identifié les différents types de consommateurs (en se basant sur le zoning du PA) avant d'en estimer les besoins en eau.
- ✓ Ensuite ces besoins en eau ont été équitablement répartis aux nœuds de la maille.
- ✓ Enfin pour toutes les mailles nous avons établi le bilan aux nœuds.
- ✓ A ce stade pour chaque nœud du réseau nous avons et la consommation et la cote topographique du nœud, éléments essentiels pour le dimensionnement avec le logiciel EPANET.

▪ Estimation des besoins dans les mailles (ilos).

Sur la base des hypothèses de consommation évoquées plus haut, et avec le réseau projeté, les besoins en eau ont été estimés par maille (ilos) et consignés dans le tableau 2. (Le tableau 1 dans l'Annexe contient les calculs détaillés).

Tableau 4 : besoin en eau des ilos

FID ilo OA	Surface de ilo m ²	Surface de l'ilo (ha)	Consommation moyenne m ³ /h	Consommation moyenne l/s	Q j max (m ³ /s)
0	81550.11519	8.155011519	13.59168333	3.775467593	0.006796
1	9191.72517	0.919172517	0.191494375	0.053192882	9.57E-05
2	182327.9624	18.23279624	15.19358333	4.220439815	0.007597
3	55499.02018	5.549902018	9.25035	2.569541667	0.004625
4	54427.58444	5.442758444	4.536775	1.260215278	0.002268
5	131755.2077	13.17552077	10.97925	3.049791667	0.00549
6	116427.5765	11.64275765	7.516841667	2.088011574	0.003758
7	18245.463	1.8245463	1.520458333	0.422349537	0.00076
8	16873.79925	1.687379925	1.40615	0.390597222	0.000703
9	28018.51937	2.801851937	2.334875	0.648576389	0.001167
10	32554.5237	3.25545237	2.712875	0.753576389	0.001356
11	130618.6093	13.06186093	11.38342	3.162061111	0.005692
12	104044.0731	10.40440731	17.34166667	4.81712963	0.008671
13	14969.11237	1.496911237	0	0	0
14	1312370	131.237	0	0	0
15	66853.28386	6.685328386	5.571108333	1.547530093	0.002786
16	2015088.81	201.508881	38.50029625	10.69452674	0.01925
17	295538.7859	29.55387859	22.39840833	6.221780093	0.011199
18	304336.2631	30.43362631	10.43209583	2.897804398	0.005216
19	429166.8989	42.91668989	8.8436875	2.456579861	0.004422
20	189581.025	18.9581025	3.949395833	1.097054398	0.001975
21	336354.379	33.6354379	27.23925	7.566458333	0.01362
22	254380.689	25.4380689	20.57108333	5.714189815	0.010286
23	190395.2854	19.03952854	15.86625	4.407291667	0.007933
24	115048.8595	11.50488595	9.587416667	2.663171296	0.004794
25	417044.8722	41.70448722	34.75433333	9.653981481	0.017377
26	189625.3991	18.96253991	15.80208333	4.389467593	0.007901
27	66119.41233	6.611941233	5.50995	1.530541667	0.002755
28	64972.02172	6.497202172	5.414333333	1.503981481	0.002707
29	66383.14461	6.638314461	5.532175	1.536715278	0.002766
30	133380.8964	13.33808964	11.11508333	3.087523148	0.005558
31	131806.4939	13.18064939	10.98383333	3.051064815	0.005492
32	191889.6364	19.18896364	15.99083333	4.441898148	0.007995
33	278746.1798	27.87461798	23.22883333	6.452453704	0.011614
34	295783.5694	29.57835694	22.91058333	6.364050926	0.011455
35	59567.88784	5.956788784	1.655117083	0.459754745	0.000828
36	187012.4881	18.70124881	3.487666667	0.968796296	0.001744

37	105988.0541	10.59880541	2.077097917	0.576971644	0.001039
38	32137.40647	3.213740647	0.581104167	0.161417824	0.000291
39	17908.79384	1.790879384	0.1482	0.041166667	7.41E-05
40	19323.6355	1.93236355	1.609383333	0.447050926	0.000805
41	35411.81074	3.541181074	2.950966667	0.819712963	0.001475
42	140783.7323	14.07837323	8.795333333	2.443148148	0.004398
43	64327.59299	6.432759299	5.360633333	1.489064815	0.00268

▪ **Répartition des besoins aux nœuds :**

La consommation totale a été répartie sur tous les nœuds du réseau, comme l'indique le tableau ci-dessous. Nous avons considéré les coefficients de pointe $k_1 = 1.5$ et $k_2 = 1.2$:

Tableau 5 : la consommation aux Nœuds

ID Nœud	Demande l/s	ID Nœud	Demande l/s	ID Nœud	Demande l/s
Noeud 1	2.9	Noeud 34	4.26	Noeud 67	3.83
Noeud 4	5.19	Noeud 35	5.95	Noeud 69	1.7
Noeud 5	2.14	Noeud 36	3.35	Noeud 71	4.87
Noeud 6	2.14	Noeud 38	6	Noeud 72	1.58
Noeud 7	4.27	Noeud 39	5.04	Noeud 74	2.03
Noeud 8	4.28	Noeud 42	5.89	Noeud 75	0.64
Noeud 9	4.28	Noeud 43	1.59	Noeud 77	3.71
Noeud 10	2.48	Noeud 46	4.43	Noeud 78	1.27
Noeud 12	5.47	Noeud 47	4	Noeud 79	1
Noeud 13	5.38	Noeud 50	2.14	Noeud 80	0.6
Noeud 14	4.48	Noeud 52	1	Noeud 81	0
Noeud 16	3.73	Noeud 53	2	Noeud 82	0.97
Noeud 17	3.73	Noeud 54	3.37	Noeud 83	4.01
Noeud 18	8.64	Noeud 55	5.08	Noeud 84	0.9
Noeud 19	1.43	Noeud 57	6	Noeud 85	1.24
Noeud 22	5.77	Noeud 58	5.43	Noeud 86	1.34
Noeud 23	4.06	Noeud 59	4.83	Noeud 87	0
Noeud 24	4.06	Noeud 60	3.95	Noeud 88	1.47
Noeud 26	3.39	Noeud 61	2	Noeud 89	3
Noeud 28	1.1	Noeud 62	2	Noeud 90	0.43
Noeud 29	3.89	Noeud 63	1.3	Noeud 91	0.9
Noeud 31	1.09	Noeud 64	1.8	Noeud 92	1.7
Noeud 32	5.56	Noeud 66	3.36		

4. Préparation du réseau à la simulation hydraulique :

Le logiciel utilisé est EPANET 2.0. Dans le cadre de notre étude, le logiciel doit nous permettre d'avoir la meilleure conception réseau qui assure les débits, les diamètres, les pressions et les vitesses les plus convenables possible.

4.1. Principe de calcul du logiciel :

Le logiciel se base dans le calcul du réseau maillé sur la méthode de HARDYCROSS qui repose sur deux lois, à savoir la loi des nœuds qui affirme que le débit entrant dans un nœud est quoiqu'il arrive égal au débit sortant de ce nœud quel que soit le nombre d'entrées et de sorties dans ce nœud.

La loi des mailles dit quant à elle que la différence de charges ΔH (la charge égale à la somme de la pression et de la cote au sol au point considéré) entre deux nœuds est égale à la perte de charge entre ces deux nœuds.

Ainsi, le logiciel présente de choisir l'équation des pertes de charge souhaitée parmi 3 les plus connues : Hazen-Williams, Darcy-Weisbach et Chezy-Manning. L'équation choisi dans notre cas est celle de DARCY-WEISBACH.

4.2. Importation du réseau :

La simulation hydraulique de notre réseau sera faite par le logiciel Epanet. Néanmoins, puisque notre réseau contient une centaine de canalisations et de nœuds, sa représentation ne peut être faite directement sur l'interface Epanet. Pour y remédier, nous avons fait recours au logiciel des systèmes de l'information géographique : ArcGis. A partir de ce dernier, nous allons effectuer un certain nombre de traitement qui nous permettront de générer le fichier d'entrée EPANET reflétant au maximum les données du terrain.

▪ **Les données nécessaires :**

✓ Le polygone de Ouled Azzouz :

Il s'agit d'un Shapefile polygone de la délimitation spatiale de l'étage étudié.

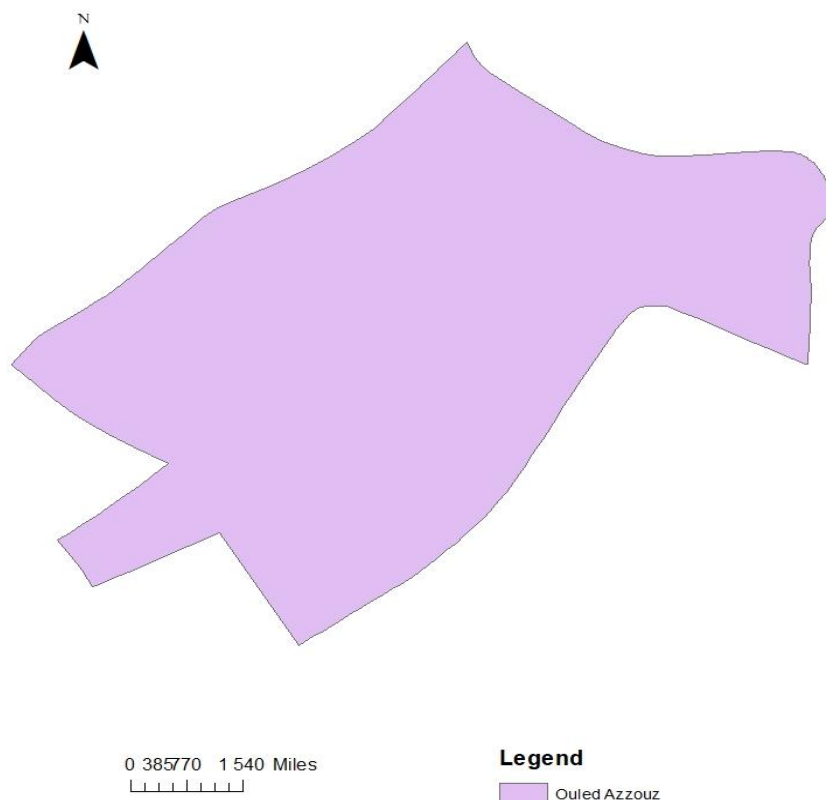


Figure 33 : Shapefile de Ouled Azzouz

✓ Le Shapefile des canalisations :

C'est un fichier .shp lu par ArcGis, contenant à la fois une interface : le tracé du réseau entier avec ses canalisations telles qu'elles sont dans la réalité. D'autre part, il contient une table attributaire : C'est un tableau de données sur l'ensemble des caractéristiques des canalisations : Longueur, diamètre et rugosité.

Données initiales sur les caractéristiques des conduites :

a. **Nature :**

Nous avons choisi le PVC pour les conduites de diamètre inférieur ou égal à 300 mm et la fonte pour les diamètres supérieur à 300 mm.

b. **Longueur :**

Nous avons calculé la longueur des conduites sur ArcGis grâce à l'outil "Calculate Geometry". L'unité de longueur utilisée pour les tuyaux est le mètre.

Le tableau ci-dessus récapitule les longueurs des tronçons de notre réseau :

Tableau 6 : Longueurs des tronçons du réseau de distribution

ID Arc	Longueur	ID Arc	Longueur	ID Arc	Longueur
Tuyau 1	830.56	Tuyau 37	203.92	Tuyau 73	83.91
Tuyau 2	434.50	Tuyau 38	250.94	Tuyau 74	680.72

Tuyau 3	559.54	Tuyau 39	405.54	Tuyau 75	487.02
Tuyau 4	711.76	Tuyau 40	273.59	Tuyau 76	307.82
Tuyau 5	785.08	Tuyau 41	374.30	Tuyau 77	749.37
Tuyau 6	425.89	Tuyau 42	582.32	Tuyau 78	208.36
Tuyau 7	497.70	Tuyau 43	386.11	Tuyau 79	223.60
Tuyau 8	789.58	Tuyau 44	440.20	Tuyau 80	408.95
Tuyau 9	449.00	Tuyau 45	309.44	Tuyau 81	423.57
Tuyau 10	407.70	Tuyau 46	319.82	Tuyau 82	251.67
Tuyau 11	367.57	Tuyau 47	274.08	Tuyau 83	197.74
Tuyau 12	1028.71	Tuyau 48	171.00	Tuyau 84	314.33
Tuyau 13	886.51	Tuyau 49	167.37	Tuyau 85	1115.71
Tuyau 14	856.70	Tuyau 50	271.74	Tuyau 86	543.06
Tuyau 15	1837.57	Tuyau 51	217.06	Tuyau 87	479.45
Tuyau 16	466.98	Tuyau 52	253.71	Tuyau 88	1499.01
Tuyau 17	486.91	Tuyau 53	147.54	Tuyau 89	243.94
Tuyau 18	176.74	Tuyau 54	264.55	Tuyau 90	382.03
Tuyau 19	444.80	Tuyau 55	170.85	Tuyau 91	139.24
Tuyau 20	202.37	Tuyau 56	627.97	Tuyau 92	223.59
Tuyau 22	311.20	Tuyau 57	156.47	Tuyau 95	545.29
Tuyau 23	404.83	Tuyau 58	438.26	Tuyau 96	595.59
Tuyau 24	448.70	Tuyau 59	693.78	Tuyau 97	327.47
Tuyau 25	386.68	Tuyau 60	152.06	Tuyau 98	396.69
Tuyau 26	250.89	Tuyau 61	264.56	Tuyau 99	874.14
Tuyau 27	269.95	Tuyau 62	90.87	Tuyau 100	415.78
Tuyau 28	233.18	Tuyau 63	107.41	Tuyau 101	448.92
Tuyau 29	227.46	Tuyau 64	557.56	Tuyau 102	390.41
Tuyau 30	348.64	Tuyau 65	756.83	Tuyau 103	734.61
Tuyau 31	409.47	Tuyau 66	352.19	Tuyau 104	2245.80
Tuyau 32	357.93	Tuyau 67	265.81	Tuyau 105	218.48
Tuyau 33	864.79	Tuyau 68	524.72	Tuyau 106	891.79
Tuyau 34	335.52	Tuyau 70	317.33	Tuyau 93	198.29
Tuyau 35	570.52	Tuyau 71	143.83		
Tuyau 36	857.82	Tuyau 72	729.87		

c. Diamètre :

Le second paramètre à introduire est le diamètre interne des tuyaux en mm, en se référant au tableau ci-dessous qui exprime l'équivalence entre les diamètres internes et nominaux pour les conduites en PVC utilisées dans notre projet. Ce paramètre sera saisi dans un premier temps sans précaution car c'est pendant la simulation qu'on va le changer jusqu'à avoir les vitesses et les pressions nécessaires.

Pour les conduites en PVC nous avons travaillé avec les diamètres internes. Le tableau ci-dessous représente l'équivalence entre le diamètre nominal et le diamètre interne du PVC.

Tableau 7 : Dimensions PVC PN16

DN	50	63	75	90	110	125	140	160	180	200	250	315	400
----	----	----	----	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

DI	45	57	68	81	102	115	129	148	159	185	231	291	369
----	----	----	----	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

d. Rugosité des conduites :

Puisque nous allons calculer les pertes de charge par la formule de DARCYWEISBACH car théoriquement c'est la plus correcte, nous attribuerons un coefficient de rugosité de 0,001 mm à tous les tronçons en PVC et un coefficient de rugosité de 0.1 mm pour celles en Fonte ductile.

Le tableau 3 de l'Annexe récapitule les caractéristiques des tronçons de notre réseau.

✓ Les courbes de niveau du grand Casablanca :

Les courbes de niveau, il s'agit d'un fichier contenant comme information les altitudes Z des différents points de la zone d'étude. Les courbes de niveau sont d'une importance primordiale puisqu'il sont indispensables pour renseigner les altitudes des nœuds, l'altitude étant un facteur important dans la charge hydraulique et donc dans le calcul du réseau en question.

▪ Les étapes à suivre :

Le tracé du réseau était fait sur ArcGis en suivant les axes de voirie, pour exécuter des simulations sur le réseau tracé il faut l'exporter vers Epanet, pour se faire nous avons suivi les étapes suivantes :

Nous avons Installé sur ArcGatalog la toolbox ArcGIS2Epanet_NIV (source : Département de la sécurité et de l'environnement – SCAV) ce toolbox permet de générer un fichier d'entrée EPANET (fichier .inp) à partir du Shapefile des conduites et celui des courbes de niveau seulement, contenant les caractéristiques des conduites (diamètres, longueurs et rugosités) et les altitudes et les coordonnées X et Y des nœuds.

Pour générer le fichier d'entrée EPANET nous avons :

- i. Importer les entités conduites dans un file géodatabase.
- ii. Sur ArcCatalog : ArcToolbox → ArcGIS2EpanetNIV10Final → ArcGIS to Epanet NIV
ArcToolbox est la boîte à outil ArcGIS qui suggère la majorité des traitements de fichiers sur ce logiciel. On suit les consignes ci-dessus jusqu'à « ArcGIS to Epanet NIV » qui permet de convertir le Shapefile des conduites en fichier (.inp), chose qui nous intéresse. Nous obtenons ainsi la fenêtre suivante :
 - **Conduite** : Il s'agit du fichier d'entrée que ArcGIS va utiliser afin de générer le fichier (.inp). Dans notre cas, c'est le Shapefile de la canalisation AEP de la zone d'étude.

- **Fichier Epanet** : Il s'agit du fichier de sortie (fichier d'entrée Epanet) contenant les conduites, les nœuds et leurs caractéristiques, on choisit dans cette case le nom ainsi que l'emplacement voulu du fichier généré.
- **Courbe de niveau** : Il s'agit du fichier d'entrée que ArcGIS va utiliser afin d'affecter les altitudes aux nœuds. C'est le Shapefile des courbes de niveau de la zone d'étude.
- **Champ altitude** : On choisit la colonne de la table attributaire des courbes de niveau qui contient les altitudes.
- **Champ diamètre/longueur /rugosité** : On choisit les colonnes de la table attributaire des conduites qui contient les attributs diamètre/longueur/rugosité.

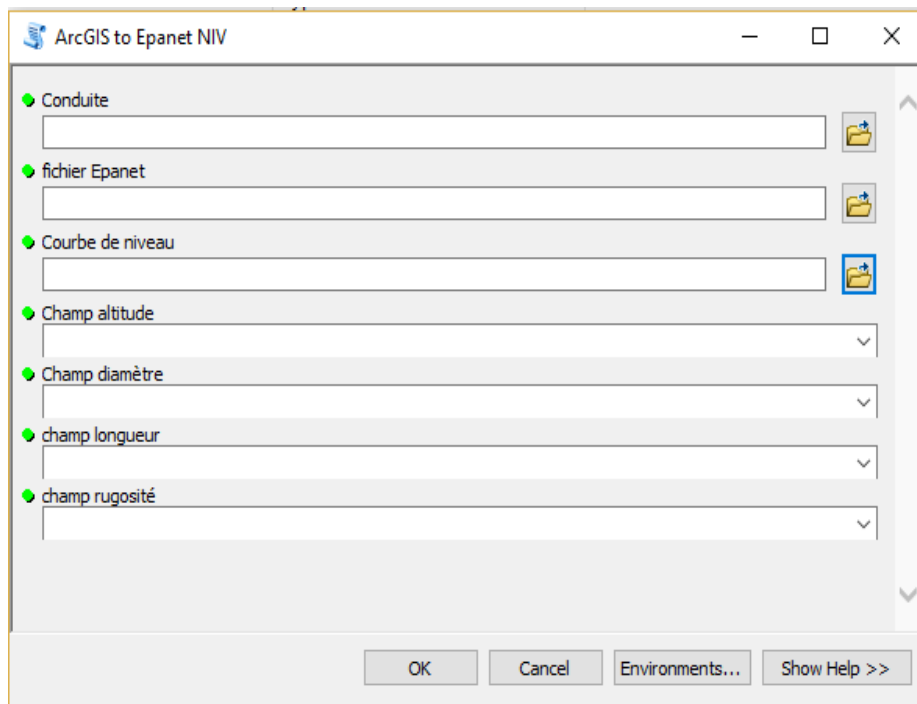


Figure 34 : La fenêtre ArcGIS to Epanet NIV

- iii. On lance le traitement, finalement le fichier ASCII (.inp) est créé à et il est prêt à être utilisé dans Epanet.

[RESERVOIRS]						
;ID Noeud	Charge Tot	Courbe Modulation				
[TANKS]						
;ID Noeud	Altitude	Niv Init	Niv Min	Niv Max	Diamètre	VolMin
[PIPES]						
;ID Arc	Noeud1	Noeud2	Longueur	Diamètre	Rugosité	
1	13	29	830.556036515	102	0.001	
2	19	10	434.500251494	129	0.001	
3	91	90	559.542075125	81	0.001	
4	38	24	711.761573868	185	0.001	
5	8	4	785.076376709	68	0.001	
6	12	7	425.885518926	81	0.001	
7	18	13	497.697449959	81	0.001	
8	18	35	789.581305724	102	0.001	
9	35	29	449.003956725	81	0.001	
10	22	14	407.696070808	81	0.001	
11	32	22	367.574858949	102	0.001	
12	42	55	1028.70631024	115	0.001	
13	50	55	886.507724991	129	0.001	
14	54	58	856.695213404	115	0.001	
15	54	83	1837.56561742	148	0.001	
16	9	14	466.982471998	81	0.001	
17	12	18	486.906795988	81	0.001	
18	66	67	176.739344486	102	0.001	
19	63	69	444.801746165	68	0.001	
20	64	67	202.366714586	115	0.001	
21	87	86	188.347887165	45	0.001	

Figure 35 : vue du fichier de sortie .inp

Le fichier ASCII est prêt à être importer sur Epanet. On importe donc le fichier dans Epanet :

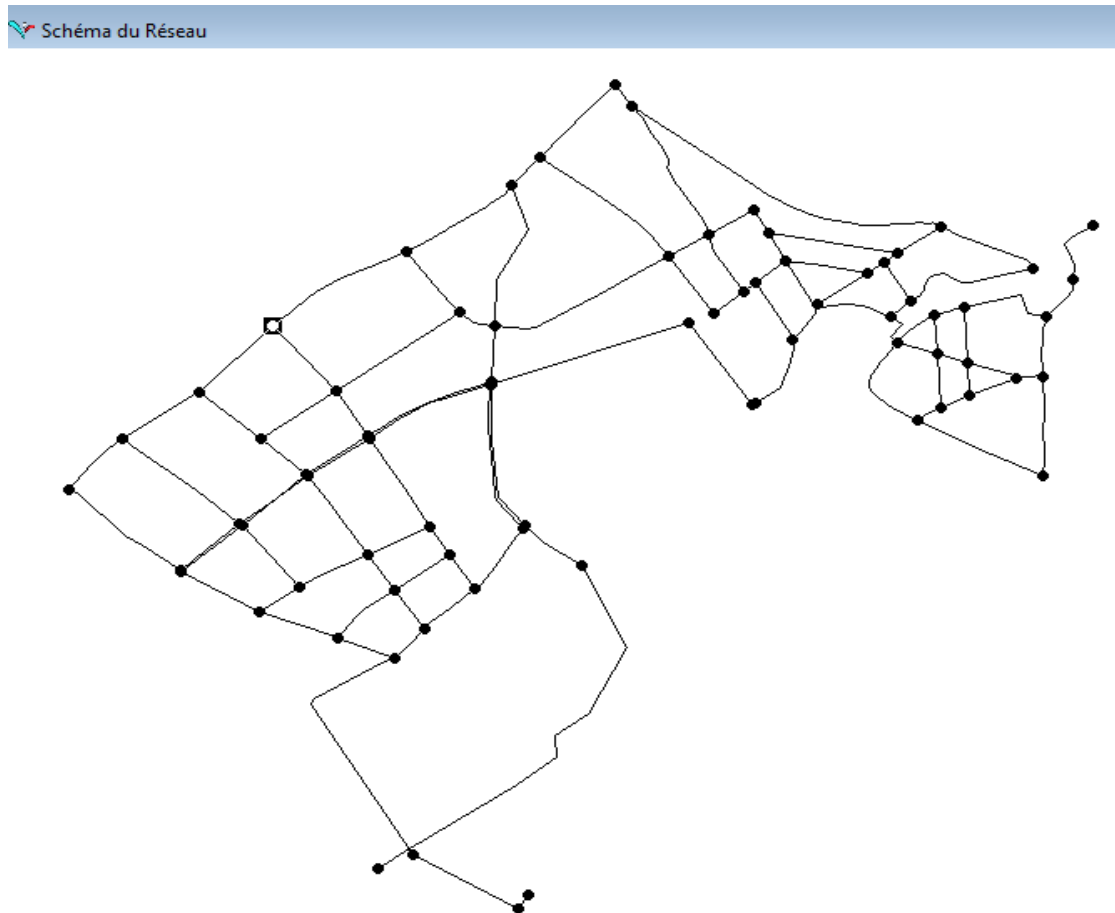


Figure 36 : Tracé du réseau sur EPANET

- iv. Finalement on saisit manuellement la demande de base dans chaque nœud du réseau sur EPANET.

4.3. Correction des erreurs :

Après avoir introduit toutes les données appropriées aux nœuds et aux tronçons, l'étape suivante est la validation du modèle hydraulique, si un message d'erreur s'affiche donc il faut revoir les données et s'en assurer.

On lance donc la simulation. Il est rare d'obtenir dès la première fois, le message « la simulation est réussie », chose qui est normale. Il est temps de corriger les erreurs indiquées. Pour les visualiser, on consulte le rapport d'état.

Nous avons collecté ici les erreurs que nous avons rencontré.

▪ **Message d'erreur : « Nœuds déconnectés » :**

`Err.Entrée 233: le noeud 2 n'a pas de connexion au réseau.`

Cette erreur est relativement claire. Elle signifie qu'un nœud ou une partie du réseau est déconnectée du reste, ce qui n'est pas identifiable instantanément sauf si on comprend à quoi est dû ce genre d'erreurs.

Cette erreur est très facile à résoudre, elle signifie qu'un nœud du réseau n'est pas connecté au reste (Nœuds en double), c'est-à-dire un nœud de trop était généré sans nous en rendre compte. Celui-ci n'est donc lié à aucune conduite, et donc déconnecté du réseau, d'où le message d'erreur. Il suffit donc de le supprimer.

`Err.Entrée 224 : il manque au moins un réservoir ou une bache dans le réseau`

Figure 38 : message d'erreur

Figure 37 : exemple d'un nœud en double

▪ **Message d'erreur : « Il manque un réservoir ou une bache » :**

Pour que la simulation puisse être lancée, le réseau doit comporter une entrée d'eau. Nous avons besoin d'un réservoir ou d'une bache dans notre réseau. Les entrées d'eau seront ajoutées ultérieurement lors de la proposition des scénarii de raccordement.

▪ **Avertissement : « Il y a des pressions négatives » :**

Voici la principale erreur rencontrée, celle avec qui nous avons eu beaucoup travailler au cours de la phase de dimensionnement du réseau :

AVERTISSEMENT: Il y a des pressions négatives à 14:00:00 hr

En d'autres termes, il y a des points du réseau où l'eau n'arrive pas. En modifiant la légende de telle façon pour avoir la première valeur de l'échelle est 0, les nœuds concernés seront ceux en bleu foncé, comme dans l'image ci-dessous.

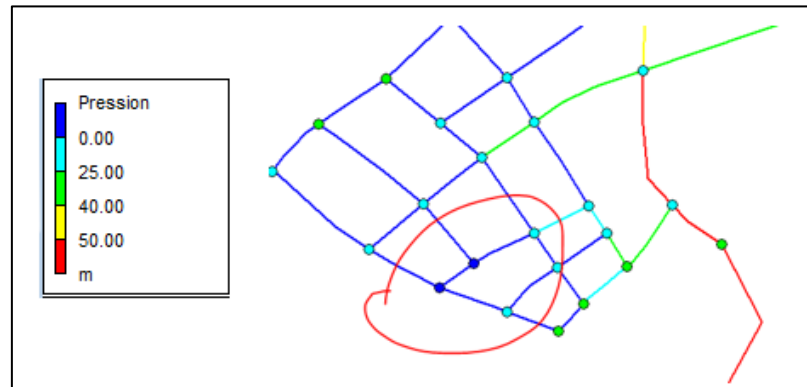


Figure 39 : Schéma des pressions négatives sur Epanet

Epanet indique cette situation par une pression négative. En réalité, la pression n'est pas réellement négative, simplement l'eau n'arrive pas jusque-là. Pour remédier à ce problème il faut changer les diamètres des tuyaux.

4.4. Infrastructures du réseau

Le réseau comportera diverses infrastructures dont :

- Des vannes de sectionnement conformément au plan de pose des vannes.
- Des ventouses aux points hauts, et des vidanges aux points bas selon les profils en long des canalisations.
- Des Té, des cônes et des coudes avec butées aux endroits appropriés (au niveau des poteaux d'incendie, étoilements de conduites, pièces spéciales, etc.) conformément au cahier des nœuds.

Ces pièces spéciales et autres accessoires du réseau sont estimés forfaitairement à 15% du coût global du réseau.

Chapitre III : Les scénarii d'alimentation du réseau :

Après avoir introduit toutes les données appropriées aux nœuds et aux tronçons et corriger les erreurs il reste donc le raccordement du réseau et le changement des diamètres des tuyaux préalablement insérés pour ceux qui sont en dehors de la fourchette des vitesses et pressions.

Nous avons décidé au début de se raccorder au réservoir de volume 10 000 m³ prévu par Le Schéma Directeur c'est le réservoir projeté pour l'étage 160 Ouest : Bouskoura 160.

Il s'agit d'un réservoir qui se situe à une faible cote par rapport aux nouveaux lotissements qui seront construits dont les altitudes sont supérieures à 125 m NGM, puisque les altitudes de la zone d'étude varient de 85 à 140 m NGM, et comme la pression est liée à la hauteur, la pression aura des valeurs inférieures à la pression contractuelle qui est de 25m. Donc nous avons pensé à diviser le bassin étudié en deux zones qui seront alimenter séparément :

- Zone 1 : ou les altitudes sont inférieure à 125 m NGM.
- Zone 2 : ou les altitudes sont supérieur à 125 m NGM.

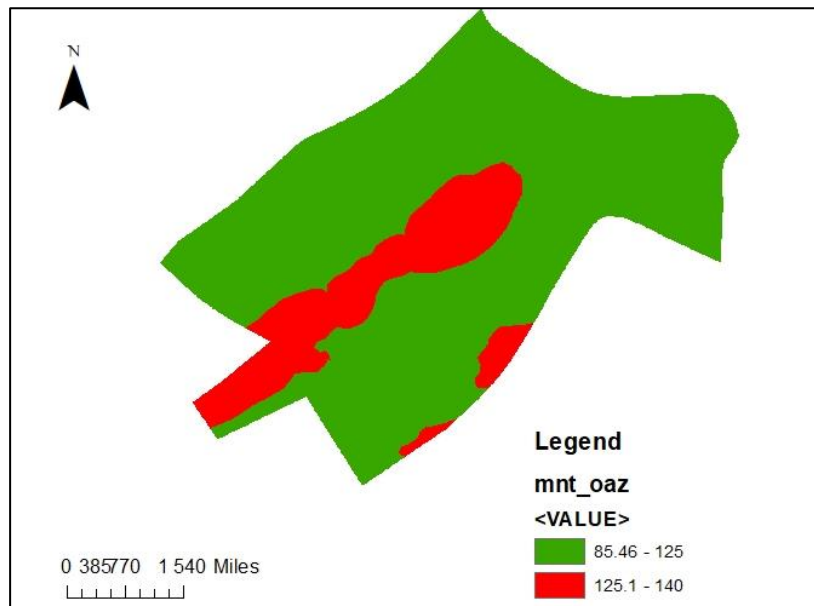


Figure 40 : Carte montrant les Zones 1 et 2

Nous proposons 2 Scénarii pour l'alimentation des deux zones :

1. Scénario 1 :

1.1. Descriptif du scénario 1 :

Dans ce Scénario nous avons décidé que le Nord-Est de la zone 1 sera alimenté par le Réservoir existant Ouled Heddou 160 et que le Sud-Ouest de la zone 1 sera alimenté par le réservoir projeté Bouskoura 160.

Tandis que la zone 2 sera alimenté à partir du réservoir projeté Bouskoura 180.

1.2. Etude détaillée du scénario 1 :

▪ L'alimentation de la Zone 1 :

Le réservoir existant Ouled Heddou 160 a un volume de 40 000 m³ et a une autonomie de 1.62 jours (LYDEC, 2016). Donc l'alimentation d'une partie du réseau par ce réservoir ne créera pas une insuffisance pour l'étage 160 Centre.

Le Nord-est de la zone 1 sera alimenté par le réservoir Oulad Heddou par un raccordement sur la conduite DN 255 existante.

Le Sud-Ouest de la zone 1 sera alimenté par le réservoir projeté Bouskoura 160 de volume 10 000 m³.

Le schéma directeur actualisé prévoit la réalisation d'un système 160 Ouest qui implique la construction de ce réservoir qui sera alimenter depuis l'adduction Daourat (LYDEC, 2016). Mais lors du dimensionnement, l'alimentation de la zone étudiée n'était pas prise en compte. Ainsi il faut prévoir un renforcement de la capacité de ce réservoir.

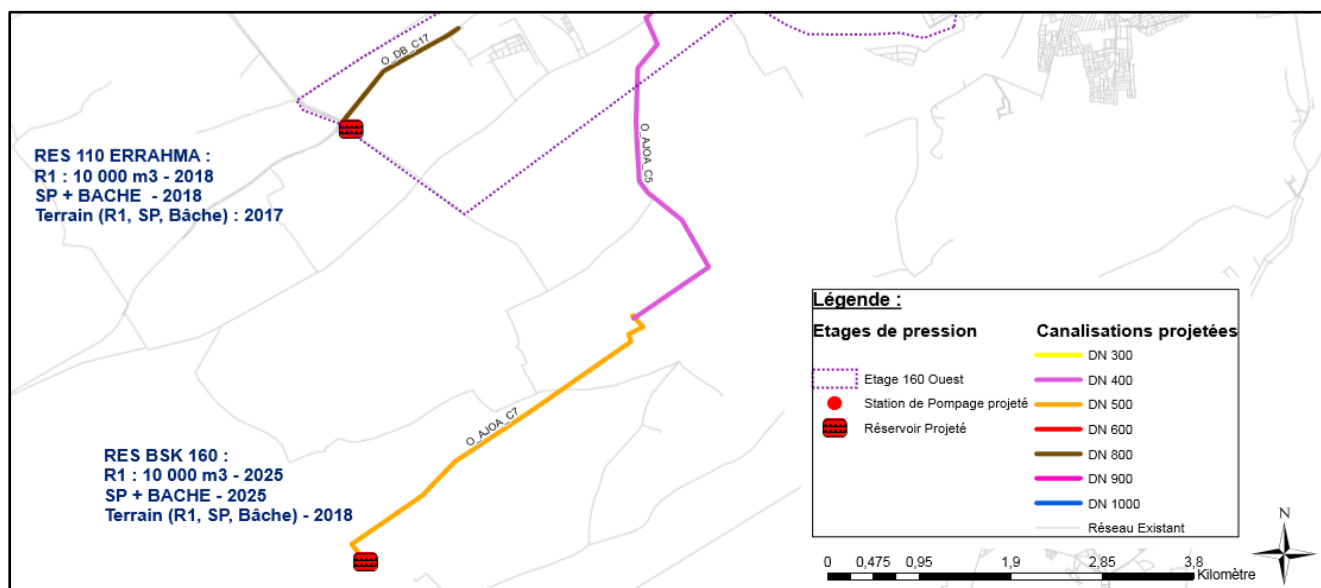


Figure 41 : Réservoir projeté Bouskoura 160 (LYDEC, 2016)

✓ Renforcement de la capacité du réservoir Bouskoura 160 :

En sommant les débits qui alimentent cette zone, on trouve un débit total de 75.98 l/s.

Donc les besoins journalier moyen sont :

$$BJM = Q_{m,t} \times 3600 \times \frac{24}{1000} = 6564.96 \text{ m}^3 / j$$

Ainsi il faut prévoir un renforcement de 7000 m³ du volume du réservoir projeté Bouskoura 160 et prévoir également une augmentation des diamètres projetés en amont du bassin étudié.

▪ **L'alimentation de la zone 2 :**

La zone 2 sera alimentée par le réservoir projeté Bouskoura 180. Le Schéma Directeur est maintenu et prévoit à court terme la construction d'un ouvrage de 9000 m³ sur le site existant (sur le site de l'actuel réservoir Bouskoura 180) (LYDEC, 2016).

Lors du dimensionnement, l'alimentation de la zone étudiée n'était pas prise en compte. Ainsi il faut prévoir un renforcement de la capacité du réservoir Bouskoura 180 (9000 m³).

✓ Renforcement de la capacité du réservoir Bouskoura 180 :

En sommant les débits qui alimentent cette zone, on trouve un débit total de 41.5 l/s.

Donc les besoins journalier moyen sont :

$$BJM = Q_{m,t} \times 3600 \times \frac{24}{1000} = 3582.72 \text{ m}^3 / j$$

Donc il faut prévoir un renforcement de 4000 m³ du volume du réservoir projeté Bouskoura

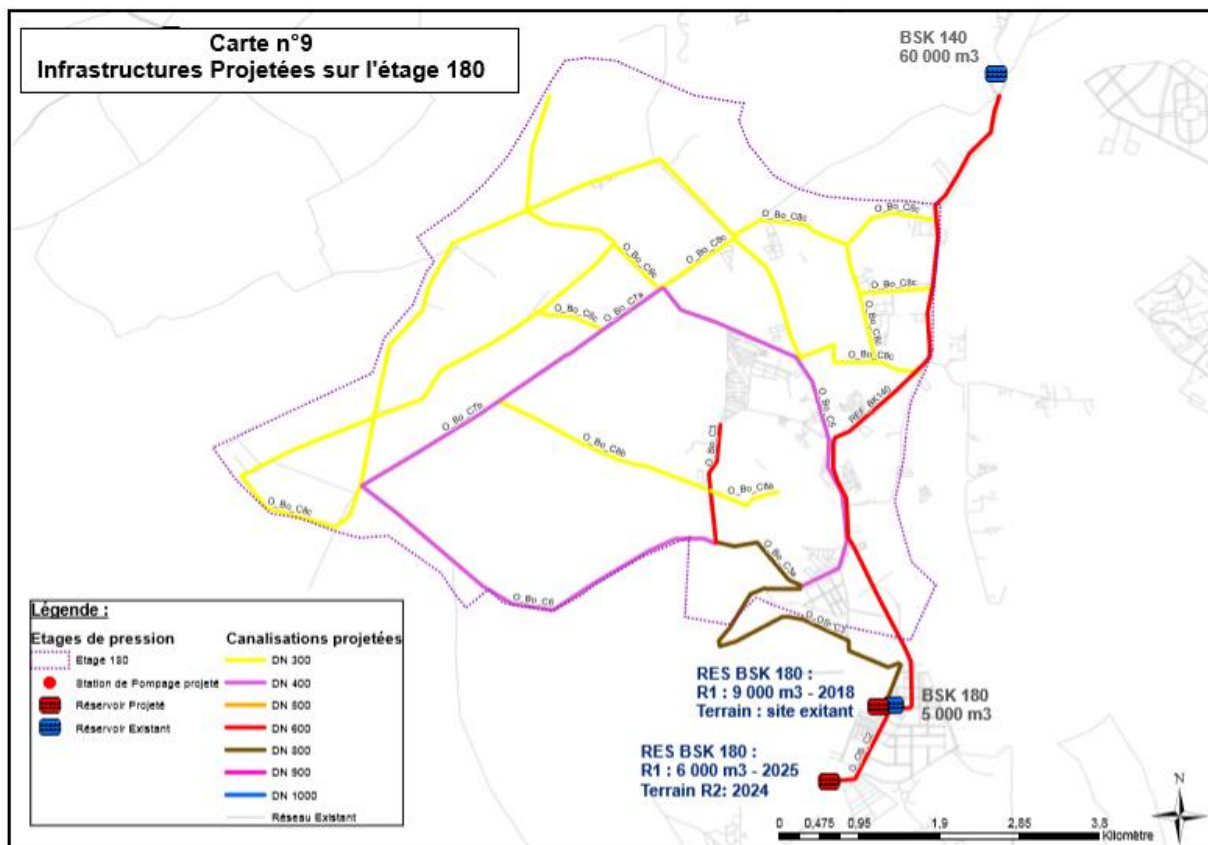


Figure 42 : Réservoir projeté Bouskoura 180 (LYDEC, 2016)

180, ainsi il faut construire un réservoir d'une capacité de 13 000 m³ au lieu de 9 000 m³ et prévoir également une augmentation des diamètres projetés en amont du bassin étudié.

2. Scénario 2 :

2.1. Descriptif du scénario :

On garde le raccordement de la zone 1 similaire à celui du scénario précédent, c'est-à-dire Le Nord-Est de la zone 1 sera alimenté par le Réservoir existant Ouled Heddou 160 et le Sud-Ouest de la zone 1 sera alimenté par le réservoir projeté Bouskoura 160.

Dans ce scénario la zone 2 sera aussi alimenté par le réservoir projeté Bouskoura 160 mais nous avons ajouté un surpresseur pour assurer une pression convenable pour les lotissements de la zone 2.

2.2. Etude détaillée du scénario 2 :

▪ L'alimentation de la Zone 2 par surpresseur :

Pour bien alimenter la zone 2 il faut installer un surpresseur sur la conduite DN 315 (Tuyau 88), cette dernière qui sera raccordée sur la conduite DN500 projetée et sera alimentée par le réservoir projeté Bouskoura 160.

Le schéma suivant présente l'emplacement du tuyau 88 dans le réseau tracé :



Figure 43 : l'emplacement de la conduite 88

Pour dimensionner le surpresseur deux paramètres sont très importants l'HMT (hauteur manométrique totale) et le débit (en litre/s ou en m³/h).

Le débit passant par la conduite est de 65.55 l/s.

✓ Calcul de la hauteur manométrique Totale :

On a la hauteur de refoulement est de 6 m et la pression souhaitée au point le plus haut est 25 m.

Et pour calculer les pertes de charge, on utilise la formule de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{k}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right]$$

Ainsi après calcul itératif (Voir tableau annexe), les pertes de charge totales sont de 5.5 m.

Finalement, la hauteur manométrique totale est :

$$HMT = 36.5 \text{ m}$$

✓ Renforcement de la capacité du réservoir Bouskoura 160 :

Puisque dans ce scénario le réservoir projeté est destiné à l'alimentation des deux zones 1 et 2, il faut augmenter sa capacité, pour les raisons citées dans le scénario précédant.

En sommant les débits qui alimentent les deux zones, nous avons trouvé un débit total de 121.89 l/s.

Donc les besoins journaliers moyens sont :

$$BJM = Q_{m,t} \times 3600 \times \frac{24}{1000} = 10531.83 \text{ m}^3/j$$

Donc il faut prévoir un renforcement de 11 000 m³ du volume du réservoir projeté Bouskoura 160, soit par l'ajout d'un autre réservoir de capacité égal à 11 000, soit par la réalisation d'un réservoir de capacité de 21 000 m³ au lieu de 10 000 m³. La première proposition dépendra de l'existence et la facilité de l'acquisition du foncier et également du coût.

Il faut prévoir également une augmentation des diamètres projetés en amont du bassin étudié.

Chapitre IV : Modélisation et optimisation des scénarii proposés avec EPANET :

1. Modélisation et optimisation du scénario 1 :

On ajoute les raccordements aux réservoirs au réseau déjà tracé sur EPANET on obtient le schéma suivant :

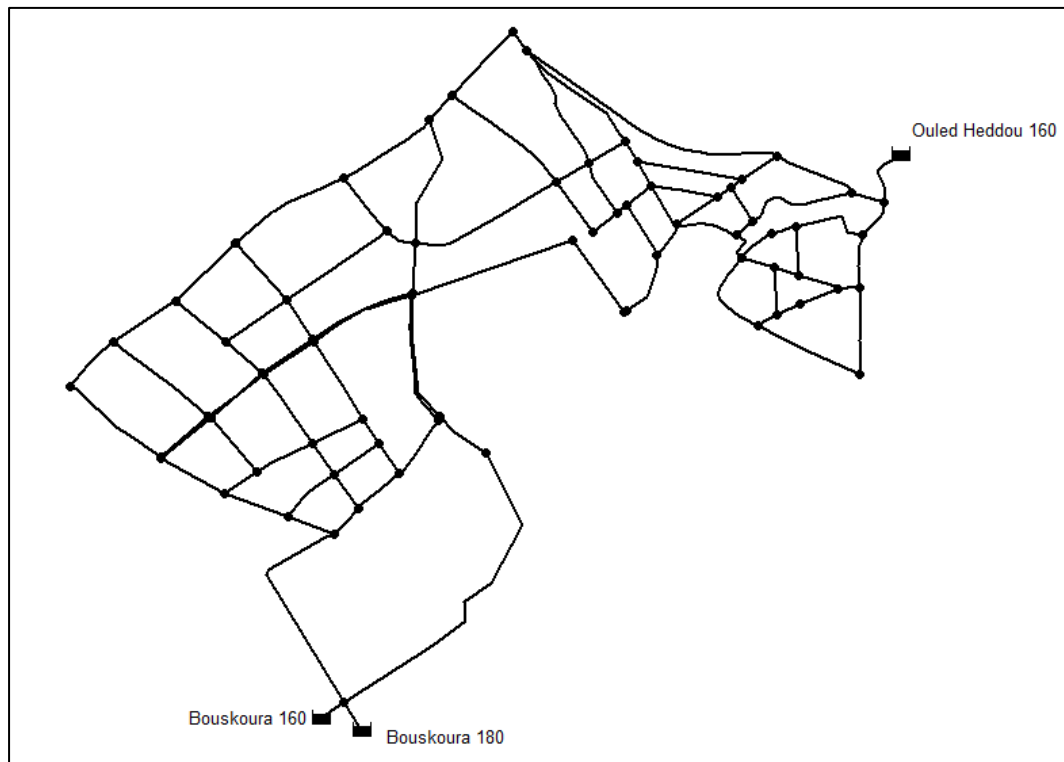


Figure 44 : schéma du réseau du Scénario 1

Après avoir introduit les charges appropriées aux baches et lancé la simulation, il ne reste que de changer les diamètres des tuyaux préalablement insérés pour ceux qui sont en dehors de la fourchette des vitesses et pressions.

Donc la simulation obtenue après optimisation et en respectant les vitesses et pressions est la suivante :

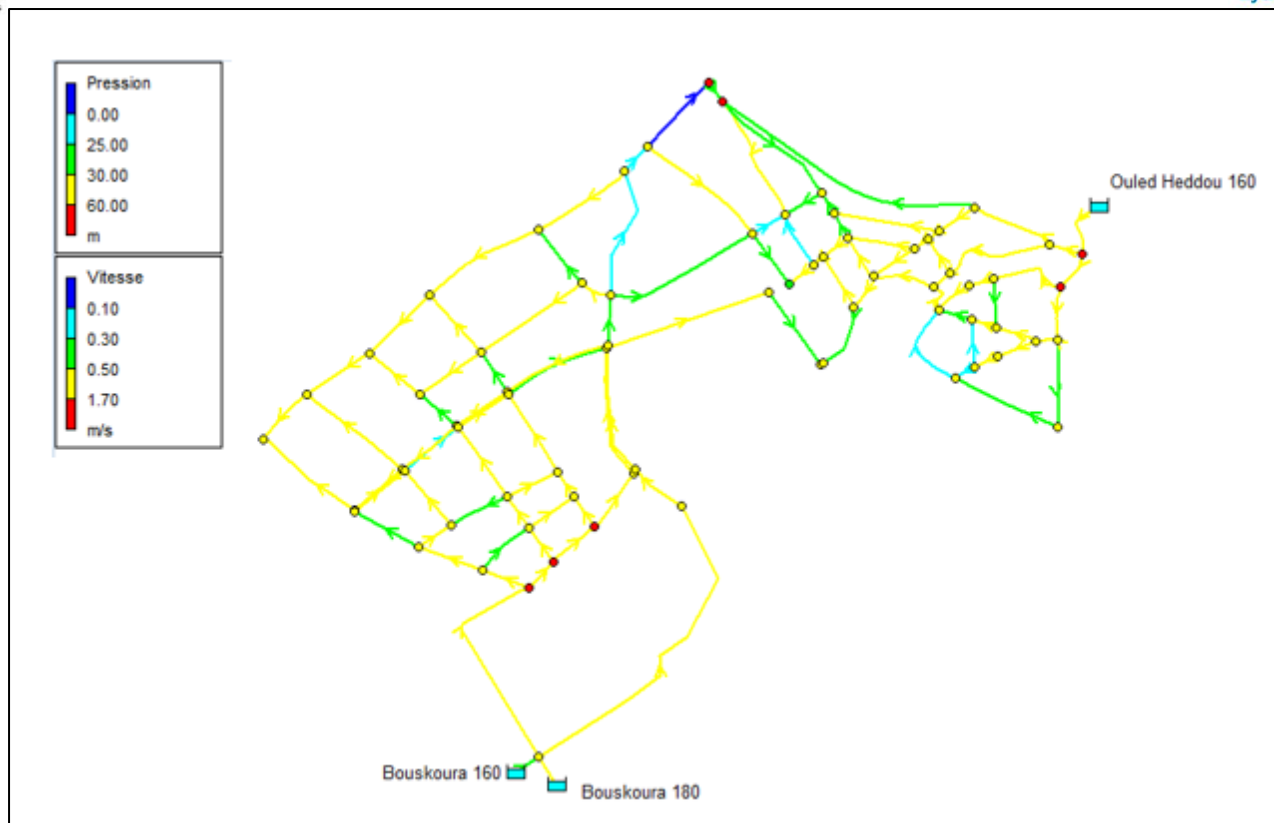


Figure 45: Schéma illustratif du résultat de la simulation hydraulique du scénario 1

▪ **Résultats aux arcs :**

Pour les conduites, On a les vitesses qui varient entre 0,2 m/s et 1.41 m/s avec une moyenne de 0.7 m/s, et les pertes de charges qui varient entre 0.1 m/km et 7.75 m/km.

Les tableaux contenant les résultats détaillés de chaque conduite se trouvent dans l'Annexe.

Tableau 8 : les vitesses dans les Arcs

ID Arc	Vitesse m/s	ID Arc	Vitesse m/s	ID Arc	Vitesse m/s	ID Arc	Vitesse m/s
Tuyau 1	0.65	Tuyau 28	0.59	Tuyau 53	0.73	Tuyau 80	0.91
Tuyau 2	0.7	Tuyau 29	1.17	Tuyau 54	0.51	Tuyau 81	0.53
Tuyau 3	0.33	Tuyau 30	1.08	Tuyau 55	0.51	Tuyau 82	0.69
Tuyau 4	0.5	Tuyau 31	0.33	Tuyau 56	0.19	Tuyau 83	0.82
Tuyau 5	0.58	Tuyau 32	0.77	Tuyau 57	0.47	Tuyau 84	0.33
Tuyau 6	0.66	Tuyau 33	0.68	Tuyau 58	0.63	Tuyau 85	0.77
Tuyau 7	0.57	Tuyau 34	0.46	Tuyau 59	0.76	Tuyau 86	0.51
Tuyau 8	1.03	Tuyau 35	0.5	Tuyau 60	0.42	Tuyau 87	0.49
Tuyau 9	0.47	Tuyau 36	0.17	Tuyau 61	0.63	Tuyau 88	0.93
Tuyau 10	0.36	Tuyau 37	0.68	Tuyau 62	1.13	Tuyau 89	0.59
Tuyau 11	0.61	Tuyau 38	0.23	Tuyau 63	0.86	Tuyau 90	0.51

Tuyau 12	0.5	Tuyau 39	0.37	Tuyau 64	0.98	Tuyau 91	0.84
Tuyau 13	0.71	Tuyau 40	0.49	Tuyau 65	1	Tuyau 92	0.72
Tuyau 14	0.54	Tuyau 41	0.21	Tuyau 66	0.78	Tuyau 95	0.77
Tuyau 15	0.4	Tuyau 42	0.39	Tuyau 67	0.75	Tuyau 96	0.75
Tuyau 16	0.58	Tuyau 43	0.71	Tuyau 68	0.81	Tuyau 97	0.89
Tuyau 17	0.7	Tuyau 44	0.77	Tuyau 70	0.49	Tuyau 98	1.41
Tuyau 18	0.32	Tuyau 45	0.85	Tuyau 71	0.12	Tuyau 99	0.85
Tuyau 19	0.36	Tuyau 46	0.62	Tuyau 72	0.3	Tuyau 100	0.67
Tuyau 20	0.76	Tuyau 47	1.03	Tuyau 73	0.77	Tuyau 101	0.82
Tuyau 22	0.18	Tuyau 48	0.74	Tuyau 74	0.59	Tuyau 102	0.94
Tuyau 23	0.62	Tuyau 49	0.83	Tuyau 75	0.73	Tuyau 103	1.13
Tuyau 24	0.12	Tuyau 50	0.51	Tuyau 76	0.41	Tuyau 104	0.72
Tuyau 25	0.61	Tuyau 51	0.43	Tuyau 77	0.52	Tuyau 105	0.9
Tuyau 26	0.86	Tuyau 52	0.83	Tuyau 78	1.07	Tuyau 106	0.44
Tuyau 27	0.99			Tuyau 79	0.12	Tuyau 93	0.46

▪ **Résultats aux nœuds :**

Pour les nœuds, la pression minimale est 2.5 bar et la pression maximale est 7 bar avec une moyenne de 4.8 bar.

Le tableau contenant les pressions de tous les nœuds du réseau se trouve dans l'Annexe.

Tableau 9: Pression aux nœuds

ID Nœud	Pression m	ID Nœud	Pression m	ID Nœud	Pression m
Noeud 1	34.64	Noeud 35	43.01	Noeud 69	45.98
Noeud 4	39.78	Noeud 36	65.68	Noeud 71	48.83
Noeud 5	24.89	Noeud 38	49.06	Noeud 72	46.07
Noeud 6	52.75	Noeud 39	38.2	Noeud 74	48.7
Noeud 7	47.1	Noeud 42	44.04	Noeud 75	50.82
Noeud 8	31.31	Noeud 43	59.97	Noeud 77	50.04
Noeud 9	54.68	Noeud 46	54.1	Noeud 78	55.67
Noeud 10	39.96	Noeud 47	39.05	Noeud 79	51.74
Noeud 12	36.92	Noeud 50	63.96	Noeud 80	54.26
Noeud 13	51.04	Noeud 52	45.46	Noeud 81	49.29
Noeud 14	40.8	Noeud 53	69.96	Noeud 82	54.1
Noeud 16	33.44	Noeud 54	65.65	Noeud 83	45.99
Noeud 17	54.56	Noeud 55	39.69	Noeud 84	56.32
Noeud 18	38.67	Noeud 57	37.64	Noeud 85	50.35
Noeud 19	49.28	Noeud 58	41.48	Noeud 86	57.29
Noeud 22	45.6	Noeud 59	28.69	Noeud 87	57.09
Noeud 23	35.43	Noeud 60	33.9	Noeud 88	62.27
Noeud 24	52.65	Noeud 61	56.36	Noeud 89	60.83

Noeud 26	48.6	Noeud 62	42.61	Noeud 90	55.87
Noeud 28	68.79	Noeud 63	48.92	Noeud 91	63.02
Noeud 29	53.61	Noeud 64	36.31	Noeud 92	66.75
Noeud 31	67.77	Noeud 66	39	Noeud 93	67.45
Noeud 32	45.8	Noeud 67	37.27	Noeud N2	43.93
Noeud 34	50.87				

2. Modélisation et optimisation du scénario 2 :

On modélise le raccordement aux deux réservoirs Oulad Heddou 160 et Bouskoura 160 par des bâches.

Pour le surpresseur nous l'avons modélisé par une pompe de Hauteur manométrique de 36.5 m et de débit 65.55 l/s.

L'équation de la courbe caractéristique de cette pompe calculée sur EPANET est la suivante :

$$\text{Hauteur} = 44.67 - 0.002599 Q^2$$

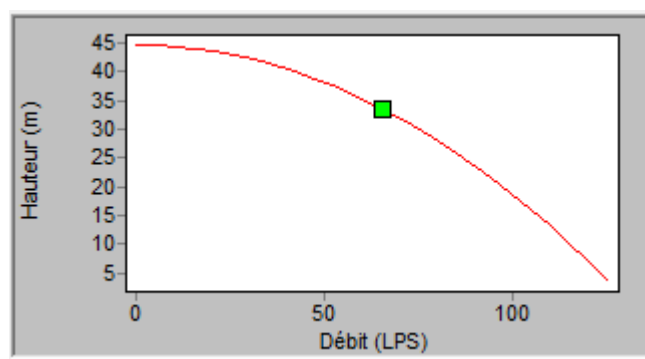


Figure 46 : Courbe caractéristique

Ainsi la courbe caractéristique est celle présentée sur le graphe ci-dessous :

Après lancement de la simulation, nous avons changé les diamètres des tuyaux préalablement insérés pour ceux qui sont en dehors de la fourchette des vitesses et pressions.

Donc la simulation obtenue en respectant les vitesses et pressions est la suivante :

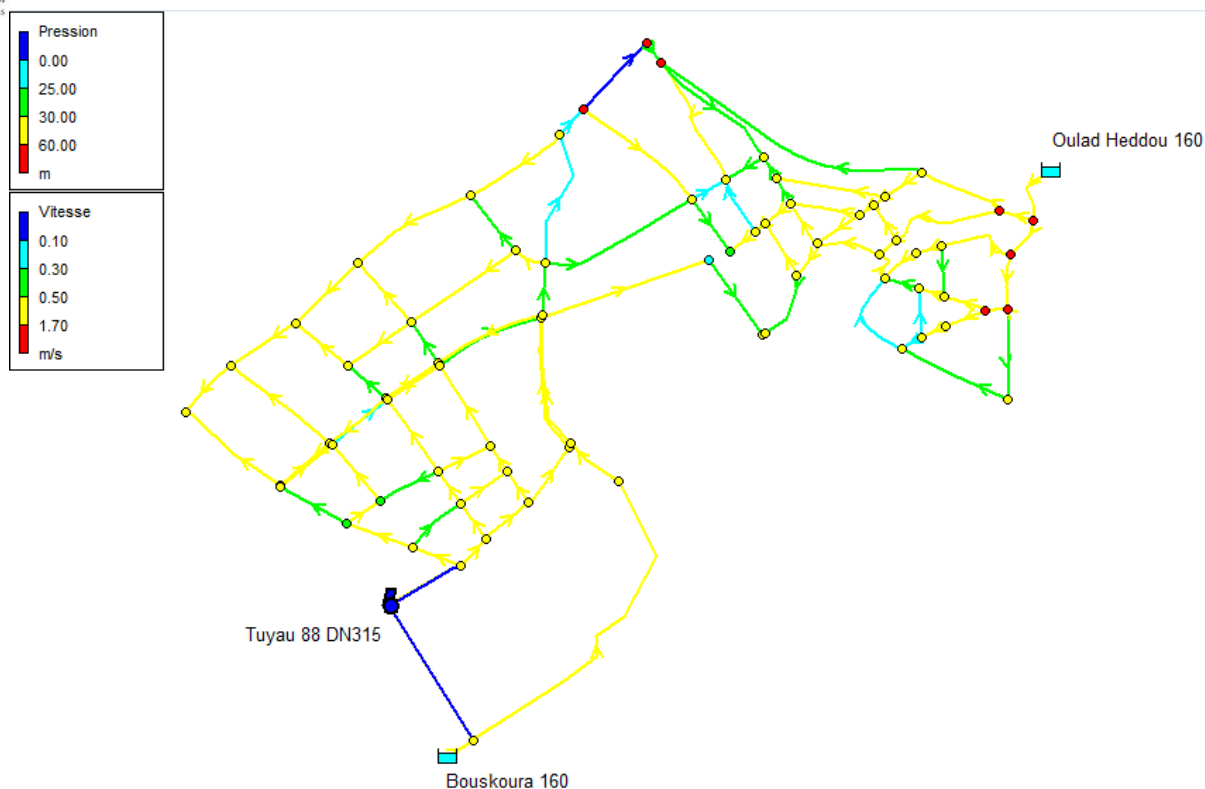


Figure 47 : Schéma illustratif du résultat de la simulation hydraulique du scénario 2

▪ **Résultats aux arcs :**

Pour les conduites, On a les vitesses qui varient entre 0,23 m/s et 1.41 m/s avec une moyenne de 0.63 m/s, et les pertes de charges qui varient entre 0.1 m/km et 8 m/km avec une moyenne de 4 m/km.

Les tableaux contenant les résultats détaillés de chaque conduite se trouvent dans l'Annexe.

Tableau 10 : Vitesses dans les conduites

ID Arc	Vitesse m/s	ID Arc	Vitesse m/s	ID Arc	Vitesse m/s
Tuyau 1	0.65	Tuyau 37	0.68	Tuyau 73	0.77
Tuyau 2	0.7	Tuyau 38	0.23	Tuyau 74	0.59
Tuyau 3	0.33	Tuyau 39	0.36	Tuyau 75	0.73
Tuyau 4	0.5	Tuyau 40	0.49	Tuyau 76	0.41
Tuyau 5	0.58	Tuyau 41	0.27	Tuyau 77	0.52
Tuyau 6	0.66	Tuyau 42	0.39	Tuyau 78	1.07
Tuyau 7	0.57	Tuyau 43	0.71	Tuyau 79	0.12
Tuyau 8	1.03	Tuyau 44	0.77	Tuyau 80	0.92
Tuyau 9	0.47	Tuyau 45	0.85	Tuyau 81	0.53
Tuyau 10	0.36	Tuyau 46	0.63	Tuyau 82	0.69

Tuyau 11	0.61	Tuyau 47	1.03	Tuyau 83	0.82
Tuyau 12	0.49	Tuyau 48	0.74	Tuyau 84	0.33
Tuyau 13	0.7	Tuyau 49	0.83	Tuyau 85	0.77
Tuyau 14	0.54	Tuyau 50	0.51	Tuyau 86	0.51
Tuyau 15	0.41	Tuyau 51	0.43	Tuyau 87	0.49
Tuyau 16	0.58	Tuyau 52	0.83	Tuyau 88	0.94
Tuyau 17	0.7	Tuyau 53	0.73	Tuyau 89	0.59
Tuyau 18	0.32	Tuyau 54	0.51	Tuyau 90	0.51
Tuyau 19	0.36	Tuyau 55	0.51	Tuyau 91	0.85
Tuyau 20	0.77	Tuyau 56	0.39	Tuyau 92	0.73
Tuyau 22	0.18	Tuyau 57	0.46	Tuyau 95	0.77
Tuyau 23	0.62	Tuyau 58	0.63	Tuyau 96	0.75
Tuyau 24	0.12	Tuyau 59	0.76	Tuyau 97	0.89
Tuyau 25	0.61	Tuyau 60	0.43	Tuyau 98	1.41
Tuyau 26	0.86	Tuyau 61	0.63	Tuyau 99	0.85
Tuyau 27	0.99	Tuyau 62	1.13	Tuyau 100	0.67
Tuyau 28	0.59	Tuyau 63	0.86	Tuyau 101	0.82
Tuyau 29	1.17	Tuyau 64	0.99	Tuyau 102	0.94
Tuyau 30	1.08	Tuyau 65	1	Tuyau 103	1.13
Tuyau 31	0.33	Tuyau 66	0.78	Tuyau 104	0.72
Tuyau 32	0.77	Tuyau 67	0.76	Tuyau 105	0.9
Tuyau 33	0.68	Tuyau 68	0.81	Tuyau 106	0.43
Tuyau 34	0.46	Tuyau 70	0.49	Tuyau 93	0.79
Tuyau 35	0.5	Tuyau 71	0.2		
Tuyau 36	0.17	Tuyau 72	0.3		

▪ **Résultats aux nœuds :**

Pour les nœuds, la pression minimale est 2.5 bar et la pression maximale est 7 bar avec une moyenne de 4.5 bar.

Le tableau contenant les pressions de tous les nœuds du réseau se trouve dans l'Annexe.

Tableau 11: les Pressions dans les nœuds

ID Noeud	Pression m	ID Noeud	Pression m	ID Noeud	Pression m
Noeud 1	34.52	Noeud 35	42.89	Noeud 71	48.8
Noeud 4	39.66	Noeud 36	52.12	Noeud 72	46.04
Noeud 5	24.77	Noeud 38	35.51	Noeud 74	48.68
Noeud 6	39.2	Noeud 39	38.07	Noeud 75	50.8
Noeud 7	46.97	Noeud 42	43.91	Noeud 77	50.02
Noeud 8	31.19	Noeud 43	59.85	Noeud 78	55.65
Noeud 9	41.13	Noeud 46	40.55	Noeud 79	51.72
Noeud 10	26.4	Noeud 47	38.92	Noeud 80	54.24

Noeud 12	36.8	Noeud 50	63.84	Noeud 81	49.27
Noeud 13	50.92	Noeud 52	45.34	Noeud 82	54.08
Noeud 14	27.25	Noeud 53	69.84	Noeud 83	45.97
Noeud 16	33.31	Noeud 54	65.53	Noeud 84	56.31
Noeud 17	41	Noeud 55	39.61	Noeud 85	50.34
Noeud 18	38.55	Noeud 57	24.09	Noeud 86	57.28
Noeud 19	35.73	Noeud 58	41.4	Noeud 87	57.07
Noeud 22	32.05	Noeud 59	28.63	Noeud 88	62.25
Noeud 23	35.31	Noeud 60	33.85	Noeud 89	60.83
Noeud 24	39.1	Noeud 61	42.81	Noeud 90	55.85
Noeud 26	35.05	Noeud 62	42.55	Noeud 91	63.01
Noeud 28	55.24	Noeud 63	48.88	Noeud 92	66.74
Noeud 29	53.49	Noeud 64	36.26	Noeud 93	67.45
Noeud 31	54.22	Noeud 66	38.95	Noeud N2	43.8
Noeud 32	32.25	Noeud 67	37.23		
Noeud 34	37.32	Noeud 69	45.94		

Chapitre V : Estimation financière des Scénarii proposés

Les estimations des coûts d'investissement des deux Scénarii d'alimentation en eau potable étudiées sont faites sur la base de valeurs moyennes des prix unitaires du Schéma Directeur d'Assainissement 2011 et 2010. Les estimations financières dans ce chapitre concernent que les infrastructures projetées et les renforcements de l'existant.

Nous rappelons que pour le premier scénario le Nord-Est de la zone 1 sera alimenté par le Réservoir existant Ouled Heddou 160 et le Sud-Ouest de la zone 1 sera alimenté par le réservoir projeté Bouskoura 160, tandis que la zone 2 sera alimenté à partir du réservoir projeté Bouskoura 180.

Et pour le deuxième scénario nous avons gardé le raccordement de la zone 1 similaire à celui du scénario précédent. Alors que, la zone 2 sera alimenté par le réservoir projeté Bouskoura 160 mais avec ajout d'un surpresseur pour assurer une pression convenable pour les lotissements de la zone 2.

1. Estimation financière du scénario 1 :

Les tableaux suivants présentent les estimations financières d'investissement des conduites d'alimentation en eau potable, des ouvrages annexes et des réservoirs, projetés dans le cadre du premier scénario.

Nous avons considéré que les coûts des ouvrages annexes représentent 15% des coûts des conduites.

Tableau 12 : Estimation du renforcement du réservoir Bouskoura 160 (Scénario 1)

Réservoir Bouskoura 160		
Volume m3	PU Dhs/m3	Prix Total
10000.00	2179.66	21796579.67
17000.00	1864.82	31701899.71
		9905320.04

Tableau 13 : Estimation du renforcement du réservoir Bouskoura 180

Réservoir Bouskoura 180		
Volume m3	PU Dhs/m3	Prix Total
9000.00	2248.23	20234084.58
13000.00	2017.85	26232057.52
		5997972.95

Tableau 14 : Estimation financière des conduites et des Ouvrages annexes

Conduites			
Diamètre	PU	Longueur	Prix
63	895.30	3030.16	2712889.63
75	930.72	6451.13	6004194.39
90	977.15	11368.03	11108208.91
110	1042.76	6349.24	6620705.05
125	1094.75	4159.63	4553736.02
140	1149.12	3024.48	3475495.52
160	1225.33	2001.54	2452541.77
180	1305.78	2681.28	3501159.82
200	1390.47	744.12	1034673.68
225	1502.30	615.17	924173.69
250	1620.75	227.46	368662.01
315	1959.72	1499.01	2937639.88
400	2470.57	5484.16	13548999.53
500	3169.62	198.29	628503.95
			59871583.84
Ouvrages annexes			
			8980737.58

Les infrastructures d'alimentation en eau potable de ce scénario coûtent :

84 755 614.40 DH

2. Estimation financière du scénario 2 :

Les tableaux suivants présentent les estimations financières d'investissement des conduites d'alimentation en eau potable, des ouvrages annexes et des réservoirs, projetés dans le cadre du deuxième scénario.

Nous avons considéré que les coûts des ouvrages annexes représentent 15% des coûts des conduites.

Tableau 15 : Estimation du renforcement du réservoir Bouskoura 160 (Scénario 2)

Réservoir Bouskoura 160		
Volume m3	PU Dhs/m3	Prix Total
10000	2179.66	21796579.67
21000	1752.49	36802317.81
		15005738.14

Tableau 16 : Estimation financière des conduites et des Ouvrages annexes

Conduites			
Diamètre	PU	Longueur	Prix
63	895.30	3030.16	2712889.63
75	930.72	6451.13	6004194.39
90	977.15	11368.03	11108208.91
110	1042.76	6349.24	6620705.05
125	1094.75	4159.63	4553736.02
140	1149.12	3024.48	3475495.52
160	1225.33	2001.54	2452541.77
180	1305.78	2681.28	3501159.82
200	1390.47	744.12	1034673.68
225	1502.30	615.17	924173.69
250	1620.75	227.46	368662.01
315	1959.72	1499.01	2937639.88
400	2470.57	5484.16	13548999.53
500	3169.62	198.29	628503.95
		Total	59 871 583.84
Ouvrages annexes			
		Total	8 980 737.5

Tableau 17 : Estimation financière du Surpresseur

Surpresseur			
Puissance	Part équipement	Part GC	Prix total
18.76	2713854.22	1238789.91	3952644.14

Les infrastructures d'alimentation en eau potable de ce scénario coûtent :

87 810 704 DH

Chapitre VI : comparaison technico-économique entre les Scénarii proposés

Pour aider à faire le choix Du scénario optimal pour la zone d'étude, une comparaison technico-économique entre les deux scénarii proposés s'avère nécessaire.

En effet après l'étude détaillée de chaque scénario, il s'est t'avéré que les résultats sont différenciés par plusieurs aspects, chaque scénario résoudra un problème technique, mais en même temps présentera un ensemble d'autres contraintes techniques et parfois économiques. Les décideurs sont amenés à tenir en compte de toutes les contraintes liées à chaque variante, donc l'analyse multicritère est l'outil le plus pertinent pour faire une différenciation entre les variantes.

Nous rappelons que pour le premier scénario le Nord-Est de la zone 1 sera alimenté par le Réservoir existant Ouled Heddou 160 et le Sud-Ouest de la zone 1 sera alimenté par le réservoir projeté Bouskoura 160, tandis que la zone 2 sera alimenté à partir du réservoir projeté Bouskoura 180.

Et pour le deuxième scénario nous avons gardé le raccordement de la zone 1 similaire à celui du scénario précédent. Alors que, la zone 2 sera alimenté par le réservoir projeté Bouskoura 160 mais avec ajout d'un surpresseur pour assurer une pression convenable pour les lotissements de la zone 2.

Dans cette comparaison, nous avons choisi les critères liés aux contraintes techniques, économiques et socio-environnementales, nous avons fixé les critères suivants :

- Contrainte foncière.
- Contrainte topographique.
- Le coût d'investissement.
- L'effet négatif sur l'amont.

Critère de comparaison	Scénario 1	Scénario 2
Contrainte foncière	Aucun besoin d'emprise foncière.	Contrainte de mobilisation du terrain pour implanter le nouveau surpresseur, qui constitue des procédures lourdes de point de vue réglementaire.

Contrainte topographique	Aucune contrainte Topographique	L'implantation du surpresseur ce qui augmente les coûts de maintenance et d'exploitation.
Effet négatif sur l'amont	Renforcement de la capacité du Réservoir Bouskoura 160 et redimensionnement des conduites liant le réservoir à la zone d'étude. Renforcement de la capacité du réservoir Bouskoura 180 et nécessité de redimensionnement du réseau liant ce réservoir au bassin étudié.	Renforcement de la capacité du Réservoir Bouskoura 160 et redimensionnement des conduites liant le réservoir à la zone d'étude.
Le coût d'investissement	84 755 614.40 DH	87 810 704.00 DH

D'après l'analyse du tableau, le premier scénario semble plus avantageux de point de vue technique : il n'impose pas une contrainte d'acquisition du foncier ni une contrainte topographique. Et même du point de vue économique le scénario 1 est plus optimal.

Donc il est recommandé de réaliser Le premier scénario au niveau du bassin étudié pour ces avantages techniques et économiques.

Partie V : Etude Sectorielle d'assainissement

Chapitre I : Analyse de la situation actuelle

Cette étude a pour objectifs :

- Analyse de la situation d'assainissement de la zone d'étude
- Proposition d'une solution d'assainissement à long terme
- Analyse de la situation intermédiaire

Pour cela, on va suivre le plan suivant :

- Analyse de la situation d'assainissement de la zone d'étude :
 - L'étude de la zone d'Ouled Azzouz
 - Collecte des données
- Proposition d'une solution d'assainissement à terme zone :
 - Calcul des débits des eaux usées et des eaux pluviales
 - Dimensionnement et calage altimétrique des collecteurs et ouvrages à terme
 - Proposition de solution de tracés avec prise en compte des contraintes
 - Raccordement des réseaux
 - Modélisation numérique sous Mike Urban
 - Réalisation d'un chiffrage
- Analyse de la situation intermédiaire :
 - Estimation des débits de pointe des eaux usées et des eaux pluviales à l'état actuel sur la base de l'état d'aménagement et le taux d'habitation des lotissements.
 - Evolution des rejets d'EU et des débits des eaux pluviales par année.

1. Orientations du schéma directeur d'aménagement :

En ce qui concerne la commune rurale de Ouled Azzouz, le Schéma Directeur d'Aménagement a prévu une superficie de 825ha à ouvrir à l'urbanisation dont 150 ha en zone urbaine de densité intermédiaire et 280ha en zone balnéaire de faible densité.

Le Schéma Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme organise le territoire de la Commune Rurale de Ouled azzouz en trois principales séquences, une bande balnéaire au sud de Tamaris le long de la route d'Azzemour, un centre urbain qui comprend la zone industrielle existante et une zone d'habitat de densité intermédiaire ; enfin une zone d'activité économique à vocation logistique au sud de la route d'El Jadida et constituant la continuité de la zone industrielle de Hay Hassani.

En plus de la zone urbaine de 825ha prévue par le SDAU, un nouveau pôle urbain au nord-est de la commune d'une superficie de 430ha a été ouvert à l'urbanisation suite aux décisions des autorités compétentes : wilaya, AUC, Province de Nouaceur et Conseil Communal de Ouled-Azzouz.

2. Actualisation des infrastructures projetées :

Dans le cadre de la renégociation du contrat de gestion déléguée initiée en 2016, Lydec a entrepris l'actualisation des investissements prévus pour faire face à l'évolution nécessaire des infrastructures eau potable, assainissement liquide et électricité dont elle est en charge jusqu'en 2027.

2.1. Système Eaux Pluviales :

Une étude sectorielle a été élaborée ultérieurement aux Schémas Directeurs de 2011, elle prévoit :

- Pour la partie Est de la commune d'Ouled Azzouz : L'exutoire le plus proche des eaux pluviales est l'Oued Merzeg. (Débit de rejet limité par l'ABH 10 l/s/ha).
 - De ce fait, en plus des 3 bassins d'orage définitifs réalisés ou en cours dans la zone (2 BO pour le projet Ryad Partners et 1 BO pour le projet Fadaat Essada) il est prévu sur la zone la réalisation de 2 nouveaux bassins d'orage sectoriels :
 - BO RDN : Bassin d'orage de la rive droite Nord, d'un volume de stockage d'environ 13 400 m³ et d'une superficie d'environ 6000 m² (le terrain choisi se situe au niveau lit majeur de l'Oued)
 - BO RDS : Bassin d'orage de la rive droite Sud, d'un volume de stockage d'environ 50 000 m³ et d'une superficie d'environ 2,2 ha (le terrain choisi se situe au niveau du lit majeur de l'Oued)
- Pour la partie Ouest de la commune d'Ouled Azzouz : Pour cette partie de la commune, il est prévu d'évacuer les eaux pluviales via des collecteurs structurants qui rejoindront le rejet EP 7 situé sur de la commune de Dar Bouazza, les diamètres des collecteurs projetés varient entre DN 800 et DN 2600.

2.2. Système Eaux Usées :

Après la publication du plan d'aménagement, une étude sectorielle a été réalisée pour définir les infrastructures nécessaires pour desservir la zone.

Deux phases ont été étudiées :

- Etat intermédiaire : il est prévu d'acheminer les eaux usées de la commune d'OAZ vers :
 - Le transfert des eaux usées récemment réalisé au niveau de la commune de Dar Bouazza pour les bassins versants Ouest et le bassin versant Nord Est :

- Le transfert des eaux usées de Moulay Thami pour le bassin versant Sud Est. Ce bassin versant connaît jusqu'à présent une faible urbanisation.

Ces systèmes de transfert nécessiteront la réalisation de 9 postes de pompage et des collecteurs de gravitaires et de refoulement de diamètre allant du DN 300 au DN 600.

- Etat définitif : A terme, les eaux usées de la commune d'Ouled Azouz seront évacuées vers le réseau unitaire du Grand Casablanca via un système de transfert parallèle à celui de Moulay Thami pour un rejet via l'émissaire marin d'El Hank.

2.3. Les exutoires de la zone d'étude :

Le réseau d'assainissement de la zone peut être raccordé à deux exutoires différents :

- Le réseau hydrographique le plus proche de la zone d'étude est l'oued Bouskoura qui se situe à l'Est de la zone d'étude et sera utilisé pour le rejet des eaux pluviales.
- Le réseau existant de Casablanca ; on peut se raccorder sur les collecteurs structurants en aval (Dar Bouaazza) :
 - Pour les eaux pluviales :
 - Le DN 2200 Du BV Errahma A
 - Le DN 2200 Du BV Errahma B
 - Le DN 1400 Du BV Errahma C
 - Le DN 2600 Du BV RP8
 - Pour les eaux usées :
 - Le transfert de la RP8 B
 - Le transfert de la RP8 A

Dans l'état actuel, la zone est dépourvue d'infrastructures d'assainissement des eaux usées et des eaux pluviales, Ainsi les exutoires proposés sont projetés.

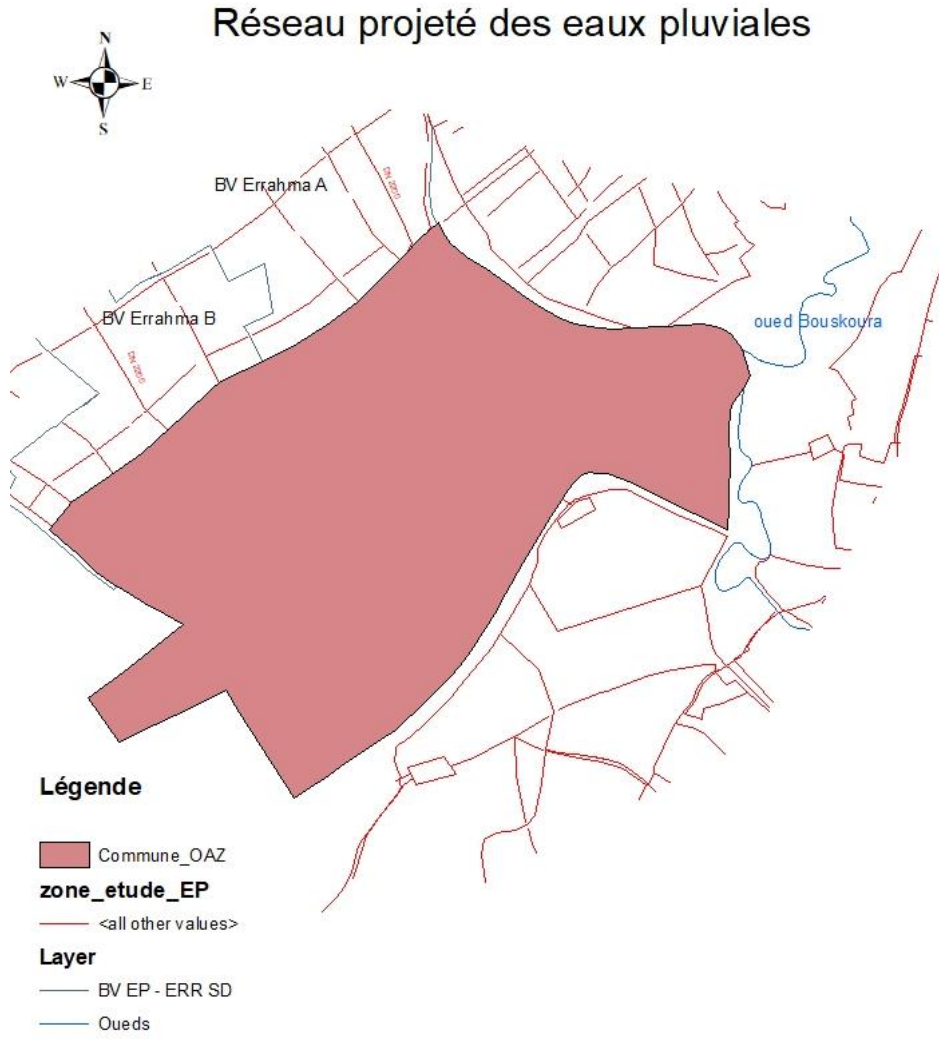


Figure 48: réseau projeté des EP

Réseau projeté des eaux usées

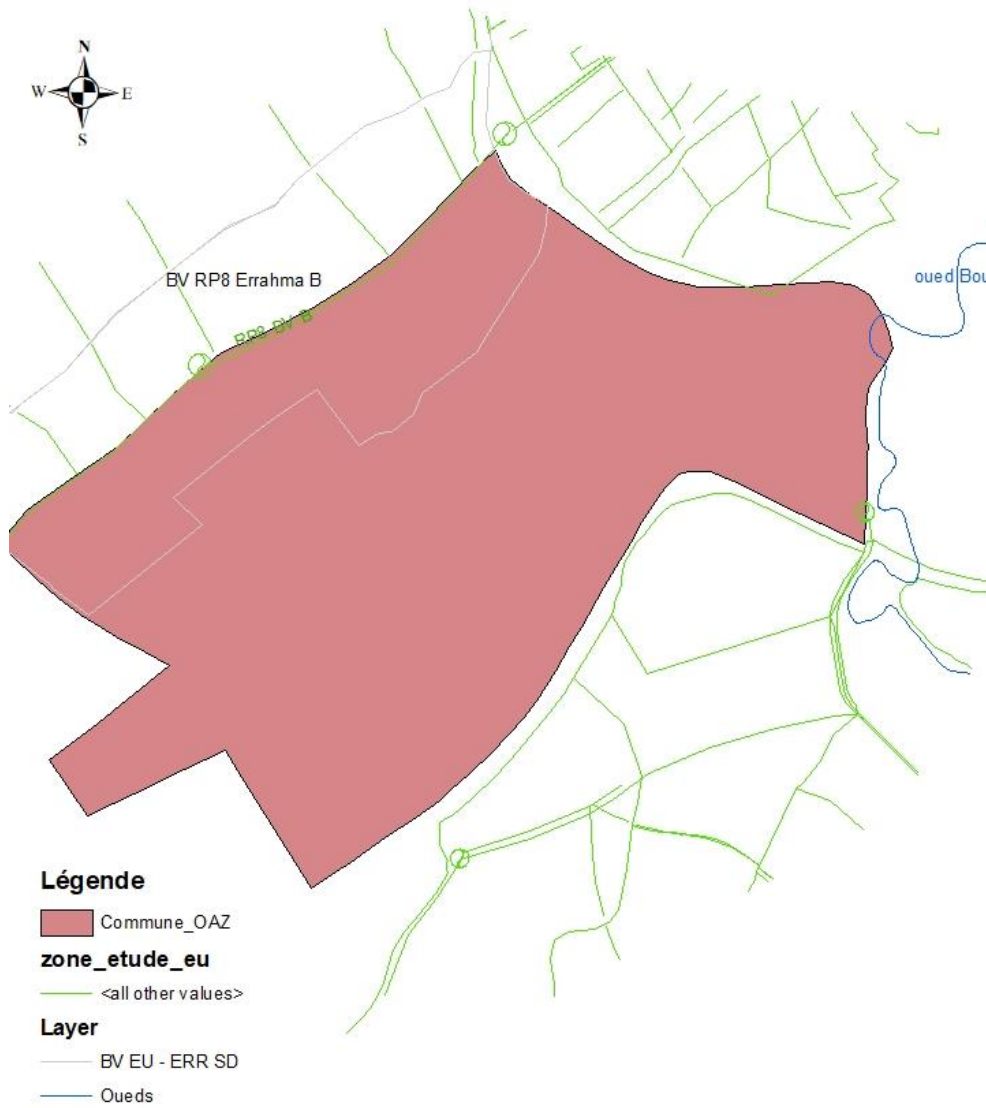


Figure 49: Réseau projeté des EU

Chapitre II : Conception et dimensionnement du réseau d'assainissement des EP et des EU :

Pour la conception et le dimensionnement des réseaux on doit passer par les étapes suivantes :

- Préparation des données de l'étude
- Estimation des débits
- Traçage du réseau et calage altimétrique sur logiciel 'Covadis'

1. Préparation des données de l'étude :

Cette étape consiste à traiter les différentes données recueillies

1.1. Données recueillies :

Les données utilisées sont de différents formats :

▪ **Données sous Format SIG :**

- Limite de la zone : une couche polygone qui définit les limites de la zone d'étude et sa superficie.
- Topographie de la zone : modèle numérique du terrain de la zone d'étude sous format raster avec une couche des points topographiques et une couche des courbes de niveaux ; ces fichiers sont utilisés pour la délimitation des bassins versant sur ArcGis et le calage altimétrique sur Covadis.
- Plan d'aménagement : la couche zoning représente l'occupation du sol. Elle se compose d'objets de type polygone ; Cette couche sert à calculer les coefficients de ruissellement pour l'estimation des débits. La couche ilots représente l'ensemble des voies d'aménagement de la commune. Et la couche des équipements prévus dans la zone.
- Réseau d'assainissement existant et projeté : cette couche représente l'ensemble des collecteurs et des regards existants au niveau de la commune.
- Lotissements : cette couche contient l'ensemble des lotissements reçus au niveau de la commune et leur état d'aménagement.
- Autres données :
- Tableaux des coefficients d'imperméabilisation et les ratios de consommation d'eau potable selon le zoning ; utilisés pour l'estimation des débits
- Tableau de zoning qui définit les hauteurs pour chaque étiquette de typologie d'occupation du sol ; utilisé pour le calcul de la pression en AEP.
- Image satellitaire de la zone.

1.2. Traitement des données :

▪ Délimitation des bassins versants :

Les bassins versants sont délimités suivant les crêtes naturelles en se basant sur les courbes de niveau de telle façon que chaque bassin versant à un exutoire, ces bassins versants sont corrigés en tenant en compte du réseau viaire de la zone d'étude, donné par le plan d'aménagement de la zone d'étude (la couche des ilots)



Délimitation des Bassins Versants



Figure 50: Délimitation des bassins versants

▪ Découpage des bassins versants :

Le découpage des bassins versants se fait suivant les voies d'aménagement d'où vont passer les collecteurs. Nous obtenons 36 Sous bassins dont les caractéristiques sont synthétisées dans le tableau suivant :

	Surface en ha	C	I	L(m)
Min	1.45	0.13	0.20	176.60
Max	109.76	0.80	5.17	1787.50
Moyenne	30.42	0.60	1.54	876.84

- L présente le cheminement hydraulique ; c'est-à-dire le plus long parcours traversé par une goutte d'eau pour atteindre l'exutoire du sous bassin, mesuré sous ArcGis.
- I la pente hydraulique calculée à partir du MNT de la zone.
- C le coefficient d'imperméabilisation est calculé à partir de l'intersection de la couche zoning contenant la typologie du sol et la couche des sous bassins, ensuite on calcule la moyenne ; pour chaque sous bassin ; pondérée par la surface.

La table de calcul récapitulatif des différentes caractéristiques des sous bassins est présenté dans l'annexe.



Découpage en sous bassins versants

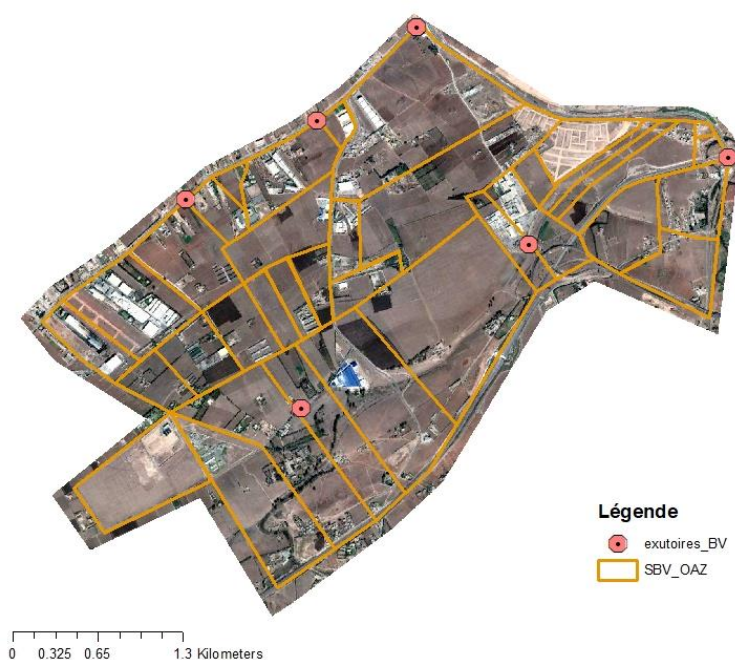


Figure 51: Découpage en sous bassins versants



Bassin versant et sous bassins versants

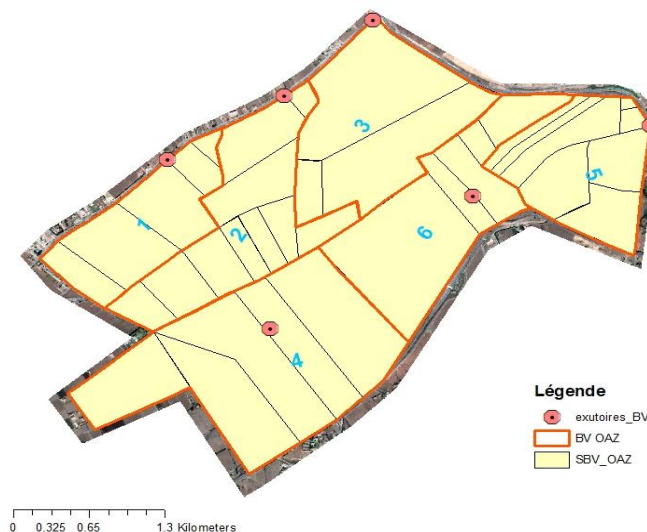


Figure 52 : Bassins versants et sous bassins versants

2. L'estimation des débits d'assainissement :

1.3. Débits d'assainissement des eaux pluviales :

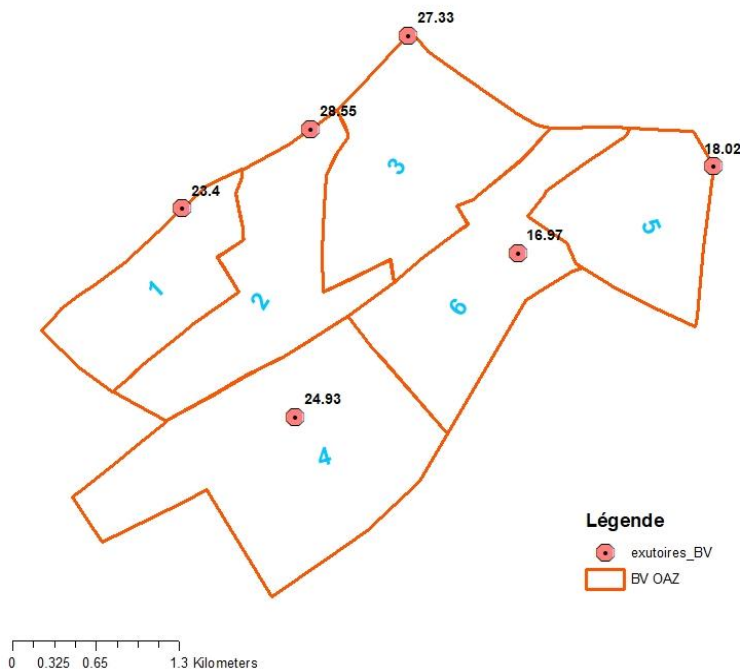
Les débits des eaux pluviales sont déterminés par la méthode superficielle de Caquot, présenté dans le chapitre I « conception du réseau d'assainissement » de la première partie du rapport. Nous avons calculé le débit à évacuer par chaque bassin versant, ensuite en utilisant la formule de Manning Strickler nous avons calculé les diamètres des conduites à installer. Les tables de calcul sont présentées dans l'annexe.

1.4. Débits d'assainissement des eaux usées :

Les débits des eaux usées sont déterminés par les formules présentées dans le chapitre I « conception du réseau d'assainissement » de la première partie du rapport. Nous avons calculé le débit à évacuer par chaque bassin versant ; ensuite en utilisant la formule de Manning Strickler nous avons calculé les diamètres des conduites à installer. Les tables de calcul sont présentées dans l'annexe



Débits des eaux usées par BV en L/s



Débits des eaux pluviales par BV en m3/s

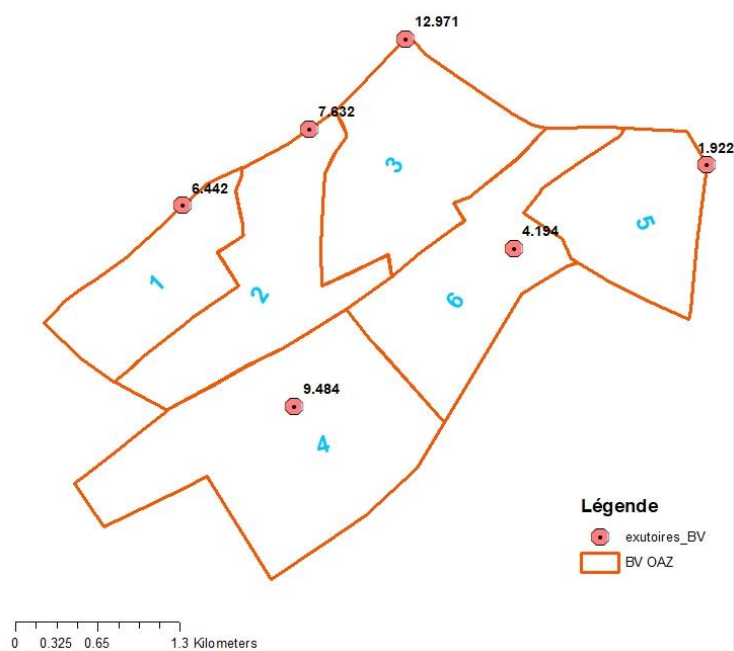


Figure 53: Débits EP par BV

3. Traçage du réseau d'assainissement et calage altimétrique sur logiciel 'Covadis' :

3.1. Traçage du réseau d'assainissement :

Pour construire le réseau d'assainissement des eaux pluviales et des eaux usées nous utilisons le logiciel Covadis ; nous traçons les collecteurs pour chaque bassin versant suivant les voies d'aménagement définies dans la couche ilots :

- Le transport des eaux usées vers l'exutoire final par la suite se fait par des stations de pompage selon la topographie.
- Pour les eaux pluviales ; le stockage se fait dans des bassins d'orage situé dans le point le plus bas de la zone, et le transport des eaux vers l'exutoire final se fait par les stations de pompage selon la topographie.

Le plan du tracé est présenté dans l'annexe.



Collecteurs des eaux pluviales

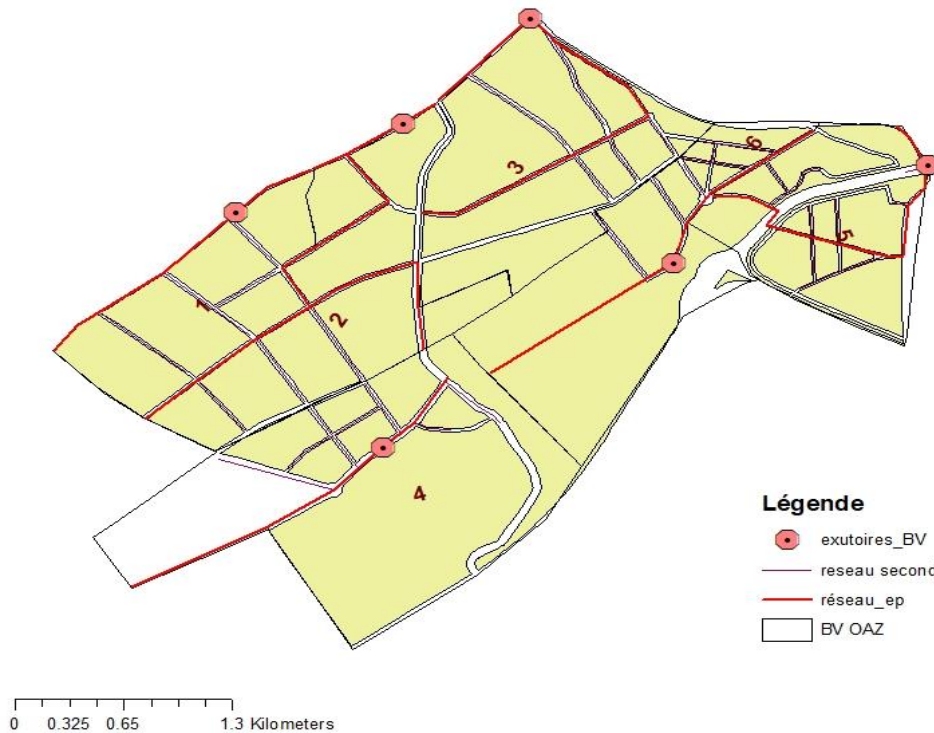


Figure 55 : Collecteur des eaux pluviales



Collecteurs des eaux usées

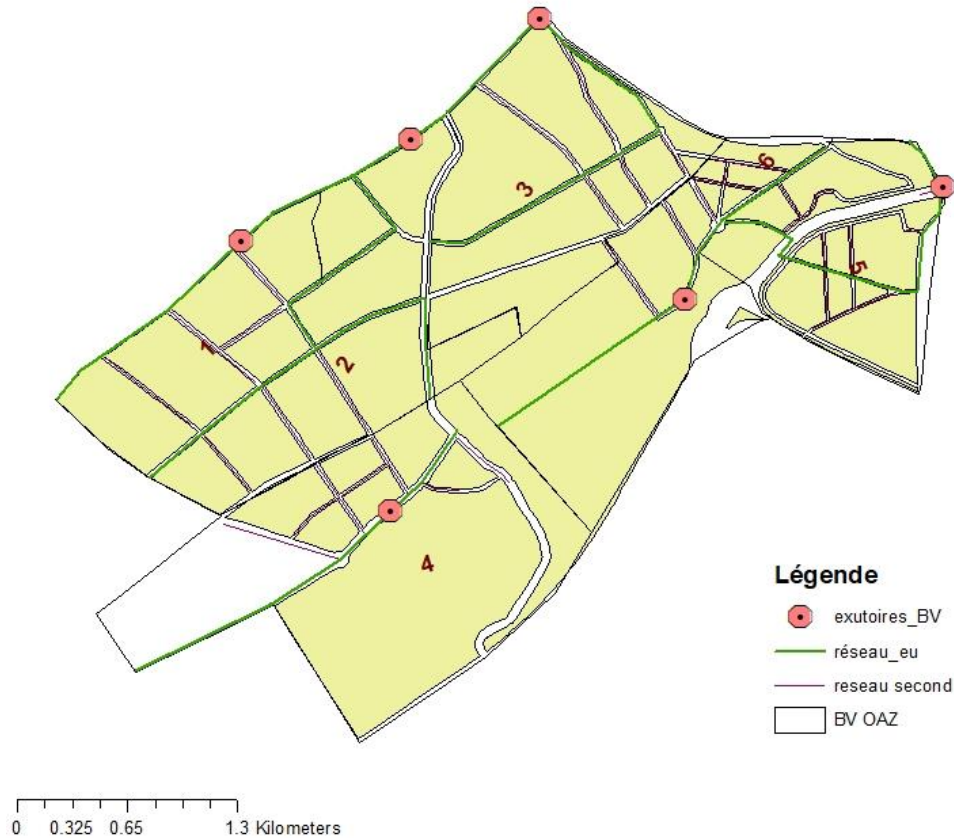


Figure 56 : collecteurs des EU

3.2. Calage altimétrique du réseau :

Les collecteurs sont calés sous le logiciel Covadis selon les critères mentionnés dans le paragraphe : « caractéristiques techniques » dans le chapitre I « conception du réseau d'assainissement ».

Les diamètres sont déterminés avec la formule de Manning-Strickler selon les débits calculés précédemment. Les résultats sont présentés dans l'annexe.

Chapitre III : Raccordement des réseaux

1. Réseau d'assainissement des eaux pluviales :

▪ Définition des exutoires finaux :

Pour déterminer l'exutoire final de chaque bassin versant ; on choisit à partir des exutoires possibles de la zone, en prenant compte la topographie de la zone ; le point de raccordement le plus proche.

- Les réseaux des bassins versant 1 et 4 seront raccordés sur le collecteur DN2200 du bassin versant A de la zone Errahma
- Les réseaux des bassins versant 2 et 3 seront raccordés sur le collecteur DN2200 du bassin versant A de la zone Errahma
- Les réseaux des bassins versant 5 et 6 seront raccordés à l'Oued Bouskoura

Raccordement du réseau :

Pour le raccordement du réseau des eaux pluviales deux variantes principales sont proposées :

- a) Variante 1 : rétention totale
- b) Variante 2 : rétention partielle des eaux pluviales avec évacuation directe.

1.1. Description et détail de la variante 1 :

Cette variante consiste à stocker les eaux pluviales collectées de chaque bassin versant dans un bassin de rétention, situé à l'exutoire de chaque bassin, avant de les transporter vers leurs exutoires finaux à l'aide des stations de pompage.

- BV 4 : Les eaux pluviales du bassin versant 4 seront stockées d'abord dans le bassin de rétention BR4, puis acheminés vers le bassin de rétention BR1, à l'aide de la station de pompage SP4, et une conduite de transport divisée en deux parties une de refoulement et l'autre transporte l'eau d'une façon gravitaire.
- BV 1 : Les eaux pluviales du bassin versant 1 en plus des eaux provenant du bassin versant 4 seront stockées dans le bassin BR4 puis transportées vers leur exutoire final « DN2200 du BV B de la zone Errahma », à l'aide de la station de pompage SP1 et une conduite de refoulement.
- BV 2 : Les eaux pluviales du bassin versant 2 seront stockées d'abord dans le bassin de rétention BR2, puis acheminés vers leur exutoire final « DN2200 du BV A de la zone

Errahma », à l'aide de la station de pompage SP3, et une conduite de transport divisée en deux parties une de refoulement et l'autre transporte l'eau d'une façon gravitaire.

- BV 3 : Les eaux pluviales du bassin versant 3 seront stockées dans le bassin BR4 puis transportées vers leur exutoire final « DN2200 du BV A de la zone Errahma », à l'aide de la station de pompage SP3 et une conduite de refoulement.
- BV 5 : Les eaux pluviales du bassin versant 5 seront collectées dans le bassin BR5 avant de les rejeter dans l'Oued Bouskoura à l'aide d'une conduite gravitaire.
- BV6 : Les eaux pluviales du bassin versant 6 seront stockées d'abord dans le bassin de rétention BR6, puis acheminés vers leur exutoire final « Oued Bouskoura », à l'aide de la station de pompage SP6, et une conduite de transport divisée en deux parties une de refoulement et l'autre transporte l'eau d'une façon gravitaire

Le schéma suivant résume la description de la première variante :

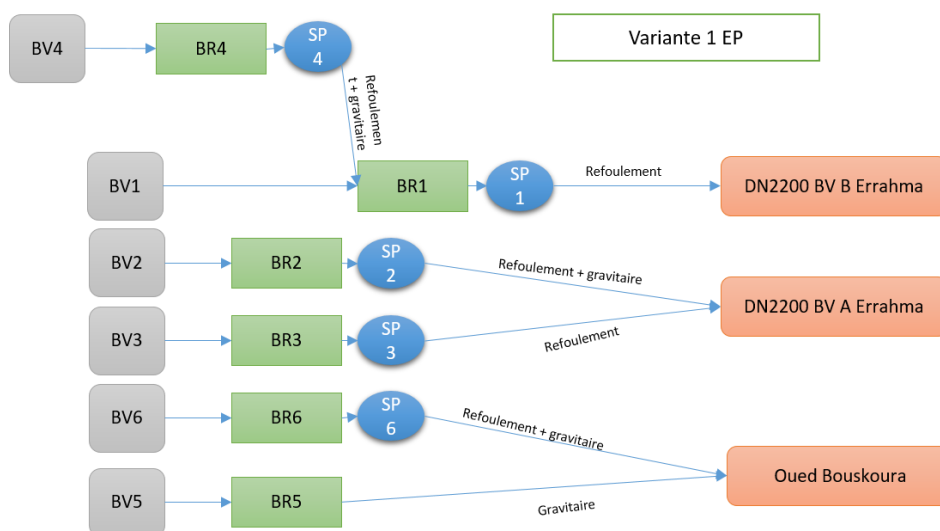


Figure 57 : schéma descriptif de la variante 1



Variante 1 EP

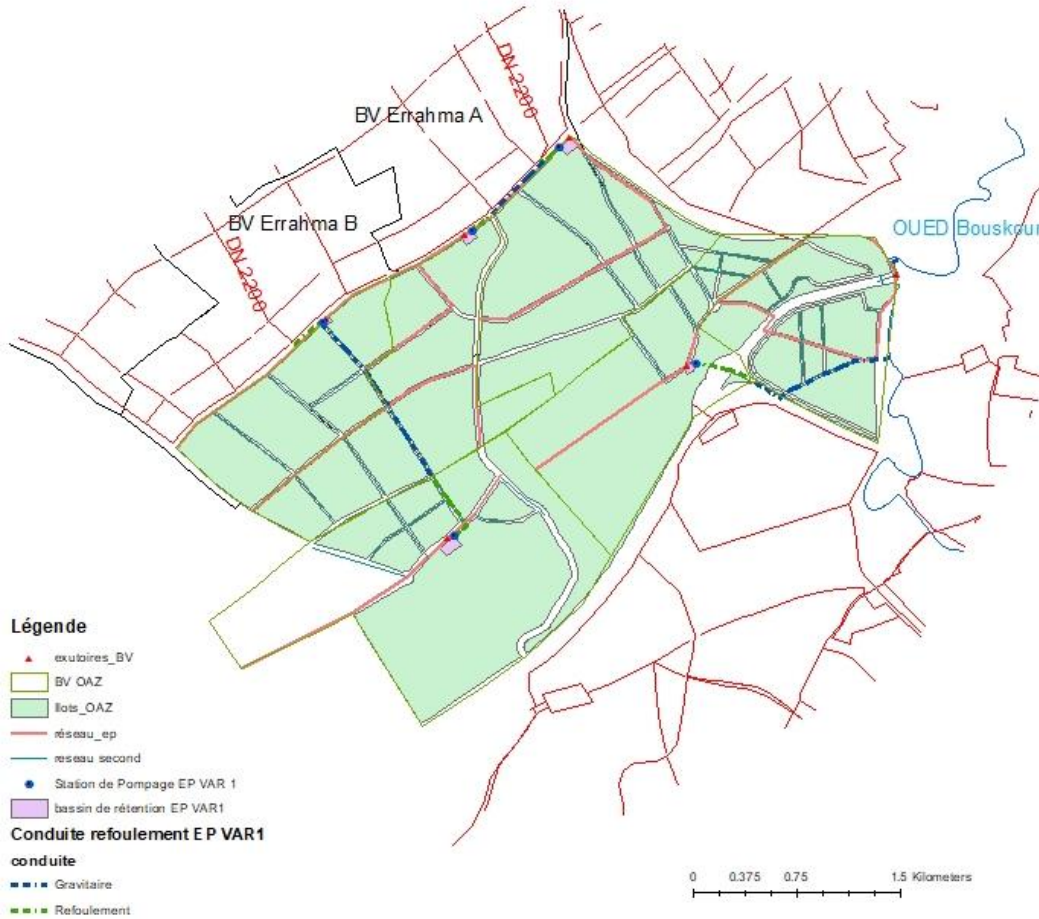


Figure 58 : Tracé de la variante 1 EP

▪ Dimensionnement des bassins de rétention

Les volumes des bassins de rétention sont calculés d'après la méthode déjà citée dans le paragraphe « Dimensionnement et conception des ouvrages et réseaux d'assainissements » du chapitre I « Conception du réseau d'assainissement » de la première partie.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 18 : Volume des bassins de rétention Variante 1

BV	S(ha)	C	Simp (ha)	Qs (m3/s)	qf (mm/min)	V en m3
1	116.99	0.79	92.43	0.117	0.008	64945.19
2	175.20	0.80	140.16	0.175	0.008	99181.39
3	191.04	0.71	135.64	0.191	0.008	89799.88
4	298.61	0.39	116.46	0.299	0.015	55204.48
5	134.62	0.32	43.08	0.135	0.019	18288.13
6	178.76	0.30	53.63	0.179	0.020	21961.29

Bassin de rétention Volume en m3

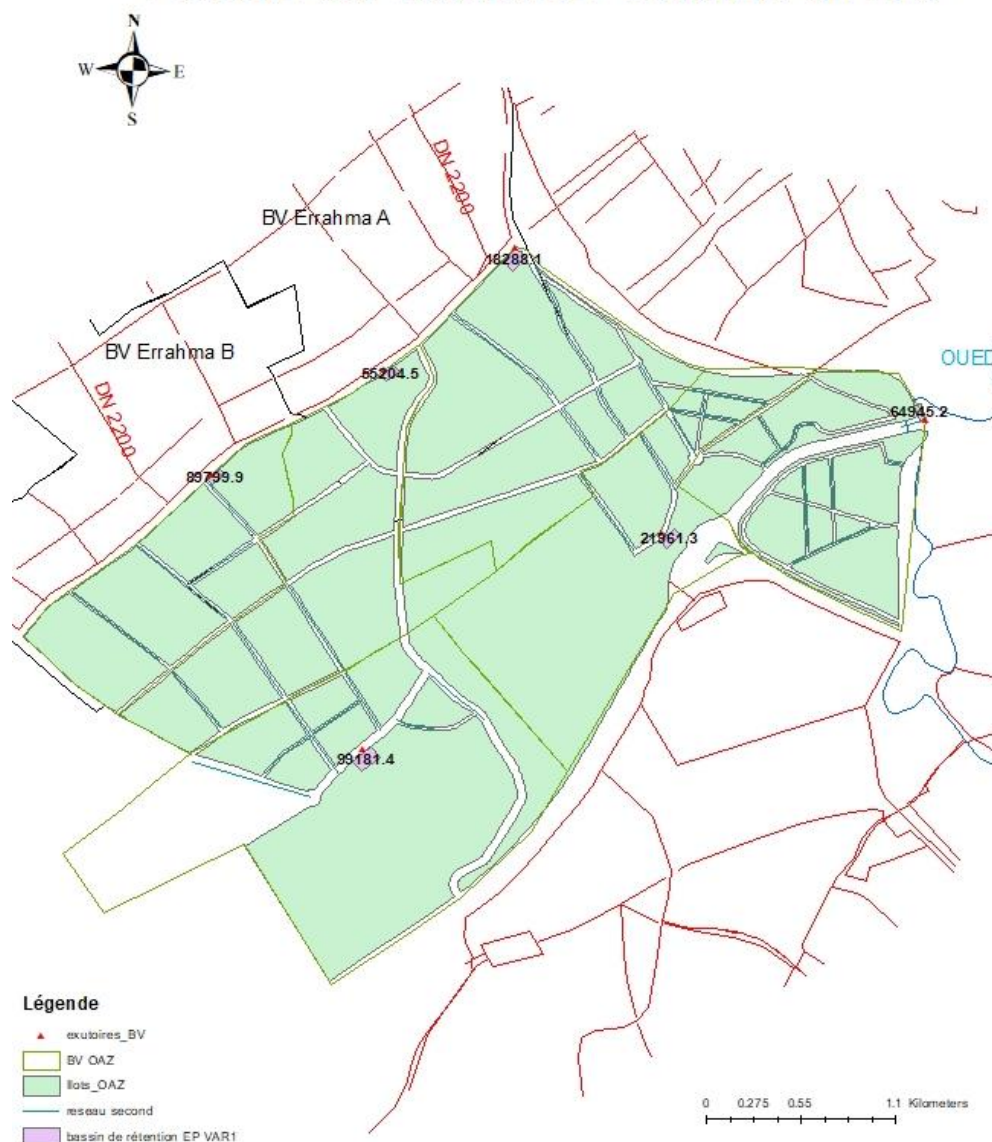


Figure 59 : Volumes des bassins de rétention

▪ **Dimensionnement des stations de pompage et des conduites de transport**

Les stations de pompage sont dimensionnées selon la méthode présentée le paragraphe « Dimensionnement et conception des ouvrages et réseaux d'assainissements » du chapitre I « Conception du réseau d'assainissement » de la première partie.

Pour Chaque bassin versant où on a besoin de pompage ; on calcule la hauteur manométrique de la pompe, le diamètre optimal de la conduite de refoulement, et le diamètre nominal de la conduite de transport gravitaire. Les débits sont pris égaux aux doubles des débits de fuite des bassins de stockage.

Les résultats sont synthétisés dans les tableaux suivants :

SP	Cote départ	Cote arrivée	Longueur m	Q en l/s	DN en mm	HMT
SP4 : du BV 4 -->BR1	108	129	532	597	600	26.70
SP6 : du BV 6--> oued Bouskoura	102	112	492	358	500	15.12
SP3 : du BV 3--> collecteur du BVA	86	87.5	204	382	450	5.69
SP2 : du BV 2--> collecteur du BV A	93	97	209	350	450	7.71
SP1 : du BV 1-> collecteur du BV B	98	100	270	234	400	6.04

Gravitaire	Longueur (ml)	Cote départ	Cote arrivé	Pente gravitaire m/m	DN Gravitaire
du BV 4 -->BR1	1382	129	98	0.02243	600
du BV 6--> oued Bouskoura	1071	112	96	0.01494	500
du BV 2--> collecteur du BVA	762	97	86	0.01444	500
du BV 1-> collecteur du BV B	37	100	98	0.05405	400
du BV 5 --> oued Bouskoura	38	95	92	0.07895	400

Les tables de calcul détaillées sont présentes dans l'annexe.

▪ **Problématique de la variante 1 L'acquisition du foncier :**

L'acquisition foncière représente un blocage pour la réalisation de plusieurs ouvrages : les stations de pompes, les bassins d'orage et les réservoirs, en effet dans le périmètre de gestion déléguée de la LYDEC, les demandes de raccordements augmentent de plus en plus. Ainsi le délégataire est appelé à renforcer les réseaux d'assainissement des eaux usées et des eaux pluviales et créer des ouvrages et des réseaux additionnels. Pour diminuer les coûts du foncier LYDEC négocie avec les autorités et avec l'agence urbaine de Casablanca l'implantation des ouvrages au niveau des ceintures vertes tant que la topographie le permet. Pour des contraintes topographiques (choix d'une zone basse pour les ouvrages d'assainissement et d'une zone haute pour le cas des réservoirs d'eau potable) il est parfois inévitable de recourir à l'expropriation, cette situation augmente significativement les coûts d'investissement et les délais de réalisation.

Pour la variante A, elle consiste à réaliser 6 bassins de rétention dans les points les plus bas des BV. Selon le plan d'aménagement cet emplacement ne coïncide pas avec des espaces verts, En effet, il est généralement dans des zones industrielles. Ceci rend l'opération d'acquisition de foncier plus tordue, avec un prix d'investissement élevé et un retard dans l'exécution des travaux.

Afin de remédier à cette problématique une deuxième variante possible est proposée

1.2. Description et détail de la variante 2 :

Dans cette variante nous proposons de garder les bassins de stockage des bassins versant 4, 5 et 6. Et évacuer directement les eaux collectées des bassins 1, 2 et 3 via des galeries de transfert des eaux pluviales :

- BV 4 : Les eaux pluviales du bassin versant 4 seront stockées d'abord dans le bassin de rétention BR4, puis acheminés vers la galerie de transfert des EP G1, à l'aide de la station de pompage SP4, et une conduite de transport divisée en deux parties une de refoulement et l'autre transporte l'eau d'une façon gravitaire.
- BV1 : Les eaux pluviales du bassin versant 1 en plus des eaux provenant du bassin versant 4 transportées vers leur exutoire final « DN2200 du BV B de la zone Errahma », à l'aide de la galerie de transfert G1.
- BV 2 : Les eaux pluviales du bassin versant 2 seront acheminés vers leur exutoire final « DN2200 du BV A de la zone Errahma », à l'aide de la galerie de transfert G2.
- BV 3 : Les eaux pluviales du bassin versant 3 seront transportées vers leur exutoire final « DN2200 du BV A de la zone Errahma », à l'aide de la galerie de transfert G3.
- BV 5 : Les eaux pluviales du bassin versant 5 seront collectées dans le bassin BR5 avant de les rejeter dans l'Oued Bouskoura à l'aide d'une conduite gravitaire.
- BV6 : Les eaux pluviales du bassin versant 6 seront stockées d'abord dans le bassin de rétention BR6, puis acheminés vers leur exutoire final « Oued Bouskoura », à l'aide de la station de pompage SP6, et une conduite de transport divisée en deux parties une de refoulement et l'autre transporte l'eau d'une façon gravitaire.

Le schéma suivant résume la description de la deuxième variante :

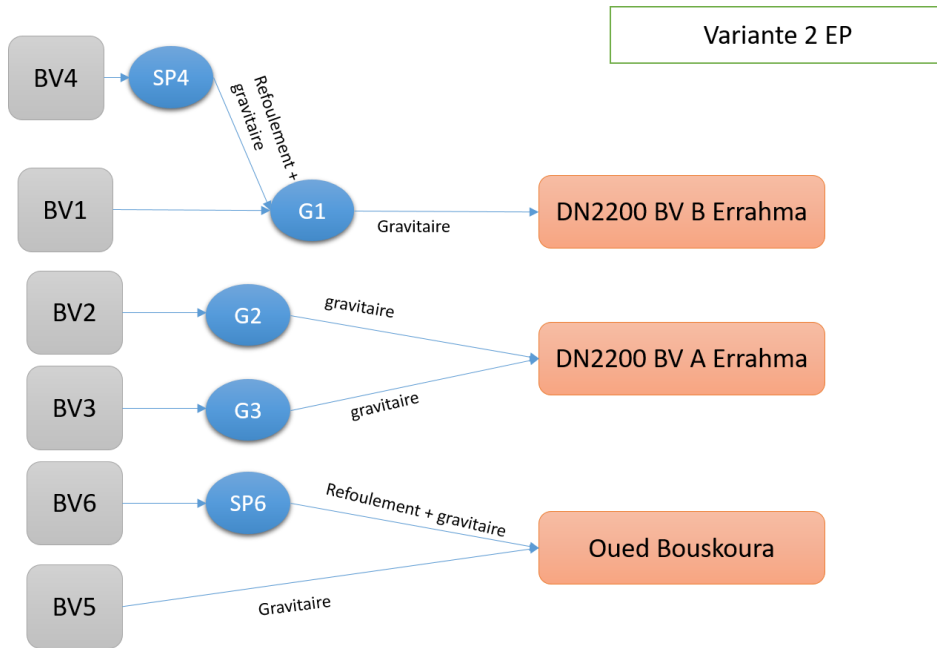


Figure 60: schéma descriptif de la variante 2

Variante 2 EP

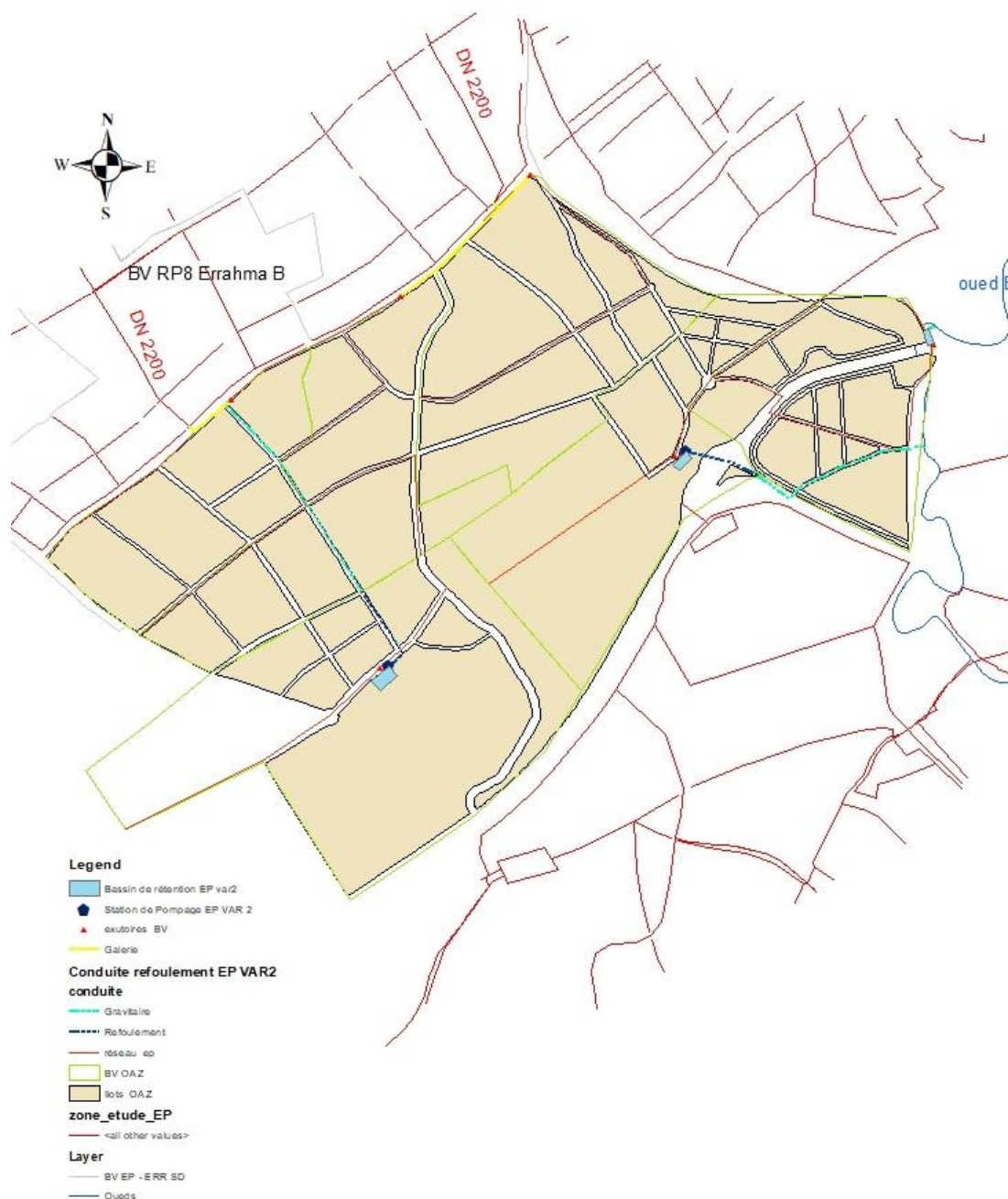


Figure 61 : tracé de la variante 2 EP

▪ Dimensionnement des bassins de rétention :

Les bassins de rétention utilisés dans cette variante sont déjà dimensionnés dans la variante 1 de rétention totale.

BV	S(ha)	C	Simp (ha)	Qs (m3/s)	qf (mm/min)	V en m3
4	298.61	0.39	116.46	0.299	0.015	55204.48
5	134.62	0.32	43.08	0.135	0.019	18288.13
6	178.76	0.30	53.63	0.179	0.020	21961.29

▪ **Dimensionnement des stations de pompage et des conduites de transport :**

Les stations de pompage utilisées dans cette variante sont déjà dimensionnées dans la variante 1 de rétention totale.

SP	Cote départ	Cote arrivée	Longueur m	Q en l/s	DN en mm	HMT
SP4 : du BR 4 -->G1	108	129	532	597	600	26.70
SP6 : du BR 6--> oued Bouskoura	102	112	492	358	500	15.12

Gravitaire	Longueur (ml)	Cote départ	Cote arrivé	Pente gravitaire m/m	DN Gravitaire
du BR 4 -->G1	1382	129	98	0.02243	600
du BR 6--> oued Bouskoura	1071	112	96	0.01494	500
du BR 5 --> oued Bouskoura	38	95	92	0.07895	400

▪ **Dimensionnement des galeries de transfert :**

On calcule le diamètre nominal pour chaque galerie de transfert projetée.

Galerie	Chemin	Longueur m	Q en m ³ /s	D en mm	DN en mm
G1	Du BV 1 → DN2200 BV B Errahma	307	15.92	2066.32	2100
G2	Du BV 2 → DN2200 BV A Errahma	971	7.63	1946.17	2000
G3	Du BV 2 → DN2200 BV A Errahma	204	12.9	1768.72	1800

▪ **Problématique de la variante 2 : Saturation du réseau aval :**

Le problème de saturation de réseau existant est contraignant pour l'assainissement pluvial, la rétention des eaux pluviales à l'amont devient une nécessité, sauf si des renforcements massifs sont projetés au niveau de réseau existant.

La variante 2 consiste à transporter une partie des débits des eaux pluviales sans rétention, alors les exutoires finaux reçoivent des débits élevés :

- DN 2200 du BV B Errahma ← 15.9 m³/s
- DN 2200 du BV A Errahma ← 20.5 m³/s

Pour adopter cette variante en évitant la saturation du réseau aval, il est nécessaire de prévoir un renforcement des collecteurs recueillant les débits transportés

2. Réseau d'assainissement des eaux usées

2.1. Définition des exutoires finaux :

Pour déterminer l'exutoire final de chaque bassin versant ; on choisit à partir des exutoires possibles de la zone, en prenant compte la topographie de la zone ; le point de raccordement le plus proche.

- Les eaux usées collectés de tous les bassins versant seront acheminés vers le transfert des eaux usées RP8

2.2. Raccordement du réseau :

- Les eaux usées du bassin versant 4 sont acheminées vers la RP8 à l'aide d'une station de pompage SP4 et une conduite de transport des eaux usées divisée en deux parties une de refoulement et l'autre transporte l'eau d'une façon gravitaire.
- Les eaux usées du bassin versant 5 sont acheminées vers la station de pompage SP6, à l'aide d'une station de pompage SP5 et une conduite de transport des eaux usées divisée en deux parties une de refoulement et l'autre transporte l'eau d'une façon gravitaire.
- Les eaux usées du bassin versant 6 en plus des eaux usées provenant de la SP5 sont acheminées vers la RP8 à l'aide d'une station de pompage SP6 et une conduite de transport des eaux usées divisée en deux parties une de refoulement et l'autre transporte l'eau d'une façon gravitaire.
- Les eaux usées des bassins versant 1, 2 et 3 sont acheminées directement vers la RP 8.

Le schéma suivant résume la description de la variante d'assainissement des eaux usées :

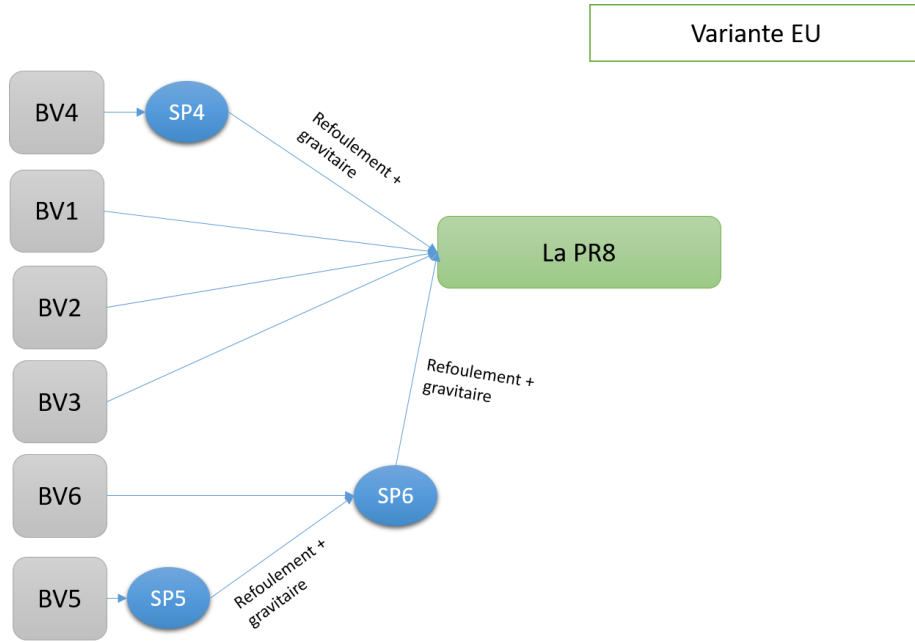


Figure 62 : Schéma descriptif de la variante EU

Variante EU

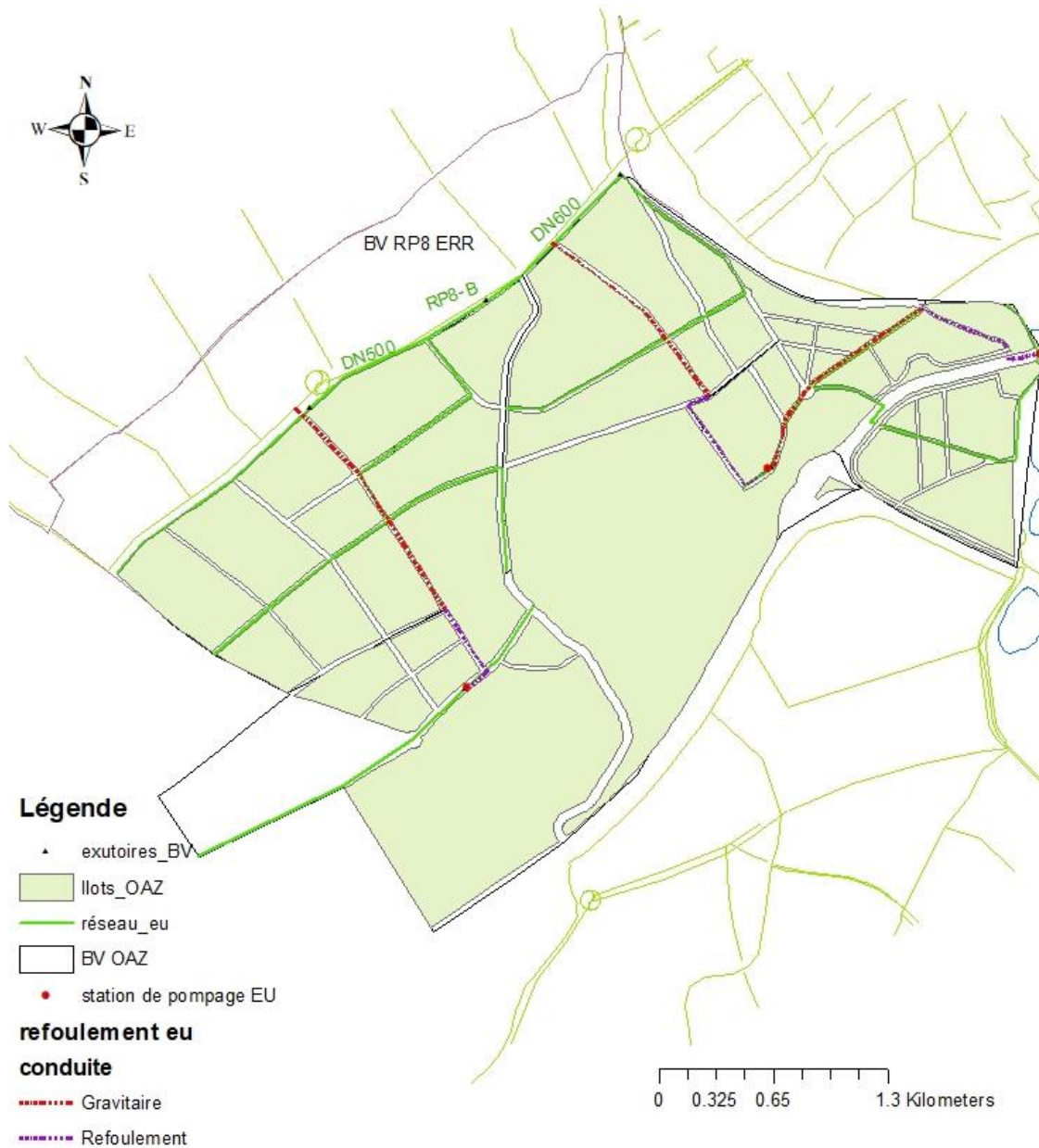


Figure 63 : tracé de la variante EU

▪ **Dimensionnement des stations de pompage et des conduites de transport :**

Les stations de pompage sont dimensionnées selon la méthode présentée dans le paragraphe « Dimensionnement et conception des ouvrages et réseaux d'assainissements » du chapitre I « Conception du réseau d'assainissement » de la première partie.

Pour Chaque bassin versant où on a besoin de pompage ; on calcule la hauteur manométrique de la pompe, le diamètre optimal de la conduite de refoulement, et le diamètre nominal de la conduite de transport gravitaire.

Les résultats sont synthétisés dans les tableaux suivants :

SP	cote départ	cote arrivée	Longueur m	Q en l/s	DN en mm	HMT
SP4 : du BV 4 --> RP8-B	108	129	563	24.9	300	22.1
SP6 : du BV 6 + SP 5--> RP8-B	102	112	526	35.0	300	11.5
SP5 : du BV 5--> SP6	92	116	808	18.0	400	24.6

Gravitaire	Longueur (ml)	Cote départ	Cote arrivé	Pente gravitaire m/m	DN Gravitaire
du BV 4 --> RP8-B	1429	129	98	0.02169349	200
du BV 6 + SP 5--> RP8-B	1247	112	96	0.01283079	300
du BV 5--> SP6	1820	112	96	0.00879121	200

Les tables de calcul détaillées sont présentes dans l'annexe.

Chapitre IV : Modélisation et optimisation du réseau proposé par Mike Urban :

Après le calage des collecteurs principaux dimensionnés avec la relation du Manning Strickler en utilisant les débits estimés avec la méthode du Caquot, une modélisation et optimisation de réseau en tenant compte de la variabilité des précipitations en fonction de temps s'est avéré nécessaire pour vérifier la fiabilité des dimensions et des pentes proposées, en vérifiant le taux de remplissage et les points de débordements des conduites sur le modèle.

Pour ce faire nous avons suivi ces étapes :

- Construction du modèle hydrologique
- Construction du modèle hydraulique
- Simulation des modèles et optimisation du réseau

1. Construction du modèle hydrologique :

▪ Les bassins versants :

Le découpage des bassins versants a été réalisé sur ARCGIS et importé sur MIKE URBAN. Le découpage a donné 35 sous bassins versants, pour chaque bassin versant, nous avons défini :

- Son imperméabilisation prise égale au coefficient de ruissellement en %.
- Les caractéristiques géométriques et morphologiques : Le cheminement hydraulique L en m et la pente I en ‰.
- Le point d'injection dans le réseau.

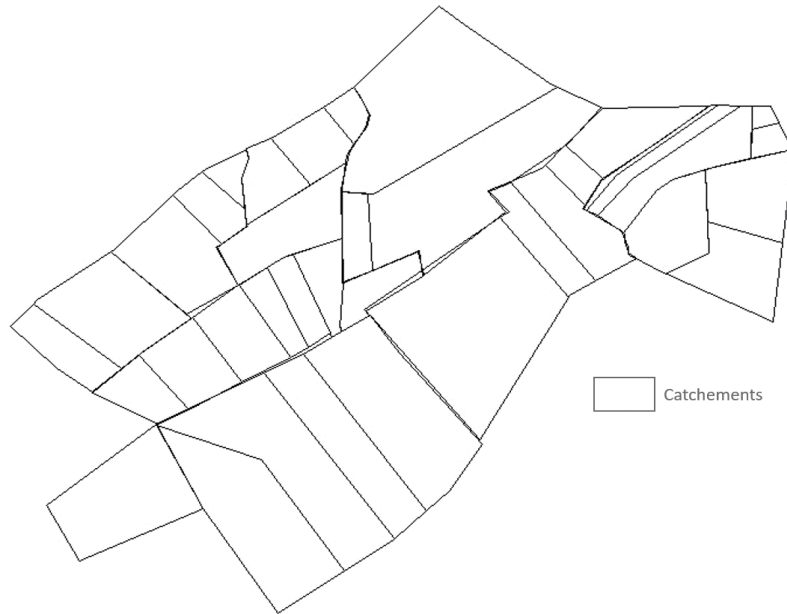


Figure 65 : bassins et sous-bassin versant

Linear Reservoir (C) [Base]

Catchment ID:

Catchment area:

Model C1 Effective area:
 Model C2 Imperviousness:

Length: Slope:

Hydrological parameters

Parameter set:

Use local parameters

Initial loss: Time constant:

Catchment	Impervious	Length	Slope	Parameter	Use local p	Redu ^
Catchment_1	76.00	705.600	14.00	-DEFAULT-	False	
Catchment_1	80.00	315.600	19.20	-DEFAULT-	False	
Catchment_1	80.00	876.200	12.00	-DEFAULT-	False	
Catchment_1	77.00	1355.600	9.80	-DEFAULT-	False	
Catchment_1	80.00	906.700	6.00	-DEFAULT-	False	
Catchment_1	80.00	1270.300	8.40	-DEFAULT-	False	
Catchment_2	80.00	775.200	6.60	-DEFAULT-	False	
Catchment_2	80.00	554.100	19.60	-DEFAULT-	False	
Catchment_2	80.00	918.100	4.40	-DEFAULT-	False	
Catchment_2	79.00	1039.500	2.00	-DEFAULT-	False	
Catchment_2	80.00	415.700	26.60	-DEFAULT-	False	

Figure 64 : données initiales du modèle Hydrologique

▪ **Conditions aux limites :**

Pour les conditions aux limites, nous avons inséré un fichier, sous format «.dfs0 », qui contient la série de pluie de projet.

La pluie de projet adoptée pour élaborer le diagnostic du fonctionnement hydraulique du réseau pluvial de la zone d'étude est une pluie de type double-triangle centré. La pluie de projet est construite à partir des coefficients de Montana, correspondant à la période de retour 10 ans, de la station de Casa Anfa : $a = 5,136$ et $b = -0,641$, ce type de pluie de projet est préconisé, car il donne une bonne représentativité de la crue selon le laboratoire d'Hydrologie Mathématique de Montpellier (Guide de construction et d'utilisation des pluies de projet, 1983)

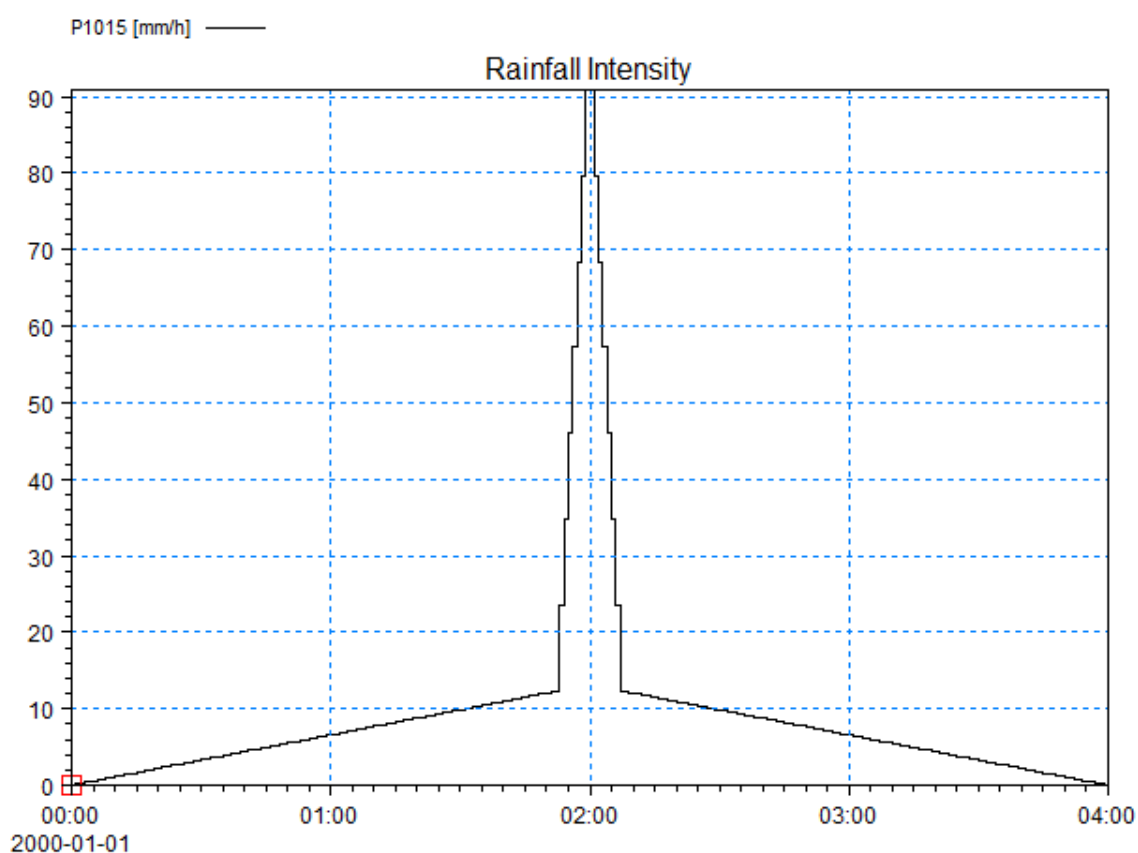


Figure 66 : Pluies de projet

2. Construction du modèle hydraulique :

Pour le modèle hydraulique, nous traçons les nœuds et les collecteurs, et nous insérons les résultats de calage fait sous le logiciel Covadis :

- 53 nœuds : pour chaque nœud nous définissons le type (regard ou exutoire), la côte du radier, la cote du terrain naturel et le diamètre.

- 48 collecteurs : Pour chaque tronçon nous définissons le diamètre, et nous calculons automatiquement la pente et la longueur.

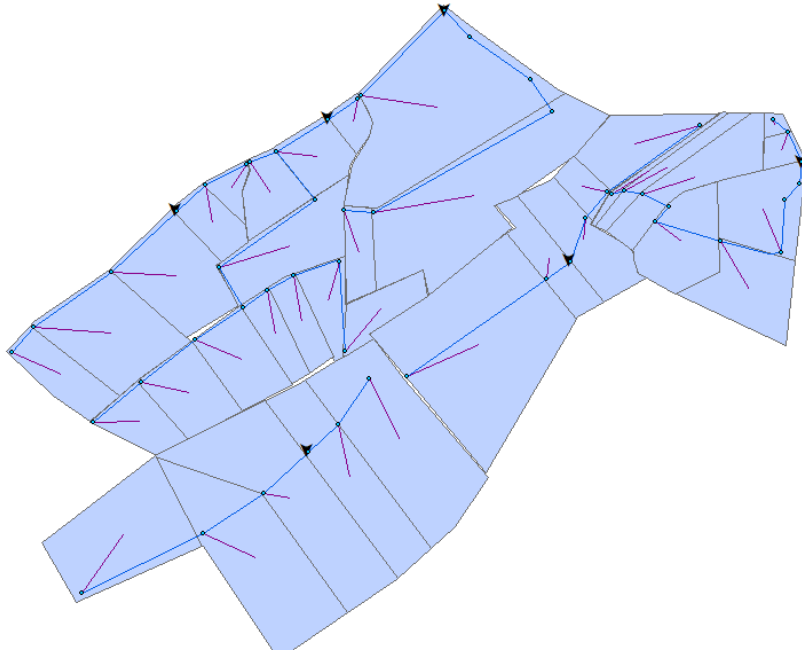


Figure 67 : Modèle Hydraulique sur Mike Urban

3. Simulation des deux modèles et optimisation du réseau :

Pour la simulation, nous avons commencé d'abord par la simulation du modèle hydrologique par Mouse. Ensuite, nous avons importé le résultat dans le modèle hydraulique et nous avons exécuté la simulation.

En visualisons les résultats de simulation, nous avons constaté des mises en charge et débordements au niveau de quelques conduites, donc un recalage et un agrandissement des diamètres s'est avéré nécessaire en respectant les critères mentionnés dans le paragraphe : « caractéristiques techniques » dans le chapitre I « conception du réseau d'assainissement ».

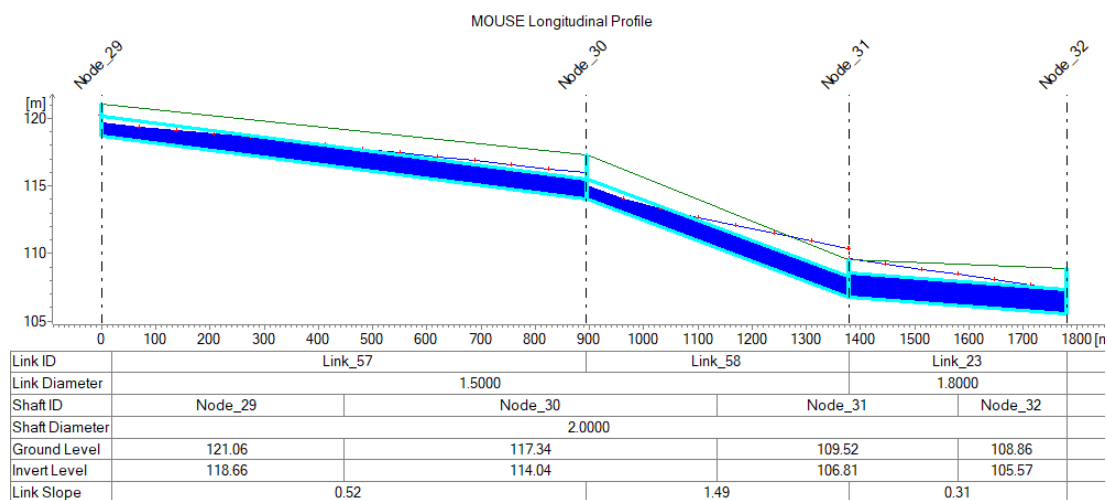


Figure 69 : mise en charge dans l'une des conduites

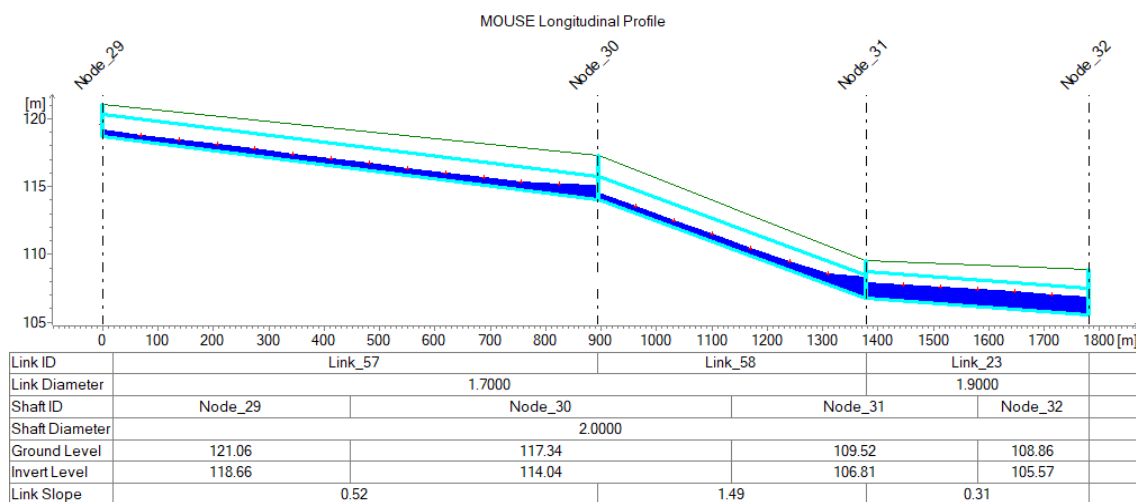


Figure 68 : Conduite après optimisation du diamètre

Ainsi les tableaux suivants présentent une synthèse des infrastructures proposées pour les variantes d'assainissement des eaux pluviales et des eaux usées après optimisation par modélisation :

Tableau 19 : Infrastructure projetée d'assainissement liquide des eaux pluviales : variante 1

Infrastructure projetée d'assainissement liquide des eaux pluviales : variante 1											
BV	Collecteur		Bassin de rétention		Station de pompage		Raccordement	Raccordement			
	DN en mm	Longueur en m	BR	V en m3	SP	P (KW)		Chemin	Refolement		Gravitaire
									DN en mm	Longueur en m	DN en mm
1	800	304	BR1	64945.2	SP1	195.8	SP1 --> COLLECTEUR B	400.0	270.0	400.0	37.0
	1200	486									
	1400	628									

	1500	586									
2	650	237	BR2	99181.4	SP2	92.4	SP2 --> COLLECTEUR A	450.0	209.0	500.0	762.0
	800	595									
	1000	939									
	1200	179									
	1400	1029									
	1500	312									
3	1200	196	BR3	89799.9	SP3	31.3	SP3 --> COLLECTEUR A	450	204.0		
	1400	2341									
	1500	782									
4	1000	361	BR4	55204.5	SP4	42.4	SP4 --> BR1	600.0	532.0	600.0	1382.0
	1700	1377									
	1800	266									
	1900	401									
5	400	127	BR5	18288.1			BR5 --> OUED BOUSKOURA			400.0	38.0
	650	300									
	800	119									
	1000	194									
	1200	1613									
6	800	1882	BR6	21961.3	SP6	29.6	SP6 --> OUED BOUSKOURA	500.0	492.0	600.0	1071.0
	1000	776									

Tableau 20: Infrastructure projetée d'assainissement liquide des eaux pluviales : variante 2

Infrastructures projetées d'assainissement liquide des eaux pluviales : variante 2													
BV	Collecteur		Bassin de rétention		Station de pompage		Raccordement				Galerie		
	DN en mm	Longueur en m	BR	V en m3	SP	P (KW)	Chemin	Refoulement		Gravitaire		DN en mm	Longueur en m
								DN en mm	Longueur en m	DN en mm	Longueur en m	DN en mm	Longueur en m
1	800	304										2 100	307
	1200	486											
	1400	628											
	1500	586											
2	650	237										2 000	971
	800	595											
	1000	939											
	1200	179											
	1400	1029											
	1500	312											
	1800	1595											
3	1200	196										1800	204
	1400	2341											
	1500	782											

4	1000	361	BR4	55204.5	SP4	42.4	BR4 --> G1	600	532	600.0	1382		
	1700	1377											
	1800	266											
	1900	401											
5	400	127	BR5	18288.1			BR5 --> OUED BOUSKOURA			400.0	38		
	650	300											
	800	119											
	1000	194											
	1200	1613											
6	800	1882	BR6	21961.3	SP6	29.6	BR6 --> OUED BOUSKOURA	500	492	600	1071		
	1000	776											

Tableau 21 : infrastructure projetée d'assainissement liquide des eaux usées

Infrastructure projetée d'assainissement liquide des eaux usées									
BV	Collecteur		Station de pompage		Chemin	Raccordement			
	DN en mm	Longueur en m	SP	P (KW)		Refoulement		Gravitaire	
						DN en mm	Longueur en m	DN en mm	Longueur en m
1	300	1997.4							
2	300	5126.7							
3	300	3108.1							
4	300	2412.2	SP4	6.6	SP4 --> RP8	300.0	563.0	200.0	1429.0
5	300	2368.7	SP 5	5.3	SP5 --> OUED BOUSKOURA	400.0	808.0	200.0	1820.0
6	300	2606.8	SP6	4.8	SP6 --> SP5	300.0	526.0	300.0	1247.0

Chapitre V : Estimation financière des variantes proposées :

Les estimations des coûts d'investissement de chacune des deux variantes des eaux pluviales et la variante des eaux usées étudiées sont faites sur la base de valeurs moyennes des prix unitaires du Schéma Directeur d'Assainissement 2011 et 2010.

La première variante proposée pour l'assainissement des EP consiste à stocker la totalité des eaux pluviales collectées dans des bassins de rétention, puis les évacuer vers leurs exutoires finaux via des stations de pompage. Alors que pour la deuxième variante nous avons proposé une rétention partielle des eaux pluviales en gardant les bassins de rétention dans les BV 4, 5 et 6, et l'évacuation des eaux collectées au niveau des BV 1, 2 et 3 directement vers le réseau aval via des galeries de transfert.

Pour les eaux usées nous avons proposé l'évacuation des débits rejetés vers leurs exutoires finaux directement ou via des stations de pompage selon la contrainte topographique.

1. Estimation financière de la première variante de rétention totale des eaux pluviales au niveau de la zone :

Le tableau suivant présente l'estimation financière d'investissement des collecteurs des eaux pluviales, des stations de pompage et des bassins d'orage, projetés dans le cadre de la première variante pour chaque bassin versant en DH.

Le tableau de calcul détaillée est présenté dans l'annexe

Tableau 22: Coût d'investissement des infrastructures projetées par BV en DH variante 1 EP

Bv	Collecteur en ml	Prix total collecteur /BV	Bassin de rétention	Prix BR	Station de pompage	Prix SP	Conduite de transport	Prix Conduite de transport	Prix total / BV
1	2004 ml	11395952.84	BR1	21151405.9	SP1	5599013.2	270 ml refoulement 37 ml gravitaire	626636.1	38773008.1
2	4886 ml	30559957.03	BR2	21096021.4	SP2	3868001.912	209 ml de refoulement 762 ml gravitaire	2158639.5	57682619.8

3	3319 ml	21054391.24	BR3	21880674.2	SP3	2289896.485	204 ml de refoulement	2341.8	45227303.7
4	2405 ml	19627689.84	BR4	19753554.2	SP4	2649898.7	532 ml de refoulement 1382 ml gravitaire	4784693.8	46815836.5
5	2353 ml	10312143.44	BR5	8771886.1			38 ml gravitaire	77564.1	19161593.6
6	2658 ml	9028001.84	BR6	10267513.3	SP6	2227955.7	1071 ml de refoulement	3782606.6	25306077.4
Coût total en DH									232966439.2

2. Estimation financière de la deuxième variante de rétention partielle des eaux pluviales au niveau de la zone :

Le tableau suivant présente l'estimation financière d'investissement des collecteurs des eaux pluviales, des bassins de rétention, des galeries et des stations de pompage, projetés pour chaque bassin versant en DH.

Le tableau de calcul détaillée est présenté dans l'annexe.

Tableau 23 : Coût d'investissement des infrastructures projetées par BV en DH variante 2 EP

Bv	Collecteur en ml	Prix total collecteur /BV	Bassin de rétention	Prix BR	Station de pompage	Prix SP	Conduite de transport	Prix Conduite de transport	Galerie	Prix Galerie	Prix total / BV
1	2004 ml	11395952.84							307 ml	9198180.5	20594133.3
2	4886 ml	30559957.03							971 ml	27584265.1	58144222.1
3	3319 ml	21054391.24							204 ml	5161465.2	26215856.4
4	2405 ml	19627689.84	BR4	19753554.2	SP4	2649898.7	532 ml de refoulement 1382 ml gravitaire	4784693.8			46815836.5
5	2353 ml	10312143.44	BR5	8771886.1			38 ml gravitaire	77564.1			19161593.6
6	2658 ml	9028001.84	BR6	10267513.3	SP6	2227955.7	1071 ml de refoulement	3782606.6			25306077.4
Coût total en DH										196237719.4	

3. Estimation financière de la variante des eaux usées au niveau de la zone :

Le tableau suivant présente l'estimation financière d'investissement des collecteurs des eaux usées, et des stations de pompage, projetés dans le cadre de la deuxième variante pour chaque bassin versant en DH.

Le tableau de calcul détaillée est présenté dans l'annexe.

Tableau 24 : Coût d'investissement des infrastructures projetées par BV en DH variante EU

Bv	Collecteur en ml	Prix total collecteur /BV	Station de pompage	Prix SP	Conduite de transport	Prix Conduite de transport	Prix total / BV
1	2004 ml	3762727					3762727.0
2	4886 ml	9657717.83					9657717.8
3	3319 ml	5855087.76					5855087.8
4	2405 ml	4544133.65	SP4	1112107.6	563 ml de refoulement 1429 ml gravitaire	3596322.6	9252563.8
5	2353 ml	4462177.5	SP5	1008946.0	808 ml de refoulement 1820 ml gravitaire	3229553.6	8700677.1
6	2658 ml	4910783.42	SP6	965977.4	526 ml de refoulement 1247 ml gravitaire	3340012.9	9216773.7
					Coût total en DH		46445547.2

Chapitre VI : Comparaison technico-économique des variantes de l'assainissement pluvial projetées :

Pour aider à faire le choix de la variante optimale pour la zone d'étude, une comparaison technico-économique entre les variantes de l'assainissement pluvial proposées s'avère nécessaire.

En effet après l'analyse sectoriel et l'étude détaillée de chaque variante, il s'est t'avéré que les résultats sont différenciés par plusieurs aspects, chaque variante résoudra un problème technique, mais en même temps présentera un ensemble d'autres contraintes techniques et parfois économiques. Les décideurs sont amenés à tenir en compte de toutes les contraintes liées à chaque variante, donc l'analyse multicritère est l'outil le plus pertinent pour faire une différenciation entre les variantes.

Dans cette comparaison, nous avons choisi les critères liés aux contraintes techniques, économiques et socio-environnementales, nous avons fixé les critères suivants :

- La contrainte topographique.
- Contrainte foncière.
- Intégration paysagère.
- Le coût d'investissement.
- L'effet négatif sur l'aval.

Critère de comparaison	Première variante	Deuxième variante
Contrainte foncière	La contrainte de mobilisation des terrains qui constitue une procédure lourde de point de vue réglementaire emprise foncière très importante : l'acquisition de onze titres parcelles (6 bassins de rétention et 5 stations de pompage) à négocier avec les autorités	-emprise foncière moins importante. - L'acquisition de 5 titres parcelles 3 bassin de rétention et 2 stations de pompage) à négocier avec les autorités.

Contrainte topographique : l'implantation des stations de pompage ou passage par galerie	L'implantation de cinq stations de pompage EP ce qui augmente les coûts de maintenance et d'exploitation. Le raccordement au réseau aval nécessite le passage par 5 lignes de crêtes, et par conséquent nous devons mettre en place cinq stations de pompage avec un linéaire de refoulement de 1707 ml.	Création d'une galerie de transfert des eaux pluviales de 1482 ml au niveau de la zone d'étude. -Diminution de nombre des stations de pompage à deux stations de pompage. -Diminution des coûts de maintenance et d'exploitation des stations de pompage.
Intégration paysagère	Les bassins d'orage proposés dans cette variante sont tous profonds, donc ils ne peuvent pas être exploités comme des bassins paysager	Les bassins d'orage proposés dans cette variante sont tous profonds, donc ils ne peuvent pas être exploités comme des bassins paysager
Effet négatif sur l'amont	Débit faible à l'exutoire final.	Débit plus important
Le coût d'investissement en DH	232 966 439.2	196 237 719.40

D'après l'analyse du tableau, la deuxième variante semble plus avantageuse. D'abord, du point de vue économique cette variante est moins coûteuse par rapport à la première avec une différence de 36 728 719.80 DH/HT. Egalement, le nombre de titres fonciers à acquérir est réduit ce qui favorise l'accélération des procédures de réalisation des travaux au niveau de la zone. Cependant, il est nécessaire de renforcer le réseau aval pour éviter sa saturation due aux débits importants qu'il reçoit.

Partie VI : Situation intermédiaire d'alimentation en eau potable et d'assainissement de la zone Ouled Azzouz

Cette étape consiste à étudier l'évolution des débits assainis générés dans la zone d'étude, pour prévoir une bonne planification des investissements en donnant la priorité aux états les plus urgent, qu'on définira en se basant sur des hypothèses de construction pour les eaux pluviales et des hypothèses d'évolution de l'habitation pour les eaux usées, en commençant par l'année courante 2018 jusqu'à l'année 2030.

1. Situation intermédiaire d'eau potable et d'assainissement des eaux usées :

1.1. Estimation des consommations en eau potable et des débits des eaux usées générés par le bâti de la zone :

a. Digitalisation et délimitation du bâti (existant) hors lotissements reçus pour avis :

La base de données de ArcGis est limitée. La couche des lotissements n'est pas totalement exhaustive, elle ne contient pas tout le bâti existant dans la zone. Pour cela, on complète le Shapefile des lotissements en digitalisant les données manquantes.

La digitalisation du bâti existant hors lotissement se fait à l'aide de l'image satellitaire de la zone prise à partir de Google Earth. Une comparaison avec la couche des lotissements est nécessaire pour éviter la délimitation de ce qui déjà existe dans le Shapefile.



Digitalisation du bâti hors lotissements

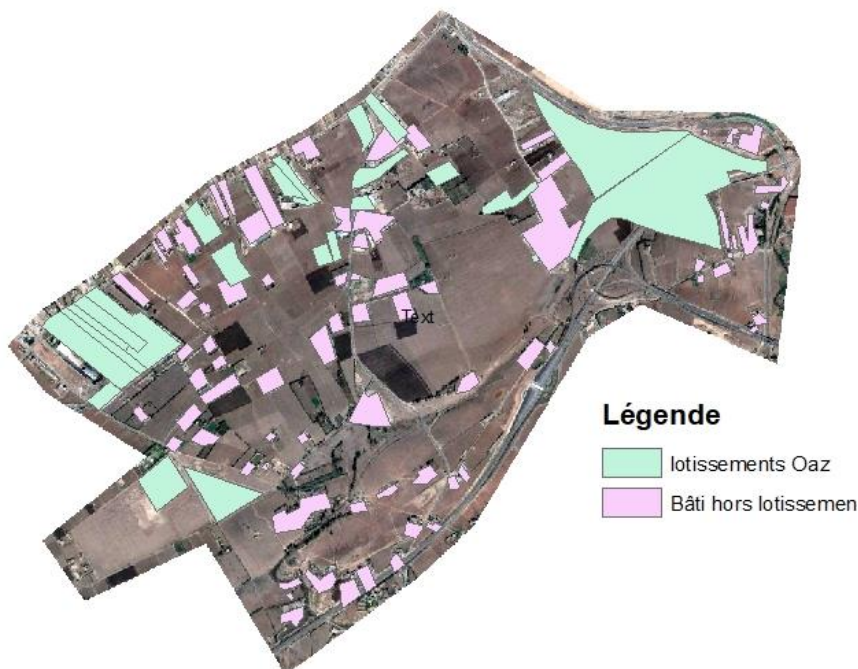


Figure 70 : Digitalisation du bâti hors lotissements

b. Calcul de la consommation en eau potable et les débits des EU de la couche bâti (ratios AEP /PA) :

Pour calculer de la consommation en eau potable pour la couche bâti, on doit d'abord déterminer les typologies d'occupation du sol des constructions en faisant une intersection entre le Shapefile du bâti et le plan d'aménagement (couche zoning), et déduire ensuite les ratios de l'alimentation en eau potable, Cependant le bâti existant ne suit pas toujours le plan d'aménagement récemment actualisé, ce qui exige une correction des dotations en faisant référence à Google Earth pour déterminer la typologie correcte de chaque construction.

Après la détermination des ratios de la consommation en eau potable, le calcul de débit se fait selon les formules présentées dans le chapitre principes généraux d'assainissement des eaux pluviales et des eaux usées. Le résultat du calcul des débits est inséré dans l'annexe.

c. Estimation du taux d'occupation (habitation) du lotissement à l'année 2018 :

Pour faire cette estimation, nous avons fait des hypothèses selon l'état des lotissements :

Etat du lotissement	Abréviation	Année 2018
Habité	EX	70%
Construit	C	30%
En cours de construction	EC	0%
Aménagé	A	0%
En cours d'aménagement	EA	0%
En cours d'étude	EE	0%

d. Estimation de la consommation de l'eau potable et des débits EU à l'année 2017 au niveau des Bassins Versant :

Pour faire l'estimation de la consommation et des débits des eaux usées de l'année 2018 au niveau des bassins versants, nous avons commencé par une estimation des débits générés par chaque lotissement au niveau de chaque bassin versant en tenant compte du taux d'occupation pris dans les hypothèses et en rajoutant les débits générés par le bâti existant selon sa typologie d'occupation du sol. Après nous avons calculé les débits générés à l'exutoire de chaque bassin versant, ce qui nous donne les résultats suivants :

Année 2018	
BV	QEU en l/s
1	7.14
2	7.63
3	6.64
4	10.64
5	3.21
6	4.94

1.2. L'évolution de la consommation en eau potable et des rejets EU par année :

a. Hypothèses d'évolution urbanistique :

Les hypothèses d'évolution urbanistique, à adapter au contexte de la zone d'étude :

- ✓ Un lotissement habité n'est pas totalement occupé, il pourra y avoir des appartements vide dans les premières années, donc nous pourrions prendre l'hypothèse d'un taux d'occupation de 70 % dans la première année ,80% dans la deuxième année, 90% dans la quatrième année et 100% dans la cinquième année, comme c'est indiqué dans le tableau.
- ✓ La phase de construction peut durer deux ans.
- ✓ La phase d'aménagement peut durer un an.
- ✓ La phase d'étude peut prendre deux ans.

Tableau 25 : Hypothèse d'évolution urbanistique

Etat	Année												
	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030
Ex	70%	80%	90%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
C	30%	50%	60%	70%	90%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
EC	0%	0%	30%	50%	60%	70%	90%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
A	0%	0%	0%	30%	50%	60%	70%	90%	100%	100%	100%	100%	100%
EA	0%	0%	0%	0%	30%	50%	60%	70%	90%	100%	100%	100%	100%
EE	0%	0%	0%	0%	0%	0%	30%	50%	60%	70%	90%	100%	100%

b. Evolution du débit au niveau des BV :

Nous avons fait évoluer les débits au niveau des bassins versants selon les hypothèses d'évolution urbanistiques précisés précédemment. Nous avons obtenu les résultats suivants :

Tableau 26 : Evolution annuelle de la consommation en eau potable

Evolution annuelle de la consommation Eau Potable en l/s													
BV	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030
1	3.4	3.8	4.3	4.8	4.9	4.9	7.2	8.6	9.4	10.1	11.6	12.3	12.3
2	3.8	4.5	5.1	5.7	5.9	6.1	6.3	6.5	6.6	6.7	6.9	7.0	7.0
3	2.9	3.4	3.8	4.2	4.2	4.2	5.1	5.7	6.0	6.3	6.9	7.2	7.2
4	6.9	7.9	8.9	9.9	10.3	10.7	10.8	11.0	11.3	11.5	11.5	11.5	11.5
5	0.8	0.9	1.0	1.1	1.1	1.1	4.4	6.5	7.6	8.7	10.9	12.0	12.0
6	1.7	1.9	2.2	2.4	2.4	2.4	3.8	4.7	5.1	5.6	6.5	6.9	6.9

Tableau 27 : Evolution annuelle des débits EU

Evolution annuelle de débits des eaux usées en l/s													
BV	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030
1	7.1	7.7	8.2	8.7	8.8	8.8	10.9	12.1	12.7	13.2	14.3	14.8	14.8
2	7.6	8.4	9.0	9.6	9.8	9.9	10.1	10.3	10.4	10.5	10.7	10.7	10.7
3	6.6	7.1	7.6	8.1	8.1	8.1	9.0	9.6	9.8	10.1	10.6	10.9	10.9
4	10.6	11.5	12.3	13.0	13.4	13.7	13.8	13.9	14.1	14.2	14.2	14.2	14.2
5	3.2	3.4	3.7	3.9	3.9	3.9	8.2	10.3	11.3	12.2	13.8	14.6	14.6
6	4.9	5.3	5.7	6.0	6.0	6.0	7.6	8.6	9.0	9.4	10.2	10.6	10.6

Selon les résultats obtenus dans les tableaux, on conclut que les bassins versants 1, 4 et 5 sont les plus sollicités en termes de débits des eaux usées. Ceci revient à l'existence des lotissements de grande surface dans ces bassins. Alors les infrastructures d'assainissement des eaux usées pour ces bassins auront la priorité de réalisation.

2. Situation intermédiaire d'assainissement des eaux pluviales :

2.1. Estimation des volumes des eaux pluviales générées par les BV à l'état actuel 2018 sur la base de l'état d'aménagement des lotissements et du bâti existant

:

a. Les hypothèses de coefficient de ruissellement au niveau des lotissements :

Pour les lotissements habités, construits et en cours de construction, nous avons pris un coefficient de ruissellement de 80% car ces lotissements sont soit des projets d'habitat économique ou des construction pour des projets d'industrie ou de logistique, par contre pour les lotissements aménagés, nous avons pris un coefficient de 48% en se basant sur un retour d'expérience réalisé au niveau d'autres projets de fin d'étude .Et en fin pour les lotissements en cours d'aménagement ou en cours d'étude et les surfaces non bâties on prend 10%.

Etat du lotissement	Abréviation	C 2018
Habité	EX	80%
Construit	C	80%
En cours de construction	EC	80%
Aménagé	A	48%
En cours d'aménagement	EA	10%
En cours d'étude	EE	10%

b. Estimation des volumes des eaux pluviales générés l'année 2018 au niveau des bassins versant :

En utilisant la couche du bâti déjà digitalisée, et l'état de construction des lotissements, le coefficient de ruissellement est calculé sur chaque sous bassins. Le coefficient de ruissellement équivalent est calculé en donnant 10% comme valeur de coefficient de ruissellement pour la zone non construite car la zone est considérée étant une région agricole avant l'actualisation du SDAU et une valeur donnée à la zone construite selon l'état des lotissements et l'existant selon son typologie d'occupation de sol. Ensuite l'estimation des volumes est calculée selon la méthode expliquée dans le chapitre « principes généraux d'assainissement des eaux pluviales et des eaux usées » (Voir annexe 12).

On obtient les résultats suivants :

Année 2018	
BV	Q en m ³ /s
1	1.25
2	1.44
3	2.73
4	3.55
5	0.82
6	0.86

2.2. L'évolution annuelle des débits et des volumes des eaux pluviales par bassin :

a. Hypothèses d'évolution de coefficient de ruissellement :

Les hypothèses urbanistiques des lotissements sont les mêmes que ceux pris pour estimer l'évolution de débit de point des eaux usées, sauf pour les deux lotissement « HEC ALLIANCE » et «GH RAOUF ARBANY SOS ESPACE (SDZ) » qui sont en cours d'étude dans l'année courante, leur coefficient de ruissellement final est pris égal à 55% pour respecter sa typologie d'occupation de sol D1 :

Tableau 28 : Evolution annuelle de coefficient de ruissellement

	Evolution annuelle de coefficient de ruissellement												
Etat	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030
Ex	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%
C	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%
EC	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%
A	48%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%
EA	10%	48%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%
EE	10%	10%	10%	10%	48%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%	80%

b. Calcul de l'évolution annuelle des débits et des volumes au niveau des bassins versants :

En se basant sur les hypothèses précédentes, on calcule l'évolution du débit des eaux pluviales au niveau de chaque bassin en utilisant la méthode de Caquot (annexe 13)

Tableau 29 : Evolution annuelle du coefficient de ruissellement de chaque BV

	Evolution annuelle du coefficient de ruissellement de chaque BV												
BV	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030
1	21%	26%	26%	26%	33%	39%	39%	39%	39%	39%	39%	39%	39%
2	20%	20%	20%	20%	20%	21%	21%	21%	21%	21%	21%	21%	21%
3	15%	15%	15%	15%	18%	21%	21%	21%	21%	21%	21%	21%	21%
4	15%	22%	23%	23%	23%	23%	23%	23%	23%	23%	23%	23%	23%
5	11%	11%	11%	11%	24%	26%	26%	26%	26%	26%	26%	26%	26%
6	15%	15%	15%	15%	20%	20%	20%	20%	20%	20%	20%	20%	20%

Tableau 30 : Evolution annuelle des débits des eaux pluviales

	Evolution annuelle des débits des eaux pluviales en m3/s												
BV	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030
1	1.25	1.61	1.61	1.61	2.15	2.63	2.63	2.63	2.63	2.63	2.63	2.63	2.63
2	1.44	1.44	1.44	1.44	1.51	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
3	2.73	2.73	2.73	2.73	3.49	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16
4	3.55	5.87	6.21	6.21	6.21	6.21	6.21	6.21	6.21	6.21	6.21	6.21	6.21
5	0.82	0.82	0.82	0.82	2.20	2.48	2.48	2.48	2.48	2.48	2.48	2.48	2.48
6	0.86	0.86	0.86	0.86	1.15	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20

Tableau 31 : Evolution des débits de la situation intermédiaire p/p à la situation à long terme

	Evolution des débits de la situation intermédiaire p/p à la situation à long terme en %												
BV	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030

1	0.19	0.25	0.25	0.25	0.33	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41
2	0.19	0.19	0.19	0.19	0.20	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21
3	0.21	0.21	0.21	0.21	0.27	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32
4	0.38	0.62	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66
5	0.20	0.20	0.20	0.20	0.54	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
6	0.36	0.36	0.36	0.36	0.48	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50

Selon les résultats obtenus dans les tableaux, on conclut que les bassins versants 4, 5 et 6 seront les plus sollicités en termes de débits des eaux pluviales. Ceci revient à l'existence des lotissements de grande surface dans ces bassins. Alors les infrastructures d'assainissement des eaux pluviales pour ces bassins auront la priorité de réalisation.

Conclusion :

Dans ce projet, il a été question d'établir une étude sectorielle d'alimentation en potable et d'assainissement des eaux pluviales et des eaux usées du bassin Sud-est de la zone Ouled Azzouz récemment ouvert à l'urbanisation.

Dans un premier temps, nous avons calculé les consommations de l'eau potable, les débits des eaux usées et des eaux pluviales de la zone en se basant sur les typologies d'occupation du sol fixées par le plan d'aménagement urbain. Puis, nous avons tracé et dimensionné les réseaux d'AEP et d'assainissement des eaux usées et des eaux pluviales.

Ensuite, nous avons proposé deux scénarii d'alimentation du réseau d'eau potable, deux variantes de raccordement du réseau des eaux pluviales, et une variante de raccordement du réseau des eaux usées. L'étude des solutions proposées nous a permis de conclure que :

Pour l'AEP : la réalisation du premier ou du deuxième scénario nécessite le renforcement de la capacité des réservoirs et du réseau des conduites en amont de la zone d'étude, ainsi une étude de redimensionnement du réseau amont s'avère nécessaire et cela influencera le coût du projet.

Pour l'assainissement des eaux pluviales : la réalisation de la première variante de rétention totale fait face au défi d'acquisition du foncier pour la construction des bassins d'orage, ce qui cause l'élévation du coût de projet ainsi que le retard d'exécution des travaux. Par contre, pour la deuxième variante mixte de rétention partielle des eaux pluviales, le problème de saturation du réseau aval impose le renforcement des collecteurs recueillant les EP.

Les objectifs du projet de fin d'études ont été atteints, ce projet nous a permis d'apprendre plus sur la planification urbaine, la planification de l'assainissement et de l'AEP, et le savoir-faire technique.

Bibliographie

- ASMLAL, L. (2016). *Cours « Assainissement Liquide »*.
- ASSAINISSEMENT ET ÉVACUATION SOUS-VIDE. (s.d.). Récupéré sur barriquand: http://www.barriquand.fr/pages/metiers/assainissement_fiche.php?specialite=Assainissement+%22outdoor%22&produit=++Fonctionnement+g%E9n%E9ral&ID=123
- *Climat: Nouaceur*. (s.d.). Récupéré sur Climate-Data.org: <https://fr.climate-data.org/location/768116/>
- *Contenu du schéma directeur d'alimentation en eau potable*. (s.d.). Récupéré sur Les services de l'État: <http://www.herault.gouv.fr/Politiques-publiques/Environnement-risques-naturels-et-technologiques/Eau/Prelevements-d-eau-dont-Alimentation-en-Eau-Potable-AEP/Le-schema-directeur-d-alimentation-en-eau-potable/Contenu-du-schema-directeur-d-alimentation-en-ea>
- DHI. (2017). *Mike Urban tutorial*.
- esri. (s.d.). *Qu'est-ce que ArcGIS ?* Récupéré sur Arcgis ressources: <http://resources.arcgis.com/fr/help/getting-started/articles/026n00000014000000.htm>
- (2017). *Etude sectorielle d'assainissement des eaux pluviales et des eaux usées de la commune LAHRAOUIYINE*.
- Générale des eaux. (2003). *EPANET 2.0 Manuel de l'Utilisateur*.
- GEOMEDIA. (s.d.). *COVADIS optimise la conception des réseaux d'assainissement*. Récupéré sur GEOMEDIA: <http://www.geo-media.com/solutions/logiciel-covadis/reseaux-dassainissement>
- Kenfaoui, M. (2013). *Hydraulique en charge*.
- Kheliel, O. (2015). *IMENSIONNEMENT DU RÉSEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE SECTEUR ROUTE TOUGGOURT – EL OUED*.
- LEKHLIF. (2017). *Cours « récupération des eaux de pluies »*.
- *Les accessoires d'eau potable*. (2017). Récupéré sur WikiTP: <http://www.wikitp.fr/distribution/les-accessoires>
- Loi 12-90 Urbanisme. (s.d.).
- Loi n° 54-05 relative à la gestion déléguée des services publics. (s.d.).
- LYDEC. (s.d.).
- LYDEC. (2016). *LA SECTORISATION DES RESEAUX EAU POTABLE*. Casablanca.
- LYDEC. (2016). *Note sur l'actualisation des infrastructures projetées pour l'Alimentation en Eau Potable*. Casablanca.
- LYDEC. (2016). *Note sur l'actualisation des infrastructures projetées pour l'Alimentation en Eau Potable : Atlas des cartes des infrastructures projetées*.
- LYDEC. (s.d.). *Actionnariat*. Récupéré sur Client LYDEC: <https://client.lydec.ma/site/actionnariat>
- LYDEC. (s.d.). *Gouvernance externe*. Récupéré sur LYDEC: <https://client.lydec.ma/site/gouvernance-externe>
- LYDEC. (s.d.). *Notre mission*. Récupéré sur Lydec et vous : <https://blog.lydec.ma/notre-mission/>
- Ministère de l'Intérieur Direction Générale des Collectivités Locales . (2015). *Monographie de la région de Casablanca-Settat*.
- Moussa, M. (s.d.). *Alimentation en eau potable*. Tunis.

- *Rapport justificatif des plans d'aménagement - PROVINCE DE NOUACEUR - PLAN D'AMENAGEMENT DE LA COMMUNE RURALE OULED AZZOUZ.* (s.d.). Récupéré sur Agence Urbaine de Casablanca : https://www.auc.ma/auc.asp?codelangue=23&info=1355&het_r=
- *Resources Arcgis.* (s.d.). Récupéré sur www.resources.arcgis.com
- *Schéma directeur d'assainissement collectif des eaux usées : Guide pour la rédaction d'un cahier des clauses techniques particulières.* (s.d.).
- (2015). *SDAU- Rapport Justificatif- Révision partielle.*
- Sébastien, B. a. (2017). *Comment choisir son surpresseur.* Récupéré sur Manomano: <https://conseil.manomano.fr/comment-choisir-son-surpresseur-279>
- SWELIA. (2015). *GUIDE D'AIDE AU CHOIX DES MATERIAUX DE RESEAUX D'EAU POTABLE ET /OU D'ASSAINISSEMENT .*
- Theghlabi, F. (2016). Cours : Alimentation en eau potable.
- WATTS. (s.d.). *Réducteurs de pression d'eau, Guide des applications.* Récupéré sur [wattsindustries:](http://www.wattsindustries.com) <http://www.wattsindustries.com>

Annexes

Annexe AEP

Tableau 1 : Calcul de la consommation et débits d'alimentation en eau potable

FID	FID ilots OA	S_ilots m ²	S_ilot ha	Code Prima	Etiquette	S_inters m ²	S_inters ha	% surface	Dot (m ³ /j/ha)	Cons moy m ³ /h	Cons moy l/s
0	0	81550.1152	8.15501152	PBC3	PBC3	81550.1	8.15501	100.0%	40	13.592	3.775
1	1	9191.72517	0.91917252	GPSL	GPSL	9191.73	0.91917	100.0%	5	0.191	0.053
2	2	182327.962	18.2327962	I	I2s1	182323	18.2323	100.0%	20	15.194	4.220
3	3	55499.0202	5.54990202	PBC3	PBC3	55502.1	5.55021	100.0%	40	9.250	2.570
4	4	54427.5844	5.44275844	D	D1	54441.3	5.44413	100.0%	20	4.537	1.260
5	5	131755.208	13.1755208	D	D1	131751	13.1751	100.0%	20	10.979	3.050
6	6	116427.577	11.6427577	D	D1	90202.1	9.02021	77.5%	20	7.517	2.088
7	6	116427.577	11.6427577	ZNAF	ZNAF	4163.15	0.41632	3.6%	0	0.000	0.000
8	6	116427.577	11.6427577	ZNAF	ZNAF	22047.1	2.20471	18.9%	0	0.000	0.000
	6	116427.577	11.6427577					100.0%		7.517	2.088
9	7	18245.463	1.8245463	D	D1	18245.5	1.82455	100.0%	20	1.520	0.422
10	8	16873.7992	1.68737992	D	D1	16873.8	1.68738	100.0%	20	1.406	0.391
11	9	28018.5194	2.80185194	D	D1	28018.5	2.80185	100.0%	20	2.335	0.649
12	10	32554.5237	3.25545237	D	D1	32554.5	3.25545	100.0%	20	2.713	0.754
13	11	130618.609	13.0618609	PBC3	PBC3	5965.52	0.59655	4.6%	40	0.994	0.276
14	11	130618.609	13.0618609	D	D1	124670	12.467	95.4%	20	10.389	2.886
	11	130618.609	13.0618609					100.0%		11.383	3.162
15	12	104044.073	10.4044073	PBC3	PBC3	104050	10.405	100.0%	40	17.342	4.817
16	13	14969.1124	1.49691124	GPSL	GPSL	11.48	0.00115	0.1%	5	0.000	0.000
17	13	14969.1124	1.49691124	ZNAF	ZNAF	14954.2	1.49542	99.9%	0	0.000	0.000
18	13	14969.1124	1.49691124	GPSL	GPSL	3.46	0.00035	0.0%	5	0.000	0.000
	13	14969.1124	1.49691124					100.0%		0.000	0.000
19	14	1312370	131.237	RA	RA	256023	25.6023	19.5%	0	0.000	0.000
20	14	1312370	131.237	ZNAF	ZNAF	16025.6	1.60256	1.2%	0	0.000	0.000
21	14	1312370	131.237	ZNAF	ZNAF	67313.1	6.73131	5.1%	0	0.000	0.000
22	14	1312370	131.237	RA	RA	488673	48.8673	37.2%	0	0.000	0.000
23	14	1312370	131.237	TVR	TVR	201071	20.1071	15.3%	0	0.000	0.000
24	14	1312370	131.237	TVR	TVR	135261	13.5261	10.3%	0	0.000	0.000
25	14	1312370	131.237	ZNAF	ZNAF	147754	14.7754	11.3%	0	0.000	0.000
	14	1312370	131.237					100.0%		0.000	0.000
26	15	66853.2839	6.68532839	I	I2s1	66853.3	6.68533	100.0%	20	5.571	1.548
27	16	2015088.81	201.508881	RA	RA	13.91	0.00139	0.0%	0	0.000	0.000
28	16	2015088.81	201.508881	I	I2s1	420880	42.088	20.9%	20	35.073	9.743
29	16	2015088.81	201.508881	D	D1	5749.31	0.57493	0.3%	20	0.479	0.133
30	16	2015088.81	201.508881	TVR	TVR	716591	71.6591	35.6%	0	0.000	0.000
31	16	2015088.81	201.508881	ZNAF	ZNAF	42788.6	4.27886	2.1%	0	0.000	0.000
32	16	2015088.81	201.508881	GPSL	GPSL	70190.2	7.01902	3.5%	5	1.462	0.406
33	16	2015088.81	201.508881	ZNAF	ZNAF	11908.3	1.19083	0.6%	0	0.000	0.000
34	16	2015088.81	201.508881	GPSL	GPSL	32.38	0.00324	0.0%	5	0.001	0.000
35	16	2015088.81	201.508881	ZNAF	ZNAF	27520.8	2.75208	1.4%	0	0.000	0.000
36	16	2015088.81	201.508881	TVR	TVR	30.47	0.00305	0.0%	0	0.000	0.000
37	16	2015088.81	201.508881	ZNAF	ZNAF	21696	2.1696	1.1%	0	0.000	0.000
38	16	2015088.81	201.508881	RA	RA	126357	12.6357	6.3%	0	0.000	0.000

39	16	2015088.81	201.508881	TVR	TVR	30556.3	3.05563	1.5%	0	0.000	0.000
40	16	2015088.81	201.508881	TVR	TVR	136757	13.6757	6.8%	0	0.000	0.000
41	16	2015088.81	201.508881	TVR	TVR	127377	12.7377	6.3%	0	0.000	0.000
42	16	2015088.81	201.508881	TVR	TVR	4303.49	0.43035	0.2%	0	0.000	0.000
43	16	2015088.81	201.508881	TVR	TVR	14094.8	1.40948	0.7%	0	0.000	0.000
44	16	2015088.81	201.508881	TVR	TVR	1453.04	0.1453	0.1%	0	0.000	0.000
45	16	2015088.81	201.508881	ZNAF	ZNAF	215454	21.5454	10.7%	0	0.000	0.000
46	16	2015088.81	201.508881	I	I2s1	17818.6	1.78186	0.9%	20	1.485	0.412
47	16	2015088.81	201.508881	ZNAF	ZNAF	16716.8	1.67168	0.8%	0	0.000	0.000
48	16	2015088.81	201.508881	ZNAF	ZNAF	6829.04	0.6829	0.3%	0	0.000	0.000
96	16	2015088.81	201.508881	TVR	TVR	3.36	0.00034	0.0%	0	0.000	0.000
97	16	2015088.81	201.508881	ZNAF	ZNAF	3.36	0.00034	0.0%	0	0.000	0.000
98	16	2015088.81	201.508881	ZNAF	ZNAF	0.01	1E-06	0.0%	0	0.000	0.000
99	16	2015088.81	201.508881	TVR	TVR	0.01	1E-06	0.0%	0	0.000	0.000
100	16	2015088.81	201.508881	ZNAF	ZNAF	0.35	3.5E-05	0.0%	0	0.000	0.000
101	16	2015088.81	201.508881	TVR	TVR	0.35	3.5E-05	0.0%	0	0.000	0.000
102	16	2015088.81	201.508881	ZNAF	ZNAF	0.18	1.8E-05	0.0%	0	0.000	0.000
103	16	2015088.81	201.508881	ZNAF	ZNAF	0.18	1.8E-05	0.0%	0	0.000	0.000
	16	2015088.81	201.508881					100.0%		38.500	10.695
49	17	295538.786	29.5538786	I	I2s1	197919	19.7919	67.0%	20	16.493	4.581
50	17	295538.786	29.5538786	I	I2s1	70861.9	7.08619	24.0%	20	5.905	1.640
51	17	295538.786	29.5538786	ZNAF	ZNAF	25198.3	2.51983	8.5%	0	0.000	0.000
52	17	295538.786	29.5538786	ZNAF	ZNAF	1565.89	0.15659	0.5%	0	0.000	0.000
	17	295538.786	29.5538786					100.0%		22.398	6.222
53	18	304336.263	30.4336263	I	I5	151775	15.1775	49.9%	10	6.324	1.757
54	18	304336.263	30.4336263	I	I5	98595.3	9.85953	32.4%	10	4.108	1.141
55	18	304336.263	30.4336263	ZNAF	ZNAF	53968	5.3968	17.7%	0	0.000	0.000
	18	304336.263	30.4336263					100.0%		10.432	2.898
56	19	429166.899	42.9166899	I	I8	424497	42.4497	98.9%	5	8.844	2.457
57	19	429166.899	42.9166899	ZNAF	ZNAF	4672.27	0.46723	1.1%	0	0.000	0.000
	19	429166.899	42.9166899					100.0%		8.843688	2.4566
58	20	189581.025	18.9581025	I	I8	189571	18.9571	100.0%	5	3.949	1.097
59	21	336354.379	33.6354379	I	I2s1	326871	32.6871	97.2%	20	27.239	7.566
60	21	336354.379	33.6354379	ZNAF	ZNAF	9483.66	0.94837	2.8%	0	0.000	0.000
	21	336354.379	33.6354379					100.0%		27.239	7.566
61	22	254380.689	25.4380689	I	I2s1	246853	24.6853	97.0%	20	20.571	5.714
62	22	254380.689	25.4380689	ZNAF	ZNAF	7535.11	0.75351	3.0%	0	0.000	0.000
	22	254380.689	25.4380689					100.0%		20.571	5.714
63	23	190395.285	19.0395285	I	I2s1	190395	19.0395	100.0%	20	15.866	4.407
64	24	115048.86	11.504886	I	I2s1	115049	11.5049	100.0%	20	9.587	2.663
65	25	417044.872	41.7044872	I	I2s1	417052	41.7052	100.0%	20	34.754	9.654
66	26	189625.399	18.9625399	I	I2s1	189625	18.9625	100.0%	20	15.802	4.389
67	27	66119.4123	6.61194123	I	I2s1	66119.4	6.61194	100.0%	20	5.510	1.531
68	28	64972.0217	6.49720217	I	I2s1	64972	6.4972	100.0%	20	5.414	1.504
69	29	66383.1446	6.63831446	I	I2s1	66386.1	6.63861	100.0%	20	5.532	1.537
70	30	133380.896	13.3380896	I	I2s1	133381	13.3381	100.0%	20	11.115	3.088
71	31	131806.494	13.1806494	I	I2s1	131806	13.1806	100.0%	20	10.984	3.051
72	32	191889.636	19.1889636	I	I2s1	191890	19.189	100.0%	20	15.991	4.442
73	33	278746.18	27.874618	I	I2s1	278746	27.8746	100.0%	20	23.229	6.452
74	34	295783.569	29.5783569	I	I2s1	274927	27.4927	92.9%	20	22.911	6.364
75	34	295783.569	29.5783569	ZNAF	ZNAF	20856.9	2.08569	7.1%	0	0.000	0.000
	34	295783.569	29.5783569					100.0%		22.911	6.364

76	35	59567.8878	5.95678878	GPSL	GPSL	4.53	0.00045	0.0%	5	0.000	0.000
77	35	59567.8878	5.95678878	D	D1	22.06	0.00221	0.0%	20	0.002	0.001
78	35	59567.8878	5.95678878	ZNAF	ZNAF	26999.3	2.69993	45.3%	0	0.000	0.000
79	35	59567.8878	5.95678878	D	D1	19836.1	1.98361	33.3%	20	1.653	0.459
80	35	59567.8878	5.95678878	ZNAF	ZNAF	12689.1	1.26891	21.3%	0	0.000	0.000
81	35	59567.8878	5.95678878	GPSL	GPSL	8.45	0.00085	0.0%	5	0.000	0.000
	35	59567.8878	5.95678878					100.0%		1.655	0.460
82	36	187012.488	18.7012488	GPSL	GPSL	167408	16.7408	89.5%	5	3.488	0.969
83	36	187012.488	18.7012488	ZNAF	ZNAF	19604.5	1.96045	10.5%	0	0.000	0.000
	36	187012.488	18.7012488					100.0%		3.488	0.969
84	37	105988.054	10.5988054	GPSL	GPSL	99700.7	9.97007	94.1%	5	2.077	0.577
85	37	105988.054	10.5988054	ZNAF	ZNAF	6270.34	0.62703	5.9%	0	0.000	0.000
	37	105988.054	10.5988054					100.0%		2.077	0.577
86	38	32137.4065	3.21374065	GPSL	GPSL	27893	2.7893	86.8%	5	0.581	0.161
87	38	32137.4065	3.21374065	ZNAF	ZNAF	4244.36	0.42444	13.2%	0	0.000	0.000
	38	32137.4065	3.21374065					100.0%		0.581	0.161
88	39	17908.7938	1.79087938	GPSL	GPSL	7113.6	0.71136	39.7%	5	0.148	0.041
89	39	17908.7938	1.79087938	ZNAF	ZNAF	10793.9	1.07939	60.3%	0	0.000	0.000
	39	17908.7938	1.79087938					100.0%		0.148	0.041
90	40	19323.6355	1.93236355	D	D1	19312.6	1.93126	99.9%	20	1.609	0.447
91	41	35411.8107	3.54118107	D	D1	35411.6	3.54116	100.0%	20	2.951	0.820
92	42	140783.732	14.0783732	D	D1	105544	10.5544	75.0%	20	8.795	2.443
93	42	140783.732	14.0783732	ZNAF	ZNAF	7327.47	0.73275	5.2%	0	0.000	0.000
94	42	140783.732	14.0783732	ZNAF	ZNAF	27914.4	2.79144	19.8%	0	0.000	0.000
	42	140783.732	14.0783732					100.0%		8.795	2.443
95	43	64327.593	6.4327593	I	I2s1	64327.6	6.43276	100.0%	20	5.361	1.489

Tableau 2 : Résultats de la simulation au arcs Scénario 1

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit l/s	Vitesse m/s	Pert Charge Unit m/km
Tuyau 1	830.556037	81	0.001	-3.36	0.65	5.5
Tuyau 2	434.500251	148	0.001	12.12	0.7	3.05
Tuyau 3	559.542075	68	0.001	1.2	0.33	2.06
Tuyau 4	711.761574	115	0.001	-5.18	0.5	2.24
Tuyau 5	785.08	81	0.001	2.99	0.58	4.49
Tuyau 6	425.885519	102	0.001	5.41	0.66	4.29
Tuyau 7	497.69745	102	0.001	4.66	0.57	3.28
Tuyau 8	789.581306	159	0.001	-20.36	1.03	5.49
Tuyau 9	449.003957	81	0.001	2.43	0.47	3.12
Tuyau 10	407.696071	81	0.001	1.87	0.36	1.96
Tuyau 11	367.574859	81	0.001	-3.14	0.61	4.9
Tuyau 12	1028.70631	68	0.001	1.8	0.5	4.22
Tuyau 13	886.507725	102	0.001	5.78	0.71	4.82
Tuyau 14	856.695213	68	0.001	1.95	0.54	4.87
Tuyau 15	1837.56562	81	0.001	-2.08	0.4	2.36
Tuyau 16	466.982472	81	0.001	-3.01	0.58	4.54
Tuyau 17	486.906796	129	0.001	-9.2	0.7	3.59
Tuyau 18	176.739344	81	0.001	-1.63	0.32	1.53
Tuyau 19	444.801746	68	0.001	-1.3	0.36	2.38
Tuyau 20	202.366715	115	0.001	-7.94	0.76	4.78
Tuyau 22	311.19671	68	0.001	0.65	0.18	0.72
Tuyau 23	404.825195	57	0.001	-1.58	0.62	7.75

Tuyau 24	448.6967	81	0.001	-0.61	0.12	0.28
Tuyau 25	386.67699	81	0.001	-3.15	0.61	4.93
Tuyau 26	250.893004	159	0.001	-17.05	0.86	3.99
Tuyau 27	269.952272	185	0.001	-26.72	0.99	4.33
Tuyau 28	233.184513	102	0.001	-4.79	0.59	3.45
Tuyau 29	227.464534	231	0.001	-49.2	1.17	4.48
Tuyau 30	348.638003	159	0.001	-21.39	1.08	6
Tuyau 31	409.468971	81	0.001	1.7	0.33	1.66
Tuyau 32	357.933717	115	0.001	7.98	0.77	4.83
Tuyau 33	864.787323	400	0.1	-84.98	0.68	0.99
Tuyau 34	335.519742	400	0.1	-57.6	0.46	0.47
Tuyau 35	570.52374	400	0.1	-6.84	0.05	0.01
Tuyau 36	857.818679	400	0.1	-21.16	0.17	0.07
Tuyau 37	203.923704	81	0.001	-3.5	0.68	5.94
Tuyau 38	250.937985	81	0.001	1.17	0.23	0.86
Tuyau 39	405.537473	68	0.001	1.33	0.37	2.48
Tuyau 40	273.594832	68	0.001	-1.78	0.49	4.14
Tuyau 41	374.300947	57	0.001	-0.53	0.21	1.13
Tuyau 42	582.32352	81	0.001	2	0.39	2.2
Tuyau 43	386.10762	400	0.1	-88.98	0.71	1.07
Tuyau 44	440.20047	148	0.001	-13.25	0.77	3.57
Tuyau 45	309.443504	129	0.001	-11.12	0.85	5.04
Tuyau 46	319.823799	102	0.001	-5.1	0.62	3.85
Tuyau 47	274.075086	129	0.001	13.46	1.03	7.11
Tuyau 48	170.995529	81	0.001	3.83	0.74	6.96
Tuyau 49	167.365558	102	0.001	-6.76	0.83	6.37
Tuyau 50	271.742037	81	0.001	-2.64	0.51	3.59
Tuyau 51	217.06	102	0.001	3.51	0.43	1.99
Tuyau 52	253.71	102	0.001	-6.76	0.83	6.37
Tuyau 53	147.542362	102	0.001	5.97	0.73	5.1
Tuyau 54	264.550744	68	0.001	1.86	0.51	4.46
Tuyau 55	170.848062	68	0.001	1.86	0.51	4.46
Tuyau 56	627.97	57	0.001	-0.48	0.19	0.94
Tuyau 57	156.46715	115	0.001	4.84	0.47	1.98
Tuyau 58	438.259475	68	0.001	2.27	0.63	6.37
Tuyau 59	693.781089	81	0.001	3.92	0.76	7.27
Tuyau 60	152.061757	81	0.001	-2.19	0.42	2.58
Tuyau 61	264.561232	102	0.001	-5.15	0.63	3.93
Tuyau 62	90.8706198	81	0.001	5.83	1.13	14.75
Tuyau 63	107.412854	115	0.001	8.95	0.86	5.93
Tuyau 64	557.559591	159	0.001	-19.55	0.98	5.1
Tuyau 65	756.829017	129	0.001	13.05	1	6.73
Tuyau 66	352.19	115	0.001	-8.07	0.78	4.92
Tuyau 67	265.81	185	0.001	20.29	0.75	2.64
Tuyau 68	524.72	129	0.001	10.53	0.81	4.57
Tuyau 70	317.332907	81	0.001	2.53	0.49	3.34
Tuyau 71	143.827342	57	0.001	0.31	0.12	0.44
Tuyau 72	729.865609	57	0.001	0.77	0.3	2.2
Tuyau 73	83.905073	115	0.001	-7.98	0.77	4.82
Tuyau 74	680.722645	102	0.001	-4.81	0.59	3.47
Tuyau 75	487.017624	81	0.001	-3.78	0.73	6.8
Tuyau 76	307.824778	81	0.001	2.13	0.41	2.46
Tuyau 77	749.366288	57	0.001	1.32	0.52	5.67
Tuyau 78	208.355676	185	0.001	28.75	1.07	4.94
Tuyau 79	223.602234	400	0.1	-14.75	0.12	0.04

Tuyau 80	408.95364	148	0.001	-15.73	0.91	4.87
Tuyau 81	423.5738	67	0.001	-1.88	0.53	4.88
Tuyau 82	251.669833	102	0.001	-5.62	0.69	4.59
Tuyau 83	197.743676	115	0.001	-8.51	0.82	5.42
Tuyau 84	314.332521	81	0.001	1.69	0.33	1.64
Tuyau 85	1115.71256	115	0.001	8	0.77	4.85
Tuyau 86	543.060037	81	0.001	-2.63	0.51	3.58
Tuyau 87	479.453639	102	0.001	-4.02	0.49	2.52
Tuyau 88	1499.01	300	0.001	65.55	0.93	2.14
Tuyau 89	243.940306	102	0.001	4.84	0.59	3.51
Tuyau 90	382.032137	68	0.001	1.84	0.51	4.38
Tuyau 91	139.241505	102	0.001	6.9	0.84	6.61
Tuyau 92	223.59	129	0.001	-9.47	0.72	3.79
Tuyau 95	545.286918	102	0.001	-6.28	0.77	5.58
Tuyau 96	595.590157	102	0.001	-6.09	0.75	5.29
Tuyau 97	327.4728	148	0.001	15.25	0.89	4.6
Tuyau 98	396.694574	225	0.001	-55.89	1.41	6.42
Tuyau 99	874.138396	115	0.001	-8.82	0.85	5.77
Tuyau 100	415.78	81	0.001	3.46	0.67	5.82
Tuyau 101	448.92	129	0.001	-10.73	0.82	4.73
Tuyau 102	390.40856	148	0.001	-16.15	0.94	5.1
Tuyau 103	734.606582	159	0.001	-22.34	1.13	6.49
Tuyau 104	2245.8	400	0.1	-89.98	0.72	1.1
Tuyau 105	218.48	225	0.001	35.6	0.9	2.83
Tuyau 106	891.79	68	0.001	1.6	0.44	3.41
Tuyau 93	198.29	500	0.1	89.98	0.46	0.36

Tableau 3 : Résultats de la simulation au Nœuds Scénario 1

ID Nœud	Altitude m	Demande Base l/s	Charge m	Pression m
Noeud 1	106	2.9	140.64	34.64
Noeud 4	104	5.19	143.78	39.78
Noeud 5	120	2.14	144.89	24.89
Noeud 6	120	2.14	172.75	52.75
Noeud 7	100	4.27	147.1	47.1
Noeud 8	116	4.28	147.31	31.31
Noeud 9	116	4.28	170.68	54.68
Noeud 10	134	2.48	173.96	39.96
Noeud 12	112	5.47	148.92	36.92
Noeud 13	98	5.38	149.04	51.04
Noeud 14	132	4.48	172.8	40.8
Noeud 16	116	3.73	149.44	33.44
Noeud 17	116	3.73	170.56	54.56
Noeud 18	112	8.64	150.67	38.67
Noeud 19	126	1.43	175.28	49.28
Noeud 22	128	5.77	173.6	45.6
Noeud 23	116	4.06	151.43	35.43
Noeud 24	116	4.06	168.65	52.65
Noeud 26	126	3.39	174.6	48.6
Noeud 28	108	1.1	176.79	68.79
Noeud 29	100	3.89	153.61	53.61
Noeud 31	108	1.09	175.77	67.77
Noeud 32	126	5.56	171.8	45.8
Noeud 34	122	4.26	172.87	50.87

Noeud 35	112	5.95	155.01	43.01
Noeud 36	108	3.35	173.68	65.68
Noeud 38	118	6	167.06	49.06
Noeud 39	118	5.04	156.2	38.2
Noeud 42	112	5.89	156.04	44.04
Noeud 43	96	1.59	155.97	59.97
Noeud 46	118	4.43	172.1	54.1
Noeud 47	118	4	157.05	39.05
Noeud 50	92	2.14	155.96	63.96
Noeud 52	112	1	157.46	45.46
Noeud 53	86	2	155.96	69.96
Noeud 54	90	3.37	155.65	65.65
Noeud 55	112	5.08	151.69	39.69
Noeud 57	124	6	161.64	37.64
Noeud 58	110	5.43	151.48	41.48
Noeud 59	122	4.83	150.69	28.69
Noeud 60	118	3.95	151.9	33.9
Noeud 61	104	2	160.36	56.36
Noeud 62	110	2	152.61	42.61
Noeud 63	104	1.3	152.92	48.92
Noeud 64	116	1.8	152.31	36.31
Noeud 66	114	3.36	153	39
Noeud 67	116	3.83	153.27	37.27
Noeud 69	108	1.7	153.98	45.98
Noeud 71	106	4.87	154.83	48.83
Noeud 72	110	1.58	156.07	46.07
Noeud 74	108	2.03	156.7	48.7
Noeud 75	106	0.64	156.82	50.82
Noeud 77	108	3.71	158.04	50.04
Noeud 78	102	1.27	157.67	55.67
Noeud 79	106	1	157.74	51.74
Noeud 80	104	0.6	158.26	54.26
Noeud 81	110	0	159.29	49.29
Noeud 82	104	0.97	158.1	54.1
Noeud 83	114	4.01	159.99	45.99
Noeud 84	102	0.9	158.32	56.32
Noeud 85	110	1.24	160.35	50.35
Noeud 86	102	1.34	159.29	57.29
Noeud 87	102	0	159.09	57.09
Noeud 88	98	1.47	160.27	62.27
Noeud 89	102	3	162.83	60.83
Noeud 90	104	0.43	159.87	55.87
Noeud 91	98	0.9	161.02	63.02
Noeud 92	96	1.7	162.75	66.75
Noeud 93	96	0	163.45	67.45
Noeud N2	116	0	159.93	43.93
Bâche Oulad_Heddou160	166	Sans Valeur	166	0
Bâche Bouskoura160	160	Sans Valeur	160	0
Bâche Bouskoura180	180	Sans Valeur	180	0

Tableau 4 : Résultats de la simulation au arcs Scénario 2

ID Arc	Débit l/s	Vitesse m/s	Pert Charge Unit m/km
Tuyau 1	-3.35	0.65	5.5

Tuyau 2	12.12	0.7	3.05
Tuyau 3	1.2	0.33	2.07
Tuyau 4	-5.18	0.5	2.24
Tuyau 5	2.99	0.58	4.49
Tuyau 6	5.42	0.66	4.29
Tuyau 7	4.66	0.57	3.28
Tuyau 8	-20.37	1.03	5.49
Tuyau 9	2.43	0.47	3.12
Tuyau 10	1.87	0.36	1.96
Tuyau 11	-3.14	0.61	4.9
Tuyau 12	1.79	0.49	4.19
Tuyau 13	5.75	0.7	4.78
Tuyau 14	1.94	0.54	4.82
Tuyau 15	-2.11	0.41	2.42
Tuyau 16	-3.01	0.58	4.54
Tuyau 17	-9.2	0.7	3.59
Tuyau 18	-1.65	0.32	1.57
Tuyau 19	-1.3	0.36	2.38
Tuyau 20	-7.96	0.77	4.81
Tuyau 22	0.66	0.18	0.73
Tuyau 23	-1.58	0.62	7.75
Tuyau 24	-0.61	0.12	0.28
Tuyau 25	-3.15	0.61	4.93
Tuyau 26	-17.05	0.86	3.99
Tuyau 27	-26.72	0.99	4.33
Tuyau 28	-4.79	0.59	3.45
Tuyau 29	-49.2	1.17	4.48
Tuyau 30	-21.39	1.08	6
Tuyau 31	1.7	0.33	1.66
Tuyau 32	7.98	0.77	4.83
Tuyau 33	-84.89	0.68	0.98
Tuyau 34	-57.51	0.46	0.47
Tuyau 35	-6.79	0.05	0.01
Tuyau 36	-21.08	0.17	0.07
Tuyau 37	-3.52	0.68	5.99
Tuyau 38	1.15	0.22	0.83
Tuyau 39	1.31	0.36	2.42
Tuyau 40	-1.8	0.49	4.2
Tuyau 41	-0.54	0.21	1.19
Tuyau 42	2	0.39	2.2
Tuyau 43	-88.89	0.71	1.07
Tuyau 44	-13.25	0.77	3.57
Tuyau 45	-11.16	0.85	5.08
Tuyau 46	-5.11	0.63	3.87
Tuyau 47	13.47	1.03	7.12
Tuyau 48	3.83	0.74	6.99
Tuyau 49	-6.77	0.83	6.39
Tuyau 50	-2.64	0.51	3.6
Tuyau 51	3.52	0.43	2
Tuyau 52	-6.77	0.83	6.39
Tuyau 53	5.97	0.73	5.11
Tuyau 54	1.86	0.51	4.47
Tuyau 55	1.86	0.51	4.47
Tuyau 56	-0.47	0.19	0.95
Tuyau 57	4.79	0.46	1.94

Tuyau 58	2.28	0.63	6.41
Tuyau 59	3.93	0.76	7.3
Tuyau 60	-2.22	0.43	2.64
Tuyau 61	-5.17	0.63	3.95
Tuyau 62	5.83	1.13	14.79
Tuyau 63	8.97	0.86	5.95
Tuyau 64	-19.59	0.99	5.12
Tuyau 65	13.07	1	6.75
Tuyau 66	-8.07	0.78	4.93
Tuyau 67	20.32	0.76	2.64
Tuyau 68	10.54	0.81	4.59
Tuyau 70	2.53	0.49	3.35
Tuyau 71	0.3	0.12	0.44
Tuyau 72	0.77	0.3	2.2
Tuyau 73	-8.01	0.77	4.86
Tuyau 74	-4.81	0.59	3.47
Tuyau 75	-3.78	0.73	6.8
Tuyau 76	2.13	0.41	2.46
Tuyau 77	1.32	0.52	5.67
Tuyau 78	28.75	1.07	4.94
Tuyau 79	-14.68	0.12	0.04
Tuyau 80	-15.76	0.92	4.88
Tuyau 81	-1.88	0.53	4.88
Tuyau 82	-5.62	0.69	4.59
Tuyau 83	-8.51	0.82	5.42
Tuyau 84	1.69	0.33	1.64
Tuyau 85	8	0.77	4.85
Tuyau 86	-2.63	0.51	3.58
Tuyau 87	-4.02	0.49	2.52
Tuyau 88	-62.75	0.94	2.29
Tuyau 89	4.85	0.59	3.52
Tuyau 90	1.85	0.51	4.41
Tuyau 91	6.91	0.85	6.63
Tuyau 92	-9.5	0.73	3.8
Tuyau 95	-6.27	0.77	5.58
Tuyau 96	-6.09	0.75	5.29
Tuyau 97	15.25	0.89	4.6
Tuyau 98	-55.98	1.41	6.44
Tuyau 99	-8.82	0.85	5.77
Tuyau 100	3.46	0.67	5.82
Tuyau 101	-10.73	0.82	4.73
Tuyau 102	-16.15	0.94	5.1
Tuyau 103	-22.34	1.13	6.49
Tuyau 104	-89.89	0.72	1.1
Tuyau 105	35.66	0.9	2.84
Tuyau 106	1.58	0.43	3.35
Tuyau 93	155.44	0.79	1.01
Pompe 107	128.3	0	-3.44

Tableau 5 : Résultats de la simulation au Nœuds Scénario 2

ID Noeud	Charge m	Pression m
Noeud 1	140.52	34.52
Noeud 4	143.66	39.66

Noeud 5	144.77	24.77
Noeud 6	159.2	39.2
Noeud 7	146.97	46.97
Noeud 8	147.19	31.19
Noeud 9	157.13	41.13
Noeud 10	160.4	26.4
Noeud 12	148.8	36.8
Noeud 13	148.92	50.92
Noeud 14	159.25	27.25
Noeud 16	149.31	33.31
Noeud 17	157	41
Noeud 18	150.55	38.55
Noeud 19	161.73	35.73
Noeud 22	160.05	32.05
Noeud 23	151.31	35.31
Noeud 24	155.1	39.1
Noeud 26	161.05	35.05
Noeud 28	163.24	55.24
Noeud 29	153.49	53.49
Noeud 31	162.22	54.22
Noeud 32	158.25	32.25
Noeud 34	159.32	37.32
Noeud 35	154.89	42.89
Noeud 36	160.12	52.12
Noeud 38	153.51	35.51
Noeud 39	156.07	38.07
Noeud 42	155.91	43.91
Noeud 43	155.85	59.85
Noeud 46	158.55	40.55
Noeud 47	156.92	38.92
Noeud 50	155.84	63.84
Noeud 52	157.34	45.34
Noeud 53	155.84	69.84
Noeud 54	155.53	65.53
Noeud 55	151.61	39.61
Noeud 57	148.09	24.09
Noeud 58	151.4	41.4
Noeud 59	150.63	28.63
Noeud 60	151.85	33.85
Noeud 61	146.81	42.81
Noeud 62	152.55	42.55
Noeud 63	152.88	48.88
Noeud 64	152.26	36.26
Noeud 66	152.95	38.95
Noeud 67	153.23	37.23
Noeud 69	153.94	45.94

Noeud 71	154.8	48.8
Noeud 72	156.04	46.04
Noeud 74	156.68	48.68
Noeud 75	156.8	50.8
Noeud 77	158.02	50.02
Noeud 78	157.65	55.65
Noeud 79	157.72	51.72
Noeud 80	158.24	54.24
Noeud 81	159.27	49.27
Noeud 82	158.08	54.08
Noeud 83	159.97	45.97
Noeud 84	158.31	56.31
Noeud 85	160.34	50.34
Noeud 86	159.28	57.28
Noeud 87	159.07	57.07
Noeud 88	160.25	62.25
Noeud 89	162.83	60.83
Noeud 90	159.85	55.85
Noeud 91	161.01	63.01
Noeud 92	162.74	66.74
Noeud 93	163.45	67.45
Noeud N2	159.8	43.8
Bâche Ouled_Heddou160	166	0
Bâche Bouskoura160	160	0

Tableau 6 : dimensionnement du surpresseur

Cons moy l/s	Q m3/s	DI (mm)	DI (m)	λ	V	Re	j (m/m)	L (m)	J (m)
12.12	0.01212	148	0.148	0.03405845	0.70451348	103235.639	0.005821605	434.5	2.52948751
15.25	0.01525	148	0.148	0.03390803	0.88645467	129896.328	0.009176031	327.5	3.00515006
								Somme :	5.53463757

La hauteur de refoulement :	6
La pression souhaitée au point le plus haut :	25
Les pertes de charges en fonction du débit et du \varnothing de tuyau sur la longueur :	5.50
La hauteur manométrique	36.50

Q m3/s	0.0655
Puissance Utile Watt	23453.2575
Rendement	0.8
Puissance nominale Watt	18762.606
Puissance nominale kW	18.762606

Annexe : Etude sectorielle d'assainissement

Tableau 1: Ratio d'aep et coefficient d'imperméabilisation selon le plan d'aménagement

Zone	D1	GPSL	I2s1	I5	I8	PBC3	RA	TVR	ZNAF
Ratio de consommation d'eau potable	20	5	20	10	5	40	0	0	0
Coefficient d'imperméabilisation	55%	15%	80%	80%	80%	80%	10%	10%	10%

Tableau 2: Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin

id	Sous bassin Sb	Surface du sb en ha	Code Prima	Surface en m ²	surface en ha	Etiquette	C	C*S/St
0	0	18.2973	I	182973	18.2973	I2s1	0.8	0.80
					18.30			0.80
1	1	43.7808	I	416029	41.6029	I2s1	0.8	0.76
2	1	43.7808	ZNAF	20856.9	2.08569	ZNAF	0.1	0.00
159	1	43.7808	I	177.845	0.0177845	I2s1	0.8	0.00
161	1	43.7808	I	743.951	0.0743951	I2s1	0.8	0.00
					43.78			0.77
3	2	37.7803	I	376774	37.6774	I2s1	0.8	0.80
4	2	37.7803	ZNAF	1029.25	0.102925	ZNAF	0.1	0.00
					37.78			0.80
5	3	12.7012	I	119786	11.9786	I2s1	0.8	0.75
6	3	12.7012	ZNAF	6856.15	0.685615	ZNAF	0.1	0.01
163	3	12.7012	I	316.625	0.0316625	I2s1	0.8	0.00
165	3	12.7012	ZNAF	53.4671	0.00534671	ZNAF	0.1	0.00
					12.70			0.76
7	4	4.43449	I	43869.8	4.38698	I2s1	0.8	0.79
167	4	4.43449	I	475.147	0.0475147	I2s1	0.8	0.01
					4.43			0.80
8	5	14.5231	I	145053	14.5053	I2s1	0.8	0.80
160	5	14.5231	I	177.845	0.0177845	I2s1	0.8	0.00
					14.52			0.80
9	6	22.4458	I	223714	22.3714	I2s1	0.8	0.80
162	6	22.4458	I	743.951	0.0743951	I2s1	0.8	0.00
					22.45			0.80
10	7	21.1433	I	211433	21.1433	I2s1	0.8	0.80
					21.14			0.80
11	8	10.7404	I	107385	10.7385	I2s1	0.8	0.80
169	8	10.7404	I	18.7429	0.00187429	I2s1	0.8	0.00
					10.74			0.80
12	9	11.0713	I	110201	11.0201	I2s1	0.8	0.80
171	9	11.0713	I	280.915	0.0280915	I2s1	0.8	0.00
173	9	11.0713	I	230.593	0.0230593	I2s1	0.8	0.00
229	9	11.0713	I	0.003545	3.545E-07	I2s1	0.8	0.00
					11.07			0.80
13	10	12.3535	I	122971	12.2971	I2s1	0.8	0.80
172	10	12.3535	I	280.915	0.0280915	I2s1	0.8	0.00
175	10	12.3535	I	282.166	0.0282166	I2s1	0.8	0.00
230	10	12.3535	I	0.003545	3.545E-07	I2s1	0.8	0.00
					12.35			0.80
14	11	13.0635	I	130133	13.0133	I2s1	0.8	0.80

177	11	13.0635	I	310.124	0.0310124	I2s1	0.8	0.00
179	11	13.0635	I	191.821	0.0191821	I2s1	0.8	0.00
					13.06			0.80
15	12	31.6159	I	284129	28.4129	I2s1	0.8	0.72
16	12	31.6159	I	23634.4	2.36344	I8	0.8	0.06
17	12	31.6159	ZNAF	8396.21	0.839621	ZNAF	0.1	0.00
					31.62			0.78
18	13	32.9414	I	172371	17.2371	I2s1	0.8	0.42
19	13	32.9414	I	154257	15.4257	I8	0.8	0.37
20	13	32.9414	ZNAF	1940.64	0.194064	ZNAF	0.1	0.00
164	13	32.9414	I	316.625	0.0316625	I2s1	0.8	0.00
166	13	32.9414	ZNAF	53.4671	0.00534671	ZNAF	0.1	0.00
168	13	32.9414	I	475.147	0.0475147	I2s1	0.8	0.00
					32.94			0.80
21	14	5.30336	I	52345.7	5.23457	I8	0.8	0.79
181	14	5.30336	I	687.903	0.0687903	I8	0.8	0.01
					5.30			0.80
22	15	13.4454	I	129966	12.9966	I2s1	0.8	0.77
23	15	13.4454	I	520.762	0.0520762	I8	0.8	0.00
24	15	13.4454	ZNAF	3967.31	0.396731	ZNAF	0.1	0.00
					13.45			0.78
25	16	98.6123	PBC3	150137	15.0137	PBC3	0.8	0.12
26	16	98.6123	I	122.197	0.0122197	I2s1	0.8	0.00
27	16	98.6123	D	21941.9	2.19419	D1	0.55	0.01
28	16	98.6123	I	465071	46.5071	I8	0.8	0.38
29	16	98.6123	I	173217	17.3217	I5	0.8	0.14
30	16	98.6123	ZNAF	7672.04	0.767204	ZNAF	0.1	0.00
31	16	98.6123	I	110997	11.0997	I5	0.8	0.09
32	16	98.6123	ZNAF	56278.2	5.62782	ZNAF	0.1	0.01
182	16	98.6123	I	687.903	0.0687903	I8	0.8	0.00
					98.61			0.75
33	17	78.9796	PBC3	102908	10.2908	PBC3	0.8	0.10
34	17	78.9796	I	282555	28.2555	I2s1	0.8	0.29
35	17	78.9796	D	71561.8	7.15618	D1	0.55	0.05
36	17	78.9796	TVR	74437.9	7.44379	TVR	0.1	0.01
37	17	78.9796	I	561.514	0.0561514	I8	0.8	0.00
38	17	78.9796	I	836.702	0.0836702	I5	0.8	0.00
39	17	78.9796	ZNAF	12681.6	1.26816	ZNAF	0.1	0.00
40	17	78.9796	I	192720	19.272	I2s1	0.8	0.20
41	17	78.9796	ZNAF	45552.4	4.55524	ZNAF	0.1	0.01
42	17	78.9796	ZNAF	221.065	0.0221065	ZNAF	0.1	0.00
43	17	78.9796	ZNAF	5753.8	0.57538	ZNAF	0.1	0.00
183	17	78.9796	TVR	0.671139	6.71139E-05	TVR	0.1	0.00
184	17	78.9796	I	0.671139	6.71139E-05	I2s1	0.8	0.00
185	17	78.9796	TVR	3.35809	0.000335809	TVR	0.1	0.00
186	17	78.9796	ZNAF	3.35809	0.000335809	ZNAF	0.1	0.00
					78.98			0.65
44	18	47.1503	RA	1887.5	0.18875	RA	0.1	0.00
45	18	47.1503	I	275544	27.5544	I2s1	0.8	0.47
46	18	47.1503	TVR	0.921195	9.21195E-05	TVR	0.1	0.00
47	18	47.1503	ZNAF	8596.33	0.859633	ZNAF	0.1	0.00
48	18	47.1503	I	173082	17.3082	I2s1	0.8	0.29
49	18	47.1503	ZNAF	91.6049	0.00916049	ZNAF	0.1	0.00
50	18	47.1503	RA	1794.93	0.179493	RA	0.1	0.00
					46.10			0.76
51	19	61.9869	RA	199402	19.9402	RA	0.1	0.03

52	19	61.9869	I	146078	14.6078	I2s1	0.8	0.19
53	19	61.9869	ZNAF	11267.6	1.12676	ZNAF	0.1	0.00
54	19	61.9869	ZNAF	67313.1	6.73131	ZNAF	0.1	0.01
55	19	61.9869	RA	100888	10.0888	RA	0.1	0.02
56	19	61.9869	TVR	89778.4	8.97784	TVR	0.1	0.01
57	19	61.9869	ZNAF	4756.33	0.475633	ZNAF	0.1	0.00
					61.95			0.26
58	20	69.0508	RA	72427.4	7.24274	RA	0.1	0.01
59	20	69.0508	I	310839	31.0839	I2s1	0.8	0.36
60	20	69.0508	ZNAF	8129.76	0.812976	ZNAF	0.1	0.00
61	20	69.0508	RA	187924	18.7924	RA	0.1	0.03
62	20	69.0508	TVR	96717.3	9.67173	TVR	0.1	0.01
63	20	69.0508	TVR	37.8672	0.00378672	TVR	0.1	0.00
64	20	69.0508	ZNAF	14432.6	1.44326	ZNAF	0.1	0.00
					69.05			0.42
65	21	43.776	RA	8803.89	0.880389	RA	0.1	0.00
66	21	43.776	I	127413	12.7413	I2s1	0.8	0.23
67	21	43.776	ZNAF	6343.23	0.634323	ZNAF	0.1	0.00
68	21	43.776	RA	137896	13.7896	RA	0.1	0.03
69	21	43.776	TVR	32872.1	3.28721	TVR	0.1	0.01
70	21	43.776	TVR	48527.2	4.85272	TVR	0.1	0.01
71	21	43.776	ZNAF	75904.8	7.59048	ZNAF	0.1	0.02
					43.78			0.30
72	22	76.645	RA	5250.84	0.525084	RA	0.1	0.00
73	22	76.645	I	227605	22.7605	I2s1	0.8	0.24
74	22	76.645	TVR	43363	4.3363	TVR	0.1	0.01
75	22	76.645	ZNAF	9632.34	0.963234	ZNAF	0.1	0.00
76	22	76.645	RA	210672	21.0672	RA	0.1	0.03
77	22	76.645	TVR	41198.2	4.11982	TVR	0.1	0.01
78	22	76.645	TVR	134260	13.426	TVR	0.1	0.02
79	22	76.645	ZNAF	93626.1	9.36261	ZNAF	0.1	0.01
170	22	76.645	I	18.7429	0.00187429	I2s1	0.8	0.00
174	22	76.645	I	230.593	0.0230593	I2s1	0.8	0.00
176	22	76.645	I	282.166	0.0282166	I2s1	0.8	0.00
178	22	76.645	I	310.124	0.0310124	I2s1	0.8	0.00
231	22	76.645	I	0.003545	3.545E-07	I2s1	0.8	0.00
					76.64			0.31
80	23	109.764	I	87845.7	8.78457	I2s1	0.8	0.06
81	23	109.764	TVR	605024	60.5024	TVR	0.1	0.06
82	23	109.764	ZNAF	228.196	0.0228196	ZNAF	0.1	0.00
83	23	109.764	ZNAF	9209.62	0.920962	ZNAF	0.1	0.00
84	23	109.764	TVR	892.527	0.0892527	TVR	0.1	0.00
85	23	109.764	RA	23344.6	2.33446	RA	0.1	0.00
86	23	109.764	TVR	787.64	0.078764	TVR	0.1	0.00
87	23	109.764	TVR	99487.1	9.94871	TVR	0.1	0.01
88	23	109.764	TVR	123557	12.3557	TVR	0.1	0.01
89	23	109.764	TVR	1923.45	0.192345	TVR	0.1	0.00
90	23	109.764	ZNAF	141485	14.1485	ZNAF	0.1	0.01
91	23	109.764	I	3663.85	0.366385	I2s1	0.8	0.00
180	23	109.764	I	191.821	0.0191821	I2s1	0.8	0.00
					109.76			0.16
92	24	15.6362	ZNAF	280.667	0.0280667	ZNAF	0.1	0.00
93	24	15.6362	GPSL	1682.33	0.168233	GPSL	0.15	0.00
94	24	15.6362	ZNAF	322.051	0.0322051	ZNAF	0.1	0.00
95	24	15.6362	GPSL	173.627	0.0173627	GPSL	0.15	0.00
96	24	15.6362	ZNAF	12903.4	1.29034	ZNAF	0.1	0.01

97	24	15.6362	ZNAF	4261.42	0.426142	ZNAF	0.1	0.00
98	24	15.6362	TVR	9724.76	0.972476	TVR	0.1	0.01
99	24	15.6362	TVR	3820.36	0.382036	TVR	0.1	0.00
100	24	15.6362	TVR	4303.49	0.430349	TVR	0.1	0.00
101	24	15.6362	TVR	92.6491	0.00926491	TVR	0.1	0.00
102	24	15.6362	ZNAF	24560.9	2.45609	ZNAF	0.1	0.02
103	24	15.6362	I	92979.3	9.29793	I2s1	0.8	0.48
187	24	15.6362	ZNAF	0.00542	0.000000542	ZNAF	0.1	0.00
188	24	15.6362	TVR	0.00542	0.000000542	TVR	0.1	0.00
189	24	15.6362	ZNAF	0.348983	3.48983E-05	ZNAF	0.1	0.00
190	24	15.6362	TVR	0.348983	3.48983E-05	TVR	0.1	0.00
191	24	15.6362	ZNAF	0.178177	1.78177E-05	ZNAF	0.1	0.00
192	24	15.6362	ZNAF	0.178177	1.78177E-05	ZNAF	0.1	0.00
					15.51			0.52
104	25	24.9071	PBC3	3517.84	0.351784	PBC3	0.8	0.01
105	25	24.9071	ZNAF	9595.56	0.959556	ZNAF	0.1	0.00
106	25	24.9071	GPSL	33277.5	3.32775	GPSL	0.15	0.02
107	25	24.9071	ZNAF	6710.08	0.671008	ZNAF	0.1	0.00
108	25	24.9071	ZNAF	14040.4	1.40404	ZNAF	0.1	0.01
109	25	24.9071	ZNAF	5891.93	0.589193	ZNAF	0.1	0.00
110	25	24.9071	GPSL	39855.6	3.98556	GPSL	0.15	0.02
111	25	24.9071	ZNAF	70.5011	0.00705011	ZNAF	0.1	0.00
112	25	24.9071	TVR	625.707	0.0625707	TVR	0.1	0.00
113	25	24.9071	TVR	5591.73	0.559173	TVR	0.1	0.00
114	25	24.9071	ZNAF	11234.5	1.12345	ZNAF	0.1	0.00
115	25	24.9071	I	109411	10.9411	I2s1	0.8	0.35
193	25	24.9071	TVR	21.0532	0.00210532	TVR	0.1	0.00
195	25	24.9071	ZNAF	4.11599	0.000411599	ZNAF	0.1	0.00
197	25	24.9071	GPSL	32.6648	0.00326648	GPSL	0.15	0.00
199	25	24.9071	ZNAF	14.0302	0.00140302	ZNAF	0.1	0.00
201	25	24.9071	GPSL	34.2179	0.00342179	GPSL	0.15	0.00
203	25	24.9071	ZNAF	3.19324	0.000319324	ZNAF	0.1	0.00
205	25	24.9071	ZNAF	0.554178	5.54178E-05	ZNAF	0.1	0.00
207	25	24.9071	GPSL	2.60892	0.000260892	GPSL	0.15	0.00
209	25	24.9071	ZNAF	6.36065	0.000636065	ZNAF	0.1	0.00
211	25	24.9071	GPSL	402.595	0.0402595	GPSL	0.15	0.00
					24.03			0.43
116	26	7.20448	PBC3	66606.7	6.66067	PBC3	0.8	0.74
117	26	7.20448	D	4736.74	0.473674	D1	0.55	0.04
118	26	7.20448	TVR	701.344	0.0701344	TVR	0.1	0.00
					7.20			0.78
119	27	21.2474	D	211578	21.1578	D1	0.55	0.55
					21.16			0.55
120	28	8.50644	D	66857.5	6.68575	D1	0.55	0.43
121	28	8.50644	ZNAF	3918.95	0.391895	ZNAF	0.1	0.00
122	28	8.50644	TVR	13732.6	1.37326	TVR	0.1	0.02
123	28	8.50644	ZNAF	530.146	0.0530146	ZNAF	0.1	0.00
194	28	8.50644	TVR	21.0532	0.00210532	TVR	0.1	0.00
196	28	8.50644	ZNAF	4.11599	0.000411599	ZNAF	0.1	0.00
					8.51			0.45
124	29	9.81019	D	69583.9	6.95839	D1	0.55	0.39
125	29	9.81019	ZNAF	17614	1.7614	ZNAF	0.1	0.02
126	29	9.81019	GPSL	8586.07	0.858607	GPSL	0.15	0.01
127	29	9.81019	ZNAF	2271.22	0.227122	ZNAF	0.1	0.00
198	29	9.81019	GPSL	32.6648	0.00326648	GPSL	0.15	0.00
200	29	9.81019	ZNAF	14.0302	0.00140302	ZNAF	0.1	0.00

					9.81			0.42
128	30	27.2589	D	199187	19.9187	D1	0.55	0.40
129	30	27.2589	ZNAF	25821.7	2.58217	ZNAF	0.1	0.01
130	30	27.2589	ZNAF	5785.35	0.578535	ZNAF	0.1	0.00
131	30	27.2589	GPSL	26577.4	2.65774	GPSL	0.15	0.01
132	30	27.2589	ZNAF	4880.18	0.488018	ZNAF	0.1	0.00
133	30	27.2589	ZNAF	96.1757	0.00961757	ZNAF	0.1	0.00
134	30	27.2589	GPSL	10043.9	1.00439	GPSL	0.15	0.01
202	30	27.2589	GPSL	34.2179	0.00342179	GPSL	0.15	0.00
204	30	27.2589	ZNAF	3.19324	0.000319324	ZNAF	0.1	0.00
206	30	27.2589	ZNAF	0.554178	5.54178E-05	ZNAF	0.1	0.00
208	30	27.2589	GPSL	2.60892	0.000260892	GPSL	0.15	0.00
213	30	27.2589	D	156.279	0.0156279	D1	0.55	0.00
					27.26			0.44
135	31	1.44604	D	14433.6	1.44336	D1	0.55	0.55
					1.44			0.55
136	32	4.46256	D	25501.8	2.55018	D1	0.55	0.31
137	32	4.46256	ZNAF	18963.5	1.89635	ZNAF	0.1	0.04
215	32	4.46256	D	160.276	0.0160276	D1	0.55	0.00
					4.46			0.36
138	33	25.5065	GPSL	504.541	0.0504541	GPSL	0.15	0.00
139	33	25.5065	D	21803.5	2.18035	D1	0.55	0.05
140	33	25.5065	ZNAF	17560.8	1.75608	ZNAF	0.1	0.01
141	33	25.5065	D	139961	13.9961	D1	0.55	0.30
142	33	25.5065	ZNAF	12619.7	1.26197	ZNAF	0.1	0.00
143	33	25.5065	ZNAF	31375.3	3.13753	ZNAF	0.1	0.01
214	33	25.5065	D	156.279	0.0156279	D1	0.55	0.00
216	33	25.5065	D	160.276	0.0160276	D1	0.55	0.00
217	33	25.5065	D	136.974	0.0136974	D1	0.55	0.00
219	33	25.5065	D	18.2484	0.00182484	D1	0.55	0.00
221	33	25.5065	ZNAF	23.3839	0.00233839	ZNAF	0.1	0.00
232	33	25.5065	D	0.000362	3.62E-08	D1	0.55	0.00
					22.43			0.37
144	34	29.9248	GPSL	153160	15.316	GPSL	0.15	0.08
145	34	29.9248	D	17764.6	1.77646	D1	0.55	0.03
146	34	29.9248	ZNAF	9437.85	0.943785	ZNAF	0.1	0.00
147	34	29.9248	D	75675.3	7.56753	D1	0.55	0.14
148	34	29.9248	ZNAF	59.2324	0.00592324	ZNAF	0.1	0.00
149	34	29.9248	ZNAF	12941.6	1.29416	ZNAF	0.1	0.00
150	34	29.9248	GPSL	13760.4	1.37604	GPSL	0.15	0.01
151	34	29.9248	ZNAF	15728.4	1.57284	ZNAF	0.1	0.01
210	34	29.9248	ZNAF	6.36065	0.000636065	ZNAF	0.1	0.00
212	34	29.9248	GPSL	402.595	0.0402595	GPSL	0.15	0.00
218	34	29.9248	D	136.974	0.0136974	D1	0.55	0.00
223	34	29.9248	GPSL	165.884	0.0165884	GPSL	0.15	0.00
225	34	29.9248	D	0.037319	3.7319E-06	D1	0.55	0.00
227	34	29.9248	ZNAF	8.69525	0.000869525	ZNAF	0.1	0.00
233	34	29.9248	D	0.000362	3.62E-08	D1	0.55	0.00
					29.92			0.27
152	35	27.7082	GPSL	207716	20.7716	GPSL	0.15	0.11
153	35	27.7082	D	190.798	0.0190798	D1	0.55	0.00
154	35	27.7082	ZNAF	913.048	0.0913048	ZNAF	0.1	0.00
155	35	27.7082	ZNAF	15251	1.5251	ZNAF	0.1	0.01
156	35	27.7082	GPSL	4189.36	0.418936	GPSL	0.15	0.00
157	35	27.7082	ZNAF	19607.4	1.96074	ZNAF	0.1	0.01
158	35	27.7082	ZNAF	12890.9	1.28909	ZNAF	0.1	0.00

220	35	27.7082	D	18.2484	0.00182484	D1	0.55	0.00
222	35	27.7082	ZNAF	23.3839	0.00233839	ZNAF	0.1	0.00
224	35	27.7082	GPSL	165.884	0.0165884	GPSL	0.15	0.00
226	35	27.7082	D	0.037319	3.7319E-06	D1	0.55	0.00
228	35	27.7082	ZNAF	8.69525	0.000869525	ZNAF	0.1	0.00
234	35	27.7082	D	0.000362	3.62E-08	D1	0.55	0.00
					26.10			0.13

Tableau 3: Caractéristiques des sous bassin

BV	Sous bassin versant	surface en ha	C	l en %	L(m)
1	0	18.3	0.80	3.25	930
	1	43.8	0.77	0.98	1355.6
	2	37.8	0.80	0.84	1270.3
	3	12.7	0.76	1.4	705.6
	4	4.4	0.80	1.92	315.6
Assemblage		117.0	0.79	1.18	3555.8
2	5	14.5	0.80	1.2	876.2
	6	22.4	0.80	0.6	906.7
	7	21.1	0.80	0.44	918.1
	8	10.7	0.80	1.96	554.1
	9	11.1	0.80	0.66	775.2
	10	12.4	0.80	1.42	566.5
	11	13.1	0.80	1.29	902
	12	31.6	0.78	0.2	1039.5
	13	32.9	0.80	2.36	755.5
	14	5.3	0.80	2.66	415.7
Assemblage		175.2	0.8	0.53	4496.1
3	15	13.4	0.78	1.33	817.1
	16	98.6	0.75	1.57	1475.6
	17	79.0	0.65	0.2	1787.5
Assemblage		191.0	0.71	1.57	1475.6
4	18	47.2	0.76	0.66	1279.1
	19	62.0	0.26	2.48	1022.6
	20	69.1	0.42	0.69	1149.6
	21	43.8	0.30	0.28	645.6
	22	76.6	0.31	2.97	749.6
Assemblage		298.6	0.39	0.72	1395.2
6	23	109.8	0.16	1.66	1453.5
	24	15.6	0.52	2.77	724.1
	25	24.9	0.43	2.43	607.2
	26	7.2	0.78	2.47	373.3
	27	21.2	0.55	0.69	1319.1
Assemblage		178.8	0.3	1.08	2299.6
5	28	8.5	0.45	1.37	934.8
	29	9.81	0.42	1.52	829.4
	30	27.26	0.44	0.49	930.8
	31	1.45	0.55	5.17	176.6
	32	4.46	0.36	2.71	357.2
	33	25.51	0.37	0.63	937.1
	34	29.92	0.27	0.2	918.9
	35	27.71	0.13	1.88	790.9
Assemblage		134.6	0.32	0.65	5341.8

148	5	13.2	I	I2s1	0.02	0	20	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
169	5	13.2	I	I2s1	0	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SBV5				13.2		20	11	3.06	8.8	2.44	2.2	0.61	11	3.06	2.1	24.4	6.78	
64	6	5.49	I	I8	5.47	1	5	1.14	0.32	0.91	0.25	0.23	0.06	1.14	0.32	6.53	7.37	2.05	
109	6	5.49	I	I8	0.02	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	SBV6				5.49		5	1.14	0.32	0.91	0.25	0.23	0.06	1.14	0.32	6.52	7.39	2.05	
65	7	64.08	I	I2s1	45.51	0.71	20	37.93	10.54	30.34	8.43	7.59	2.11	37.93	10.54	1.13	48.8	13.56	
66	7	64.08	I	I8	17.44	0.27	5	3.63	1.01	2.91	0.81	0.73	0.2	3.63	1.01	3.66	13.48	3.75	
67	7	64.08	ZNAF	ZNAF	1.03	0.02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
103	7	64.08	I	I2s1	0.04	0	20	0.03	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
111	7	64.08	I	I2s1	0	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
113	7	64.08	I	I8	0.02	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
143	7	64.08	I	I2s1	0.01	0	20	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
145	7	64.08	ZNAF	ZNAF	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
150	7	64.08	I	I2s1	0.01	0	20	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
152	7	64.08	ZNAF	ZNAF	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	SBV7				64.08		16	41.62	11.56	33.3	9.25	8.32	2.31	41.62	11.56	1.08	51.5	14.31	
				BV2	175.4			130.98	36.38	104.8	29.11	26.2	7.28	131	36.38	0.61	102.79	28.55	

Tableau 6 : Débits des eaux usées BV 3

FID	FID SBV Oaz	S_BV ha	Code Prima	Etiquette	S_inters ha	% surface	Dot (m3/j/ha)	Cons moy m3/h	Cons moy l/s	Q EU m3/h	Q EU l/s	Q ECPP m3/h	Q ECPP l/s	QmTS m3/h	QmTS l/s	Cph	QpTS m3/h	QpTS l/s
4	8	98.93	PBC3	PBC3	15.07	0.15	40	25.1	7	20.1	5.6	5	1.4	25.1	7	1.4	38.6	10.7
5	8	98.93	I	I2s1	0.11	0	20	0.1	0	0.1	0	0	0	0.1	0	22.9	2.1	0.6
6	8	98.93	D	D1	2.28	0.02	20	1.9	0.5	1.5	0.4	0.4	0.1	1.9	0.5	5.1	9.6	2.7
7	8	98.93	I	I8	46.45	0.47	5	9.7	2.7	7.7	2.2	1.9	0.5	9.7	2.7	2.2	22.8	6.3
8	8	98.93	I	I5	17.4	0.18	10	7.2	2	5.8	1.6	1.4	0.4	7.2	2	2.6	19.5	5.4
9	8	98.93	I	I2s1	0.12	0	20	0.1	0	0.1	0	0	0	0.1	0	22.3	2.1	0.6
10	8	98.93	ZNAF	ZNAF	0.03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	8	98.93	ZNAF	ZNAF	0.79	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	8	98.93	I	I5	11.02	0.11	10	4.6	1.3	3.7	1	0.9	0.3	4.6	1.3	3.3	15.3	4.2

13	8	98.93	ZNAF	ZNAF	5.62	0.06	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
108	8	98.93	I	I8	0.02	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
110	8	98.93	I	I2s1	0	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
112	8	98.93	I	I8	0.02	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SBV8				98.93	0.52	12	48.7	13.5	39	10.8	9.7	2.7	48.7	13.5	1	56.5	15.7	
68	9	90.95	PBC3	PBC3	10.02	0.11	40	16.7	4.6	13.4	3.7	3.3	0.9	16.7	4.6	1.7	30.7	8.5	
69	9	90.95	I	I2s1	41.18	0.45	20	34.3	9.5	27.5	7.6	6.9	1.9	34.3	9.5	1.2	46.1	12.8	
70	9	90.95	D	D1	6.75	0.07	20	5.6	1.6	4.5	1.2	1.1	0.3	5.6	1.6	2.9	17	4.7	
71	9	90.95	TVR	TVR	6.94	0.08	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
72	9	90.95	I	I8	0.02	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
73	9	90.95	ZNAF	ZNAF	1.26	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
74	9	90.95	I	I2s1	19.19	0.21	20	16	4.4	12.8	3.6	3.2	0.9	16	4.4	1.7	30	8.3	
75	9	90.95	ZNAF	ZNAF	4.52	0.05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
76	9	90.95	ZNAF	ZNAF	0.97	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
119	9	90.95	I	I2s1	0	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
121	9	90.95	TVR	TVR	0.03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
123	9	90.95	ZNAF	ZNAF	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
125	9	90.95	I	I2s1	0.01	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
147	9	90.95	I	I2s1	0.01	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
151	9	90.95	I	I2s1	0.01	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
153	9	90.95	ZNAF	ZNAF	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
154	9	90.95	PBC3	PBC3	0.01	0	40	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
156	9	90.95	D	D1	0.01	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
158	9	90.95	I	I2s1	0.01	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
160	9	90.95	I	I2s1	0.01	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
162	9	90.95	TVR	TVR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
163	9	90.95	I	I2s1	0	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
164	9	90.95	TVR	TVR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
165	9	90.95	ZNAF	ZNAF	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
170	9	90.95	I	I2s1	0	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SBV9				90.96	0.48	19	72.7	20.2	58.2	16.2	14.5	4	72.7	20.2	0.8	71.6	19.9	
				BV3	189.89		15.35	121.4	33.7	97.1	27	24.3	6.7	121.4	33.7	0.6	98	27.2	

149	11	117	I	I2s1	0.02	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
166	11	117	I	I2s1	0.09	0	20	0.1	0	0.1	0	0	0	0.1	0	25.5	1.8	0.5	
	SBV11				117.01	0.39	6	28.7	8	23	6.4	5.7	1.6	28.7	8	1.3	41.6	11.6	
				BV4	297.39		8.466	105.3	29.2	84.2	23.4	21.1	5.8	105.3	29.2	0.7	89.7	24.9	

Tableau 8: Débits des eaux usées BV 5

FID	FID SBV Oaz	S_BV ha	Code Prima	Etiquette	S_inters ha	% surface	Dot (m3/j/ha)	Cons moy m3/h	Cons moy l/s	Q EU m3/h	Q EU l/s	Q ECPP m3/h	Q ECPP l/s	QmTS m3/h	QmTS l/s	Cph	QpTS m3/h	QpTS l/s
26	12	130.9	GPSL	GPSL	36.32	0.28	5	7.6	2.1	6.1	1.7	1.5	0.4	7.6	2.1	2.5	19.9	5.5
27	12	130.9	D	D1	38.86	0.3	20	32.4	9	25.9	7.2	6.5	1.8	32.4	9	1.2	44.6	12.4
28	12	130.9	ZNAF	ZNAF	4.74	0.04	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	12	130.9	ZNAF	ZNAF	0.71	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	12	130.9	ZNAF	ZNAF	2.7	0.02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31	12	130.9	D	D1	21.61	0.17	20	18	5	14.4	4	3.6	1	18	5	1.6	32	8.9
32	12	130.9	ZNAF	ZNAF	1.36	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
33	12	130.9	ZNAF	ZNAF	3.14	0.02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
34	12	130.9	GPSL	GPSL	3.51	0.03	5	0.7	0.2	0.6	0.2	0.1	0	0.7	0.2	8.2	5.9	1.6
35	12	130.9	ZNAF	ZNAF	0.49	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
36	12	130.9	ZNAF	ZNAF	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
37	12	130.9	ZNAF	ZNAF	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
38	12	130.9	ZNAF	ZNAF	2.82	0.02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
39	12	130.9	GPSL	GPSL	3.31	0.03	5	0.7	0.2	0.6	0.2	0.1	0	0.7	0.2	8.4	5.7	1.6
40	12	130.9	ZNAF	ZNAF	1.96	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
41	12	130.9	ZNAF	ZNAF	2.86	0.02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
42	12	130.9	TVR	TVR	1.37	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
43	12	130.9	ZNAF	ZNAF	0.28	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
114	12	130.9	TVR	TVR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SBV12				126.05	0.97	11	59.4	16.5	47.5	13.2	11.9	3.3	59.4	16.5	0.9	63.4	17.6
99	13	4.457	D	D1	2.7	0.61	20	2.3	0.6	1.8	0.5	0.5	0.1	2.3	0.6	4.6	10.5	2.9
100	13	4.457	ZNAF	ZNAF	1.75	0.39	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SBV13				4.46	0.03	12	2.3	0.6	1.8	0.5	0.5	0.1	2.3	0.6	4.6	10.5	2.9

134	14	127.4	ZNAF	ZNAF	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
136	14	127.4	ZNAF	ZNAF	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
137	14	127.4	TVR	TVR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
138	14	127.4	ZNAF	ZNAF	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
139	14	127.4	TVR	TVR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
140	14	127.4	ZNAF	ZNAF	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
141	14	127.4	ZNAF	ZNAF	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
168	14	127.4	I	I2s1	0	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SBV14				127.32	0.71	3	16.5	4.6	13.2	3.7	3.3	0.9	16.5	4.6	1.7	30.5	8.5	
86	15	52.4	PBC3	PBC3	7	0.13	40	11.7	3.2	9.3	2.6	2.3	0.6	11.7	3.2	2	25.2	7	
87	15	52.4	D	D1	21.48	0.41	20	17.9	5	14.3	4	3.6	1	17.9	5	1.6	31.9	8.9	
88	15	52.4	ZNAF	ZNAF	0.99	0.02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
89	15	52.4	GPSL	GPSL	3.45	0.07	5	0.7	0.2	0.6	0.2	0.1	0	0.7	0.2	8.2	5.8	1.6	
90	15	52.4	ZNAF	ZNAF	0.7	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
91	15	52.4	ZNAF	ZNAF	1.4	0.03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
92	15	52.4	ZNAF	ZNAF	0.59	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
93	15	52.4	GPSL	GPSL	4.01	0.08	5	0.8	0.2	0.7	0.2	0.2	0	0.8	0.2	7.6	6.3	1.7	
94	15	52.4	ZNAF	ZNAF	0.04	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
95	15	52.4	TVR	TVR	0.08	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
96	15	52.4	TVR	TVR	0.63	0.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
97	15	52.4	ZNAF	ZNAF	1.25	0.02	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
98	15	52.4	I	I2s1	9.66	0.18	20	8.1	2.2	6.4	1.8	1.6	0.4	8.1	2.2	2.5	20.6	5.7	
115	15	52.4	TVR	TVR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
155	15	52.4	PBC3	PBC3	0.01	0	40	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
157	15	52.4	D	D1	0.01	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
159	15	52.4	I	I2s1	0.01	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SBV15				51.31	0.29	18	39.2	10.9	31.4	8.7	7.8	2.2	39.2	10.9	1.1	49.8	13.8	
				BV6	178.63		7.376	55.7	15.5	44.6	12.4	11.1	3.1	55.7	15.5	0.9	61.1	17	

Tableau 10 : Calage du réseau des collecteurs des eaux pluviales sur Covadis

BV1

Tronçon	Q calculé (m³/s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m³/s)
N1 - N2	2.845	1122	135A-1200	0.56	2.52	0.84	1.12	0.7	839	3.37	1.65	3.01	3.401
N2 - N3	4.482	1275	135A-1400	0.7	2.91	0.78	1.11	0.66	930	4.13	2.06	3.74	5.757
N3 - N4	5.267	1442	135A-1500	0.5	2.98	0.9	1.13	0.74	1115	3.74	1.82	3.31	5.848
N5 - N6	1.034	628	135A-0650	1.63	3.12	0.91	1.13	0.75	488	3.87	1.88	3.42	1.136
N6 - N4	1.93	1089	135A-1200	0.3	1.71	0.77	1.1	0.66	793	2.44	1.22	2.21	2.498

BV2

Tronçon	Q calculé (m³/s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m³/s)
N7 - N8	1.662	861	135A-1000	0.78	2.12	0.67	1.07	0.6	600	3.37	1.73	3.15	2.474
N8 - N9	2.59	1216	135A-1400	0.3	1.68	0.69	1.08	0.61	853	2.64	1.35	2.45	3.769
N9 - N10	2.993	1284	135A-1400	0.3	1.94	0.79	1.11	0.67	943	2.72	1.35	2.45	3.769
N10 - N11	5.769	1492	135A-1500	0.38	3.26	1.13	0	0.67	0	0	1.59	2.89	5.116
N11 - N12	5.116	1642	135A-1800	0.3	2.01	0.69	1.08	0.61	1105	3.12	1.59	2.89	7.366
N12 - N13	5.116	1080	135A-1800	2.8	2.01	0.23	0.81	0.32	583	7.14	4.86	8.84	22.504
N14 - N13	2.991	908	135A-1000	1.91	3.81	0.77	1.1	0.66	661	5.44	2.71	4.93	3.872
N13 - N15	7.482	1382	135A-1800	1.5	2.94	0.45	0.98	0.47	851	6.31	3.56	6.47	16.471
N16 - N17	1.481	761	135A-0800	1.19	2.95	0.88	1.13	0.73	581	3.79	1.85	3.36	1.691
N17 - N18	1.481	685	135A-0800	2.1	2.95	0.66	1.07	0.59	475	4.76	2.45	4.46	2.242
N18 - N19	2.272	924	135A-1000	1	2.89	0.81	1.11	0.68	683	3.98	1.96	3.57	2.805
N19 - N20	2.349	1173	135A-1200	0.3	2.08	0.94	1.14	0.77	925	2.51	1.22	2.21	2.498
N20 - N10	2.776	1248	135A-1400	0.3	1.8	0.74	1.09	0.64	895	2.68	1.35	2.45	3.769
N21 - N15	1.202	648	135A-0650	1.86	3.62	0.99	1.14	0.81	529	4.16	2.01	3.65	1.213

BV3

Tronçon	Q calculé (m³/s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m³/s)
N22 - N23	9.692	1457	135A-1500	1.6	5.48	0.93	1.13	0.76	1142	6.72	3.26	5.92	10.467
N24 - N25	1.585	891	135A-1000	0.59	2.02	0.73	1.09	0.64	638	3	1.51	2.75	2.157
N25 - N26	3.279	1329	135A-1400	0.3	2.13	0.87	1.13	0.72	1011	2.76	1.35	2.45	3.769
N26 - N27	3.279	1329	135A-1400	0.3	2.13	0.87	1.13	0.72	1011	2.76	1.35	2.45	3.769
N27 - N28	3.279	983	135A-1400	1.5	2.13	0.39	0.94	0.43	606	5.13	3.01	5.47	8.427
N28 - N23	3.279	821	135A-1400	4	2.13	0.24	0.82	0.33	465	7.31	4.92	8.94	13.761

BV4

Tronçon	Q calculé (m³/s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m³/s)
N29 - N30	3.576	1241	135A-1400	0.51	2.32	0.73	1.09	0.63	885	3.49	1.76	3.2	4.927
N30 - N31	4.007	1059	135A-1400	1.5	2.6	0.48	0.99	0.49	680	5.4	3.01	5.47	8.427
N31 - N32	4.732	1525	135A-1800	0.3	1.86	0.64	1.06	0.58	1050	3.07	1.59	2.89	7.366
N33 - N34	4.752	994	135A-1000	2.96	6.05	0.98	1.14	0.81	808	7	3.38	6.14	4.826
N34 - N32	4.752	1527	135A-1800	0.3	1.87	0.65	1.06	0.58	1053	3.07	1.59	2.89	7.366
BV5													
Tronçon	Q calculé (m³/s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m³/s)
N42 - N41	0.452	632	135A-0650	0.3	1.36	0.93	1.14	0.76	496	1.67	0.81	1.47	0.487
N41 - N40	0.669	556	135A-0650	1.3	2.02	0.66	1.07	0.59	386	3.26	1.68	3.06	1.014
N40 - N43	1.214	916	135A-1000	0.3	1.55	0.79	1.11	0.67	671	2.17	1.08	1.96	1.536
N43 - N44	1.214	677	135A-1000	1.5	1.55	0.35	0.91	0.41	411	3.99	2.41	4.37	3.436
N44 - N45	1.214	916	135A-1000	0.3	1.55	0.79	1.11	0.67	671	2.17	1.08	1.96	1.536
N45 - N46	1.236	786	135A-1000	0.7	1.57	0.53	1.01	0.52	516	3.02	1.64	2.99	2.347
N46 - N47	1.236	922	135A-1000	0.3	1.57	0.8	1.11	0.68	680	2.18	1.08	1.96	1.536
N47 - N48	1.45	978	135A-1000	0.3	1.85	0.94	1.14	0.77	773	2.23	1.08	1.96	1.536
N48 - N49	1.45	978	135A-1000	0.3	1.85	0.94	1.14	0.77	773	2.23	1.08	1.96	1.536
N49 - N50	1.45	978	135A-1000	0.3	1.85	0.94	1.14	0.77	773	2.23	1.08	1.96	1.536
N51 - N52	0.375	348	CR8-0400	4	3.19	0.76	1.1	0.65	252	4.63	2.32	4.21	0.496
N52 - N50	0.475	644	135A-0650	0.3	1.43	0.98	1.14	0.8	520	1.67	0.81	1.47	0.487
BV6													
Tronçon	Q calculé (m³/s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m³/s)
N35 - N36	1.017	686	135A-0800	0.98	2.02	0.66	1.07	0.6	477	3.25	1.68	3.05	1.532
N36 - N37	1.406	967	135A-1000	0.3	1.79	0.91	1.13	0.75	754	2.21	1.08	1.96	1.536
N37 - N38	2.123	870	135A-1000	1.2	2.7	0.69	1.08	0.61	612	4.22	2.15	3.91	3.073
N39 - N53	1.697	758	135A-0800	1.61	3.38	0.86	1.12	0.72	575	4.39	2.15	3.9	1.963
N53 - N38	2.072	863	135A-1000	1.2	2.64	0.67	1.07	0.6	602	4.19	2.15	3.91	3.073

Tableau 11 : Calage du réseau de collecte des eaux usées

BV1

Tronçon	Q max (m³/s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m³/s)
N54 - N55	0.023	189	135A-0300	0.5	0.33	0.29	0.87	0.37	111	0.98	0.62	1.13	0.08
N55 - N57	0.023	177	135A-0300	0.7	0.33	0.25	0.83	0.34	101	1.11	0.74	1.34	0.095
N57 - N58	0.023	189	135A-0300	0.5	0.33	0.29	0.87	0.37	111	0.98	0.62	1.13	0.08
N59 - N58	0.023	189	135A-0300	0.5	0.33	0.29	0.87	0.37	111	0.98	0.62	1.13	0.08
N60 - N59	0.023	152	135A-0300	1.62	0.33	0.16	0.73	0.27	81	1.49	1.12	2.04	0.144

BV2

Tronçon	Q max (m³/s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m³/s)
N62 - N63	0.029	188	135A-0300	0.77	0.4	0.29	0.86	0.37	110	1.21	0.77	1.41	0.1
N63 - N64	0.029	204	135A-0300	0.5	0.4	0.36	0.92	0.41	124	1.04	0.62	1.13	0.08
N64 - N72	0.029	204	135A-0300	0.5	0.4	0.36	0.92	0.41	124	1.04	0.62	1.13	0.08
N66 - N67	0.029	173	135A-0300	1.21	0.4	0.23	0.81	0.33	98	1.42	0.97	1.76	0.124
N67 - N68	0.029	156	135A-0300	2.1	0.4	0.17	0.75	0.28	85	1.74	1.28	2.32	0.164
N69 - N70	0.029	179	135A-0300	1	0.4	0.25	0.83	0.34	103	1.33	0.88	1.6	0.113
N70 - N71	0.029	204	135A-0300	0.5	0.4	0.36	0.92	0.41	124	1.04	0.62	1.13	0.08
N71 - N72	0.029	204	135A-0300	0.5	0.4	0.36	0.92	0.41	124	1.04	0.62	1.13	0.08
N72 - N65	0.029	204	135A-0300	0.5	0.4	0.36	0.92	0.41	124	1.04	0.62	1.13	0.08
N65 - N74	0.029	204	135A-0300	0.5	0.4	0.36	0.92	0.41	124	1.04	0.62	1.13	0.08
N74 - N75	0.029	160	135A-0300	1.8	0.4	0.19	0.77	0.29	88	1.65	1.18	2.15	0.152
N73 - N75	0.029	158	135A-0300	1.92	0.4	0.18	0.76	0.29	87	1.68	1.22	2.22	0.157
N75 - N77	0.029	164	135A-0300	1.6	0.4	0.2	0.78	0.3	91	1.58	1.11	2.02	0.143
N76 - N77	0.029	159	135A-0300	1.89	0.4	0.18	0.76	0.29	87	1.67	1.21	2.2	0.156
N83 - N61	0.029	197	135A-0300	0.6	0.4	0.33	0.89	0.39	118	1.11	0.68	1.24	0.088

BV3

Tronçon	Q max (m³/s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m³/s)
N56 - N79	0.027	161	135A-0300	1.6	0.39	0.19	0.77	0.3	89	1.56	1.11	2.03	0.143
N81 - N79	0.027	136	135A-0300	4.81	0.39	0.11	0.66	0.22	67	2.31	1.93	3.51	0.248
N80 - N81	0.027	160	135A-0300	1.65	0.39	0.19	0.77	0.29	88	1.57	1.13	2.05	0.145
N82 - N80	0.027	166	135A-0300	1.35	0.39	0.21	0.79	0.31	93	1.46	1.02	1.86	0.131
N61 - N82	0.027	200	135A-0300	0.5	0.39	0.34	0.9	0.4	121	1.02	0.62	1.13	0.08

BV4

Tronçon	Q max (m³/s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m³/s)
N78 - N84	0.025	194	135A-0300	0.5	0.35	0.31	0.88	0.38	115	1	0.62	1.13	0.08
N84 - N85	0.025	158	135A-0300	1.5	0.35	0.18	0.76	0.29	86	1.48	1.08	1.96	0.139
N85 - N86	0.025	194	135A-0300	0.5	0.35	0.31	0.88	0.38	115	1	0.62	1.13	0.08
N87 - N88	0.025	139	135A-0300	2.98	0.35	0.13	0.69	0.24	72	1.9	1.52	2.76	0.195
N88 - N86	0.025	194	135A-0300	0.5	0.35	0.31	0.88	0.38	115	1	0.62	1.13	0.08
BV5													
Tronçon	Q max (m³/s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m³/s)
N89 - N90	0.018	172	135A-0300	0.5	0.25	0.23	0.81	0.32	97	0.91	0.62	1.13	0.08
N90 - N93	0.018	148	135A-0300	1.1	0.25	0.15	0.72	0.26	79	1.21	0.92	1.68	0.119
N93 - N94	0.018	172	135A-0300	0.5	0.25	0.23	0.81	0.32	97	0.91	0.62	1.13	0.08
N94 - N96	0.018	157	135A-0300	0.8	0.25	0.18	0.75	0.29	86	1.08	0.79	1.43	0.101
N96 - N98	0.018	172	135A-0300	0.5	0.25	0.23	0.81	0.32	97	0.91	0.62	1.13	0.08
N98 - N99	0.018	172	135A-0300	0.5	0.25	0.23	0.81	0.32	97	0.91	0.62	1.13	0.08
N99 - N102	0.018	172	135A-0300	0.5	0.25	0.23	0.81	0.32	97	0.91	0.62	1.13	0.08
N102 - N104	0.018	172	135A-0300	0.5	0.25	0.23	0.81	0.32	97	0.91	0.62	1.13	0.08
N104 - N106	0.018	172	135A-0300	0.5	0.25	0.23	0.81	0.32	97	0.91	0.62	1.13	0.08
N106 - N109	0.018	172	135A-0300	0.5	0.25	0.23	0.81	0.32	97	0.91	0.62	1.13	0.08
N111 - N109	0.018	172	135A-0300	0.5	0.25	0.23	0.81	0.32	97	0.91	0.62	1.13	0.08
N110 - N111	0.018	116	135A-0300	4	0.25	0.08	0.6	0.19	58	1.93	1.76	3.2	0.226
BV6													
Tronçon	Q max (m³/s)	Diam. théo (mm)	Collecteur	Pente (%)	V = Q/S (m/s)	r Q (Q/Qps)	r V	r H	H calculée (mm)	V calculée (m/s)	V Qps/10 (m/s)	V Ps (m/s)	Q Ps (m³/s)
N91 - N92	0.017	135	135A-0300	1.62	0.24	0.12	0.67	0.23	69	1.36	1.12	2.04	0.144
N92 - N100	0.017	145	135A-0300	1.1	0.24	0.14	0.71	0.26	77	1.19	0.92	1.68	0.119
N103 - N100	0.017	130	135A-0300	1.93	0.24	0.11	0.65	0.22	66	1.45	1.22	2.22	0.157
N107 - N103	0.017	168	135A-0300	0.5	0.24	0.21	0.79	0.31	94	0.9	0.62	1.13	0.08
N105 - N107	0.017	148	135A-0300	0.99	0.24	0.15	0.72	0.26	79	1.14	0.88	1.59	0.113

Q max est le débit maximal dans les tronçons.

$V = Q / S$ est le rapport (débit maximal / section du collecteur).

rV et rH sont déduits de rQ par l'abaque Ab.5 de l'Instruction Technique.

rQ est le rapport des débits (Q max / Q pleine section).

H calculée (= rH * diamètre) est la hauteur de remplissage (en mm) dans la canalisation.	V calculée (= rV * Vps) est la vitesse en régime uniforme (m/s).
Vps est la vitesse à pleine section (calculée par la formule de Manning-Strickler).	La vérification des contraintes de vitesses teste si (V mini <= V calculée <= V maxi)
Remarque : si le collecteur est en charge (Q/Qps > 1), on ne peut pas calculer rV, rH, H calculée et V calculée.	Qps = Vps * S est le débit à pleine section.
Le diamètre théorique est calculé à partir de la formule de Manning-Strickler (utilise le coefficient K, la pente et le débit Q).	

Tableau 12 : Diamètre économique des stations de pompage des eaux pluviales : variante 1 : rétention totale

SP1

DN en mm	Refolement (ml)	DN en m refolement	Vitesse de refolement	pdc m/m	pdc linéaire	Re	Epsilon /DN	Valeur cible	Lambda	HMT (m) refolement
350	270	0.35	2.43	0.02574411	6.95090919	851	0.00285714	0.0000	0.0299	9.5
400	270	0.4	1.86	0.01312523	3.54381302	745	0.0025	0.0000	0.0297	6.0
450	270	0.45	1.47	0.00727893	1.96531035	662	0.00222222	0.0000	0.0297	4.5

SP2

DN en mm	Refolement (ml)	DN en m refolement	Vitesse de refolement	pdc m/m	pdc linéaire	Re	Epsilon /DN	Valeur cible	Lambda	HMT (m) refolement
400	209	0.4	2.79	0.02794115	5.83970127	1115	0.0025	0.0000	0.0282	10.3
450	209	0.45	2.20	0.01537728	3.21385066	991	0.00222222	0.0000	0.0280	7.7
500	209	0.5	1.78	0.00904405	1.890206	892	0.002	0.0000	0.0279	6.4

SP3

DN en mm	Refolement (ml)	DN en m refolement	Vitesse de refolement	pdc m/m	pdc linéaire	Re	Epsilon /DN	Valeur cible	Lambda	HMT (m) refolement
400	204	0.4	3.04	0.03291483	6.71462438	1216	0.0025	0.0000	0.0279	8.7
450	204	0.45	2.40	0.01808785	3.68992131	1081	0.00222222	0.0000	0.0277	5.7
500	204	0.5	1.95	0.01062314	2.16712122	973	0.002	0.0000	0.0275	4.2

SP4

DN en mm	Refolement (ml)	DN en m refolement	Vitesse de refolement	pdc m/m	pdc linéaire	Re	Epsilon /DN	Valeur cible	Lambda	HMT (m) refolement
500	532	0.5	3.04	0.02464531	13.1113071	1521	0.002	0.0000	0.0261	34.6
600	532	0.6	2.11	0.00976834	5.19675562	1267	0.00166667	0.0000	0.0258	26.7
700	532	0.7	1.55	0.00449939	2.39367422	1086	0.00142857	0.0000	0.0257	23.9

SP6

DN en mm	Refolement (ml)	DN en m refolement	Vitesse de refolement	pdc m/m	pdc linéaire	Re	Epsilon /DN	Valeur cible	Lambda	HMT (m) refolement
DN en mm	Refolement (ml)	DN en m refolement	Vitesse de refolement	pdc m/m	pdc linéaire	Re	Epsilon /DN	Valeur cible	Lambda	HMT (m) refolement

450	492	0.45	2.25	0.01596734	7.85593174	1012	0.00222222	0.0000	0.0279	18.4
500	492	0.5	1.82	0.00938795	4.61887046	910	0.002	0.0000	0.0278	15.1
550	492	0.55	1.50	0.00582336	2.86509442	828	0.00181818	0.0000	0.0278	13.4

Tableau 13 : Diamètre économique des stations de pompage des eaux usées

SP4

DN en mm	Refolement (ml)	DN en m refolement	Vitesse de refolement	pdc m/m	pdc linéaire	Re	Epsilon /DN	Valeur cible	Lambda	HMT (m) refolement
250	563	0.25	0.51	0.00256454	1.44383629	127	0.004	0.0000	0.0488	22.9
300	563	0.3	0.35	0.00108989	0.61360528	106	0.00333333	0.0000	0.0516	22.1
350	563	0.35	0.26	0.00053341	0.30030853	91	0.00285714	0.0000	0.0546	21.8

SP5

DN en mm	Refolement (ml)	DN en m refolement	Vitesse de refolement	pdc m/m	pdc linéaire	Re	Epsilon /DN	Valeur cible	Lambda	HMT (m) refolement
350	808	0.35	0.19	0.00032522	0.26277655	66	0.00285714	0.0000	0.0637	24.8
400	808	0.4	0.14	0.00017809	0.1438973	57	0.0025	0.0000	0.0680	24.6
450	808	0.45	0.11	0.0001052	0.08500257	51	0.00222222	0.0000	0.0724	24.6

SP6

DN en mm	Refolement (ml)	DN en m refolement	Vitesse de refolement	pdc m/m	pdc linéaire	Re	Epsilon /DN	Valeur cible	Lambda	HMT (m) refolement
250	526	0.25	0.71	0.00451297	2.37382029	178	0.004	0.0000	0.0436	12.9
300	526	0.3	0.50	0.0018904	0.99434941	149	0.00333333	0.0000	0.0454	11.5
350	526	0.35	0.36	0.00091423	0.48088292	127	0.00285714	0.0000	0.0475	11.0

Tableau 13 : Estimation du coût : variante d'assainissement des eaux pluviales 1

BV	Collecteur				Station de pompage					Bassin de rétention				Refoulement			Gravitaire			P total
	DN en mm	longueur en m	P/ml en DH	P total	SP	P (KW)	Eq	GC	Prix total DH	BR	V en m3	PU DH/ m3	P total	DN en mm	longueur en m	PU / ml	DN en mm	longueur en m	PU/ ml	
1	800	304	3150.52	957758.08	SP1	195.8	4051252.8	1547760.4	5599013.2	BR1	64945.2	325.7	21151405.9	400	270	2041.2	400	37.0	2041.2	626636.1
	1200	486	5027.88	2443549.68																
	1400	628	6254.56	3927863.68																
	1500	586	6939.9	4066781.4																
2	650	237	2644.51	626748.87	SP2	92.4	2768511.377	1099490.53	3868001.912	BR2	99181.4	212.7	21096021.4	450	209	2137.8	500	762.0	2246.5	2158639.5
	800	595	3150.52	1874559.4																
	1000	939	3993.2	3749614.8																
	1200	179	5027.88	899990.52																
	1400	1029	6254.56	6435942.24																
	1500	312	6939.9	2165248.8																
	1800	1595	9283.92	14807852.4																
3	1200	196	5027.88	985464.48	SP3	31.3	1599078.67	690817.815	2289896.485	BR3	89799.9	243.7	21880674.2	450	204.0	2137.8				2341.8
	1400	2341	6254.56	14641924.96																
	1500	782	6939.9	5427001.8																

4	1000	361	3993.2	1441545 .2	SP4	42.4	1865853 .2	784045 .5	264989 8.7	BR4	55204.5	357. 8	197535 54.2	600.0	532.0	2499. 8	600.0	1382.0	2499.8	4784693. 8	
	1700	1377	8454.58	1164195 6.66																	
	1800	266	9283.92	2469522 .72																	
	1900	401	10161.2 6	4074665 .26																	
5	400	127	2041.16	259227. 32	SP5	42.4	1865853 .2	784045 .5	264989 8.7	BR5	55204.5	357. 8	197535 54.2	600.0	532.0	2499. 8	600.0	1382.0	2499.8	4784693. 8	
	650	300	2644.51	793353																	
	800	119	3150.52	374911. 88																	
	1000	194	3993.2	774680. 8																	
	1200	1613	5027.88	8109970 .44																	
6	800	1882	3150.52	5929278 .64	SP6	29.6	1553178 .3	674777 .4	222795 5.7	BR6	21961.3	467. 5	102675 13.3	500.0	492.0	2246. 5	600.0	1071.0	2499.8	3782606. 6	
	1000	776	3993.2	3098723 .2																	
Somme			101978136.2					16634766.0			102921055.1								11432481.9		
P total =		232966439.2																			

Annexe : Situation intermédiaire d'assainissement

Tableau 1: Débit des eaux usées de la zone par bassin versant pour l'année 2018

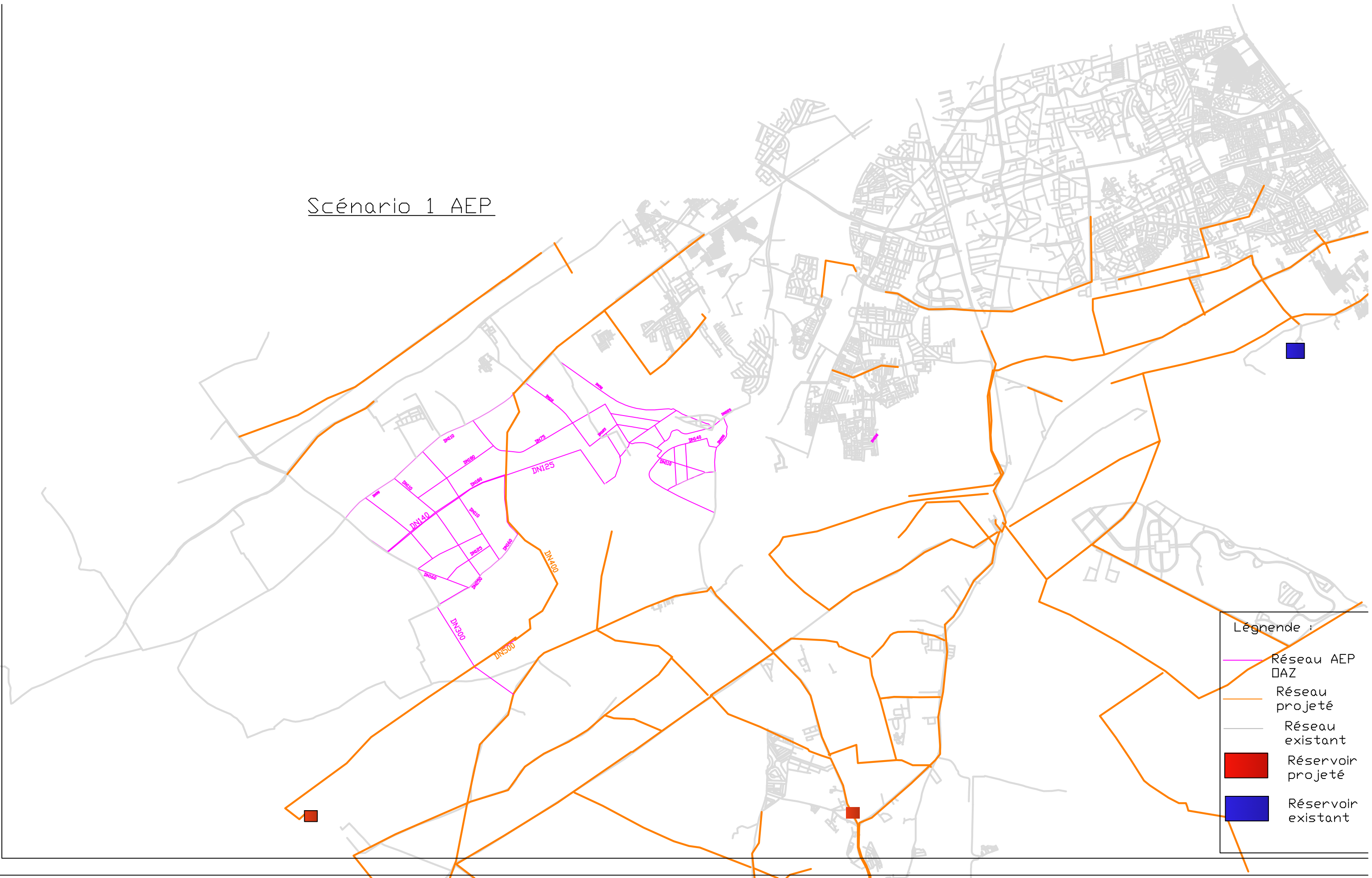
BV	FID	ZONE	Eti quette	S inters ha	% surface	Dot (m3/ j/ ha)	Cons moy m3/h	Cons moy l/s	Q EU m3/h	Q EU l/s	Q ECPP m3/h	Q ECPP l/s	QmTS m3/h	QmTS l/s	Cph	QpTS m3/h	QpTS l/s
1	1	Villa	D5	1.804	0.033	10	0.752	0.209	0.601	0.17	0.15	0.042	0.752	0.21	8.042	5.95	1.65
1	2	villa	D5	0.895	0.017	10	0.373	0.104	0.298	0.08	0.075	0.021	0.373	0.1	11.42	4.16	1.16
1	3	villa	D5	0.417	0.008	10	0.174	0.048	0.139	0.04	0.035	0.01	0.174	0.05	16.73	2.82	0.78
1	4	villa	D5	0.791	0.015	10	0.329	0.092	0.264	0.07	0.066	0.018	0.329	0.09	12.15	3.91	1.09
1	5	E	I	0.474	0.009	20	0.395	0.11	0.316	0.09	0.079	0.022	0.395	0.11	11.09	4.29	1.19
1	6	villa	D5	0.421	0.008	10	0.176	0.049	0.14	0.04	0.035	0.01	0.176	0.05	16.64	2.84	0.79
1	7	Maisons	C	2.113	0.039	35	3.082	0.856	2.466	0.69	0.616	0.171	3.082	0.86	3.971	12.4	3.44
1	8	indus	I	2.047	0.038	20	1.706	0.474	1.365	0.38	0.341	0.095	1.706	0.47	5.338	9.08	2.52
1	10	indus	I	0.792	0.015	20	0.66	0.183	0.528	0.15	0.132	0.037	0.66	0.18	8.579	5.57	1.55
1	11	indus	I	0.876	0.016	20	0.73	0.203	0.584	0.16	0.146	0.041	0.73	0.2	8.159	5.86	1.63
1	12	E	I	1.611	0.03	20	1.343	0.373	1.074	0.3	0.269	0.075	1.343	0.37	6.016	8.02	2.23
1	14	Hotel	BT	0.546	0.01	13	0.296	0.082	0.236	0.07	0.059	0.016	0.296	0.08	12.82	3.7	1.03
1	52	indus	I	0.594	0.011	20	0.495	0.137	0.396	0.11	0.099	0.027	0.495	0.14	9.91	4.81	1.34
1	85	I2s1	I2s1	4.553	0.084	20	3.794	1.054	3.035	0.84	0.759	0.211	3.794	1.05	3.579	13.8	3.83
1	89	I2s1	I2s1	2.313	0.043	20	1.927	0.535	1.542	0.43	0.385	0.107	1.927	0.54	5.021	9.68	2.69
1	84	I2s1	I2s1	11.03	0.204	20	9.195	2.554	7.356	2.04	1.839	0.511	9.195	2.55	2.299	22.1	6.15
1	98	I2s1	I2s1	6.788	0.126	20	5.657	1.571	4.526	1.26	1.131	0.314	5.657	1.57	2.931	17	4.74
1	100	I2s1	I2s1	3.66	0.068	20	3.05	0.847	2.44	0.68	0.61	0.169	3.05	0.85	3.992	12.3	3.42
1	102	I2s1	I2s1	10.4	0.193	20	8.668	2.408	6.934	1.93	1.734	0.482	8.668	2.41	2.368	21.4	5.96
1	88	I2s1	I2s1	1.894	0.035	20	1.578	0.438	1.263	0.35	0.316	0.088	1.578	0.44	5.549	8.72	2.42
				54.02	1		44.379	12.327	35.503	9.86	8.876	2.465	44.379	12.3	1.046	53.5	14.9
2	9	villa	D5	0.514	0.014	10	0.214	0.059	0.171	0.05	0.043	0.012	0.214	0.06	15.06	3.14	0.87
2	13	E	I	1.42	0.037	20	1.183	0.329	0.946	0.26	0.237	0.066	1.183	0.33	6.41	7.52	2.09
2	15	Hotel	BT	3.398	0.09	13	1.841	0.511	1.473	0.41	0.368	0.102	1.841	0.51	5.138	9.45	2.62
2	16	Maisons	C	1.046	0.028	35	1.525	0.424	1.22	0.34	0.305	0.085	1.525	0.42	5.645	8.57	2.38

2	17	indus	I	1.656	0.044	20	1.38	0.383	1.104	0.31	0.276	0.077	1.38	0.38	5.935	8.14	2.26
2	37	depot	I8	2.945	0.078	5	0.614	0.17	0.491	0.14	0.123	0.034	0.614	0.17	8.9	5.37	1.49
2	38	Maisons	C	0.98	0.026	35	1.429	0.397	1.143	0.32	0.286	0.079	1.429	0.4	5.833	8.29	2.3
2	39	E	I	1.42	0.038	20	1.183	0.329	0.947	0.26	0.237	0.066	1.183	0.33	6.409	7.52	2.09
2	40	Maisons	I8	1.538	0.041	5	0.32	0.089	0.256	0.07	0.064	0.018	0.32	0.09	12.32	3.85	1.07
2	42	depot	I8	0.566	0.015	5	0.118	0.033	0.094	0.03	0.024	0.007	0.118	0.03	20.29	2.32	0.65
2	44	Depot	I8	0.814	0.022	5	0.17	0.047	0.136	0.04	0.034	0.009	0.17	0.05	16.93	2.79	0.78
2	46	villa	D5	0.239	0.006	10	0.1	0.028	0.08	0.02	0.02	0.006	0.1	0.03	22.08	2.13	0.59
2	49	indus	I	2.236	0.059	20	1.863	0.518	1.491	0.41	0.373	0.104	1.863	0.52	5.107	9.51	2.64
2	50	E	I	2.347	0.062	20	1.956	0.543	1.565	0.44	0.391	0.109	1.956	0.54	4.985	9.75	2.71
2	51	indus	I	1.279	0.034	20	1.066	0.296	0.853	0.24	0.213	0.059	1.066	0.3	6.752	7.12	1.98
2	53	villa	D5	0.622	0.016	10	0.259	0.072	0.207	0.06	0.052	0.014	0.259	0.07	13.69	3.46	0.96
2	54	villa	D5	0.703	0.019	10	0.293	0.081	0.234	0.07	0.059	0.016	0.293	0.08	12.88	3.68	1.02
2	56	villa	D5	0.524	0.014	10	0.219	0.061	0.175	0.05	0.044	0.012	0.219	0.06	14.91	3.17	0.88
2	57	indus	I	1.498	0.04	20	1.249	0.347	0.999	0.28	0.25	0.069	1.249	0.35	6.239	7.73	2.15
2	58	villa	D5	0.636	0.017	10	0.265	0.074	0.212	0.06	0.053	0.015	0.265	0.07	13.54	3.5	0.97
2	83	I8	I8	2.557	0.068	5	0.533	0.148	0.426	0.12	0.107	0.03	0.533	0.15	9.551	4.99	1.39
2	91	I2s1	I2s1	1.372	0.036	20	1.143	0.318	0.914	0.25	0.229	0.064	1.143	0.32	6.521	7.38	2.05
2	92	I2s1	I2s1	1.604	0.042	20	1.336	0.371	1.069	0.3	0.267	0.074	1.336	0.37	6.031	8	2.22
2	99	I2s1	I2s1	1.114	0.029	20	0.928	0.258	0.743	0.21	0.186	0.052	0.928	0.26	7.235	6.63	1.84
2	90	I2s1	I2s1	2.244	0.059	20	1.87	0.519	1.496	0.42	0.374	0.104	1.87	0.52	5.098	9.53	2.65
2	93	I2s1	I2s1	2.584	0.068	20	2.153	0.598	1.723	0.48	0.431	0.12	2.153	0.6	4.751	10.3	2.85
				37.86	1		25.209	7.003	20.168	5.6	5.042	1.401	25.209	7	1.388	38.6	10.7
3	18	I2s1	I2s1	0.993	0.027	20	0.828	0.23	0.662	0.18	0.166	0.046	0.828	0.23	7.663	6.25	1.74
3	19	I2s1	I2s1	3.463	0.094	20	2.886	0.802	2.309	0.64	0.577	0.16	2.886	0.8	4.104	11.9	3.32
3	20	Maisons	C	3.484	0.094	35	5.081	1.411	4.065	1.13	1.016	0.282	5.081	1.41	3.093	16.1	4.47
3	21	depot	I8	1.834	0.05	5	0.382	0.106	0.306	0.09	0.076	0.021	0.382	0.11	11.28	4.21	1.17
3	22	depot	I8	0.409	0.011	5	0.085	0.024	0.068	0.02	0.017	0.005	0.085	0.02	23.9	1.97	0.55
3	24	Maisons	C	1.619	0.044	35	2.361	0.656	1.889	0.53	0.472	0.131	2.361	0.66	4.537	10.8	2.99
3	25	Maisons	C	1.229	0.033	35	1.792	0.498	1.433	0.4	0.358	0.1	1.792	0.5	5.208	9.32	2.59
3	43	E	I	0.325	0.009	20	0.271	0.075	0.216	0.06	0.054	0.015	0.271	0.08	13.4	3.54	0.98

3	45	Depot	I8	1.704	0.046	5	0.355	0.099	0.284	0.08	0.071	0.02	0.355	0.1	11.7	4.06	1.13
3	47	villa	D5	0.504	0.014	10	0.21	0.058	0.168	0.05	0.042	0.012	0.21	0.06	15.21	3.11	0.86
3	82	I8	I8	1.395	0.038	5	0.291	0.081	0.232	0.07	0.058	0.016	0.291	0.08	12.93	3.67	1.02
3	87	I8	I8	2.917	0.079	5	0.608	0.169	0.486	0.14	0.122	0.034	0.608	0.17	8.943	5.34	1.48
3	86	I8	I8	2.089	0.057	5	0.435	0.121	0.348	0.1	0.087	0.024	0.435	0.12	10.57	4.5	1.25
3	94	I8	I8	3.447	0.093	5	0.718	0.199	0.574	0.16	0.144	0.04	0.718	0.2	8.227	5.82	1.62
3	96	D1	D1	8.416	0.228	20	7.014	1.948	5.611	1.56	1.403	0.39	7.014	1.95	2.632	19.1	5.31
3	103	I2s1	I2s1	3.081	0.083	20	2.567	0.713	2.054	0.57	0.513	0.143	2.567	0.71	4.351	11.2	3.12
				36.91	1		25.883	7.19	20.706	5.75	5.177	1.438	25.883	7.19	1.37	39.2	10.9
4	48	E	I	4.66	0.11	20	3.883	1.079	3.107	0.86	0.777	0.216	3.883	1.08	3.538	14	3.88
4	55	villa	D5	1.298	0.031	10	0.541	0.15	0.433	0.12	0.108	0.03	0.541	0.15	9.478	5.03	1.4
4	59	villa	D5	0.583	0.014	10	0.243	0.067	0.194	0.05	0.049	0.013	0.243	0.07	14.15	3.35	0.93
4	60	Maisons	C	0.25	0.006	35	0.365	0.101	0.292	0.08	0.073	0.02	0.365	0.1	11.54	4.12	1.14
4	61	Maisons	C	0.368	0.009	35	0.537	0.149	0.429	0.12	0.107	0.03	0.537	0.15	9.515	5.01	1.39
4	62	E	I	0.586	0.014	20	0.489	0.136	0.391	0.11	0.098	0.027	0.489	0.14	9.972	4.78	1.33
4	63	Maisons	C	5.407	0.128	35	7.886	2.19	6.309	1.75	1.577	0.438	7.886	2.19	2.483	20.4	5.66
4	64	Maisons	C	1.288	0.03	35	1.878	0.522	1.502	0.42	0.376	0.104	1.878	0.52	5.088	9.55	2.65
4	65	Maisons	C	1.844	0.044	35	2.689	0.747	2.151	0.6	0.538	0.149	2.689	0.75	4.252	11.5	3.2
4	66	Maisons	C	1.923	0.046	35	2.804	0.779	2.243	0.62	0.561	0.156	2.804	0.78	4.163	11.8	3.27
4	67	Maisons	C	0.73	0.017	35	1.064	0.296	0.851	0.24	0.213	0.059	1.064	0.3	6.759	7.12	1.98
4	68	Maisons	C	0.171	0.004	35	0.25	0.069	0.2	0.06	0.05	0.014	0.25	0.07	13.95	3.4	0.94
4	69	depot	I8	1.42	0.034	5	0.296	0.082	0.237	0.07	0.059	0.016	0.296	0.08	12.82	3.7	1.03
4	70	Maisons	C	0.754	0.018	35	1.1	0.306	0.88	0.24	0.22	0.061	1.1	0.31	6.647	7.24	2.01
4	71	villa	D5	1.099	0.026	10	0.458	0.127	0.366	0.1	0.092	0.025	0.458	0.13	10.3	4.62	1.28
4	72	villa	D5	0.357	0.008	10	0.149	0.041	0.119	0.03	0.03	0.008	0.149	0.04	18.08	2.61	0.73
4	73	Maisons	C	0.558	0.013	35	0.813	0.226	0.651	0.18	0.163	0.045	0.813	0.23	7.73	6.2	1.72
4	74	depot	I8	0.502	0.012	5	0.105	0.029	0.084	0.02	0.021	0.006	0.105	0.03	21.56	2.19	0.61
4	75	villa	D5	1.364	0.032	10	0.568	0.158	0.455	0.13	0.114	0.032	0.568	0.16	9.247	5.16	1.43
4	76	Maisons	C	0.757	0.018	35	1.103	0.306	0.883	0.25	0.221	0.061	1.103	0.31	6.637	7.25	2.01
4	79	Maisons	C	0.79	0.019	35	1.152	0.32	0.922	0.26	0.23	0.064	1.152	0.32	6.495	7.41	2.06
4	81	I2s1	I2s1	8.533	0.202	20	7.111	1.975	5.689	1.58	1.422	0.395	7.111	1.98	2.614	19.3	5.35

2	49	indus	I	0.517574074	Ex	0.3623	0.41	0.466	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
2	50	E	I	0.543347222	Ex	0.3803	0.43	0.489	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54
2	51	indus	I	0.296157407	Ex	0.2073	0.24	0.267	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
2	53	villa	D5	0.071994213	Ex	0.0504	0.06	0.065	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07
2	54	villa	D5	0.081378009	Ex	0.057	0.07	0.073	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
2	56	villa	D5	0.060700926	Ex	0.0425	0.05	0.055	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06
2	57	indus	I	0.346833333	Ex	0.2428	0.28	0.312	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
2	58	villa	D5	0.073660532	Ex	0.0516	0.06	0.066	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07
2	83	I8	I8	0.14798669	Ex	0.1036	0.12	0.133	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
2	91	I2s1	I2s1	0.317518519	EE	0	0	0	0	0	0	0.1	0.16	0.19	0.22	0.29	0.32	0.32
2	92	I2s1	I2s1	0.371185185	EE	0	0	0	0	0	0	0.11	0.19	0.22	0.26	0.33	0.37	0.37
2	99	I2s1	I2s1	0.25787037	EE	0	0	0	0	0	0	0.08	0.13	0.15	0.18	0.23	0.26	0.26
2	90	I2s1	I2s1	0.519372685	C	0.1558	0.26	0.312	0.36	0.47	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
2	93	I2s1	I2s1	0.598131944	C	0.1794	0.3	0.359	0.42	0.54	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
				7.002636748		3.7922	4.51	5.115	5.72	5.94	6.06	6.34	6.53	6.62	6.72	6.91	7	7
3	18	I2s1	I2s1	0.229891204	Ex	0.1609	0.18	0.207	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23
3	19	I2s1	I2s1	0.801655093	Ex	0.5612	0.64	0.721	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
3	20	Maisons	C	1.411484375	Ex	0.988	1.13	1.27	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41
3	21	depot	I8	0.106134838	Ex	0.0743	0.08	0.096	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11
3	22	depot	I8	0.023641435	Ex	0.0165	0.02	0.021	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
3	24	Maisons	C	0.655771991	Ex	0.459	0.52	0.59	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66
3	25	Maisons	C	0.497725116	Ex	0.3484	0.4	0.448	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
3	43	E	I	0.075172685	Ex	0.0526	0.06	0.068	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
3	45	Depot	I8	0.098614005	Ex	0.069	0.08	0.089	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
3	47	villa	D5	0.058341319	Ex	0.0408	0.05	0.053	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06
3	82	I8	I8	0.080704861	Ex	0.0565	0.06	0.073	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
3	87	I8	I8	0.168782407	Ex	0.1181	0.14	0.152	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17
3	86	I8	I8	0.120918981	EE	0	0	0	0	0	0	0.04	0.06	0.07	0.08	0.11	0.12	0.12
3	94	I8	I8	0.199475694	EE	0	0	0	0	0	0	0.06	0.1	0.12	0.14	0.18	0.2	0.2
3	96	D1	D1	1.948194444	EE	0	0	0	0	0	0	0.58	0.97	1.17	1.36	1.75	1.95	1.95

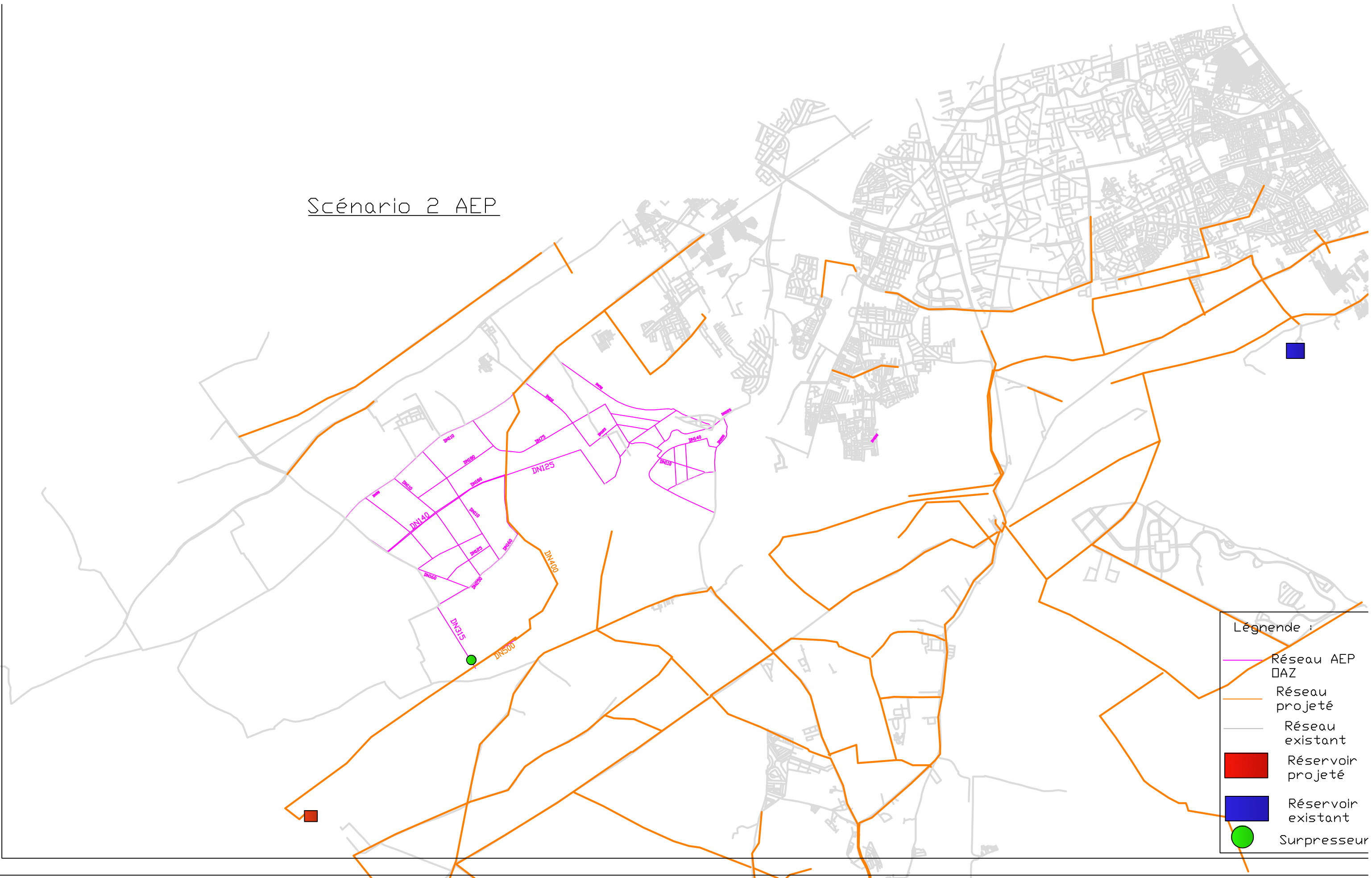
Scénario 1 AEP



Légende :

- Réseau AEP
AZ
- Réseau
projeté
- Réseau
existant
- Réservoir
projeté
- Réservoir
existant

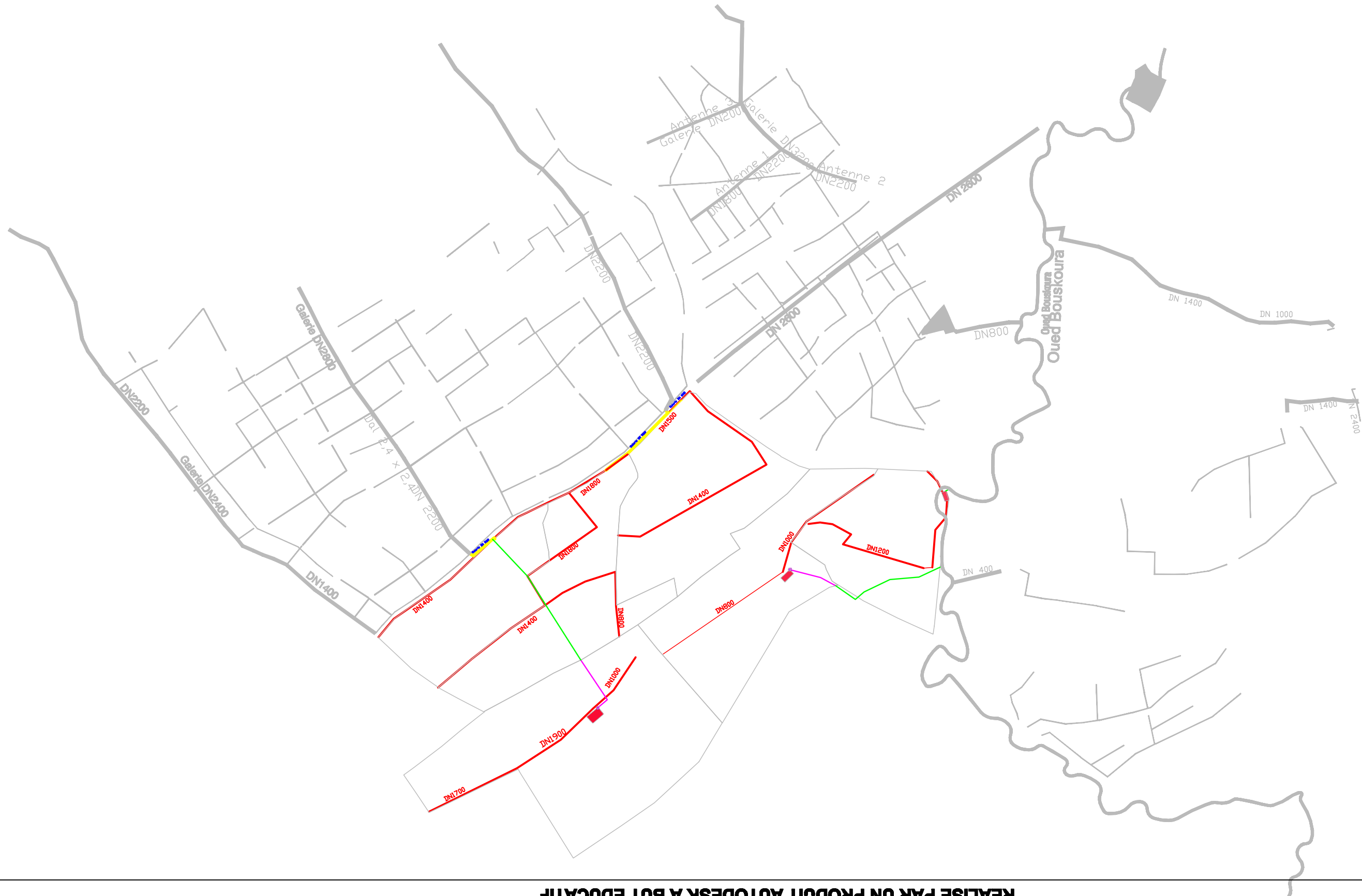
Scénario 2 AEP



Légende :

- Réseau AEP AZ
- Réseau projeté
- Réseau existant
- Réservoir projeté
- Réservoir existant
- Surpresseur

Variante 2 d'assainissement des eaux pluviales



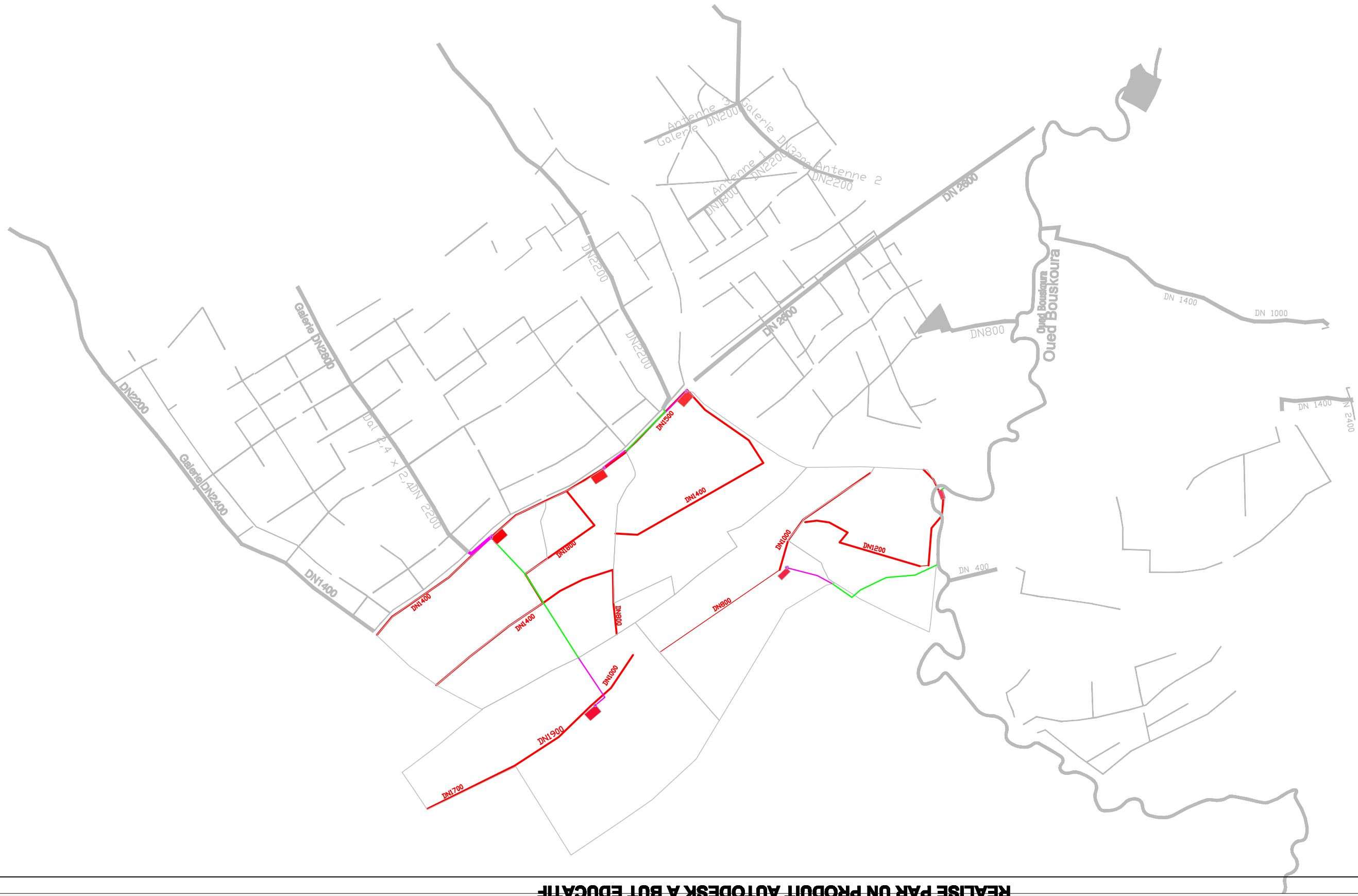
Légende :

- Bassin versant
- OAZ
- Collecteur
- Conduite de refoulement
- Conduite gravitaire
- Galerie des EP
- Station de pompage
- Bassin de rétention

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Variante 1 d'assainissement des eaux pluviales



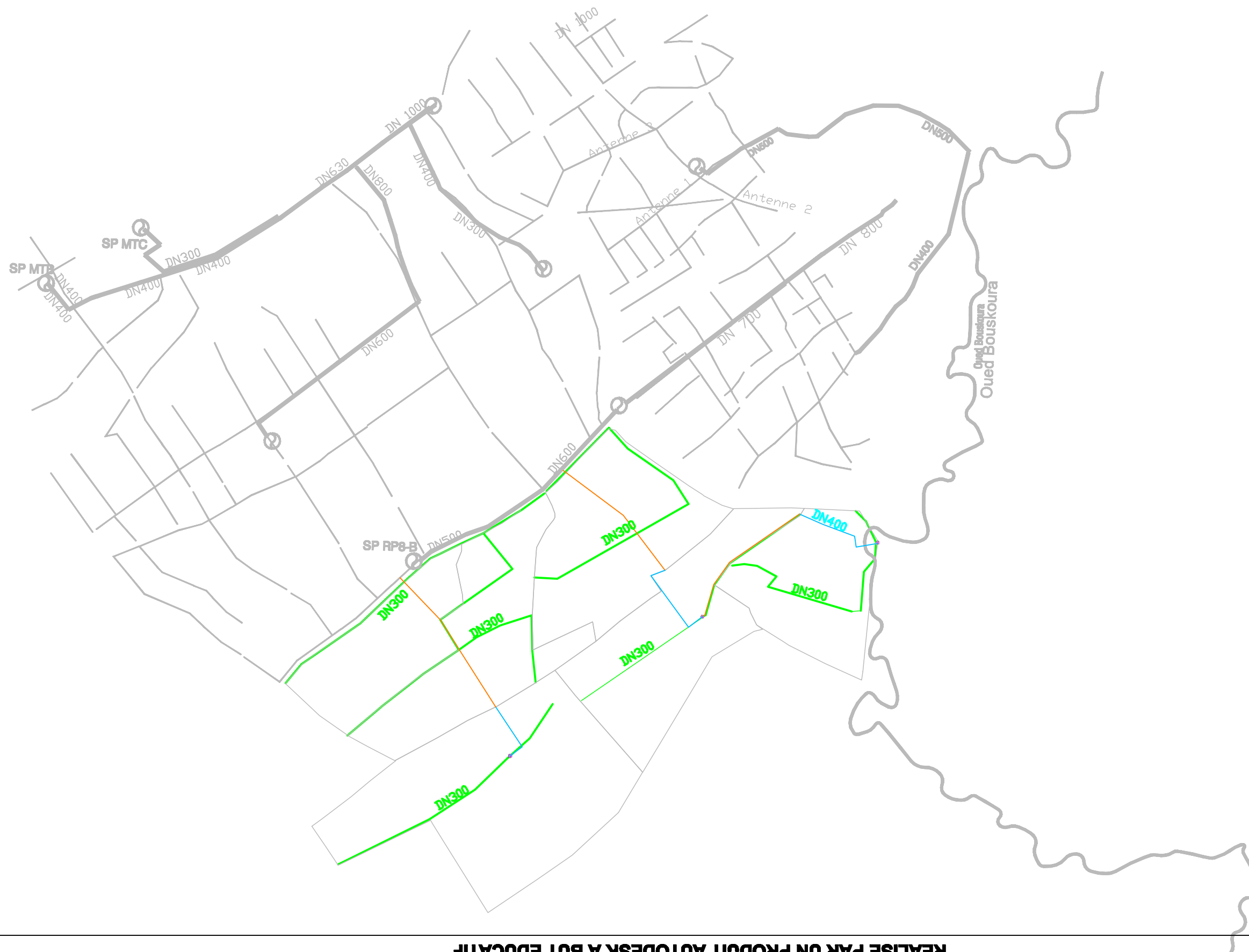
Légende :

- Bassin de rétention
- Station de pompage
- Conduite gravitaire
- Conduite de refoulement
- Collecteur
- Bassin vers OAZ

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Solution d'assainissement des eaux usées



Légende :

- Basin vers OAZ
- Collecteur
- Conduite de refoulement
- Conduite gravitaire
- Station de pompage

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF