

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mohamed Boudiaf, M'Sila

FACULTE: TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT:HYDRAULIQUE
N°:



DOMAINE:HYDRAULIQUE
FILLERE:HYDRAULIQUE
OPTION: HYDRAULIQUEURBAINE

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

- **Par :BASSIDI Omar**
BEN NAADJA Adel

Intitulé

Conception et dimensionnement du réseau
d'assainissement de la cité 1200 de la ville de
M'sila

Soutenu devant le jury composé de:

Mr	M.B Université de M'Sila	Président
Mr MEZALI Farouk	M.B Université de M'Sila	Encadreur
Mr	M.B Université de M'Sila	Examineur

Promotion 2021/2022

Dédicace

A travers ce modest travail, je rends un grand hommage, en signe de respect et de reconnaissance à:

Mes très chers parents et grands-parents, qui ont cru en moi et pour tous les sacrifices et le soutien moral qu'ils m'ont apportés durant mes études;

- *Mon oncle, qui m'ont encouragés pour choisir sa Spécialité;*
- *Mes très chers frères et sœurs qui ont toujours été là, pour me soutenir et m'encourager;*
- *À mes meilleurs amis, que je n'oublierais jamais et qui m'ont supporté durant l'année;*
 - *Sans oublier À mon binôme AIMEN;*
- *En un mot, à toute ma famille et mes amis qui ont contribué de près ou de loin à ma formation..*

Remerciement

Avant de commencer ce mémoire, nous tenons à remercier et glorifier

ALLAH le

*toutpuissantetmiséricordieux,denousavoirdonnélecourageetlavolontéde
meneràtermeceprésenttravail.*

Nos remerciements s'adressent également à notre promoteur Mezali

Farouk

*, tuteur de notre PFE, pour avoir rempli parfaitement ce rôle et
pour lesorientationsprécieusesdontilnousa faitpart.*

Nousremercionsaussitousnosprofesseursàladépartementd'HYDR

AULIQUE.

*Enfin, nous remercions l'ensemble du jury pour leur temps
consacré à la lecture et à l'examen de ce mémoire.*

List de Figure

Figure I.1.Histogramme de la variation de la température.....	11
Figure I.2. Histogramme des vitesses moyennes mensuelles des vents.....	13
Figure I.3.Histogramme de Moyenne mensuelle de la pluviométrie	14
Figure I.4.Histogramme de la variation de l'humidité.....	15
Figure II.1.ajustement d'une loi de GUMBEL.....	23
Figure II.2.Ajustement d'une Loi de Galton (loi log-normal).....	26
Figure II.3. Test d'adéquation de Khi-Deux sur la loi Gumbel.....	29
Figure III.1. Système unitaire.....	34
Figure III.2. Système pseudo séparati.....	36
Figure III.3. Système pseudo séparatif.....	37
Figure III.4. Schéma perpendiculaire.....	39
Figure III.5. Schéma à déplacement latéral.....	39
Figure III.6. Schéma à déplacement latéral.....	40
Figure III.7. Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique.....	40
Figure III.8. Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique.....	41
Figure III.9. Schéma Type Radial.....	41
Figure IV.1. Paramètres de Caquot selon COVADIS.....	58
Figure IV.2. Calcule modélisation numérique de terrain (MNT).....	61
Figure IV.3. Calcule modélisation numérique de terrain (MNT).....	62
Figure IV.4. La barre d'outils de l'assainissement.....	64
Figure IV.5. Choix de calque MNT.....	65
Figure IV.6.Dessin du tracer sur le plan du lotissement.....	66
Figure IV.7. Positionnement des regardstousles 50 à 70 m sur les tronçons droits.....	66
Figure IV.8. Numérotation automatique des garde.....	67
Figure IV.9. Découpage de la zone d'étude.....	68
Figure IV.10. Numérotation automatique des sous bassin.....	69
Figure IV.11. Éléments de base constitutifs d'un réseau d'assainissement.....	71
Figure IV.12. Fenêtre de création d'une canalisation.....	74
Figure IV.13. Fenêtre de propriétés des tronçons.....	76
Figure IV.14. Fenêtre de propriétés des bassins versants.....	77
Figure IV.15.Fenêtre des coefficients de ruissellement.....	78
Figure IV.16. Consultation des contraintes.....	79
Figure IV.17. Présentation des résultats de dimensionnement.....	81
Figure IV.18. Paramètre de dessin du profil en long.....	83
Figure IV.19. Profil en long entre R1 ETR5.....	84
Figure IV.20.Extrait de profile en long.....	85
Figure IV.21. Habillage de réseau.....	86
Figure IV.22.Fenêtre de propriétés du bassin versant BV.....	87
Figure V.1.Assemblage par collage à froid.....	93
Figure V.2. Assemblage a joint.....	94
Figure V.3.divers joints sur tuyau en béton.....	95
Figure V.4.Joint mécanique.....	96
Figure V.5. Exemple d'un branchement simple.....	98
Figure V.6.Exemple d'une bouche d'égout sans décantation.....	99

Figure V.7.Exemple d'un regard simple.....	100
Figure VI.1. Automotrice pour le décapage de la couche végétale.....	104
Figure VI.2. Raboteuse pour le décapage de la couche de goudron.....	104
Figure VI.3.Chargeurs.....	107
Figure VI.4. Compacteurs.....	108
Figure VI.5. Machine de goudronnage.....	108

Liste de Tableaux

Tableau I.1. La répartition de la population selon le sexe et le taux d'accroissement annuel moyen (1998-2008).....	06
Tableau I.2. Température moyenne mensuelles(2020).....	11
Tableau I.3. vitesse mensuelle du vent(2020).....	12
Tableau I.4.l'humidité mensuelle (2020).....	13
Tableau I.5. L'humidité mensuelle (2020).....	14
Tableau II.1.La série pluviométrique de 1990 à 2020 - ROCADE SUD M'sila.....	19
Tableau II.2.La série pluviométrique en Ln.....	20
Tableau II.3.La série pluviométrique en Ln.....	22
Tableau II.4. Les résultats de l'ajustement de la loi de GUMBEL sont représentés sous forme de figure à l'aide du logiciel HYFRAN.....	22
Tableau II.5.Les résultats de caractéristiques de la loi de GUMBEL.....	23
Tableau II.6.Les résultats de caractéristiques de la loi de GUMBEL Caractéristiques de la population et Caractéristiques de l'échantillon.....	23
Tableau II.7. Résultats de l'ajustement à la loi GUMBEL à des différentes périodes de retour.....	24
Tableau II.8. Les résultats de l'ajustement de Galton (loi log-normal)sont représentés sous forme de figure à l'aide du logiciel HYFRAN.....	25
Tableau II.9. Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %.....	26
Tableau II.10.pas de conclusion dans ce cas.....	26
Tableau II.11. Les résultats de caractéristiques de Galton (loi log-normal) .Caractéristiques de la population et Caractéristiques de l'échantillon.....	26
Tableau II.12. Résultats de l'ajustement à la Loi de Galton (loi log-normal) à des différentes périodes de retour.....	27
Tableau III.1. Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système unitair....	35
Tableau III.2.Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système séparatif...	36
Tableau III.3. Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.	43
Tableau III.4.Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.....	43
Tableau III.5. Coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol.....	44
Tableau III.6.Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.....	44
Tableau III.7. Calcul de débits par logiciel COVADIS.....	58
Tableau IV.1. Détermination des paramètres équivalents d'assemblage des bassins versants.....	59
Tableau IV.2. Calcule modélisation numérique de terrain (MNT).....	62

Tableau IV.3. Résultat de calcul du MNT.....	63
Tableau IV.4. Paramètre du bassin versant BV 01.....	87
Tableau VI.1. Coefficient de foisonnement.....	111
Tableau VI.2. devis quantitatif et estimatif.....	114

Liste de plans

plan I.1. Localisation géographique de la ville de m'sila.....	03
plan I.2. la position administrative de la commune de m'sila.....	04
plan I.3. position de la Commune de M'sila par rapport a la wilaya.....	05
plan I.4. le situation du quartier 1200 logements.....	09

SOMMAIRE

SOMMAIRE

<i>Introduction Générale :</i>	<i>1</i>
<i>Chapitre I:Présentation de la zone d'étude</i>	
<i>I.1. Introduction:</i>	<i>3</i>
<i>I.2. Présentation de la wilaya :</i>	<i>3</i>
<i>I.2.1. Position astrologique :</i>	<i>3</i>
<i>I.2.2. La situation :</i>	<i>3</i>
<i>I.2.3. Les limites :</i>	<i>4</i>
<i>I.2.3.1. Les limites géographiques :</i>	<i>4</i>
<i>I.2.3.2. Les limites administratives:</i>	<i>5</i>
<i>I.3. La population:</i>	<i>5</i>
<i>I.4. Composantes Physiques De La Region D'étude :</i>	<i>6</i>
<i>I.4.1. Aspect Géographique :</i>	<i>6</i>
<i>I.4.2. Altitudes :</i>	<i>6</i>
<i>I.4.3. Pentes :</i>	<i>7</i>
<i>I.4.4. Aspect Géologique :</i>	<i>7</i>
<i>I.5. Réseaux de bases :</i>	<i>7</i>
<i>I.5.1. Le chemin de fer :</i>	<i>7</i>
<i>I.5.2. Routes Nationales :</i>	<i>8</i>
<i>I.5.3. Parchemin d'état :</i>	<i>8</i>
<i>I.5.4. Routes municipales :</i>	<i>8</i>
<i>I.6. Réseau d'assainissement :</i>	<i>8</i>
<i>I.6.1. Réseau d'évacuation des eaux pluviales :</i>	<i>9</i>
<i>I.7.Terrain :</i>	<i>9</i>
<i>I.8. Localisation du quartier 1200 logements :</i>	<i>9</i>
<i>I.8.1. L'environnement(territoire) voisin :</i>	<i>10</i>
<i>I.9. Réseaux divers :</i>	<i>10</i>
<i>I.9.1.Voiries :</i>	<i>10</i>
<i>I.10. Topographie terrestre :</i>	<i>10</i>
<i>I.11. Effets climatiques :</i>	<i>10</i>

I.11.1.La température :	11
I.11.2. Les vents :	12
I.11.3Histogramme de Moyenne mensuelle de la pluviométrie	14
I.11.4. L'humidité :	14
I.12. Conclusion:	15

Chapitre IIÉtude Hydrologique

II.1. Introduction:	17
II.2. Objectif de l'étude hydrologique :	17
II.2.1. Les petites pluies :	17
II.2.2. Les averses :	17
II.2.3. Période de retour :	18
II.3. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation	18
II.4. Analyse des données pluviométriques	19
II.5. Notion du logiciel HYFRAN	20
II.5:1 La série pluviométrique en Ln.	21
II.5.2. Choix de la loi d'ajustement :	21
II.5.3. Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation	21
II.5.4.1. Test du X² (Khi-deux) :	27
II.6. Calcul de l'intensité de pluie :	29

Chapitre IIIcalcul de base

III.1. Introduction:	32
III.2. Situation démographique:	32
II.2.1. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires :	32
III.3. Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :	33
III.3.1. Système unitaire :	33
III.3.2. Système séparatif:	35
III.3.3. Système pseudo séparatif :	36
III.4. Choix du système d'assainissement:	37
III.5. Différents schémas d'évacuation :	38
III.5.1. Schéma Perpendiculaire :	38
III.5.2. Schéma à Déplacement Latéral :	39
III.5.2. Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique :	39

III.3. Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique :	40
III.5.4. Schéma à Collecteur Etagé :	40
III.5.5. Schéma Type Radial :	41
III.6. Choix du schéma du réseau d'évacuation :	41
III.7. Choix du coefficient de ruissellement :	42
III.7.1. Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :	42
III.7.2. Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :	43
III.7.3. Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :	43
III.8. Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :	43
III.8.1. Coefficient de ruissellement pondéré :	44
III.8.2. Calcul de la densité partielle :	45
III.9. Conclusion :	49

Chapitre IV : Evaluation des débits à évacuer

IV.1. Introduction:	51
IV.2. Objectif :	51
IV.3. Nature des eaux usées à évacuer :	51
IV.3.1. Les eaux usées d'origine domestique :	51
IV.3.2. Quantités à évacuer :	51
IV.3.3. Les eaux des services publics :	52
IV.3.4. Les eaux usées industrielles :	52
IV.5.3. Eaux usées d'équipements :	52
IV.4. Estimation des débits des eaux usées :	52
IV.4.1. Estimation des débits d'eaux usées domestiques :	53
IV.4.1.1. Evaluation du débit moyen journalier :	53
IV.4.1.2. Evaluation du débit de pointe :	53
IV.5. Bassin versant:	54
IV.5.1. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins :	54
IV.5.2. Temps de concentration:	54
IV.5.3. Méthode de Caquot :	55
IV.5.3.1. Limites de la méthode superficielle :	56
IV.5.4. La méthode rationnelle :	56
III.5.5. La méthode rationnelle s'appuie sur trois hypothèses:	57
IV.5.5.1. Limites de la méthode rationnelle:	57
IV.6. Calcul des débits pluviaux :	57
IV.6.1. Calcul des coefficients a (f) et b (f) :	57

IV.6.2. Calcul des coefficients d'expressions :	58
IV.7. Présentation du module des eaux d'assainissement du logiciel COVADIS 10.1 :	59
IV.7.1. Définition :	59
IV.7.2. Méthodologie :	60
IV.8. Les étapes de dimensionnement de réseau d'assainissement par logiciel COVADIS :	61
IV.8.1. Modèle numérique de terrain (MNT) :	61
IV.8.2. Affichage la barre d'outil de l'assainissement :	63
IV.8.3. Choix du calque de L'MNT :	64
IV.9. Méthodologie de dimensionnement:	65
IV.9.1. Tracé des collecteurs :	65
IV.9.2. Positionnement des regards :	66
VI.9.3. Numérotation automatique des regards :	67
IV.9.4. Délimitation des bassins versants :	68
IV.9.5. Numérotation automatique des sous bassins :	68
IV.9.6. Description des éléments constitutifs d'un réseau d'assainissement.....	70
IV.10. Dessin des éléments:	70
IV.10.1. Paramétrage des canalisations d'EP-EU", en vue du calcul de dimensionnement :	71
IV.10.2. Paramétrage des contraintes de calcul de dimensionnement :	72
IV.10.3. Le dessin et la saisie des canalisations :	72
IV.10.4. La saisie des propriétés des bassins versants aux nœuds :	77
IV.10.5. Calcule des débits/section :	78
IV.11. Affichage des résultats :	79
IV.11.1. Profil en long des canalisations :	82
IV.11.2. Habillage du plan :	85
IV.11.3. Contrôle du calcul de débit par Covadis :	86
IV.12. Conclusion :	88

Chapitre V :Les éléments constitutifs du réseau

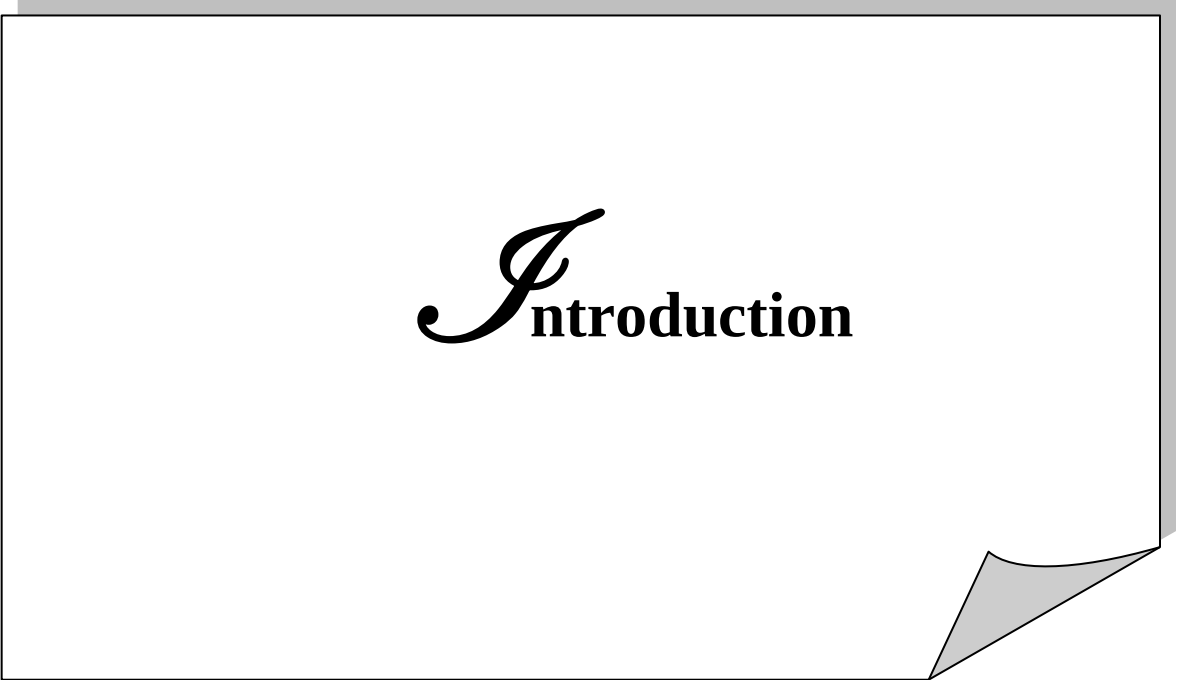
V.1.Introduction :	90
V.2. Les ouvrages principaux:	90
V.2.1. Canalisations :	90
V.2.1.1. Type de canalisations:	90
V.5. Différentes actions supportées par la conduite:	96
V.5.1. Les actions mécaniques:	96
V.5.2.Les actions chimiques :	96
V.6. Essais des tuyaux préfabriqués:	96

<i>V.6.1. Essai à l'écrasement:</i>	97
<i>V.6.2. Essai à l'étanchéité:</i>	97
<i>V.6.3. Essai de corrosion :</i>	97
<i>V.7. Les ouvrages annexes :</i>	98
<i>V.7.1. Les branchements:</i>	98
<i>V.7.2. Les caniveaux:</i>	98
<i>V.7.3. Les bouches d'égout :</i>	99
<i>V.7.4. Les regards:</i>	99
<i>V.7.5. Emplacement des regards :</i>	100
<i>V.8.Conclusion :</i>	101

Chapitre VI Devis quantitatif et estimatif

<i>VI.1. Introduction :</i>	103
<i>VI.2. Informations sur les réseaux publics existants :</i>	103
<i>VI.3. Exécution des travaux :</i>	103
<i>VI.3.1. Vérification, manutention des canalisations :</i>	103
<i>VI.3.2. Décapage de la couche de terre végétale et de goudron :</i>	103
<i>VI.3.3. Emplacement des jalons des piquets :</i>	104
<i>VI.3.4. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :</i>	105
<i>VI.3.5. Mise en place des canalisations :</i>	105
<i>VI.3.6. Assemblage des conduites :</i>	106
<i>VI.3.7. Essais sur les joints et les canalisations :</i>	106
<i>VI.3.8. Essais des tuyaux préfabriqués :</i>	106
<i>VI.3.8.1. Essais d'étanchéité :</i>	106
<i>VI.3.9. Exécution des regards :</i>	106
<i>VI.3.10 Pour le remblaiement des tranchées :</i>	107
<i>VI.3.11. Pour le compactage :</i>	107
<i>VI.3.12. Pour les travaux de finition :</i>	108
<i>VI.4. Devis quantitatif et estimatif :</i>	109
<i>VI.4.1. Détermination des différents volumes :</i>	109
<i>VI.4.1.1. Volume de la couche de goudron :</i>	109
<i>VI.4.1.2. Différents volumes des tranchées :</i>	109
<i>VI.4.1.3. Réalisation des regards :</i>	111
<i>VI.5. Devis estimatif :</i>	112
<i>IV.6. Conclusion :</i>	114
<i>Conclusion Générale :</i>	116

<i>Références bibliographiques</i>	118
<i>Annexes</i>	120



*I*ntroduction

Introduction Générale :

Le mot assainissement est un dérivé du verbe Assainir qui signifie rendre sain.

L'assainissement urbain représente l'ensemble des techniques qui ont pour but d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur traitement et rejet dans des exutoires naturels sous modes compatibles avec les exigences de la santé publique.

L'objectif de l'assainissement est double : d'une part assurer l'hygiène publique par la collecte et l'évacuation des eaux usées, d'autre part protéger l'environnement en épurant les eaux usées avant leur rejet dans le milieu naturel.

Notre étude est répartie en 04 chapitres présentant toutes les étapes d'élaboration d'un projet d'assainissement urbain jusqu' à l'horizon 2032.

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

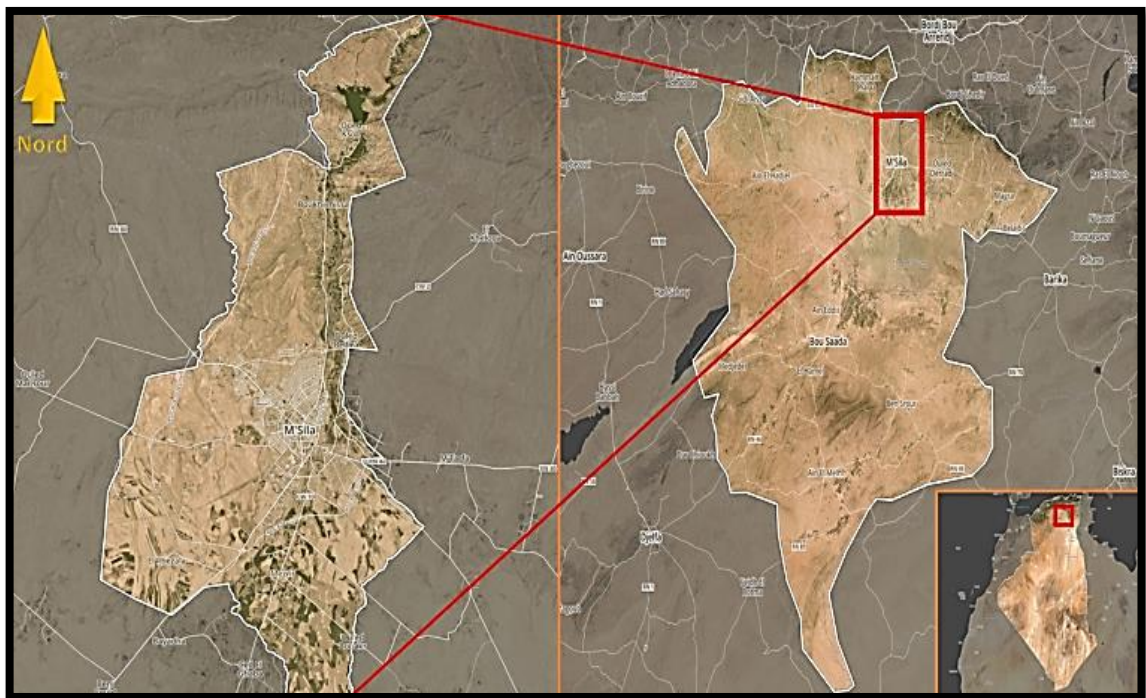
I.1. Introduction:

Pour une étude d'assainissement en général la connaissance du site est nécessaire pour connaître l'occupation du sol de la zone d'étude ainsi que tous les paramètres intervenant dans une étude de diagnostic d'une zone. Introduction.

I.2. Présentation de la wilaya :

I.2.1. Position astrologique :

La ville de M'sila est située entre les lignes de longitude 4.37° Est et 4.26° Ouest et deux cercles de latitude 35.51° et Nord 35.37° .



plan I.1. Localisation géographique de la ville de m'sila.

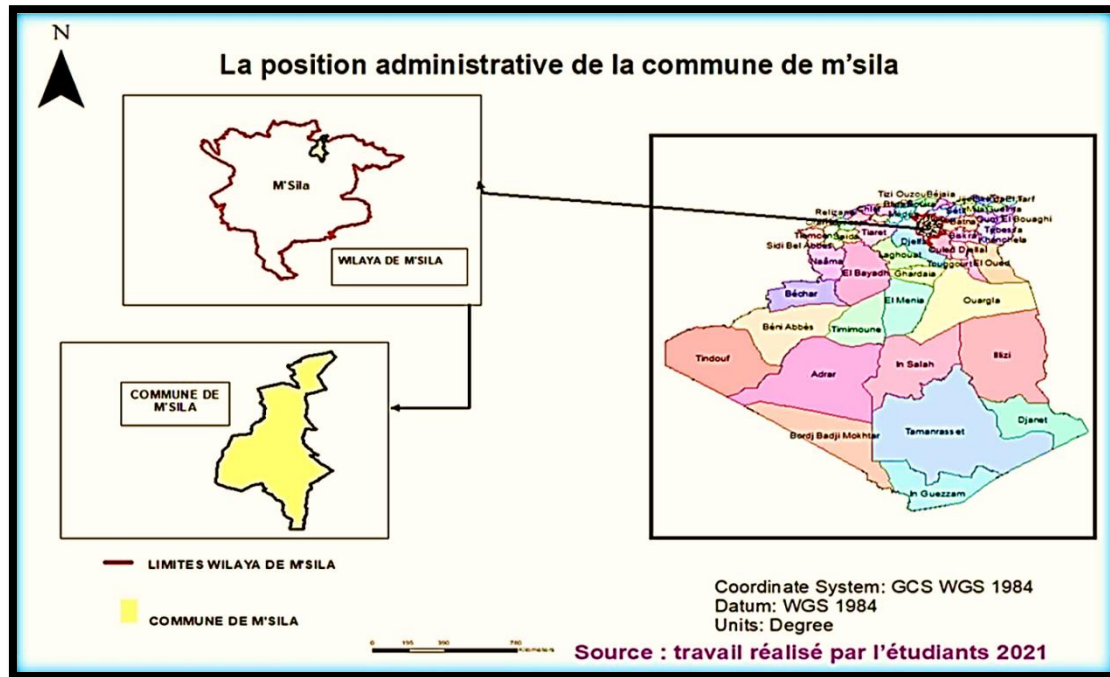
I.2.2. La situation :

M'sila c'est la wilaya de HODNA, située au cœur de la steppe Algérienne, la ville de m'sila est située dans la partie centrale de territoire national à 250KM au sud- est d'Alger.

Superficie : 18.175 km²

Population : 991.846 habits

Densité : 55 habits/ K



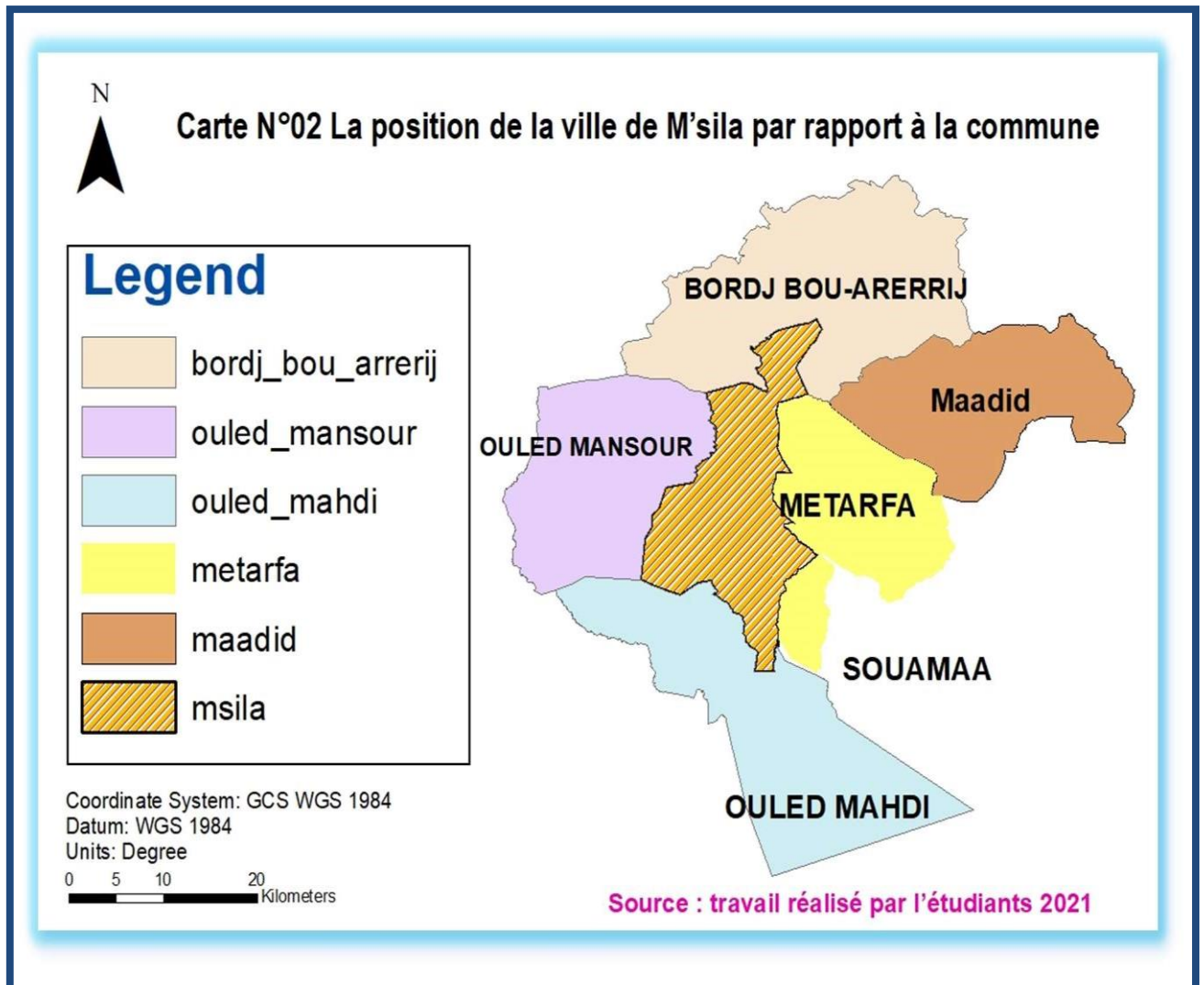
plan I.2. la position administrative de la commune de m'sila

I.2.3. Les limites :

I.2.3.1. Les limites géographiques :

M'sila est limitée par :

- Bouira et Bordj Bou-Arredj au Nord.
- Batna et Sétif à l'est.
- Médéa et Djelfa à l'Ouest.
- Biskra au sud.



plan I.3. position de la Commune de M'sila par rapport a la wilaya

I.2.3.2. Les limites administratives:

La commune de M'sila est située au nord-est de la wilaya, elle est limitée par :

- Nord : la commune d'El-auche (l'un des communes de BBA).
- Est : La commune de Mtarfa.
- Sud-est : La commune de Souama.
- Sud-ouest : la commune de sede el-ghaba.
- Ouest : oueladmansour.

I.3. La population:

La population de la ville de m'sila représente 14% de la population totale de la wilaya.

La ville de M'sila à connue une croissance démographique importante, marquée par de

nombreux facteurs qui ont poussé en conséquence à des extensions importantes de son tissu urbain.

La promotion administrative au rang de chef-lieu de la wilaya en 1974 à pousser la ville de M'sila à devenir un point d'attraction de par la concentration des équipements et infrastructures nécessaires.

années	1966	1977	1987	1993	1997	1998	2008
Nombre d'habitants	119504	120884	125965	128965	130635	130732	138683

Tableau I.1. La répartition de la population selon le sexe et le taux d'accroissement annuel moyen (1998-2008).

I.4. Composantes Physiques De La Region D'étude :

I.4.1. Aspect Géographique :

L'une des manifestations morphologiques les plus importantes à laquelle appartient le domaine étudié est le bassin du Chatt El-Hudhna, ce dernier se distingue en étant confiné entre la chaîne de montagnes El-Hadhna au nord et la chaîne de montagnes Awlad Nil au sud.

Une partie de la zone municipale se trouve aux pieds des montagnes de la chaîne de montagnes Hudhna, et au sud il y a des dépressions, qui sont les plaines de Chatt El-Hudhna.

Par conséquent, la zone de la wilaya de M'Sila est caractérisée par des hauteurs moyennes situées au nord, allant de 600 m à 800 m, et des zones basses au sud allant de 600 à 400 m.

I.4.2. Altitudes :

Le champ de la zone d'étude est caractérisé par une altitude moyenne, avec un point d'altitude maximum de : 830 m au-dessus du niveau de la mer, qui est situé dans les hauteurs montagneuses du nord (les monts Hudhna) dans la zone appelée (JabalLamreza).

Le point le plus bas atteint une altitude de 400 m et se situe à l'extrême sud à la frontière communale.

En général, le domaine étudié peut être divisé en trois niveaux de hauteurs.

Le premier niveau : Il représente les zones montagneuses du nord avec des altitudes comprises entre 650 et 800 m.

Le deuxième niveau : Il représente la superficie des collines situées dans la région centrale du domaine étudié, qui est limitée à une altitude comprise entre (500 m à 650 m).

Le troisième niveau : Il représente les zones de plaine, qui se caractérisent par être des terres basses avec une très faible pente, et elles sont confinées entre des altitudes de (400 m – 500 m), et ces zones sont situées sur le versant sud du territoire étudié.

I.4.3. Pentés :

En général, la pente prend une direction nord-sud, c'est-à-dire que plus on va vers le nord, plus l'altitude est élevée, et vice versa.

I.4.4. Aspect Géologique :

En étudiant la carte géologique de la zone d'Al-Maadhed, ainsi que la carte géologique de la zone de M'Sila, les données géologiques de la zone d'étude ont montré que la plupart des formations géologiques exposées dans cette zone appartiennent à la quatrième période, et ce sont des sédiments, y compris récents (Alluvions récentes) et ils couvrent une grande partie de la zone. Le côté sud du domaine d'étude. Quant aux origines anciennes (Alluvions anciennes), elles sont situées sur le côté nord du tissu urbain de la ville de M'Sila et s'étend du sud de Burdjam jusqu'à la route nationale N°45. Ces sédiments sont souvent constitués de sable ou d'argile sableuse, avec quelques particules de sable (conglomérats).

Il existe également des formations qui se déploient à plus de 500 m d'altitude, la plupart se trouvant dans les régions du nord, ces formations sont classées de la plus récente à la plus ancienne. Par régions

(Draa Oum Redjam + Draa M'djamaa + Draa Kedad + Bouhdib) Terrasses de cailloutis conglomérats (pc)

Est Draa Oum Redjam Argiles sableuse grés grossiers conglomérats (mi)

Lutétien supérieur Argiles vertes et lits de gypse (e)

Lutétien inférieur – calcaires et marnes gris clair (e1)

Cave Laurad + Cave Chouf Palerme – marnes noires gypsifères – calcaires phosphates (e2)

Régions du Nord : c'est-à-dire au nord des régions précitées, la plupart des formations rocheuses, qui sont marnes et calcaires.

I.5. Réseaux de bases :

Le périmètre de la commune de M'sila comprend un réseau de routes, notamment des routes nationales et étatiques, ainsi que la commune.

I.5.1. Le chemin de fer :

Il relie la ville de M'sila aux villes de Barika et Bordj Bou Arreridj, et la relie également au réseau ferroviaire national.

I.5.2. Routes Nationales :

La zone d'étude traverse trois routes nationales, à savoir :

Route nationale N°40 : Le lien entre la route nationale N° 28 à Magra et la ville de M'Sila, c'est-à-dire la route nationale N°45, où l'intersection de la route nationale N°40 avec la route nationale N°45 forme le vieux noyau de la ville de M'Sila.

Route Nationale N°45 : C'est la route reliant la tour au nord avec la commune de Sidi Ibrahim au sud, en passant par la ville de M'sila. Elle est considérée comme l'un des axes principaux qui a joué un rôle important dans le développement de la ville de M'sila.

Route Nationale N°60 : C'est la route qui relie la ville de M'Sila à la commune de Hammam al-Dhala. C'est aussi un axe important et a joué un rôle dans la structuration de l'aire communale de la commune de M'Sila.

I.5.3. Parchemin d'état :

- Route wilaya N°01 : qui divise le champ de la zone d'étude de Bashilka à l'est jusqu'aux limites de la commune d'Oued Mansour à l'ouest, en passant par le centre de la ville de M'sila

- Route wilaya N°02 : qui divise la zone de la zone d'étude du village d'OuledIbdeira à l'est, puis le cimetière de Sheikh, puis le quartier de Jaafara, ainsi que la route reliant OuledMadi à M'Sila.

I.5.4. Routes municipales :

Il existe quelques routes municipales qui relient certains villages et al-Madashir, et elles souffrent d'une détérioration majeure due au manque d'entretien pendant une longue période. L'une des plus importantes de ces routes.

- La route communale reliant la route nationale, Awlad Mansour, au village de Ghazal, puis la route nationale 45

- Route municipale reliant MazirAwlad Ali bin Zaid.

- La route municipale reliant le barrage de Qasab (Al-Baraj) à la route nationale 45

- La route communale reliant Nawara au quartier de La Rocard.

- La route municipale reliant la route nationale n° 01, Msila Awlad Mansour, puis le village de Lehsun.

I.6. Réseau d'assainissement :

Le système d'égouts de la ville est de type unitaire, dans lequel Toutes les eaux usées domestiques et industrielles et les eaux pluviales d'un même réseau vont principalement du

nord au sud jusqu'à l'estuaire final à Oued El Qasab, où une usine de filtration est programmée.

I.6.1. Réseau d'évacuation des eaux pluviales :

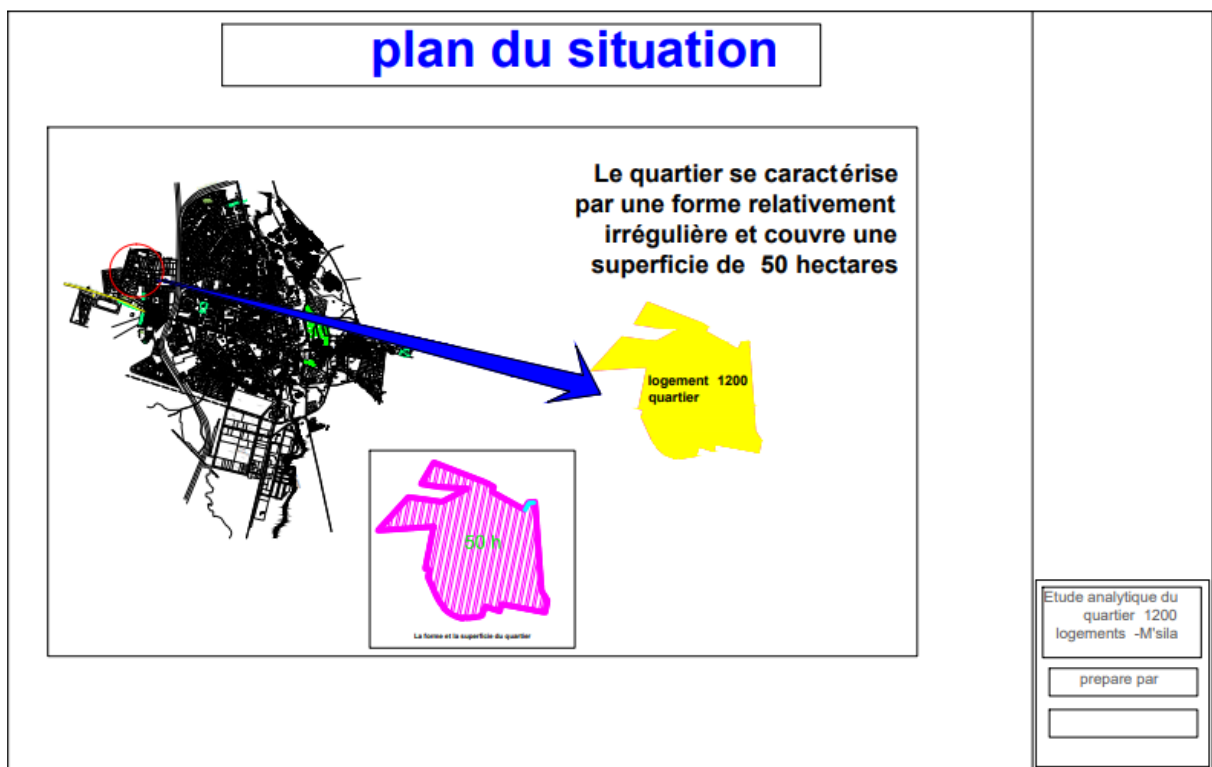
Toutes les localités secondaires de Boukhmisa et d'El Kassab, et du fait de leur position dans les cours d'eau naturels supérieurs, sont éloignées des dangers d'inondations. Quant au centre-ville, et en raison du manque de gestion et de l'ancien réseau, ainsi que du manque d'égouts dans de nombreuses rues, ces dernières sont souvent sujettes aux inondations, ce qui nécessite attention et intervention.

I.7.Terrain :

Nous constatons que la morphologie de la surface du terrain de la ville de Msila reflète de manière significative les caractéristiques du site auquel elle appartient, où nous remarquons que la partie nord de la zone municipale est aux pieds des montagnes de la chaîne de montagnes Hudna et les montagnes d'Al-Ma'adeed, et au sud se trouvent des dépressions qui sont de vastes plaines qui forment Chat Al-Hudna.

I.8. Localisation du quartier 1200 logements :

Le site du quartier 1200 logements est situé dans la première partie de la parcelle d'occupation des terres n° 06, qui est située au nord-ouest, selon le plan directeur pour la préparation et la reconstruction du PDUA à Al-Msila, et il occupe un domaine immobilier estimé à 50 hectares.



plan I.4. le situation du quartier 1200 logements.

I.8.1. L'environnement(territoire) voisin :

L'étude du territoire avoisinant a pour but de connaître la relation qui existe entre celui-ci et les quartiers voisins et dans quelle mesure chacun d'eux est affecté par l'autre.

- Quartier Nord Qutb.
- Au sud, les logements du quartier 504 et les logements du quartier 209.
- A l'est, le quartier de 295 logements.
- A l'ouest, le quartier de cosidar.

I.9. Réseaux divers :

Le quartier 1200 est raccordé aux réseaux d'électricité et de gaz de la ville, comme pour le réseau d'eau potable, le réseau d'évacuation des eaux usées et le réseau d'évacuation des eaux pluviales avec un taux de 67 %.

I.9.1.Voiries :

La structure des voiries : Les voiries sont considérées comme le premier élément structurant du quartier, car elles déterminent l'organisation et la division générale du quartier, et elles jouent un rôle important de liaison entre les différentes parties du quartier d'une part et la périphérie de la ville d'autre part. Le quartier contient deux types de routes (une route principale, une route secondaire).

- Routes Principales : Ce sont les routes qui relient le quartier aux quartiers voisins, elles ont une grande densité de circulation et leur largeur varie entre 10 m et 12 m.
- Routes secondaires : Ce sont des routes à densité de trafic moyenne, et leur largeur est de 5 m.

I.10. Topographie terrestre :

A travers le plan topographique du site du quartier des 1200 habitations, on constate que le sol a une légère pente estimée à 03 %, le niveau le plus haut est à 505 mètres et le niveau le plus bas est à 405 au-dessus de la surface de la terre.

I.11. Effets climatiques :

On considère que le climat joue un rôle primordial dans l'aménagement urbain et c'est l'un des facteurs essentiels de l'occupation du sol.

Notre étude sera influencée par les changements climatiques : Climat froid en hiver, chaud et sec en période estivale.[1]

I.11.1.La température :

La température mensuelle moyenne pour la période 2014-2020.

mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
Moy (C°)	8.34	9.62	14.00	17.63	22.7	28.47	31.8	31.75	26.09	21.05	14.60	12.95

Tableau I.2. Température moyenne mensuelles(2020).

Source A.N.R.H (Msila 2020)

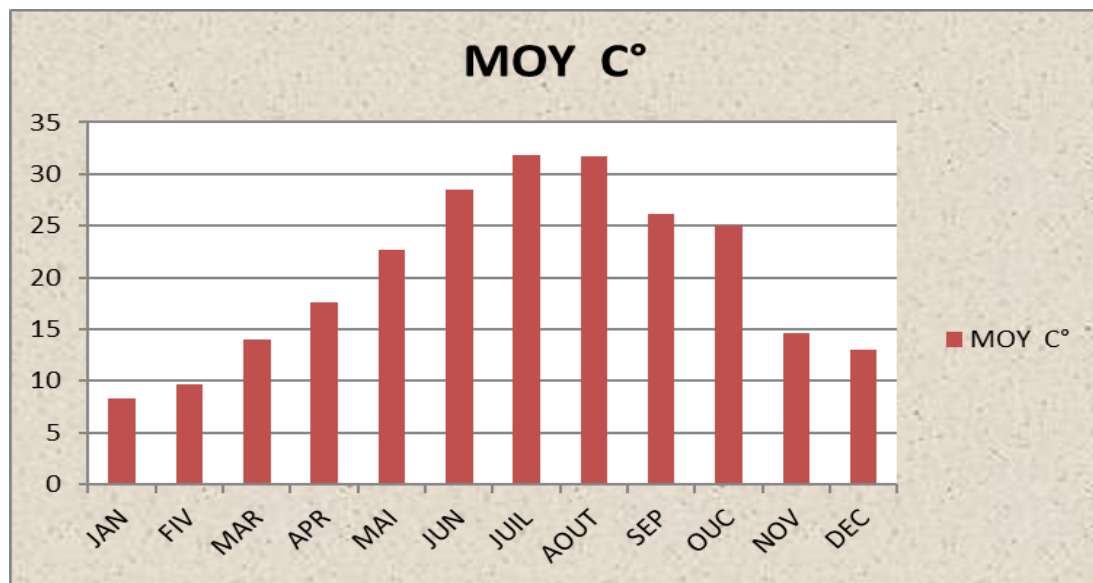


Figure I.1.Histogramme de la variation de la température

Remarque : La source des données est l'ANRH de M'sila.

Sachant que la valeur maximale de la température Tmax enregistrée pour la même période de 15 ans est :

- ❖ Tmax = 7,45 C°, enregistré en août 2011 selon la station climatique Ain Al-Din.

Et la température la plus basse T_{min} enregistrée dans la même période d'étude est :

- ❖ $T_{min} = - 3,3\text{ }^{\circ}\text{C}$, enregistré également en janvier 2007, selon la même station.

L'effet du phénomène de chaleur sur le phénomène des inondations : L'augmentation de la température entraîne l'apparition du phénomène d'évaporation, qui provoque des pluies soudaines, rapides et fortes, mais en cas de baisse de température, le phénomène de verglas se produit, ce qui réduit la perméabilité du sol, ce qui accélère le processus de ruissellement.

- ❖ Un graphique montrant la température mensuelle moyenne.

I.11.2. Les vents :

Le facteur vent est l'un des catalyseurs de la survenue d'inondations, et ce par le transfert de matériaux d'un endroit à un autre, ce qui entraîne l'érosion des sols, en particulier des sols fragiles. La température élevée contribue à activer l'érosion.

- ❖ Les vents dans la ville de M'sila ont deux directions principales :
- ❖ Sud-Est, qui est le vent dominant en hiver, la période froide et humide.
- ❖ Nord-ouest, qui est le vent dominant pendant la plupart des jours de l'année et affectant le climat de la région en général.

Mois	Jan.	Fév	mars	avril	Mai	juin	juil	aout	Sep	Oct	Nov	Déc
$V_{moy}(m/s)$	3,85	4.28	4,79	5,18	4.90	4,57	4,34	4,56	3,78	3,60	3,92	3,93

Tableau I.3. vitesse mensuelle du vent(2020).

Source A.N.R.H (Msila 2020)

Remarque : La source des données est l'ANRH de M'sila.

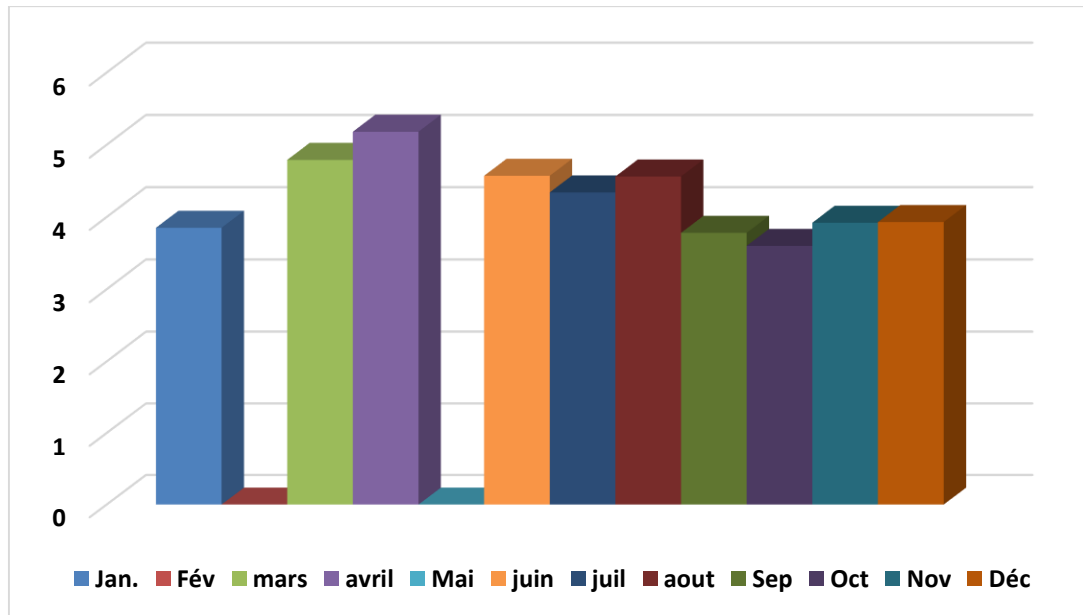


Figure I.2. Histogramme des vitesses moyennes mensuelles des vents.

Le printemps et l'été sont les saisons de vent par excellence pour la ville de Msila, où il est fort d'atteindre 18,5 m/s au mois d'avril, par rapport aux saisons d'automne et d'hiver, où 60,3 m/s est le plus bas en octobre.

La pluviométrie :

Précipitations mensuelles et annuelles moyennes en(mm).

Graphiques montrant le taux mensuel de précipitations.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
Pmoy (mm)	20,67	11,2	12,33	15,13	16,46	17,86	23,93	22,8	6,26	3,8	8,33	12,4

Tableau I.4.l'humidité mensuelle (2020)

Source A.N.R.H (Msila 2020)

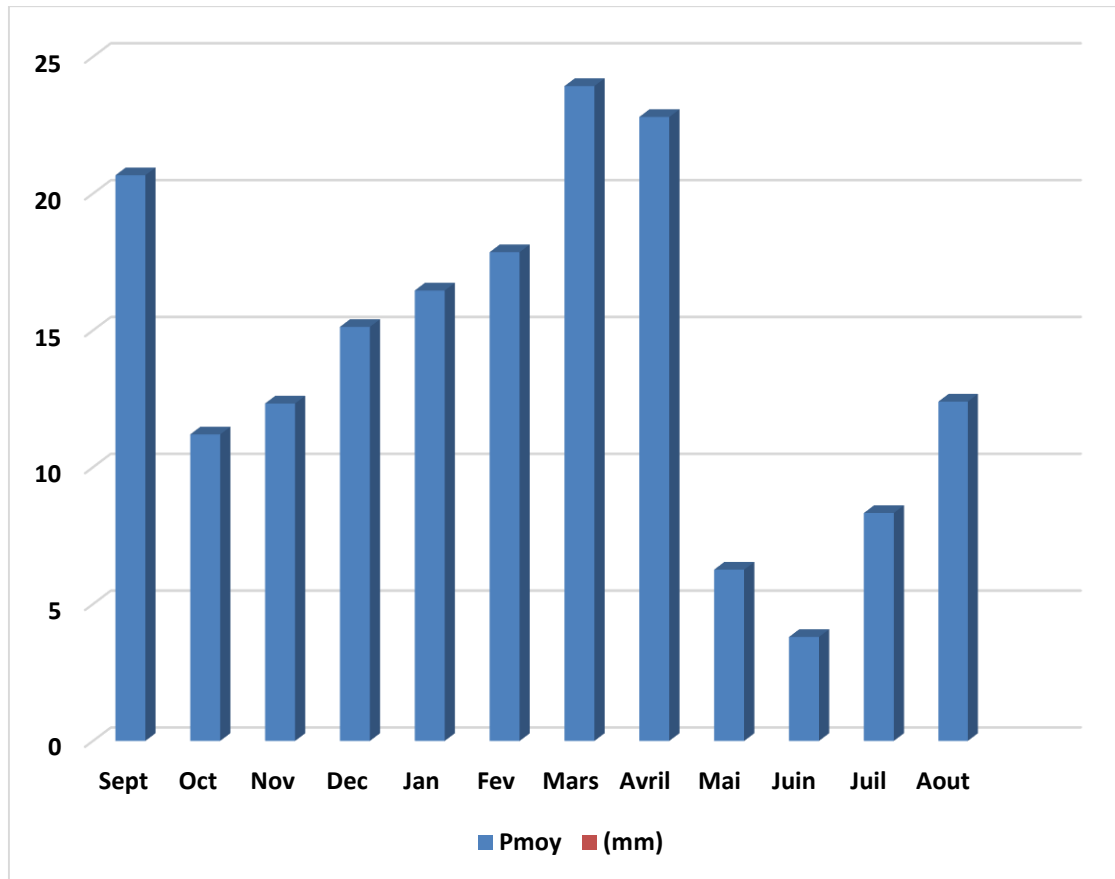


Figure I.3.Histogramme de Moyenne mensuelle de la pluviométrie .

On note que les mois de mars et avril prennent la valeur la plus élevée en termes de précipitations, c'est-à-dire le début du printemps, et le début de l'automne. Ces deux périodes de l'année connaissent des précipitations importantes par rapport à la moyenne annuelle.

I.11.4. L'humidité :

La ville d'Al-Msila, comme d'autres villes centrales, augmente l'humidité pendant la saison hivernale, représentée en décembre et janvier, et diminue pendant les mois d'été de juin, juillet et août. Taux d'humidité pour la ville de M'sila

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Humidité %	75,92	68,50	61,57	57,35	48,57	40	33,42	37,21	51,92	59,02	71,92	77,21

Tableau I.5. L'humidité mensuelle (2020)

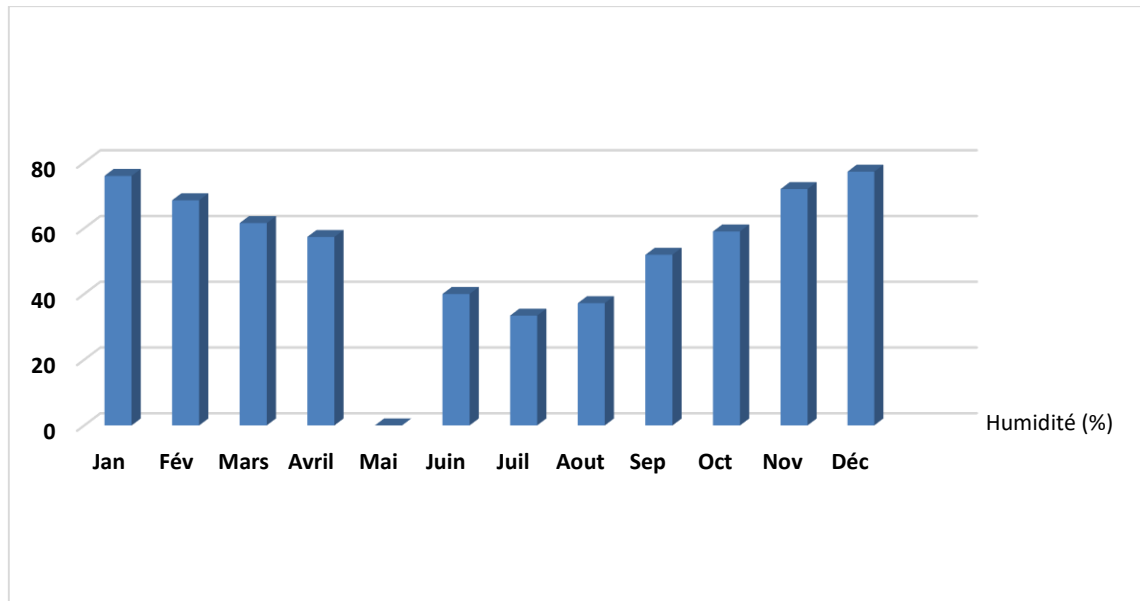


Figure I.4. Histogramme de la variation de l'humidité

Remarque : La source des données est l'APC et l'ANRH de M'sila.

D'après le graphique, nous notons qu'il existe une relation inverse entre la température et l'humidité dans la zone d'étude, où l'humidité atteint son maximum en décembre, c'est-à-dire en hiver, lorsque la température moyenne est basse, et diminue jusqu'à atteindre les pourcentages les plus bas en été et exactement au mois de juillet, et la température est à son maximum.

On note également que l'humidité moyenne annuelle pour la ville de M'sila est de : 88,56%.

I.12. Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, qui va nous servir à notre étude de diagnostic du réseau d'assainissement.

Chapitre II
Étude Hydrologique

II.1. Introduction:

L'étude hydrologique est une partie très importante dans le calcul d'un réseau d'assainissement. Cette partie prend toute son ampleur lorsqu'il s'agit de déterminer la quantité des eaux pluviales d'un bassin donné. Il s'agit de déterminer l'intensité moyenne maximale des pluies.

II.2. Objectif de l'étude hydrologique :

Les études hydrologiques relatives au dimensionnement des réseaux d'assainissement relèvent d'une importance primordiale. En effet, le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages sont étroitement liés aux paramètres hydrologiques, notamment les apports et les débits des eaux pluviales.

Le caractère plus ou moins exceptionnel d'un événement pluvieux (h millimètres pendant une Durée de t minutes) s'apprécie par sa fréquence de dépassement « F » ou sa période de retour

$$« T = 1/F ».$$

II.2.1. Les petites pluies :

La terminologie « petites pluies » désigne, les précipitations comprises entre les hauteurs d'eau tombée très faible ne provoquant pas de ruissellement et les averses orageuses.

Il faut une hauteur d'eau supérieure à 0.5 mm pour provoquer le ruissellement et une hauteur d'eau supérieure à 1 mm pour obtenir des débits dans les réseaux.

II.2.2. Les averses :

Elles sont constituées par l'ensemble des précipitations issues d'une même perturbation météorologique, la durée de ce phénomène varie entre quelques minutes à plusieurs dizaines d'heures. Ces averses sont caractérisées par une forte intensité et un ruissellement important, le volume d'eau qui tombe est relevé sur un hydrogramme suite au dépouillement d'un pluviographe enregistrant la variation de la lame d'eau dans le temps.

Les averses les plus dangereuses sont les orages, car ces dernières sont caractérisées par une forte intensité de pluie dans un intervalle de temps réduit, d'où résulte un ruissellement important généralement très chargée.

II.2.3. Période de retour :

Une période de retour c'est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester, une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans au moins. Pour les projets d'assainissement, on opte généralement pour une pluie décimale, le choix d'une période de retour de 10 ans est issue d'un compromis entre les données techniques et économiques, d'un côté, et que la durée de vie de la plupart des ouvrages projetés en assainissement n'ont pas une durée de vie très importante à cela s'ajoute le phénomène de l'extension et de réaménagement des agglomérations qui ne suit pas les schémas de développement préconisés au préalable.[2]

En Algérie nous optons généralement pour une période de retour décennale $T = 10$ ans.

II.3. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes pour plusieurs valeurs échelonnées de l'intervalle de référence Δh .

L'intensité moyenne se définit par le rapport de la hauteur d'eau tombée pendant une durée Δt , soit :

$$i_m = \frac{dh}{dt} \quad (II.1)$$

Avec :

❖ i_m : intensité moyenne en mm/h.

❖ Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité en absence des données instantanées des pluies, on fait recours aux pluies maximales journalières. Pour cela on doit :

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

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

❖ Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

II.4. Analyse des données pluviométriques

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

Comme base de données pluviométriques on se réfère aux informations recueillies par la Station Msila, codé **05 10 03**, par l'A.N.R.H, sur une période de fonctionnement de 1990 au 2020 qui a été fournie par l'ANRH de M'sila.

Pour cette station on dispose d'une série de données comportant les totaux des précipitations mensuelles et les maximums journaliers pour 39 années d'observation. Les valeurs de cette série sont reportées dans le tableau.

Les précipitations maximales journalières sont ajustées à une loi statistique afin de déterminer les pluies fréquentielles, ce qui permet de déterminer la pluie de courte durée pour une probabilité P%.

N° d'ordre	Années d'observation	Pluies journalières maximales observées
1	1990	24.2
2	1991	18.7
3	1992	20
4	1993	26.4
5	1994	26
6	1995	35
7	1996	10.3
8	1998	11.4
9	1999	25.8
10	2000	7
11	2001	16.7
12	2002	13
13	2003	43,94
14	2004	40,89
15	2005	49,06
16	2006	35,05
17	2007	37,08
18	2008	24,89
19	2009	20,07
20	2010	28,91
21	2011	58,08
22	2012	26,01
23	2013	24,5
24	2014	16,3

25	2015	17,7
26	2016	37
27	2017	16,6
28	2018	31,1
29	2019	33,1
30	2020	33.1

Tableau II.1.La série pluviométrique de 1990 à 2020 - ROCADE SUD M'sila.

Pour l'analyse et l'ajustement des données pluviométriques on a utilisé le logiciel

II.5. Notion du logiciel HYFRAN

Le logiciel **HYFRAN** (**HY**drological**F**requency**A**nal**S**is) permet d'ajuster un nombre important de distributions statistiques à une série de données qui vérifient les hypothèses d'indépendance, d'homogénéité et de stationnarité (cf. Publications sur le SAD).

Un Système d'Aide à la Décision (SAD) a été développé pour permettre de choisir la classe de distributions la plus adéquate pour estimer le quantile de période de retour élevée. HYFRAN a été développé par l'équipe du Pr. Bernard Bobée titulaire de la chaire en hydrologie statistique (1992-2004).[3]

II.5.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

N° d'ordre	Années d'observation	Pluies journalières maximales observées
1	1990	24.2
2	1991	18.7
3	1992	20
4	1993	26.4
5	1994	26
6	1995	35
7	1996	10.3
8	1998	11.4
9	1999	25.8
10	2000	7
11	2001	16.7
12	2002	13
13	2003	43,94
14	2004	40,89
15	2005	49,06
16	2006	35,05

17	2007	37,08
18	2008	24,89
19	2009	20,07
20	2010	28,91
21	2011	58,08
22	2012	26,01
23	2013	24,5
24	2014	16,3
25	2015	17,7
26	2016	37
27	2017	16,6
28	2018	31,1
29	2019	33,1
30	2020	33.1

Tableau II.2.La série pluviométrique en Ln.**II.5.2. Choix de la loi d'ajustement :**

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions « homogénéité-stationnarité » sont réunies.

Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur un papier à probabilité permet d'accepter ou de rejeter la loi (Toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement). Devant un tel problème, les critères de choix pouvant être retenus sont :

- A qualité égale, la loi qui a le moins de paramètres est à retenir.
- A qualité égale et nombre de paramètres égales ; il faut comparer les estimations des deux lois : Si ces estimations sont différentes, il faut prendre une nouvelle loi quitte à prendre un paramètre supplémentaire.

En Assainissement, les deux lois généralement utilisées sont :

- A. La loi de Gumbel
- B. La loi de Galton (log normal).

II.5.3. Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation :

Observation	identificateur	Probabilité empirique
-------------	----------------	--------------------------

24.2	N/D	0.3841
18.7	N/D	0.2848
20	N/D	0.3179
26.4	N/D	0.5828
26	N/D	0.5166
35	N/D	0.7483
10.3	N/D	0.0530
11.4	N/D	0.0861
25.8	N/D	0.4834
7	N/D	0.0199
16.7	N/D	0.2185
13	N/D	0.1192
43.9	N/D	0.9139
40.9	N/D	0.8808
49.1	N/D	0.9470
35	N/D	0.7815
37.1	N/D	0.8477
24.9	N/D	0.4503
20.1	N/D	0.3510
28.9	N/D	0.6159
58.1	N/D	0.9801
26	N/D	0.5497
24.5	N/D	0.4172
16.3	N/D	0.1523
17.7	N/D	0.2517
37	N/D	0.8146
16.6	N/D	0.1854
31.1	N/D	0.6490
33.1	N/D	0.6821
33.1	N/D	0.7152

Tableau II.3.La série pluviométrique en Ln.

L'interface du programme HYFRAN.

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

$$F(x) = e^{-e^{-a(x-x_0)}}$$

Avec

$$Y = a(x - x_0)$$

Donc

$$F(x) = e^{-e^{-y}}$$

- Classer les valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre.

- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule d'Hazan qui s'applique pour les lois normales et quasi normales.

T	q	XT	Ecar t-type	Intervalle de confiance (95%)	/
10000.0	0.9999	114	14.2	86.1-142	/
2000.0	0.9995	97.8	11.9	74.5-121	/
1000.0	0.9990	90.8	10.9	69.5-112	/
200.0	0.9950	74.6	8.57	57.8-91.4	/
100.0	0.9900	67.6	7.57	52.8- 82.4	/
50.0	0.9800	60.6	6.58	47.7-73.5	/
20.0	0.9500	51.2	5.27	40.9-61.5	Taille =30
10.0	0.9000	43.9	4.30	35.5- 52.4	/
5.0	0.8000	36.4	3.33	29.9- 42.9	/
3.0	0.6667	30.4	2.64	25.2-35.6	Paramètres estimés
2.0	0.5000	25.0	2.15	20.8-29.2	U=21.3035
1.4286	0.3000	19.4	1.86	15.8- 23.1	Alpha=10.0629
1.2500	0.2000	16.5	1.84	12.9- 20.1	/
1.1111	0.1000	12.9	1.95	9.09- 16.7	Niveau de confiance
1.0526	0.0500	10.3	2.11	6.12- 14.4	95%
1.0204	0.0200	7.58	2.33	3.01- 12.1	/
1.0101	0.0100	5.94	2.49	1.06- 10.8	/
1.0050	0.0050	4.52	2.63	-0.630- 9.68	/
1.0010	0.0010	1.86	2.92	-3.87- 7.58	/
1.0005	0.0005	0.893	3.03	-5.05- 6.84	/
1.0001	0.0001	-1.04	3.26	-7.43-5.35	/

Tableau II.4. Les résultats de l'ajustement de la loi de GUMBEL sont représentés sous forme de figure à l'aide du logiciel HYFRAN.

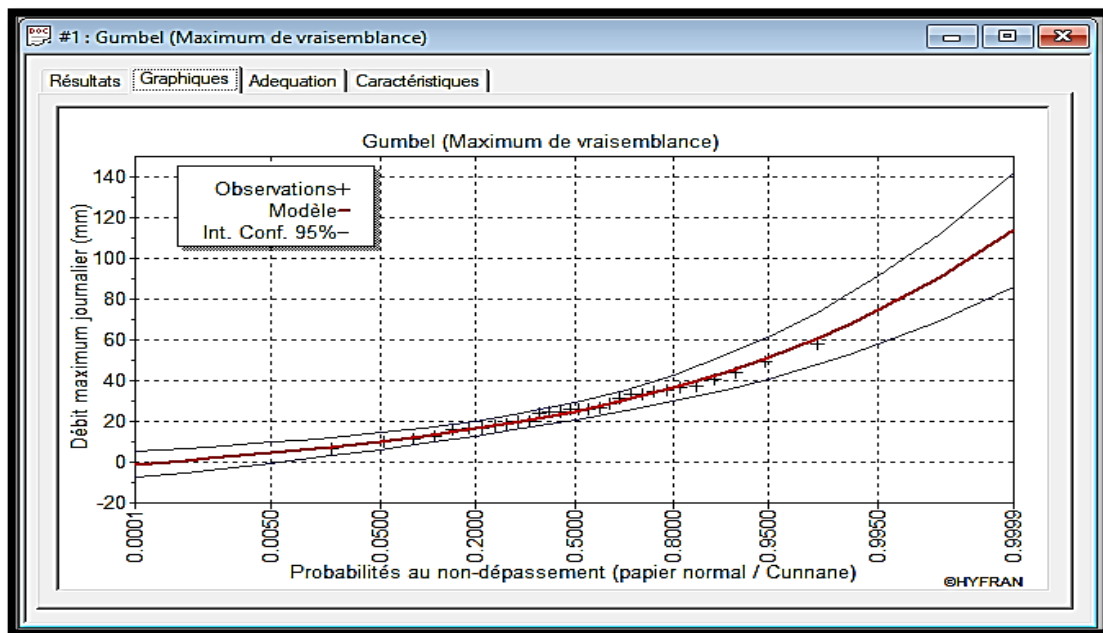


Figure II.1. ajustement d'une loi de GUMBEL

Résultats	/
Résultat de la statistique :	$X^2 = 5.00$
p-value	$p = 0.2873$
Degrés de liberté :	4
Nombre de classes :	7
Résultat de la statistique :	$X^2 = 5.00$
p-value	$p = 0.2873$

Tableau II.5.Les résultats de caractéristiques de la loi de GUMBEL.

Conclusion: Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

/	Caractéristiques de la population	Caractéristiques de l'échantillon
Nombre de données		30
Minimum	Aucun	7.00
Maximum	Aucun	58.1
Moyenne	27.1	26.9
Ecart-type	12.9	11.9
Médiane	25.0	25.9
Coefficient de variation (Cv)	0.476	0.440
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.620
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	2.89

**Tableau II.6.Les résultats de caractéristiques de la loi de GUMBEL
Caractéristiques de la population et Caractéristiques de l'échantillon.**

Le tableau suivant illustre les résultats d'ajustement à la loi GUMBEL à des différentes périodes de retour à l'aide du logiciel HYFRAN avec :

$$FD = \frac{1}{T}$$

T : la période de retour.

$$FND = 1 - FD$$

$$Y = -\ln(-\ln(FND))$$

period de retour	2	5	10	20	50	100
FND	0.5	0.8	0.9	0.95	0.98	0.99
y	0.37	1.50	2.25	2.97	3.90	4.60
P(mm)	25.0	36.4	43.9	51.2	60.6	67.6

Tableau II.7. Résultats de l'ajustement à la loi GUMBEL à des différentes périodes de retour

Ajustement de la série pluviométrique a Loi de Galton (loi log-normal) :

La fonction de répartition de la loi log-normal s'écrit :

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} J_{-\infty}^x e^{-z^2/2}$$

- Classer les valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre.
- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule d'Hazan qui s'applique pour les lois normales et quasi normales.

$$F(x) = \frac{i - 0.5}{n}$$

Les caractéristiques de l'échantillon :

- La moyenne :

$$\ln P = \sum \frac{\ln p_i}{N}$$

- L'écart type :

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum (\ln P_i)^2 - N \ln P}{N - 1}}$$

- La somme des précipitations maximales journalières

$$\sum P_i$$

- Le coefficient de variation Cv :

$$C_v = \frac{\sigma_x}{p}$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme :

$$\ln p = \ln P + Z_i \cdot \sigma_x$$

Avec :

$$Z_i = \frac{\ln P_i - \ln P}{\sigma_x}$$

Les résultats de l'ajustement de la Loi de Galton sont représentés sous forme de figure à l'aide du logiciel HYFRAN.

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	/
10000.0	0.9999	71.0	6.18	58.9-83.2	/
2000.0	0.9995	66.0	5.56	55.1-76.9	/
1000.0	0.9990	63.6	5.28	53.2-73.9	/
200.0	0.9950	57.5	4.56	48.5-66.4	/
100.0	0.9900	54.5	4.22	46.3-62.8	/
50.0	0.9800	51.3	3.86	43.7-58.9	/
20.0	0.9500	46.4	3.35	39.9-53.0	Taille =30

10.0	0.9000	42.1	2.95	36.4-47.9	/
5.0	0.8000	36.9	2.53	31.9-41.9	/
3.0	0.6667	32.0	2.27	27.6-36.5	Paramètres estimés
2.0	0.5000	26.9	2.17	22.7-31.2	Mu=26.929333
1.4286	0.3000	20.7	2.31	16.2-25.3	Sigma=11.860337
1.2500	0.2000	16.9	2.53	12.0-21.9	/
1.1111	0.1000	11.7	2.95	5.95-17.5	Niveau de confiance
1.0526	0.0500	7.42	3.35	0.840-14.0	95%
1.0204	0.0200	2.57	3.86	-5.01-10.1	/
1.0101	0.0100	-0.667	4.22	-8.94-7.61	/
1.0050	0.0050	-3.63	4.56	-12.6-5.31	/
1.0010	0.0010	-9.73	5.28	-20.1-0.621	/
1.0005	0.0005	-12.1	5.56	-23.0--1.19	/
1.0001	0.0001	-17.2	6.18	-29.3--5.06	/

Tableau II.8. Les résultats de l'ajustement de Galton (loi log-normal) sont représentés sous forme de figure à l'aide du logiciel HYFRAN.

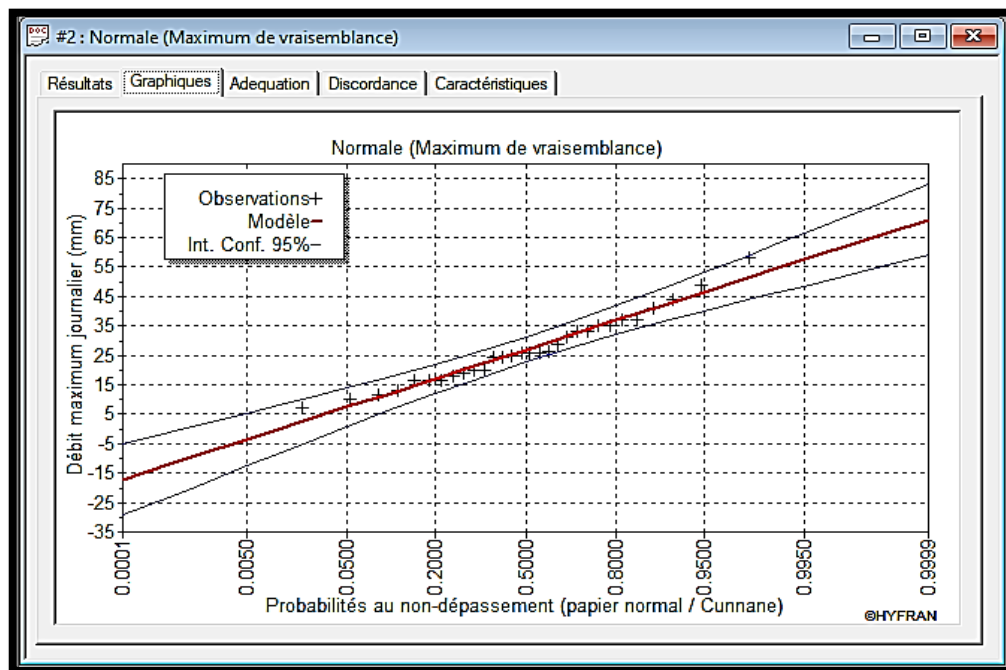


Figure II.2. Ajustement d'une Loi de Galton (loi log-normal)

Résultats	/
p-value	SW = 0.97
Degrés de liberté :	p = 0.9270

Tableau II.9. Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %.

Résultats	/
p-value	$p < 0.999$
Valeur de la statistique	T = 1.68

Tableau II.10. pas de conclusion dans ce cas.

/	Caractéristiques de la population	Caractéristiques de l'échantillon
Nombre de données		30
Minimum	Aucun	7.00
Maximum	Aucun	58.1
Moyenne	26.9	26.9
Ecart-type	11.9	11.9
Médiane	26.9	25.9
Coefficient de variation (Cv)	0.440	0.440
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.00	0.620
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.00	2.89

**Tableau II.11. Les résultats de caractéristiques de Galton (loi log-normal)
.Caractéristiques de la population et Caractéristiques de l'échantillon.**

Le tableau suivant illustre les résultats d'ajustement à la loi Galton (loi log-normal) à des différentes périodes de retour à l'aide du logiciel HYFRAN avec :

$$FD = \frac{1}{T}$$

T : la période de retour.

$$FND = 1 - FD$$

period de retour	2	5	10	20	50	100
FND	0.5	0.8	0.9	0.95	0.98	0.99
Zi	0	0.8	1.2	1.6	2.0	2.3
P(mm)	26.9	36.9	42.1	46.4	51.3	54.5

Tableau II.12. Résultats de l'ajustement à la Loi de Galton (loi log-normal) à des différentes périodes de retour.

II.5.4.1. Test du X^2 (Khi-deux) :

La procédure d'utilisation de ce test est la suivante :

On divise l'échantillon en k classes de façon que chacune d'elles contienne au minimum 5 données expérimentales (généralement, on s'abstient d'analyser des échantillons de moins de 10 valeurs). La classe i est borné par les valeurs X_{i-1} et X_i choisies arbitrairement. On détermine la fréquence absolue observée ou l'effectif de chaque classe ; $n_1, n_2, \dots, n_k$ avec

$$\sum n_i = N$$

N = taille de l'échantillon.

➤ On peut obtenir les fréquences théoriques :

$$v_1 = N \cdot p_1$$

$$v_2 = N \cdot p_2$$

$$v_k = N \cdot p_k$$

Où p_i représente la probabilité que la variable étudiée prenne une valeur appartenant à la classe i , c'est à dire que

$$P_i = \int_{x_{i-1}}^{x_i} F(x) \cdot dx = u_i - u_{i-1}$$

Où $F(x)$ = la fonction de densité de probabilité choisie, les limites de l'intégrale étant x_{i-1} et x_i . On a aussi $\sum v_i = N$.

Pour évaluer l'ampleur de l'écart entre les fréquences absolues observées n_i

et les fréquences théoriques v_i obtenues à partir de la loi théorique que l'on suppose adéquate, on utilise la quantité :

$$X_{cal}^2 = \frac{(n_1 - v_1)^2}{v_1} + \frac{(n_2 - v_2)^2}{v_2} + \dots + \frac{(n_k - v_k)^2}{v_k} = \sum \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$$

Pearson a démontré que la distribution de cette quantité est approximativement celle de Khi-deux avec ν degrés de liberté ;

$$\text{Avec : } \nu = K - 1 - r \quad (\text{II.20})$$

r : Nombre de paramètres qui caractérisent complétement la distribution théorique $X_{y,a}^2$ est une variable aléatoire qui peut varier de 0 à ∞ .

Une fois le X_{cal}^2 relatif à notre échantillon déterminé, on le compare au χ^2 donné par la table de Khi-deux.

- Si X_{cal}^2 est plus petit que $X_{y,a}^2$, on accepte l'hypothèse que le phénomène étudié suit la distribution théorique choisie et que les écarts entre les fréquences observées et les fréquences théoriques choisies ne sont pas significatifs.

- Si X_{cal}^2 est plus grand que $X_{y.a}^2$ on rejette l'hypothèse H_0 considérée car les écarts sont significatifs ; ce que veut dire que les données expérimentales suivent une loi autre que celle de notre hypothèse, et l'on essaye une autre loi d'ajustement.

Pour tester les lois on a utilisé le logiciel de **HYFRAN** :

A-Pour la loi de Gumbel

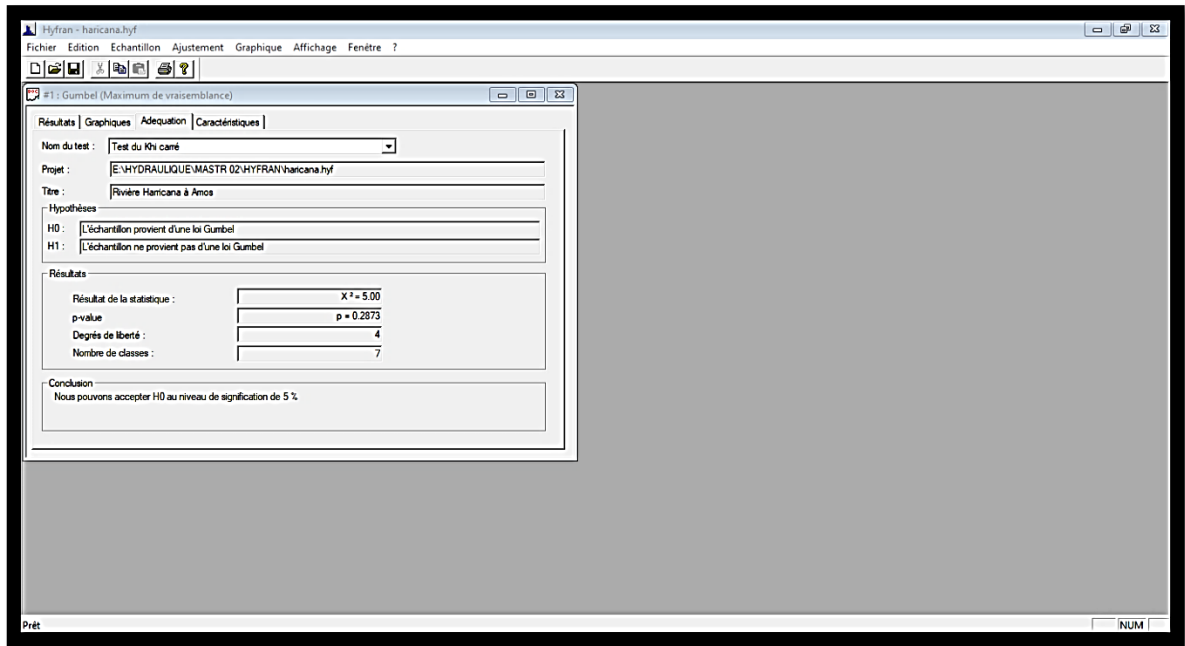


Figure II.3. Test d'adéquation de Khi-Deux sur la loi Gumbel.

- Avec 7 classes et niveau de confiance $\alpha=95\%$ $\chi^2=5.00$

On cherche maintenant sur la table de khi-deux le $X_{y.a}^2$ théorique.

$$\nu = K - 1 - r \quad \text{avec} \quad K = 6, r = 2$$

$$\nu = 7 - 1 - 2 = 4$$

$$\text{On trouve } X_{y.a}^2 = X_{0.2873}^2 = 25$$

Comme $\chi_{cal}^2 = 5.00 < 25$ on conclut que $X_{0.2873}^2$ calculé est situé dans la zone favorable qu'il y a 95% de chance que cette loi représente notre échantillon.

II.6. Calcul de l'intensité de pluie :

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

$$I_t(P\%) = I_{24}(P\%) \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1}$$

Avec :

$$I_{24}(P\%) = \frac{p_{24} \cdot (p\%)}{24}$$

Avec :

$$I_t(P\%) = \frac{p_{24} \cdot (p\%)}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

$(P\%)$: intensité moyenne de précipitation pour une averse de durée t et de fréquence $P\%$ donnée.

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

t : durée de l'averse en heure, $t = 0,25 \text{ h} = 15 \text{ minutes}$ pour une période de retour de 10 ans.

b : exposant climatique de la région pour notre région $b=0.21$ (M'sila).

$P_{24}(P\%) = P_{\max P\%}$: pluie journalière maximale de fréquence $P\%$.

➤ D'après Loi de Galton (loi log-normal) :

$P_{24}(P\%) = 43.9 \text{ mm}$; $t = 0.25$; $b = 0.21$

$$I_t(P\%) = 77.27 \text{ mm/ha}$$

PS : Nous avons choisi ce période de retour de 10 ans correspondent de la durée de vie de notre projet.

$$I_t = \frac{77.27 \cdot 10000}{3600} = 214.66 \text{ l/s/ha}$$

Donc on prend de l'intensité de pluie pour une fréquence décennale égale à :

$$I_t = 77.27 \text{ mm/ha} = 214.66 \text{ l/s/ha}^2$$

II.7. Conclusion :

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

D'après la droite de la Loi de Galton (loi log-normal), elle présente la meilleure loi d'ajustement des précipitations maximales journalières.

Chapitre III

calcul de base

III.1. Introduction:

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

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

Au sein de cette phase on fait l'estimation du nombre d'habitant pour un horizon de calcul donné, le choix du système d'assainissement ainsi que le schéma de collecte et d'évacuation des eaux.

III.2. Situation démographique:

L'étude de la densité de population est l'une des mesures qui dépendent de la répartition de la population sur l'aire de la ville, car la plus grande densité de population est concentrée dans le centre-ville et les vieux quartiers historiques. Nous enregistrons également une densité de population normale pour un quartier 1200 population d'habitation 7200 Individu au prorata du taux d'occupation du logement et du nombre de logements par rapport au quartier.

On peut estimer le nombre d'habitants pour des horizons futurs, en utilisant la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivante :

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

Avec :

P_t : Nombre d'habitants à l'horizon futur ;

P_0 : Nombre d'habitants à l'horizon actuel ($P_0=1200\text{hab}$) ;

T : Taux d'accroissement constaté dans cette agglomération, d'après DPAT ($T=1.61\%$).

N : L'écart d'années entre les deux horizons (2022-2032) ; d'où $N=10\text{ans}$.

$$P_{2032} = P_0(1 + T/100)^{10}; \text{ donc } P_{2032} = \mathbf{8447 \text{ hab}}$$

II.2.1. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires :

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

Toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par une seule ligne d'écoulement. Donc, le découpage du site en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

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

Pour notre projet le découpage de la zone à étudier se fait suivant la nature du sol et la densité des habitants.

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

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

- ☞ Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation après les averses.
- ☞ Assurer l'alimentation des eaux usées ménagères, les eaux vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles. Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitaire. [4]

Trois systèmes d'évacuation susceptibles d'être mis en service sont :

- ☞ Système unitaire
- ☞ Système séparatif
- ☞ Système pseudo séparatif

III.3.1. Système unitaire :

Dans les quels un seul collecteur assure le transport des eaux usées et des eaux pluviales. En principe, toutes les eaux arrivent à la station d'épuration qui reçoit alors un effluent de quantité et de qualité très variables. Pour éviter cela, des ouvrages de déviation sont répartis sur le réseau pour permettre à la station de ne pas recevoir un débit supérieur à sa capacité.

Ce système est intéressant par sa simplicité puisqu' il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque immeuble. Dans le cas où la

population est relativement dense et si le terrain accuse des dénivellations assez marquées pour qu'une évacuation gravitaire soit possible, le système unitaire est recommandé. [5]

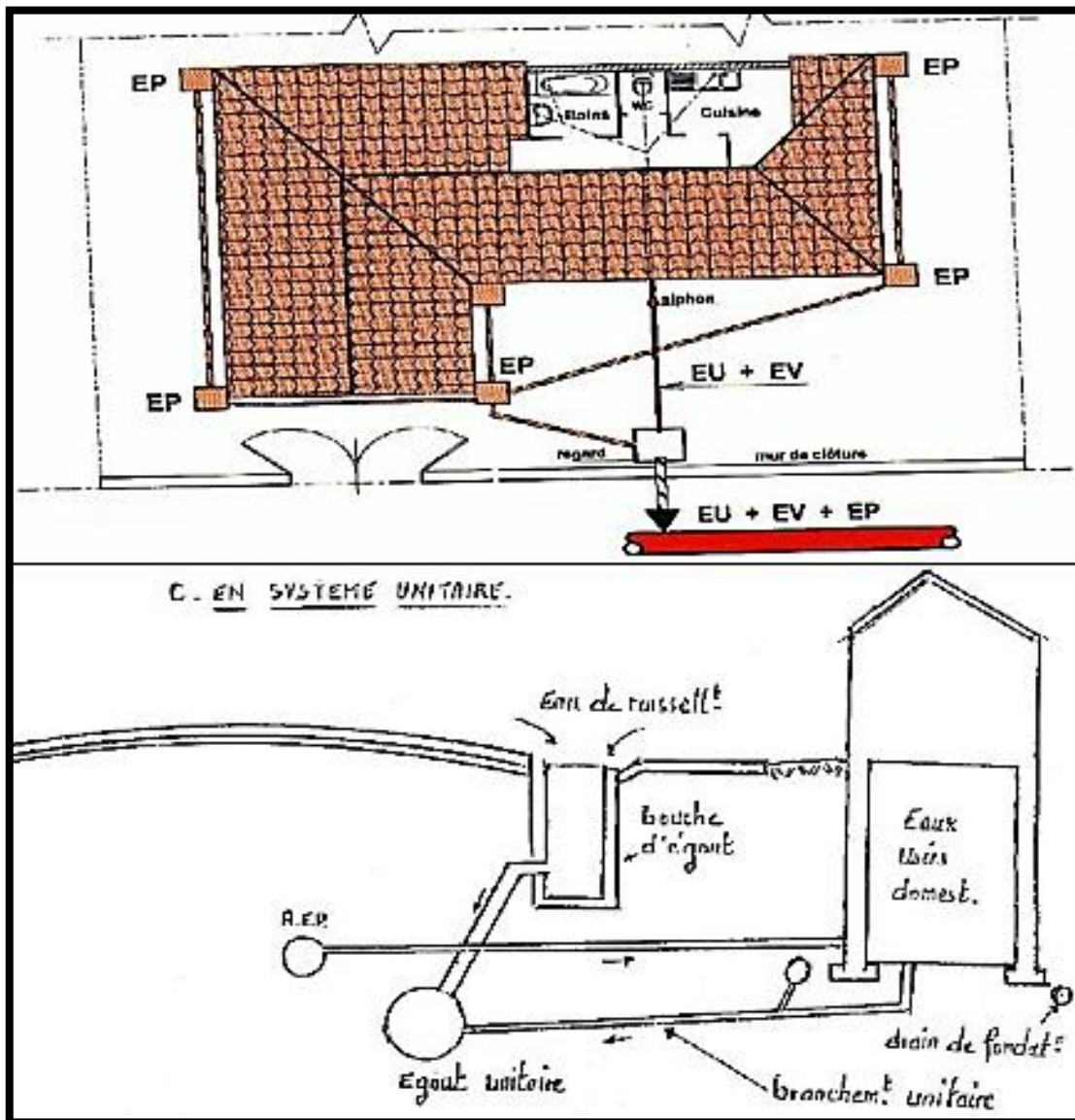


Figure III.1. Système unitaire

Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
- milieu récepteur éloigné des points de collecte - topographie à faible relief - imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune	- conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble - encombrement réduit du sous-sol - à priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales)	- débit à la station d'épuration très variable - lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales - apport de sable important à la station d'épuration	- entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ; - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.

- débit d'étiage du cours d'eau important.	- aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités - pas de risque d'inversion de branchement.	- acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage.
--	---	--

Tableau III.1. Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système unitaire

III.3.2. Système séparatif:

Dans les quels deux réseaux sont mis en place ;

❖ **Réseau Pluvial** : il est conçu pour évacuer les eaux d'origine pluviale, c'est à dire les pointes pluviales, il suit la ligne de plus grande pente. il transite l'eau vers les cours d'eau les plus proches.

❖ **Réseau d'Eaux Usées** : il est prévu pour l'évacuation des eaux usées d'origine domestique et industrielle jusqu'à la station d'épuration avec une pente qui peut être faible.

Le tracé des collecteurs n'est obligatoirement pas le même, ce qui est le cas la plupart du temps. Le tracé du réseau d'eaux usées est en fonction de l'implantation des différentes entités qu'il dessert en suivant les routes existantes. Ce réseau ne demande pas de grandes pentes vu que les sections ne sont pas trop importantes.

Le réseau prend fin obligatoirement à la station d'épuration qui se trouve en général à la sortie de l'agglomération.

Par contre le tracé du réseau d'eaux pluviales dépend de l'implantation des espaces producteurs du ruissellement des eaux pluviales sont rejetées directement dans le cours d'eau le plus proche naturel soit-il ou artificiel. [5]

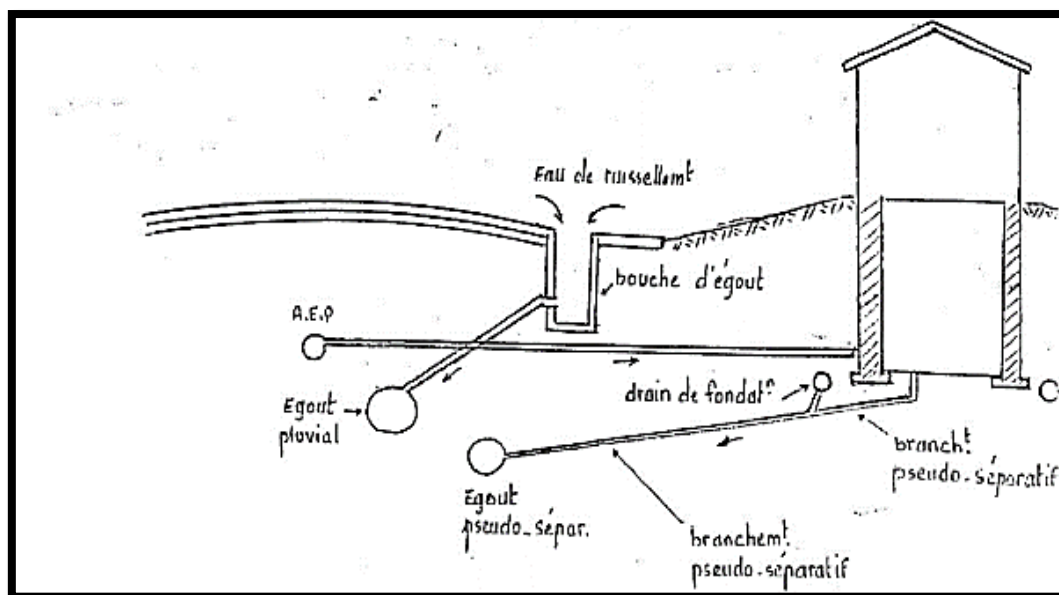


Figure III.2. Système pseudo séparati

Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
- petites et moyennes agglomérations. - extension des villes. - faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.	- diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées - exploitation plus facile de la station d'épuration -Meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques - Certains coûts d'exploitation sont Limités (relevage des effluents notamment).	- encombrement important du sous-sol - coût d'investissement élevé - risque important d'erreur de branchement.	- Surveillance accrue des branchements ; - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales) ; -entretien des ouvrages particuliers (Siphons, chasses d'eau, avaloirs) ; - Entretien des postes de relèvement et des chambres à sables ; - Détection et localisation des anomalies (Inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites, passage caméra).

Tableau III.2.Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système séparatif

III.3.3. Système pseudo séparatif :

Le système pseudo séparatif est un système dans lequel on divise les apports d'eaux pluviales en deux parties :

L'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoule par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature

L'autre provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques. On recoupe ainsi les évacuations des eaux d'un même immeuble. [5]

- **Remarque :**

Dans certaines agglomérations on peut rencontrer un système mixte. Dans ce type de système, une zone peut être assainie en partie par le système unitaire, et l'autre partie par le système séparatif.

Il est couramment appliqué dans les villes disposant d'un ancien réseau de type unitaire et dont l'extension ne pourrait être supportée, par le réseau ancien, qu'en assurant le stockage d'une partie des eaux d'extensions.

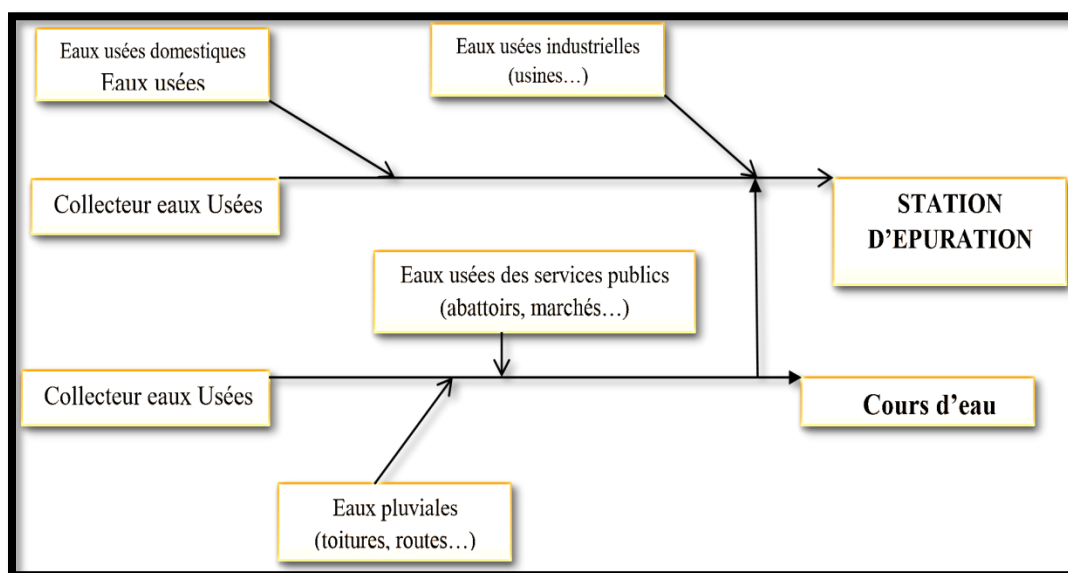


Figure III.3.Système pseudo séparatif

III.4. Choix du système d'assainissement:

Généralement ; le choix entre les systèmes d'assainissement résulte :

- ❖ De la topographie locale, du régime de précipitation atmosphérique, la nature du terrain, la durée de temps sec précédant le ruissellement, le tracé du réseau de la voirie urbaine, importance de l'imperméabilisation des sols, répartition de l'habitat, préservation des Lieux habités contre les inondations.

- ❖ Liées à des objectifs de qualité, lorsque le pouvoir autoépuration du milieu est limité.
- ❖ De l'économie, prenant en compte les dépenses d'investissement et d'entretien d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations (réseau, pompage et Épuration).
- ❖ Urbanistiques (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux, et industriels, etc....) ; généralement ; les annexes de la pose fixent le périmètre de chaque système d'assainissement.
- ❖ Politiques (acceptation ou refus de la transformation du système d'assainissement en

Autre par exemple : système unitaire ou séparatif).

- ❖ Environnementales, qui interdiront par fois de recourir à un équipement unitaire si le milieu récepteur ne permet pas le rejet de surverses d'orage.
- ❖ D'exploitation tenant, par exemple : à des difficultés d'entretien en raison de la faiblesse des pentes du terrain. Ces raisons pourront amener à utiliser un système d'assainissement relativement coûteux, voire des dispositifs spéciaux pour faciliter l'écoulement(Pompage),
- ❖ De réduction des débits de pointe des eaux pluviales.
- ❖ De la sensibilité d'une nappe qui exclut l'assainissement autonome. ce qui limite économiquement la profondeur des tranchées.
- ❖ De proximité des réseaux voisins et de leurs positions en profondeur (conduites d'eaux potable, canalisation de gaz, câbles électriques ou téléphoniques, etc.).

III.5. Différents schémas d'évacuation :

Dans les réseaux d'assainissement l'écoulement est en général, gravitaire, sauf dans des cas particuliers, ils sont en fonction du relief et de la topographie, on distingue quatre schémas d'évacuation. [6]

III.5.1. Schéma Perpendiculaire :

Ce schéma consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales. [6]

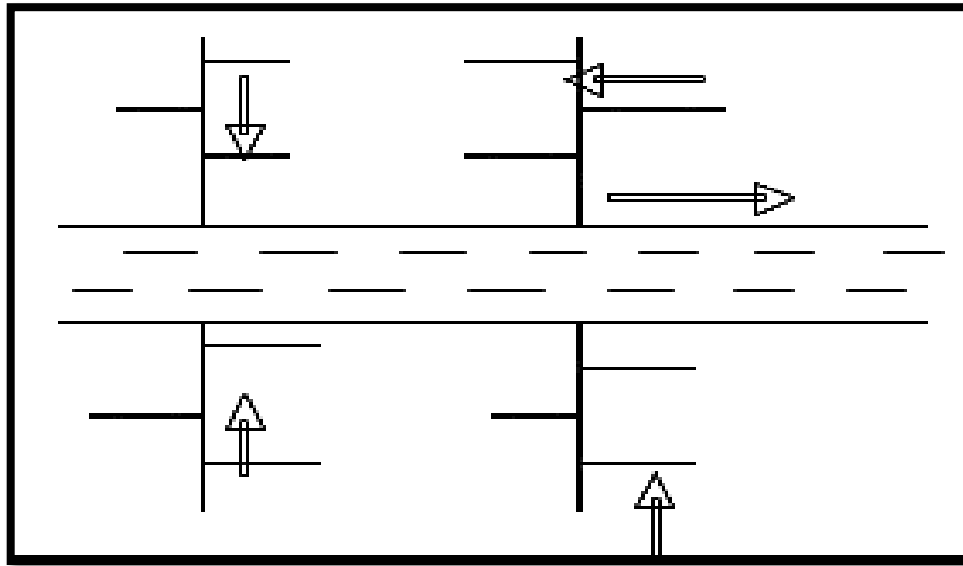


Figure III.4. Schéma perpendiculaire.

III.5.2. Schéma à Déplacement Latéral :

On adopte ce type de schéma quand il y'a obligation de traitement des eaux usées, ou toutes les eaux sont acheminées vers un seul point dans la mesure du possible. [6]

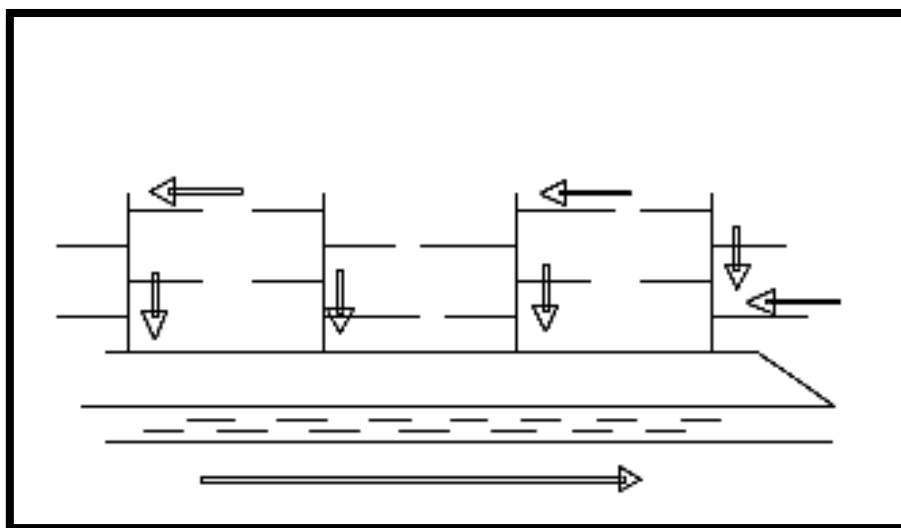


Figure III.5. Schéma à déplacement latéral.

III.5.2. Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique :

Ce schéma est tracé pour augmenter la pente du collecteur quand celle de la rivière n'est pas suffisante afin de profiter de la pente du terrain vers la rivière.[6]

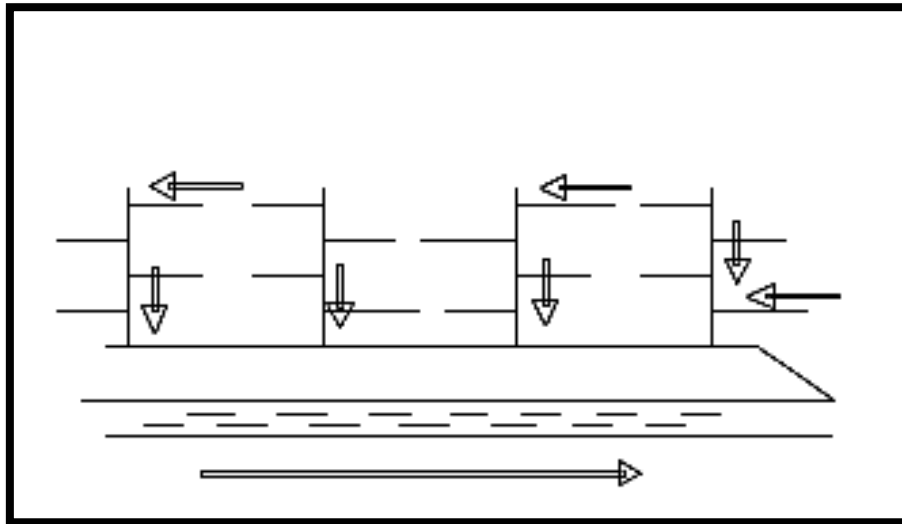


Figure III.6.Schéma à déplacement latéral.

III.3. Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique :

Ce schéma est tracé pour augmenter la pente du collecteur quand celle de la rivière n'est pas suffisante afin de profiter de la pente du terrain vers la rivière. [6]

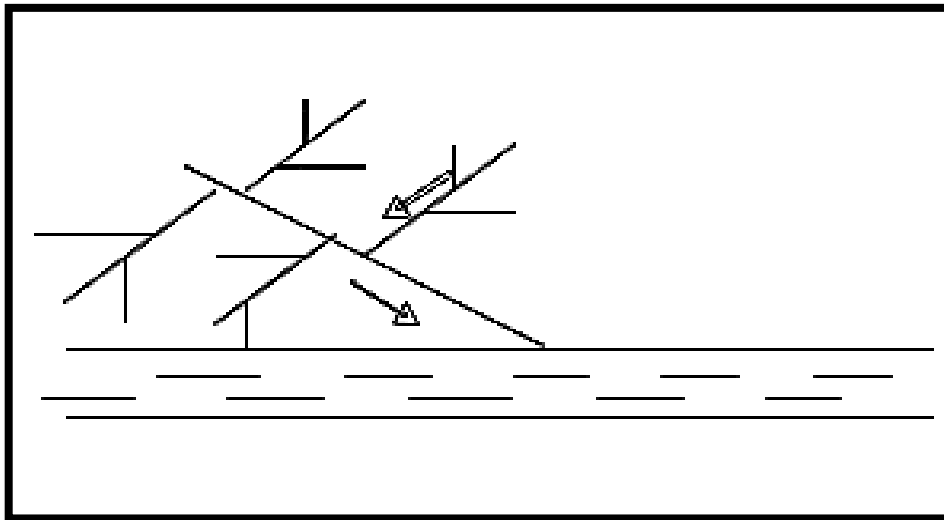


Figure III.7.Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique .

III.5.4. Schéma à Collecteur Etagé :

Lorsqu'on veut éviter de rendre notre réseau en charge, et lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux. [6]

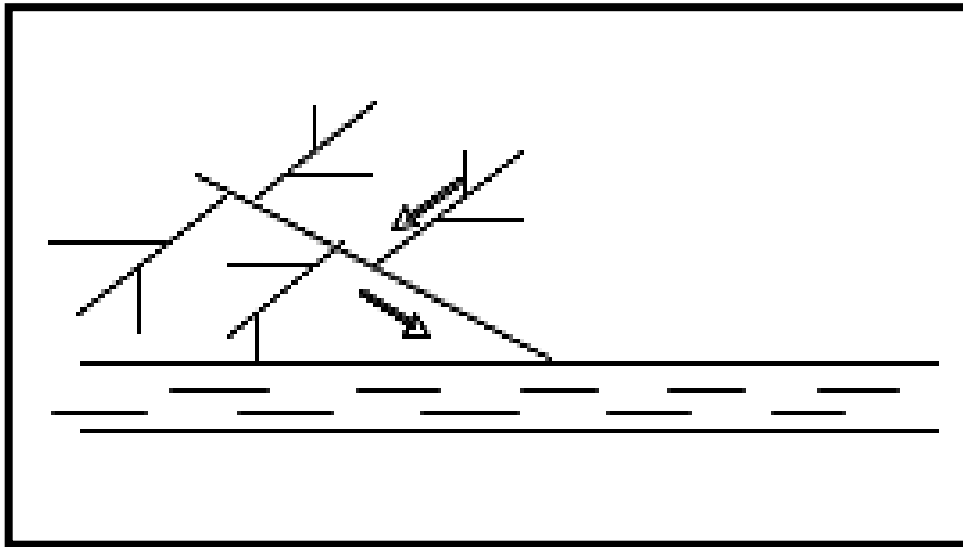


Figure III.8.Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

III.5.5. Schéma Type Radial :

Si notre agglomération est sur un terrain plat, il faut donner une pente aux collecteurs en faisant varier la profondeur de la tranchée, vers un bassin de collecte par la suite un relevage est nécessaire au niveau ou à partir du bassin vers la station d'épuration. [6]

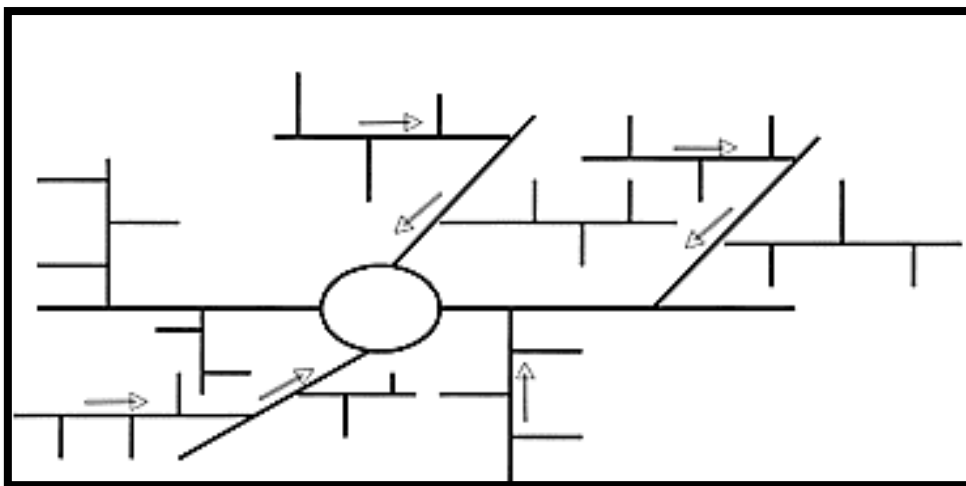


Figure III.9.Schéma Type Radial

III.6. Choix du schéma du réseau d'évacuation :

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

- Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitants à desservir.
- Les conditions économiques : le coût et les frais d'investissement et d'entretien.

- Les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.

III.7. Choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est défini comme étant le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume tombé sur le bassin considéré. Il a un rôle prépondérant dans l'évaluation des débits de pointes pluviaux qui servent au dimensionnement du réseau.

Ce coefficient a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possible, pour minimiser les erreurs commises sur l'évaluation du coefficient de ruissellement.

La valeur du coefficient de ruissellement varie de 0,05 à 1, elle dépend de plusieurs facteurs :

- ❖ La nature du sol.
- ❖ La pente du terrain.
- ❖ Le mode d'occupation du sol.
- ❖ La densité de la population.
- ❖ La durée de pluie.
- ❖ L'humidité de l'air et du sol.

III.7.1. Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :

$$C_{rp} = \frac{0.98t}{4.53 + t}p + \frac{0.78t}{31.17 + t}(1 - p)$$

Où : C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré.

t : temps écoulé à partir du début de la précipitation en heure.

p: pourcentage de surface imperméabilisée.

II.7.2. Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle perméable. Ce qui donne un ruissellement important.[7]

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

Tableau III.3. Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation .

III.7.3. Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :

Surface	Coefficient de ruissellement
Chaussée en béton asphaltée	0.70 – 0.95
Chaussée en brique	0.70 – 0.85
Toiture	0.75 – 0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux	
Plat (pente < à 2 %).	
Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.05 – 0.10
Pente abrupte	0.10 – 0.15
Terrain gazonné, sol sablonneux	0.15 – 0.20
Plat (pente < à 2 %).	
Pente moyenne de 2 à 7 %.	
Pente abrupte	0.13 – 0.17
Entrée de garage en gravier	0.18 – 0.22
	0.25 – 0.35
	0.15 – 0.30

Tableau III.4.Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.

- **Remarque :** Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction des surfaces drainées en tenant compte la densité des habitats. Nous avons référence au plan de masse et des données de la direction d'urbanisme.

III.8. Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :

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

- ✓ On estime le coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.

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

III.8.1. Coefficient de ruissellement pondéré :

Dans le cas où la surface du bassin est formée de plusieurs aires élémentaires « A_i », auxquelles on affecte le coefficient de ruissellement « C_{ri} », on calcule le coefficient de ruissellement pondéré par : [7]

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} \times A_i}{A}$$

Avec :

A_i : surface du sous bassin (ha).

A : surface totale en (ha).

C_{ri} : coefficient de ruissellement partiel.

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré.

Type d'occupation du sol	Coefficient de ruissellement
- Commercial	0.7<C<0.95
Résidentiel :	0.30<C<0.5
- Lotissements	0.50<C<0.75
- Collectifs	0.25<C<0.40
- Habitat dispersé	0.50<C<0.80
• Industriel	0.25<C<0.25
• Parcs et jardins publics	0.10<C<0.30
• Terrains de sport	0.05<C<0.15
• Terrains vagues	0.05<C<0.13
• Terres agricoles :	0.03<C<0.07
- Drainées	
- Non drainées	

Tableau III.5. Coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol.

Densité de la population (hab / ha)	Cr
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
400 et plus	0.80 – 0.90

Tableau III.6.Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.

Application numérique :

$$C_{rp} = \frac{30}{50} = 0.6$$

III.8.2. Calcul de la densité partielle :

$$D_i = \frac{C_{ri} \times P}{C_{rp} \times A}$$

Avec :

D_i : densité partielle pour chaque sous bassin (hab/ ha)

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré

A : surface totale (ha) **A=50 ha**

P_t : nombre total d'habitants (hab.) à l'horizon **2032= 8447 hab.**

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

$$P_i = D_i \times A_i \text{ (III.5)}$$

D_i :Densité pareille du sous bassin considérée en (hab/ ha).

P_i :Ppopulation partielle du sous bassin considérée.

A_i :Surface pareil du sous bassin considérée (ha).

- **Remarque** : les résultats de calcul du nombre d'habitants de sous bassins, sont reportés dans le tableau.

COVADIS - LISTING DES BASSINS VERSANTS ELEMENTAIRES	
Nom du dessin :	C:\Users\MAIOSN XP\Desktop\Nouveau dossier (3)\04-Assainissement\5.dwg
Date du listing :	04/06/2022 à 22:24
Réseau :	COND 01 et COND 93
Hauteur de recouvrement	1.00 m
Hauteur de chute maximale :	2.00 m
Profondeur minimale :	2.50 m
Profondeur maximale :	4.00 m
Pente minimale :	0.00200 m/m (0.200 %)
Pente maximale :	0.04000 m/m (4.000 %)
Vitesse minimale :	0.2 m/s
Vitesse maximale :	4.0 m/s
Matériau :	PVC si diamètre <= 400 mm, sinon BA-135A
Méthode pour les débits :	Superficielle (Caquot)
Formule pour les diamètres :	Manning-Strickler
Coefficient sur les débits :	100 %
Taux de remplissage :	100 %

Nom	A (ha)	C (%)	Q calc. (m³/s)	T (ans)
BV1	0,49	0,6	0,05	10
BV2	0,56	0,6	0,06	10
BV3	0,73	0,6	0,08	10
BV4	0,59	0,6	0,07	10
BV5	0,5	0,6	0,06	10
BV6	0,33	0,6	0,04	10
BV7	0,17	0,6	0,02	10
BV8	0,2	0,6	0,02	10
BV9	0,4	0,6	0,04	10
BV10	0,15	0,6	0,02	10
BV11	0,21	0,6	0,02	10
BV12	0,25	0,6	0,03	10
BV13	0,17	0,6	0,02	10
BV17	0,5	0,6	0,06	10
BV18	0,46	0,6	0,05	10
BV19	0,35	0,6	0,04	10
BV20	0,57	0,6	0,06	10
BV21	0,37	0,6	0,04	10
BV22	0,27	0,6	0,03	10
BV23	0,37	0,6	0,04	10
BV24	0,19	0,6	0,02	10
BV25	0,32	0,6	0,04	10
BV26	0,5	0,6	0,06	10
BV27	0,57	0,6	0,06	10
BV28	0,8	0,6	0,09	10
BV29	0,33	0,6	0,04	10
BV30	0,36	0,6	0,04	10
BV31	0,15	0,6	0,02	10
BV32	0,54	0,6	0,06	10
BV33	0,15	0,6	0,02	10
BV34	0,52	0,6	0,06	10
BV35	0,35	0,6	0,04	10
BV36	0,3	0,6	0,03	10
BV37	0,25	0,6	0,03	10
BV38	0,37	0,6	0,04	10
BV39	0,15	0,6	0,02	10
BV40	0,25	0,6	0,03	10
BV41	0,52	0,6	0,06	10
BV42	0,13	0,6	0,01	10
BV43	0,43	0,6	0,05	10
BV44	0,32	0,6	0,04	10
BV45	0,34	0,6	0,04	10
BV46	0,14	0,6	0,02	10
BV47	0,15	0,6	0,02	10
BV48	0,08	0,6	0,01	10

BV49	0,29	0,6	0,03	10
BV50	0,13	0,6	0,01	10
BV51	0,09	0,6	0,01	10
BV52	0,38	0,6	0,04	10
BV53	0,08	0,6	0,01	10
BV54	0,22	0,6	0,02	10
BV55	0,26	0,6	0,03	10
BV56	0,23	0,6	0,03	10
BV57	0,53	0,6	0,06	10
BV58	0,37	0,6	0,04	10
BV59	0,25	0,6	0,03	10
BV60	0,23	0,6	0,03	10
BV61	0,48	0,6	0,05	10
BV62	0,19	0,6	0,02	10
BV63	0,44	0,6	0,05	10
BV64	0,47	0,6	0,05	10
BV65	0,68	0,6	0,08	10
BV66	0,41	0,6	0,05	10
BV67	0,51	0,6	0,06	10
BV68	0,56	0,6	0,06	10
BV69	0,45	0,6	0,05	10
BV70	0,21	0,6	0,02	10
BV71	0,42	0,6	0,05	10
BV72	0,59	0,6	0,07	10
BV73	0,54	0,6	0,06	10
BV74	0,37	0,6	0,04	10
BV75	0,53	0,6	0,06	10
BV76	0,19	0,6	0,02	10
BV77	0,27	0,6	0,03	10
BV78	0,29	0,6	0,03	10
BV79	0,35	0,6	0,04	10
BV80	0,3	0,6	0,03	10
BV81	0,3	0,6	0,03	10
BV82	0,35	0,6	0,04	10
BV83	0,78	0,6	0,09	10
BV84	0,32	0,6	0,04	10
BV85	0,77	0,6	0,09	10
BV86	0,32	0,6	0,04	10
BV87	0,42	0,6	0,05	10
BV88	0,38	0,6	0,04	10
BV89	0,32	0,6	0,04	10
BV90	0,49	0,6	0,05	10
BV91	0,36	0,6	0,04	10
BV92	0,49	0,6	0,05	10
BV93	0,45	0,6	0,05	10
BV94	0,9	0,6	0,10	10

BV95	1,04	0,6	0,12	10
BV96	1,25	0,6	0,14	10
BV97	1,06	0,6	0,12	10
BV98	0,36	0,6	0,04	10
BV99	0,67	0,6	0,08	10
BV100	1,02	0,6	0,11	10
BV101	0,39	0,6	0,04	10
BV102	0,48	0,6	0,05	10
BV103	0,66	0,6	0,07	10
BV104	1,4	0,6	0,16	10
BV105	1,17	0,6	0,13	10
BV106	0,57	0,6	0,06	10
BV107	0,29	0,6	0,03	10
BV108	0,8	0,6	0,09	10
BV109	0,13	0,6	0,01	10
BV110	0,34	0,6	0,04	10
BV111	0,38	0,6	0,04	10
BV112	0,51	0,6	0,06	10
BV113	0,12	0,6	0,01	10
BV114	0,33	0,6	0,04	10
BV115	0,35	0,6	0,04	10
BV116	0,47	0,6	0,05	10
BV117	0,33	0,6	0,04	10
BV118	0,31	0,6	0,03	10
BV119	0,34	0,6	0,04	10
BV120	0,37	0,6	0,04	10
BV121	0,08	0,6	0,01	10
BV122	0,36	0,6	0,04	10
BV123	0,88	0,6	0,10	10
BV124	0,92	0,6	0,10	10
BV125	0,92	0,6	0,10	10
BV126	0,91	0,6	0,10	10
BV127	0,09	0,6	0,01	10
BV128	0,23	0,6	0,03	10
BV129	1,03	0,6	0,12	10
BV130	0,44	0,6	0,05	10
BV131	0,94	0,6	0,11	10
BV132	0,46	0,6	0,05	10
BV133	0,52	0,6	0,06	10
BV134	1,23	0,6	0,14	10
BV135	0,14	0,6	0,02	10
BV136	0,29	0,6	0,03	10
BV137	0,05	0,6	0,01	10

Tableau III.7.Calcul de débits par logiciel COVADIS.

III.9. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté le module assainissement du logiciel COVADIS, nous avons calculé les débits des eaux pluviales pour chaque sous bassin en utilisant COVADIS.

Chapitre IV :
Evaluation des débits à
évacuer

IV.1. Introduction:

L'établissement des réseaux d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux objectifs principaux :

- ❖ L'évacuation correcte des eaux pluviales permettant :
 - D'empêcher la submersion des zones urbanisées.
 - D'éviter la stagnation de ces eaux particulièrement dans les points bas de l'agglomération.
 - La collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux industrielles) en assurant leur transport, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leur traitement (la station d'épuration).

IV.2. Objectif :

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

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

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

IV.3. Nature des eaux usées à évacuer :

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

On distingue :

- ✦ Les eaux usées d'origine domestique.
- ✦ Les eaux usées d'origine industrielle.

IV.3.1. Les eaux usées d'origine domestique :

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

Elles sont constituées essentiellement des eaux ménagères et des eaux des vannes.

- ✦ Les eaux ménagères englobent les eaux des vaisselles, de lavage, de bain et de douche.
- ✦ Les eaux des vannes englobent les eaux provenant des sanitaires.

IV.3.2. Quantités à évacuer :

La quantité des eaux à évacuer dépend des normes de consommation en eaux potable et qui à leur tour dépendent de :

- ✦ Evaluation de la consommation actuelle.

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

- ✦ Type d'habitats et leur degré de confort.
- ✦ Dotation en eau potable
- ✦ Conditions climatiques.
- ❖ Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles.

IV.3.3. Les eaux des services publics :

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

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

IV.3.4. Les eaux usées industrielles :

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

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

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

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

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

IV.5.3. Eaux usées d'équipements:

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

IV.4. Estimation des débits des eaux usées :

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

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

IV.4.1. Estimation des débits d'eaux usées domestiques :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 150l/j hab, et nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetées comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

IV.4.1.1. Evaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{maoyj} = \frac{K_r * D * N}{24 * 3600} l/s$$

Q_{moyj} : Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s).

K_r : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.

D : Dotation journalière en eau potable, estimée à 150 l/j /hab.

N : Nombre d'habitants à l'horizon étudié (hab), $N= 7200$ hab.

IV.4.1.2. Evaluation du débit de pointe :

Le débit de pointe est calculé par la relation suivante :

$$Q_p = K_p * Q_{moyj}$$

Q_{moyj} : Débit moyen journalier.

K_p : coefficient de pointe.

Pour le dimensionnement des réseaux, il convient d'utiliser la notion de coefficient de pointe ce coefficient peut être.

- Estime de façon moyenne:

$$K_p=24/14$$

$$K_p=24/10$$

- Relie à la position de la conduite dans le réseau :

$$K_p=3 \text{ en tête du réseau.}$$

$$K_p=2 \text{ à proximité de l'exutoire.}$$

- Calcule a partir du débit moyen:

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moyj}}} \text{ si } Q_{moyj} \geq 2.8 l/s$$

$$K_p = 3 \text{ si } Q_{moyj} \leq 2.8 l/s$$

Le débit moyen journalier de notre zone d'étude est égal à 43.9 (l/s), ce qui est supérieur à 2.8 (l/s), alors K_p se calcule par la formule suivante :

- **Remarque** : pour notre étude l'évaluation du coefficient de pointe **K_p** est estimée à partir du débit moyen.

IV.5. Bassin versant:

C'est la surface sur laquelle toute eau météorique qui tombe s'écoule vers un point unique appelé exutoire. C'est donc une surface hydrologiquement close. Les lignes de partage des différents bassins versants sont appelées lignes de crête. En hydrologie urbaine le bassin versant est une surface de ruissellement telle que le réseau qui la draine et qui possède un exutoire.[8]

IV.5.1. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins :

Le découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires doit être fait selon:[8]

- ✦ La densité des habitations.
- ✦ La nature des sols.
- ✦ Les courbes de niveau. { les lignes de partages }.
- ✦ Les routes et voiries existantes.
- ✦ Les poutres et les contre pentes.
- ✦ Les limites naturelles { oueds, talwegs...etc. }.
- ✦ Les toitures.

Dans notre cas, le découpage se fait selon la densité des habitants, les courbes de niveaux, les toitures, ainsi que les pentes et les contre pentes.

IV.5.2. Temps de concentration:

Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné.

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3$$

t₁: Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

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

t₂: Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min.

t₃: : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations :

$$t_3 = \frac{1}{11\sqrt{I}}$$

Avec :

I : La pente du terrain (%)

L : Longueur du plus long parcours de l'eau (Km).

Trois cas peuvent être envisagés :

✦ Le bassin ne comporte pas de canalisation : $t_c = t_3$

✦ Le bassin comporte un parcours superficiel, puis une canalisation : $t_c = t_1 + t_3$

✦ Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $t_c = t_1 + t_2$

Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration est donné par la relation suivante :

$$T_c = 3.98 \left(\frac{1}{I\sqrt{L}} \right)^{0.77}$$

L : Longueur du plus grand parcours de l'eau (Km).

IV.5.3. Méthode de Caquot :

La méthode de Caquot permet aussi de calculer le débit de pointe. Elle représente une évolution de la méthode rationnelle en évitant d'être limité par l'estimation du temps de concentration d'une part, et en prenant en compte les possibilités de stockage des eaux sur le bassin versant d'autre part.

Cette méthode appelée aussi méthode superficielle ne s'applique qu'au milieu urbain.

La formule est exprimée comme suit :

$$Q(f) = K^{\frac{1}{U}} * I^{\frac{V}{U}} * C_r^{\frac{1}{U}} * A^{\frac{W}{U}}$$

Avec :

$Q(f)$: Débit de brute en m^3/s ;

I : pente moyenne du bassin versant en m/m ;

C : coefficient de ruissellement ;

A : superficie du bassin versant en Hectares ;

K, U, W, V dépend des coefficients de Montana a et b :

$$K = 0.5^b \cdot (a/6.6)$$

$$U = 1 + 0.287b$$

$$\text{avec } (0 < U < 1)$$

$$V = -0.41b$$

$$W = 0.95 + 0.507b$$

(a) et (b) coefficient dépendant de la région géographique et de la période retour.

Le débit brut ainsi calculé doit être corrigé pour avoir le débit de pointe par un coefficient d'influence m dont la formule est :

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^u$$

$$u = \frac{0.8 * b}{1 + 0.287 * b}$$

Avec :

M coefficient de l'allongement définit comme étant le rapport du plus long cheminement hydraulique « L » en (mètre ou hectomètre) à la racine carrée de la surface en (mètre carré ou en hectare) équivalente à la superficie du bassin versant. Son expression est

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \geq 0.8 \quad ET \quad M = 2$$

Ainsi la formule de débit de pointe (corrigée) est :

$$Q_p = m * Q_{brute}$$

Assemblage des bassins versants :

La méthode de Caquot est valable pour un bassin de caractéristiques physiques homogènes. L'application de cette méthode à un groupement de sous bassins hétérogènes de paramètres individuels A_j , C_j , L_j (longueur du drain principal), Q_{pj} (débit de pointe du bassin considéré seul), nécessite l'emploi de formules d'équivalence pour les Paramétrés (A , C , I et M) du groupement. Ces formules, qui diffèrent selon que les bassins constituant le groupement sont en " série " ou en " parallèle " sont exprimées ci-après. **FHD**

IV.5.3.1. Limites de la méthode superficielle :

La méthode de Caquot reste la méthode de base même si elle a quelques limites qui sont apportées à son domaine de validité, il s'agit essentiellement de :

- ✦ La surface A doit être inférieure à 200 ha.
- ✦ La pente du bassin versant doit être comprise entre 0.002 et 0.05 m/m
- ✦ Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1.

IV.5.4. La méthode rationnelle :

La seconde méthode dite rationnelle est la plus ancienne que la superficielle, C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généraliser, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS*, c'est une méthode qui a fait et fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface (10 ha).

Le ruissellement maximal imputable à une pluie d'intensité uniforme, I , tombant sur l'ensemble du bassin et d'une durée T_n supérieure ou égale au temps de concentration T_c du bassin est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$Q_p = K * C * I * A$$

Avec :

$$C * A = \sum C_i * A_i$$

Q : Débit maximal [m³/s].

A : Surface du bassin versant [ha].

i : Intensité de pluie [mm/min] ou [mm/h].

C : Coefficient de ruissellement $0 < C < 1$.

K : Coefficient de répartition de pluie dans l'espace du bassin $K=0.167$ si i en (mm/min) ou $K=0.002778$ si i en (mm/h) ;

IV.5.5. La méthode rationnelle s'appuie sur trois hypothèses:

- ✦ Le débit de pointe Q_p est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant.
- ✦ Q_p est proportionnelle à l'intensité moyenne maximale i sur une durée égale au temps de concentration t_c du bassin versant.
- ✦ L'intensité et le débit de pointe qui en résulte ont la même période de retour T . ceci suppose que le coefficient de ruissellement C du bassin versant soit constant.

IV.5.5.1. Limites de la méthode rationnelle:

Elle présente néanmoins des inconvénients et des limites majeures :

- ✦ L'estimation du temps de concentration est souvent laborieuse.
- ✦ Elle ne tient pas compte de la distribution spatiale des pluies (variation de l'intensité).
- ✦ Elle ne tient pas compte de l'effet de stockage de l'eau dans le bassin versant.

IV.6. Calcul des débits pluviaux :

IV.6.1. Calcul des coefficients $a(f)$ et $b(f)$:

L'intensité moyenne de pluie peut être représentée approximativement par la formule :

$$(t, f) = a(f) \cdot t^{b(f)}$$

Alors que la formule de MONTANARI s'écrit comme suit :

$$i(t, f) = \frac{i_{24(f)}}{60} * \left(\frac{t}{24 * 60} \right)^{b-1}$$

- b : exposant climatique $b=0.21$.

- $i_{24(f)}$: pluie maximale journalière ($i_{24} = 43.9$ mm).

Par analogie entre les deux formules on trouve :

$$b(f) = b - 1$$

$$a(f) = \frac{i_{24(f)}}{24 * 60} * \frac{1}{(24 * 60)^{b-1}}$$

A.N:

$$- a(f) = 9.505$$

$$- b(f) = -0.79$$

-

IV.6.2. Calcul des coefficients d'expressions :

$$K = \frac{0.5^{b(f)} * a(f)}{6.6} = 2.49$$

$$V = -0.41 * b(f) = 0.32$$

$$U = 1 + 0.287 * b(f) = 0.77$$

$$w = 0.95 + 0.507 * b(f) = 0.549$$

$$\frac{w}{u} = 0.711 \quad \frac{1}{u} = 1.293$$

$$K = K^{\frac{1}{u}} = 3.25 \quad \frac{v}{u} = 0.419$$

Ce qui nous amène à avoir la formule de MONTANARI sous la forme :

$$Q = 3.25 * I^{0.419} * C_r^{1.293} * A^{0.711}$$

Le calcul des paramètres de Caquot sur COVADIS donné à la figure suivante, engendre presque les mêmes valeurs que celles déterminées expérimentalement par conséquent le logiciel est fiable.

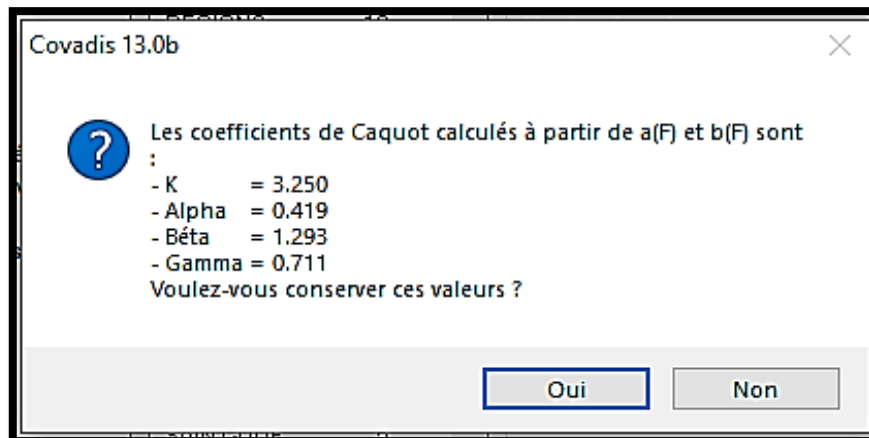


Figure IV.1. Paramètres de Caquot selon COVADIS.

Paramètreséquivalents	Aeq	Ceq	Ieq	Meq
Bassins en série	$A = \sum_{i=1}^n A_i$	$C_{req} = \frac{\sum_{i=1}^n C_{ri} * A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$	$I_{eq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^n I_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]$	$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$
Bassins en parallèle	$A = \sum_{i=1}^n A_i$	$C_{req} = \frac{\sum_{i=1}^n C_{ri} * A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$	$I_{eq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^n I_i * Q_i}{\sum_{i=1}^n Q_i} \right]$	$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$

Tableau IV.1.Détermination des paramètres équivalents d'assemblage des bassins versants.

Dimensionnement du réseau

IV.7. Présentation du module des eaux d'assainissement du logiciel COVADIS 10.1 :

IV.7.1. Définition :

COVADIS est un logiciel de calcul qui utilise l'interface graphique d'Autocad. Il comprend trois modules :

-  Le module Topographie.
-  Le module Voirie et Réseaux Divers.
-  Le module projets routiers.

COVADIS permet de concevoir, de dimensionner et de dessiner des réseaux d'eaux pluviales, d'eaux usées 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.).

COVADIS fonctionne sur toutes les versions d'AutoCAD de la 2004 à la 2016, dans notre étude on a opté pour COVADIS version 10.1.

COVADIS regroupe, en un seul logiciel, l'ensemble des modules "métiers" exploités quotidiennement par les bureaux d'études VRD et les entreprises de BTP :[15]

- + Topographie de terrain.
- + Dessin assisté.
- + Modélisation de terrain en 3D.
- + Terrassements multi plates-formes.
- + Projets linéaires.
- + Voiries urbaines.
- + Conception d'infrastructures routières.
- + Carrefours en T et en X.
- + Giratoires et épures de giration.
- + Calculs hydrauliques.
- + Réseaux d'assainissement.
- + Réseaux divers souterrains.
- + Métrés et bordereaux VRD.
- + Intégration dans le site.
- + Rendu 3D.

IV.7.2. Méthodologie :

- + La démarche générale de la conception d'un projet consiste en : [9]
- + La création du modèle numérique de terrain à partir des points topographiques levés ; Le dessin des bassins versants.
- + Le dessin et la saisie des canalisations (les côtes TN sont intégrées automatiquement à partir du fichier MNT).
- + La saisie des propriétés des bassins versants aux nœuds amont (les nœuds en amont des bassins versants doivent nécessairement être paramétrés).
- + La détermination de l'exutoire.
- + Le paramétrage du calcul en posant les contraintes, le type de matériau, la formule de calcul des débits, la formule de calcul des diamètres.
- + Le dimensionnement du réseau.

IV.8. Les étapes de dimensionnement de réseau d'assainissement par logiciel COVADIS :

IV.8.1. Modèle numérique de terrain (MNT) :

Le paramétrage général commence par la détermination du modèle numérique de terrain sur lequel seront calculées les côtes TN des nœuds du réseau. COVADIS procède à la modélisation du terrain par interpolation linéaire entre deux points, ce qui confère moins d'erreurs. Cette modélisation permet ainsi de connaître les coordonnées de tous les points du terrain à partir d'un nombre infini des données. [10]

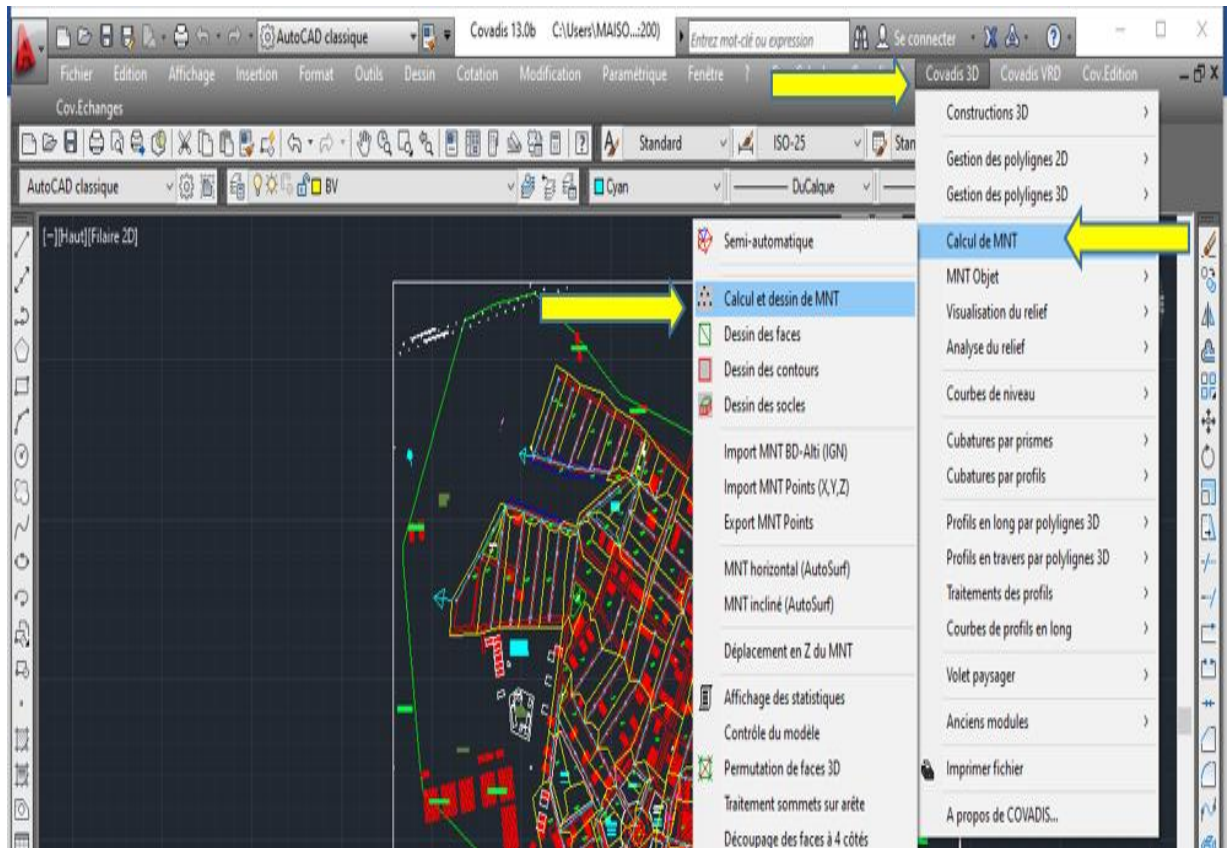


Figure IV.2.Calcul modélisation numérique de terrain (MNT).

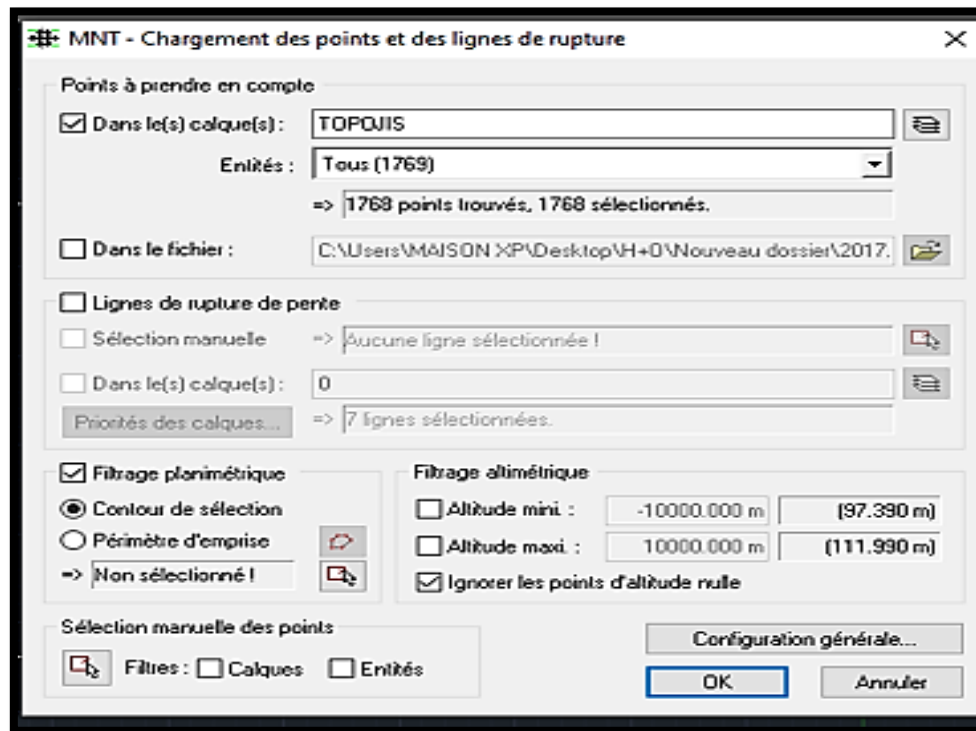


Figure IV.3. Calcule modélisation numérique de terrain (MNT).

MNT - STATISTIQUES DU CHARGEMENT ET DU CALCUL

Nom du fichier dessin : C:\Users\MAISON XP\Desktop\H+O\Nouveau dos

Listing effectué le : 05/04/2022 à 21 :30 :08

Points chargés : oui	
Provenance des points	Base graphique AutoCAD
	Points de type topographiques et AutoCAD
	dans le(s) calque(s) TOPOJIS
Filtre altimétrique	
Points d'altitude nulle	Ignorés
Elimination des points doubles	Tolérance : 0.001
	Mode automatique (indifférent)
	Avec création d'un cercle d'erreur

Tableau IV.2. Calcule modélisation numérique de terrain (MNT)

Récapitulatif du chargement	
Nombre de points lus	1768
Nombre de points lus à Z = 0	0
Nombre de points doubles	6

Nombre de points conservés après filtrage	1768
Nombre de points et sommets utilisables	1762
	6 points doubles
	6 points ignorés au total
Distance moyenne entre points	28.303 m
Coordonnées minimales	3919.624 1775.687 m
Coordonnées maximales	5229.984 2852.814 m
Altitude minimale	97.390 m
Altitude maximale	111.990 m

Périmètre calculé : oui	
Paramètre de hauteur	0.00001
Paramètre de longueur	56.606
Nombre de côtés	42
Nombre de faces prévues	3480
Périmètre dessiné : non	

Faces calculées : oui	
	3480 faces calculées
	3480 faces activées
Aire 2D	878669.465 m ²
Aire 3D	879654.183 m ²
Faces dessinés : oui	
	Dans le calque TN_MNT
Echelle de dessin	1.000
Dimensions minimales	3919.62 1775.69
Dimensions maximales	5229.98 2852.81
Altitude minimale	97.390 m
Altitude maximale	111.990 m

Tableau IV.3.Résultat de calcul du MNT.

IV.8.2. Affichage la barre d'outil de l'assainissement :

Lancez la commande Covadis VRD / Assainissement et réseaux divers / Afficher la barre d'outils.

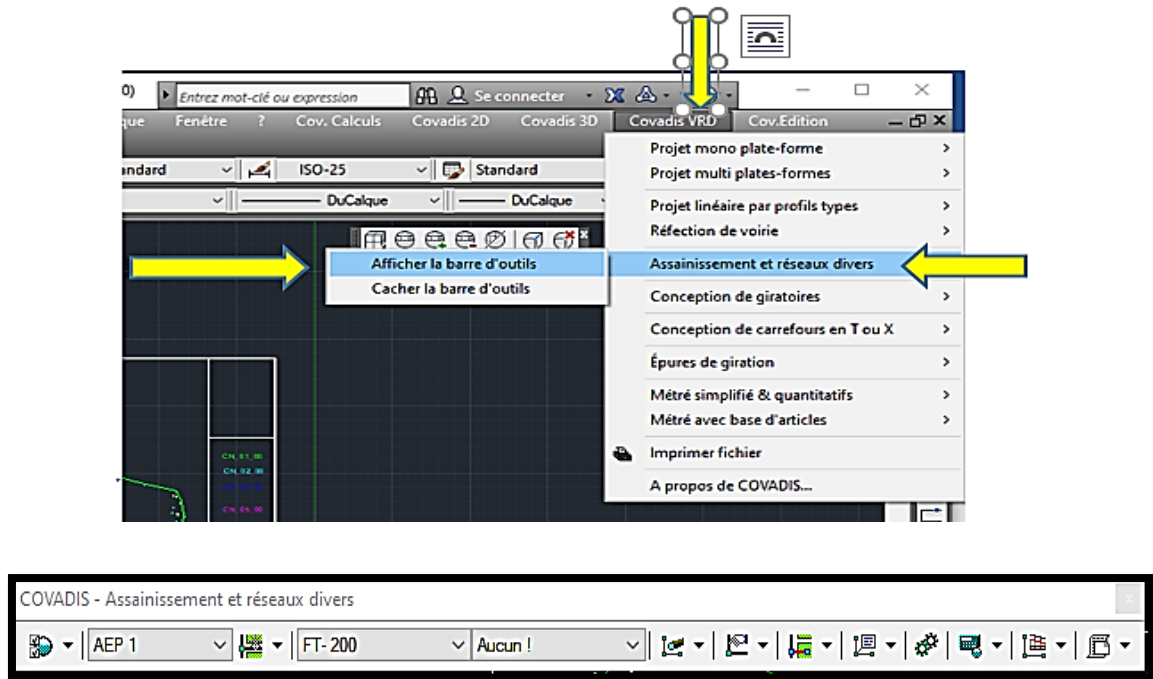


Figure IV.4. La barre d'outils de l'assainissement.

IV.8.3. Choix du calque de L'MNT :

Cette étape est indispensable vu qu'elle nous donne la possibilité de choisir le calque de l'MNT avec lequel l'étude sera réalisée. [10]

On clique sur le bouton Paramétrage général puis sur choix des calques.

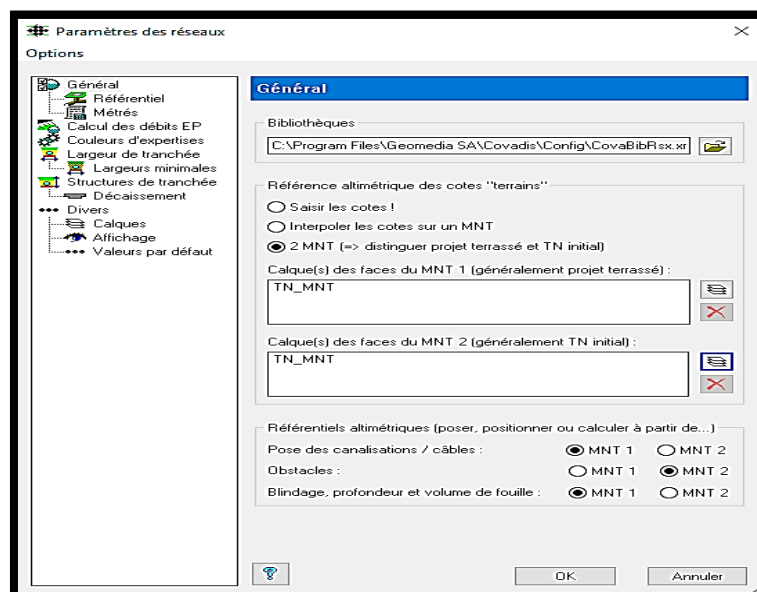
Une fois en clique sur le bouton choix des calques



dessous

Apparait et nous invite à choisir le calque avec lequel on veut travailler et on valide par

OK



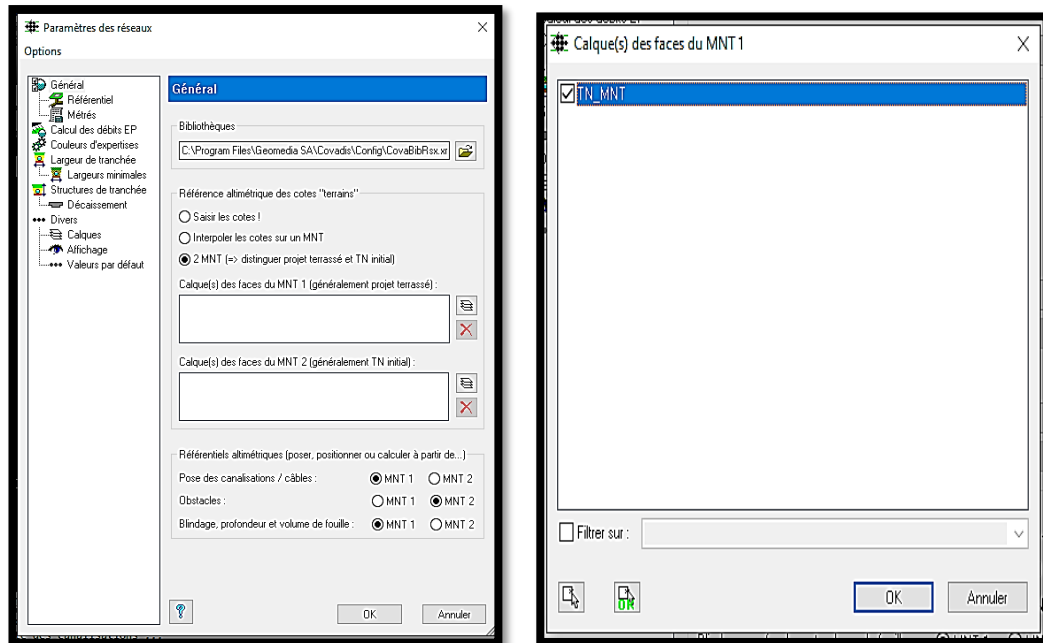


Figure IV.5. Choix de calque MNT

IV.9. Méthodologie de dimensionnement:

IV.9.1. Tracé des collecteurs :

Le choix de tracé dépend de plusieurs paramètres : [10]

- ✚ La longueur optimale.
- ✚ Suivi du réseau de voirie (écoulement gravitaire pour éviter les contre pentes).
- ✚ Converger tout l'écoulement vers l'exutoire (le point le plus bas).
- ✚ Assurer le branchement gravitaire de toutes les occupations de sol
- ✚ Le réseau et les collecteurs seront tracés en fonction du terrain naturel et les voiries existantes.

Application :

- Généré le maillage (calque TN MNT, TN SOCLE et TN périmètre).
- Tous geler sauf calques (0-TN MNT et TN-SOCLE).
- Enregistrerle fiche sous le nom TRACER.DWG.
- Créer un calque Tracer et le rendre courant.
- Dessiner une poly ligne 2D dans l'emprise du MNT. (Figure 0:1).

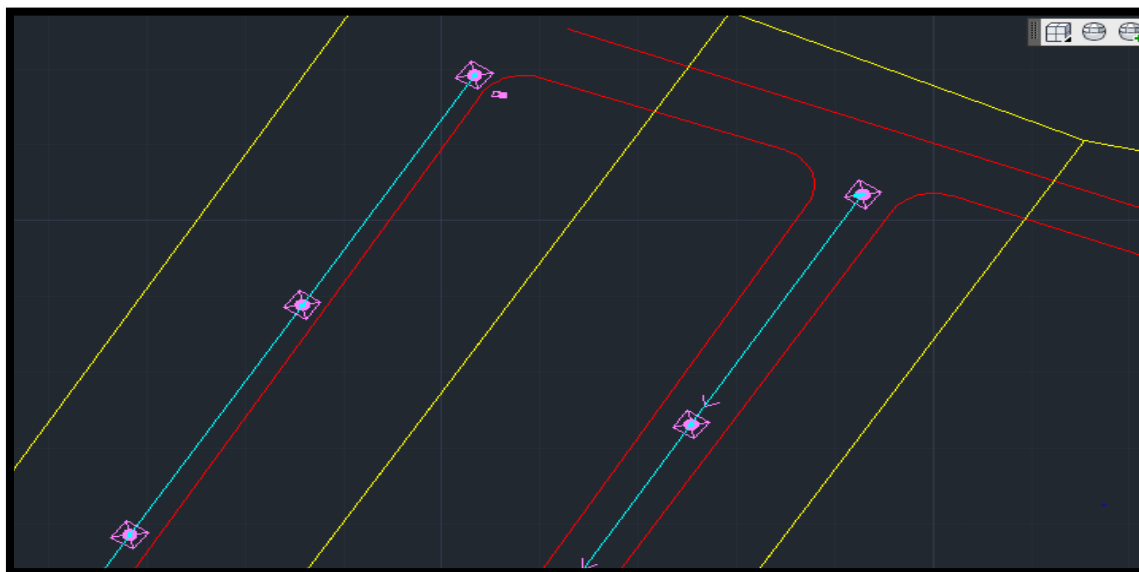


Figure IV.6. Dessin du tracer sur le plan du lotissement.

IV.9.2. Positionnement des regards :

Pour le positionnement des regards, les règles suivantes sont recommandées :

- Les chambres de visite servent à la surveillance, à l'entretien et à l'aération du réseau de canalisations.
- Elles doivent être prévues entre autres :
 - (1) Tous les 50 à 70 m sur les tronçons droits,
 - (2) Aux changements de pente,
 - (3) En règle générale, aux changements de direction,
 - (4) Aux changements de diamètre et de matériau,
 - (5) Aux confluences de canalisations.

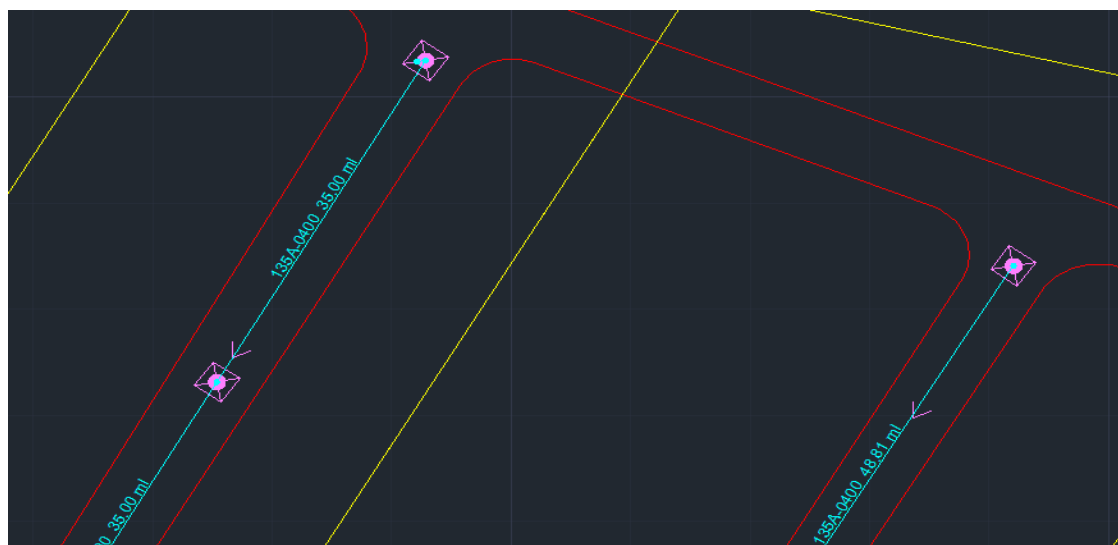


Figure IV.7. Positionnement des regards tous les 50 à 70 m sur les tronçons droits.

VI.9.3. Numérotation automatique des regards :

Cette étape nécessite : [10]

- 1) La création d'un nouveau calque et lui donner le nom ****Numérotation****
 - 2) Sélectionner ****Covadis 2D**** Dans la fenêtre qui apparaît alors, Taper ****Topologie/ polygone**** puis sélectionner ****Numérotation automatique**** pour ouvrir la boîte de dialogue des options par défaut (Figure 0:2).
 - 3) Choisir la valeur de départ, l'incrément d'indice, la chaîne de préfixe, la taille et le style et le calque de dessin.
 - 4) Choisir le calque numérotation.
 - 5) Cliquer sur **OK** pour accepter ces choix et fermer la boîte de dialogue.
- ✦ Cliquer par le pointeur de la souris au niveau des regards possessionnés pour commencer la numérotation automatique des regards.

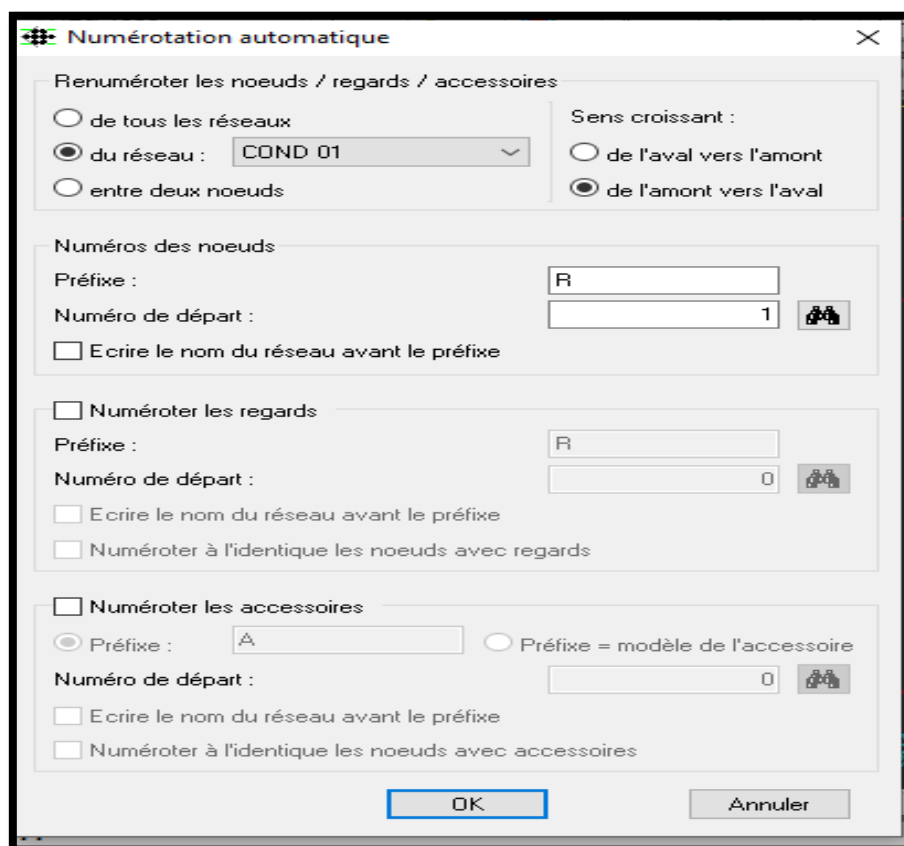


Figure IV.8. Numérotation automatique des regarde.

IV.9.4. Délimitation des bassins versants :

- 1) Le découpage de la zone à étudier sera fait selon plusieurs critères Les étapes de découpage seront :
- 2) La création d'un nouveau calque et lui donner les nom **** Sous bassins****.
- 3) Cliquer sur le bouton poly ligne de la barre de modification pour commencer à dessiner des Sous bassins versants.
- 4) Chaque sous-bassin doit contenir un seul exutoire.
- 5) Chaque sous-bassin doit contenir un seul tronçon (conduite) limité par deux regards.



Figure IV.9. Découpage de la zone d'étude.

IV.9.5. Numérotation automatique des sous bassins :

- ✚ La numérotation des sous-bassin sera faite de la même façon que la numérotation des regards : [10]

- 1) Sélectionner ****Covadis 2D**** Dans la fenêtre qui apparaît alors, Taper ****Topologie/ polygone**** puis sélectionner ****Numérotation automatique**** pour ouvrir la boîte de dialogue des options par défaut (fig9).
- 2) Choisir la valeur de départ, l'incrément d'indice, la chaîne de préfixe, la taille et le style et le calque de dessin.
- 3) Choisir le calque Sous bassin.
- 4) Cliquer sur **OK** pour accepter ces choix et fermer la boîte de dialogue.
- 5) Cliquer par le pointeur de la souris au niveau des sous bassin pour commencer la numérotation automatique des sous bassin.

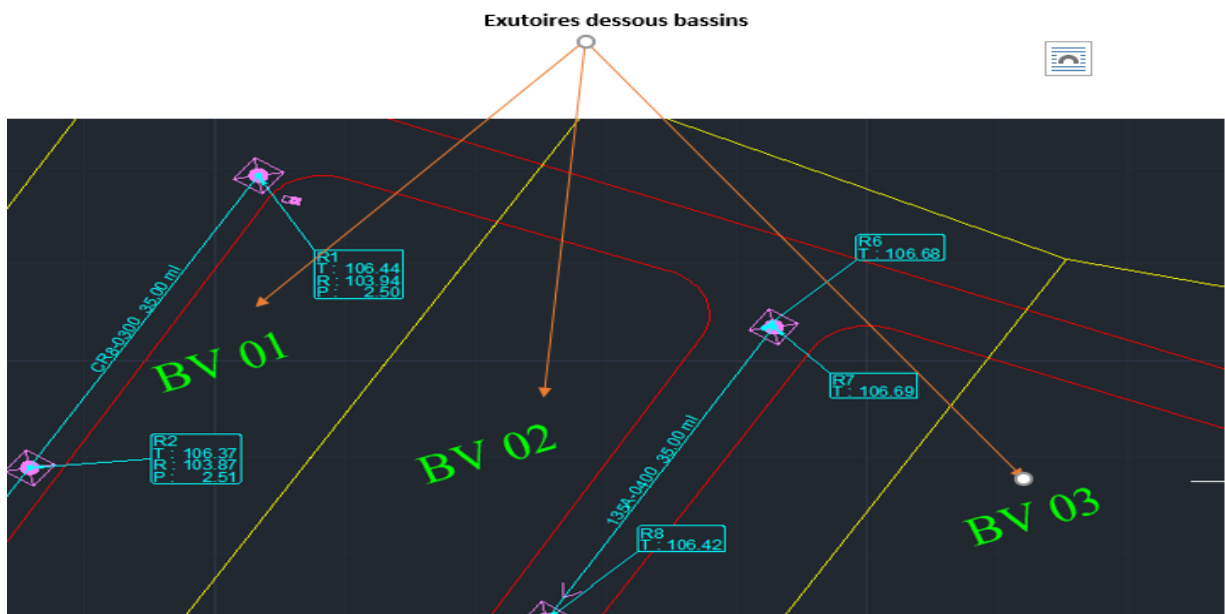
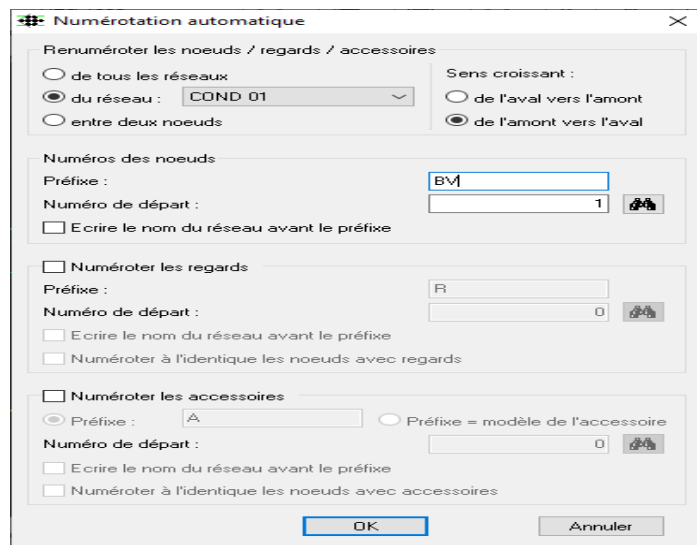


Figure IV.10. Numérotation automatique des sous bassin.

✚ Dans l'étape suivante, nous allons déterminer la surface de chaque sous bassin ; on suit les étapes :

- Faire sélectionner **Covadis 2D**
- Dans la fenêtre qui apparaît alors, taper **Listing** puis sélectionner **Listing des surfaces**.
- Choisir le calque **sous bassin**. Les résultats sont présentés sous forme d'un tableau en format.

IV.9.6. Description des éléments constitutifs d'un réseau d'assainissement

✚ Quel que soit le type de canalisation à mettre en place (EU. EP), elles seront représentées par des poly lignes : [10]

- soit dessinées au préalable dans le sens d'écoulement (amont-aval).
- Sous forme de poly ligne 2D (altitude de la poly ligne non prise en compte).
- Sous forme de poly ligne 3D (altitudes des sommets automatiquement affectées aux cotes radier).
- soit dessinées par les fonctions du menu **Roseau d'assainissement** de Covadis. Si nécessaire, le paramétrage des cotes radier (etc. ...) se fait ensuite dans le module de Covadis.

Une canalisation est composée de tronçons (segments de poly ligne), bordés chacun d'un nœud amont et d'un nœud aval (sommets de la poly ligne).

✚ Un nœud représente :

- Soit un point d'entrée d'effluent (branchement EU — EP. Avaloir, grille...).
- Soit un simple coude (regard...) ; tous les nœuds ne comportent pas forcément de regard.

✚ Un tronçon est défini par :

Un diamètre et une configuration de tranchée uniques affecté d'un type de tuyau ou collecteur, manuellement ou à l'issue d'un calcul de dimensionnement dans le cas d'un réseau d'eaux pluviales ou usées.

IV.10. Dessin des éléments:

Toutes les canalisations composant le réseau doivent converger vers un unique point d'exutoire (point le plus bas, correspondant par exemple à l'arrivée dans un bassin de rétention le réseau converge donc vers l'aval (Figure 10) :

Description du réseau :

- ❖ Le présent réseau est constitué d'une canalisation, du nœud R1 au nœud R5,4 tronçons.
- ❖ Le sens d'écoulement (donc le sens des poly lignes AutoCAD si les canalisations sont dessinées au préalable) est indiqué par les flèches.
- ❖ L'exutoire du réseau est situé en R5.

A ce stade, le dessin de tous les composants du système est terminé. Le dessin obtenu doit ressembler à celui de la (Figure 10).

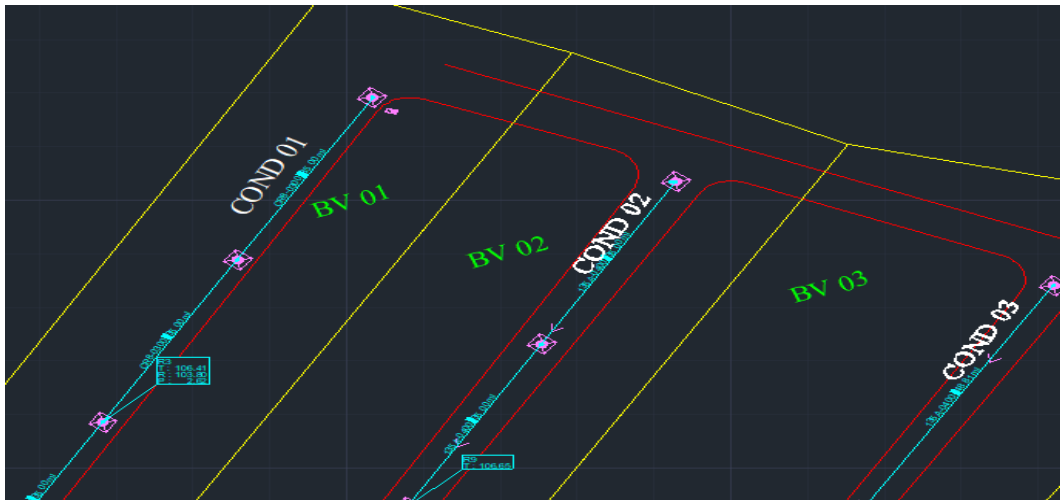


Figure IV.11. Éléments de base constitutifs d'un réseau d'assainissement.

IV.10.1. Paramétrage des canalisations d'EP-EU", en vue du calcul de dimensionnement :

Pour chaque canalisation :[10]

- ✚ Choix d'un même réseau d'appartenance (EP/EU).
- ✚ Pour le nœud amont : définition du bassin venant élémentaire (en tapant son débit s'il est connu. Ou en relevant ses paramètres (surface. Longueur et pente hydraulique, coefficient de ruissellement, débit d'apport), ou en combinant les deux modes de paramétrage.
- ❖ Pour les autres nœuds :
- ✚ Définition du bassin versant élémentaire.

- ✦ Pour les nœuds constituant des points d'entrée d'eau (grilles, Avaloirs, branchements...) - aucune définition sinon (cas des coudes ... et de l'exutoire).
- ✦ Affectation éventuelle d'un regard.

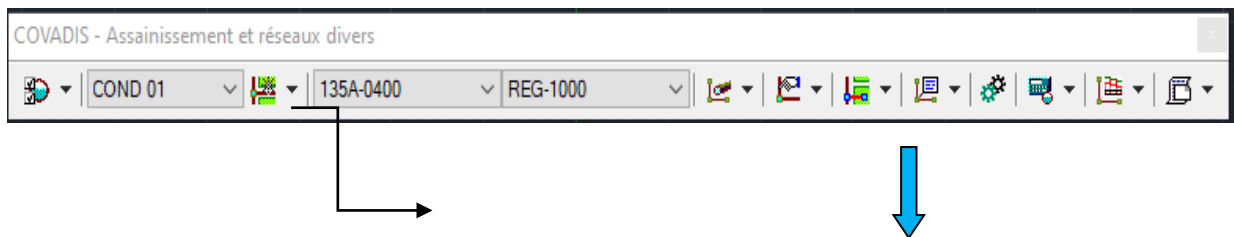
IV.10.2. Paramétrage des contraintes de calcul de dimensionnement :

Cette contrainte fixe :

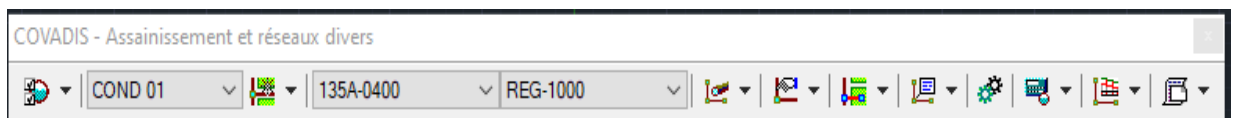
- ✦ La hauteur de recouvrement minimum de la canalisation au niveau des nœuds.
- ✦ Les profondeurs minimum et maximum de la canalisation au niveau des nœuds.
- ✦ Les hauteurs de chute minimum et maximum autorisées dans les regards.
- ✦ Les pentes et vitesses minimums et maximums pour chaque tronçon.

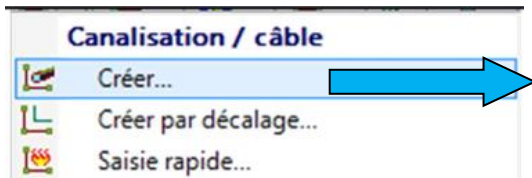
IV.10.3. Le dessin et la saisie des canalisations :

- ❖ Démarche pour le paramétrage : seules deux étapes sont à réaliser ici :
- ✦ Le paramétrage des bassins versants élémentaire il est obligatoire de paramétrer un bassin versant élémentaire sur le nœud amont de chaque canalisation, mais tous les nœuds n'en possèdent pas nécessairement.
- ✦ La sélection de l'exutoire du réseau sous réserve qu'il fasse partie de la canalisation en cours de paramétrage. La détermination de l'exutoire est une étape indispensable pour le dimensionnement du réseau.
- ✦ Lancez la commande :

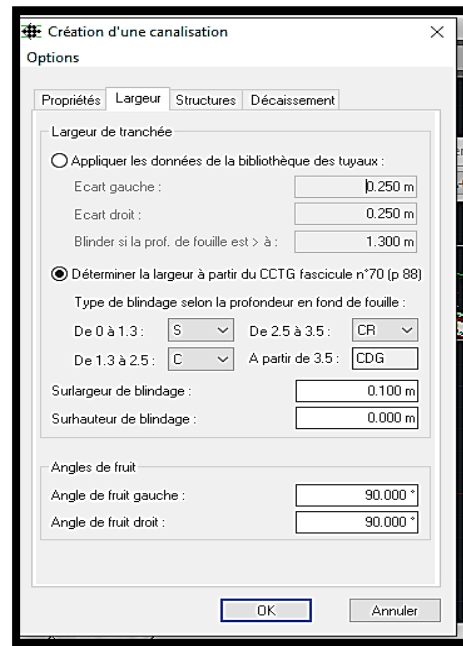


Choisissez le réseau des Eaux Pluviales





- Cliquez sur le bouton création d'une  canalisation, puis sur créer.



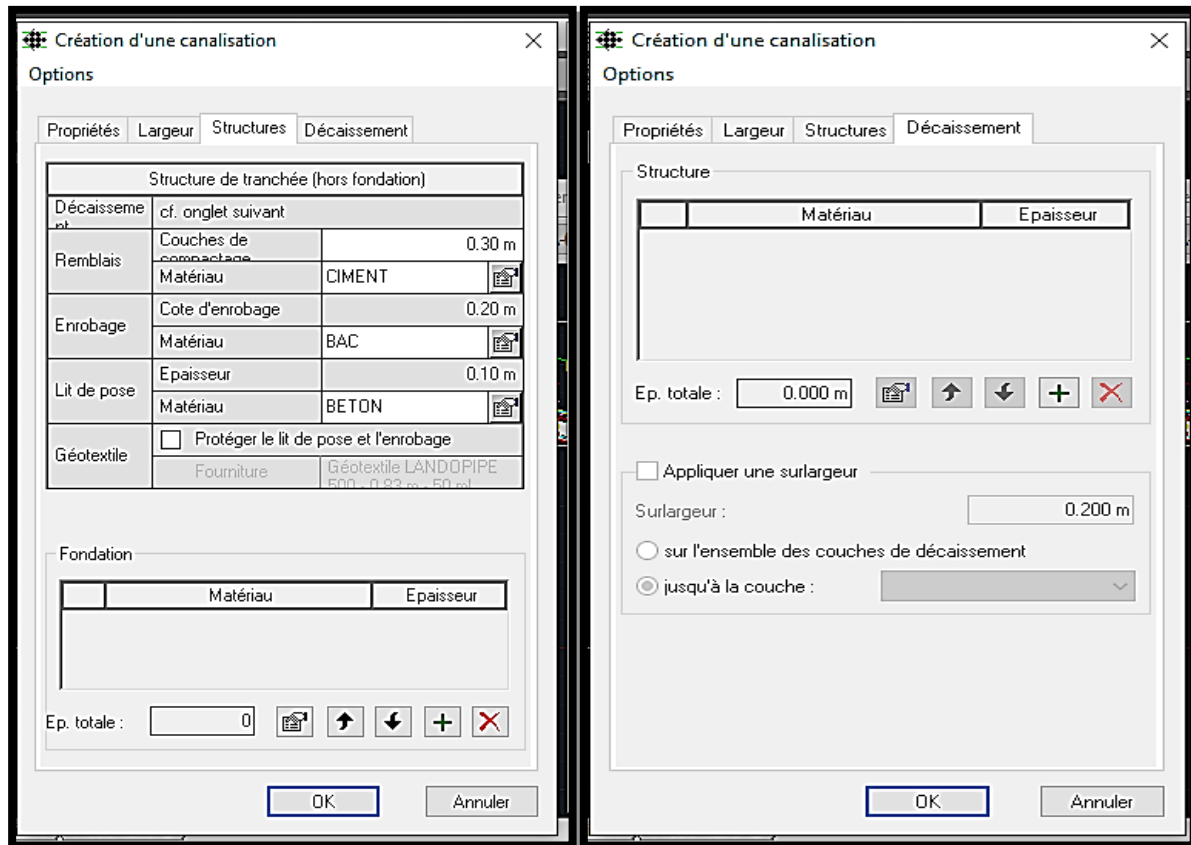
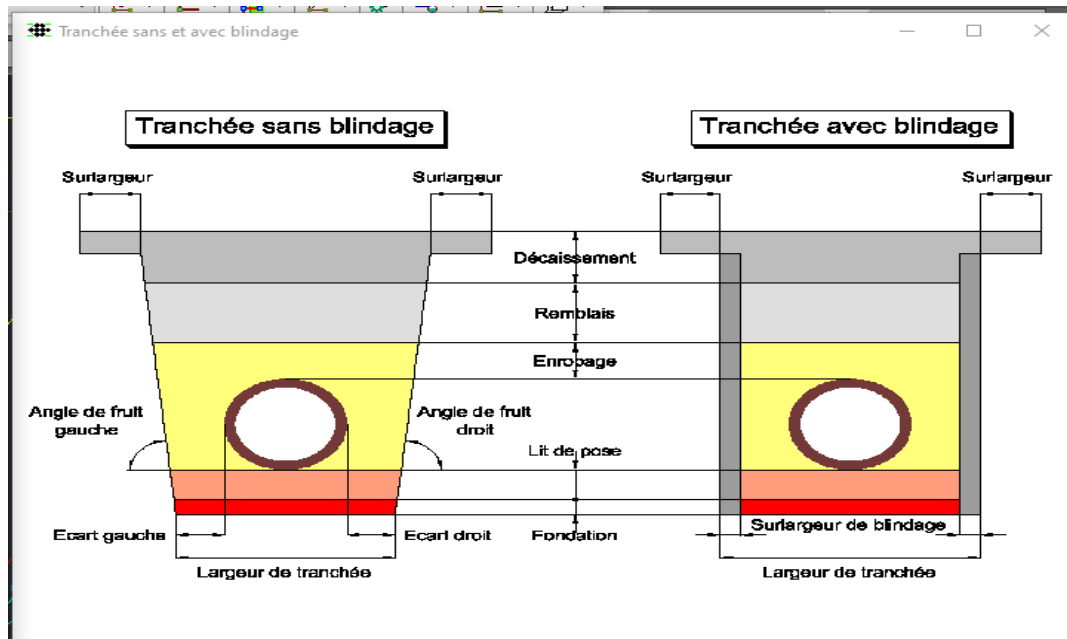
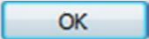
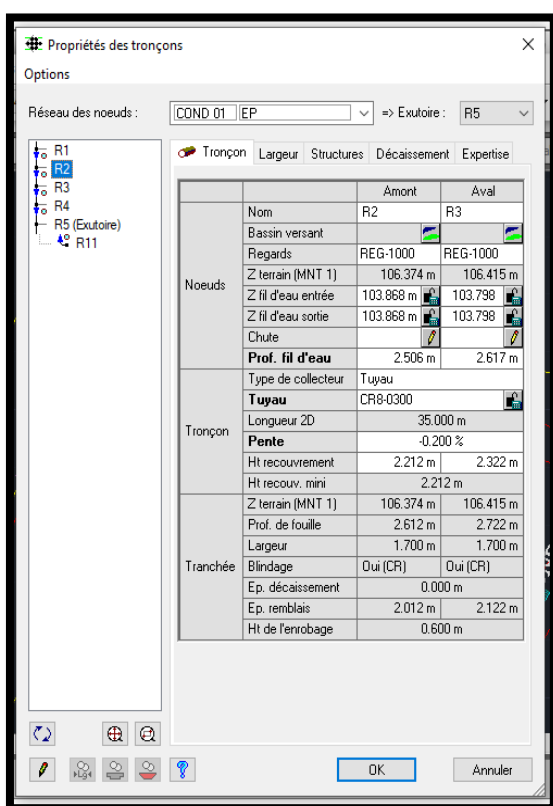


Figure IV.12. Fenêtre de création d'une canalisation.

Le choix du réseau d'appartenance (ici COLL-1) conditionne le nom de la canalisation à créer.

- ✦ Les modèles de tuyau et de regard sont des valeurs par défaut :

- ✦ Issues de la bibliothèque.
- ✦ Qui seront appliquées respectivement à chaque tronçon et nœud des futures canalisations.
- ✦ Qui seront modifiables par la suite pour chaque tronçon et nœud de canalisation.
- ✦ Les modèles de tuyau seront écrasés lors du calcul de dimensionnement. Sauf si on les fixe.
- ✦ Ensuite on clique sur  et on trace le premier collecteur, puis entrée.



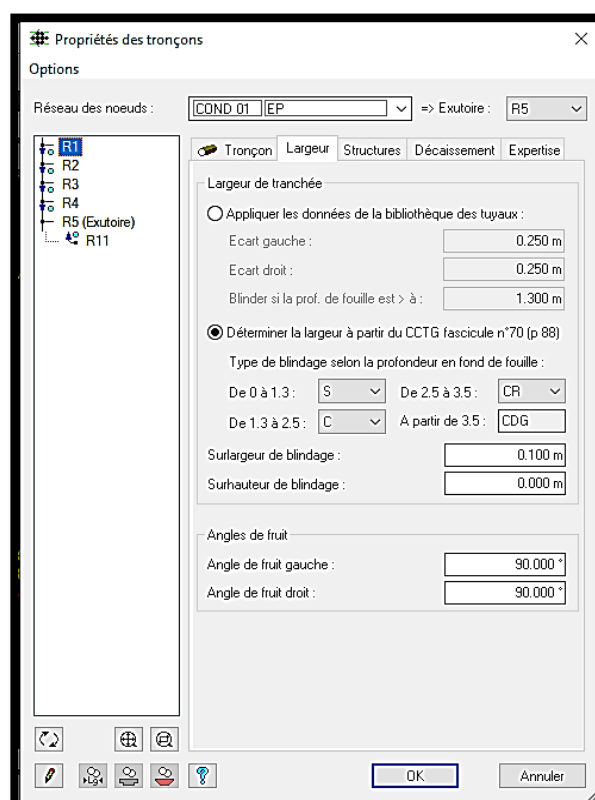
Options

Réseau des nœuds : COND 01 | EP => Exutoire : R5

Tronçon

	Amont	Aval
Nom	R2	R3
Bassin versant		
Regards	REG-1000	REG-1000
Z terrain (MNT 1)	106.374 m	106.415 m
Z fil d'eau entrée	103.868 m	103.798 m
Z fil d'eau sortie	103.868 m	103.798 m
Chute		
Prof. fil d'eau	2.506 m	2.617 m
Type de collecteur	Tuyau	
Tuyau	CR8-0300	
Longueur 2D	35.000 m	
Pente	-0.200 %	
Ht recouvrement	2.212 m	2.322 m
Ht recouv. mini	2.212 m	
Z terrain (MNT 1)	106.374 m	106.415 m
Prof. de fouille	2.612 m	2.722 m
Largeur	1.700 m	1.700 m
Blindage	Oui (CR)	Oui (CR)
Ep. décaissement	0.000 m	
Ep. remblais	2.012 m	2.122 m
Ht de l'enrobage	0.600 m	

OK Annuler



Options

Réseau des nœuds : COND 01 | EP => Exutoire : R5

Largeur

Largeur de tranchée

☐ Appliquer les données de la bibliothèque des tuyaux :

Ecart gauche : 0.250 m

Ecart droit : 0.250 m

Blinder si la prof. de fouille est > à : 1.300 m

☒ Déterminer la largeur à partir du CCTG fascicule n°70 (p 88)

Type de blindage selon la profondeur en fond de fouille :

De 0 à 1.3 : S De 2.5 à 3.5 : CR

De 1.3 à 2.5 : C A partir de 3.5 : CDG

Surlargeur de blindage : 0.100 m

Surhauteur de blindage : 0.000 m

Angles de fruit

Angle de fruit gauche : 90.000 °

Angle de fruit droit : 90.000 °

OK Annuler

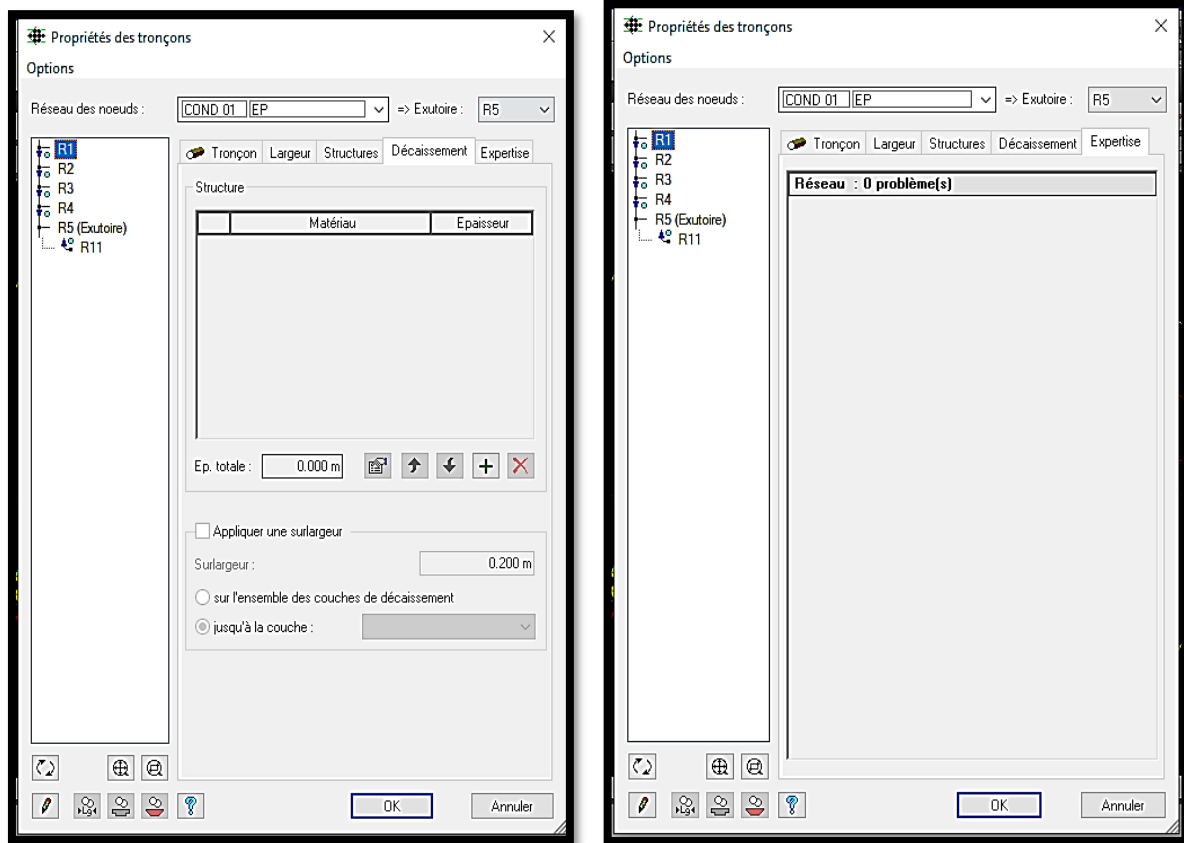
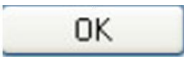


Figure IV.13. Fenêtre de propriétés des tronçons.

- ✓ La liste des nœuds de la canalisation, numérotés dans le sens amont → aval.
- ✓ Noter la flèche bleue indiquant le sens d'écoulement, Possibilité d'inverser l'ordre d'affichage des nœuds avec .
- ✓ La sélection d'un nœud (R1 par exemple) dans la zone gauche affiche automatiquement le tronçon aval à ce nœud (ici R1 → R2) dans l'onglet Tronçon.
- ❖ Pour chaque nœud :
 - ✓ La cote TN est récupérée auto à l'aide du MNT indiqué dans le Paramétrage Général (non modifiable).
 - ✓ L'icône  permet le paramétrage d'un bassin versant élémentaire. Il n'est présent que si la canalisation appartient à un réseau de type EP.
- ❖ Pour chaque tronçon :
 - ✓ Le modèle de tuyau par défaut est affecté automatiquement.
 - ✓ La détermination de l'exutoire est une étape indispensable pour le dimensionnement du réseau.

IV.10.4. La saisie des propriétés des bassins versants aux nœuds :

Figure IV.14.Fenêtre de propriétés des bassins versants.

- ✦ Tapez le nom du bassin (par ex : BV-1).
- ✦ Cliquez sur  de Surface (A), pointez le contour ou tapez S puis sélectionnez la Poly ligne 2D représentant la surface du BV-1.
- ✦ Cliquez sur  de Longueur hydraulique (L), pointez le cheminement hydraulique ou tapez P et choisissez la Poly ligne 2D représentant le cheminement hydraulique du BV-1.
- ✦ Cliquez sur  de Ruissellement, choisissez par ex (Habitation dense), puis .
- ✦ Choisissez la période de retour par ex : Chemora-Batna.
- ✦ Cliquez sur  de Débit brut pour calculer le débit puis .

Calcul d'un coefficient de ruissellement pondéré

Nom ou Nature	Intervalle	Valeur	Surface (ha)
Surfaces boisées		5	0.00
Pelouse (sols sableux et faible pente)	5%-10%	5	0.00
Cimetières et parcs	10%-25%	10	0.00
Pelouse (sols terreux et faible pente)	15%-20%	15	0.00
Allées de gravier		20	0.00
Quartiers résidentiels	20%-30%	20	0.00
Zone résidentielle pavillons isolés	30%-50%	30	0.00
Voies en macadam non goudronné		35	0.00
Habitations moins denses	40%-50%	40	0.00
Zone industrielle	50%-90%	50	0.00
Habitations denses	60%-70%	60	0.00
Pavages à larges joints		60	0.00
Zone résidentielle pavillons groupés	60%-75%	60	0.00
Zone de centre ville	70%-95%	70	0.00
Trottoirs	75%-90%	75	0.00
Rue	80%-85%	80	0.00
Habitations très denses		90	0.00
Surfaces totalement imperméabilisées		90	0.00
n surfaces disjointes.		0	0.00

☒ Mode 'Addition'
 ☐ Mode 'Soustraction'

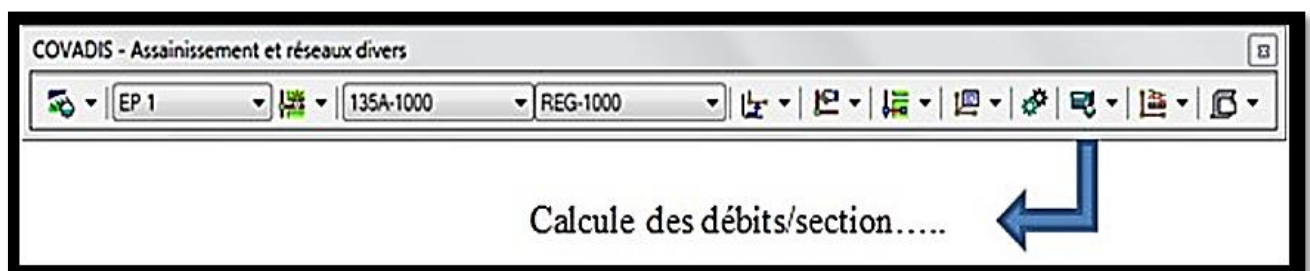
Figure IV.15.Fenêtre des coefficients de ruissellement.

IV.10.5. Calcule des débits/section :

Dans l'étape suivante, nous allons déterminer : [10]

- ✚ Les cotes radier en chaque nœud.
- ✚ Calculer le débit des bassins versants élémentaires et les assembler
- ✚ Déduire les sections de chaque tronçon.

- 1) clique sur le bouton  Dans la fenêtre qui apparaît alors, sélectionner ****Calcule des débits/sections****



- 2) Dans la fenêtre qui apparaît Figure 0:3 clique sur **** Editer la contrainte... **** Ensuite, nous allons choisir et renseigner certaines contraintes de calcul de dimensionnement. (Voir paragraphe 9.2)

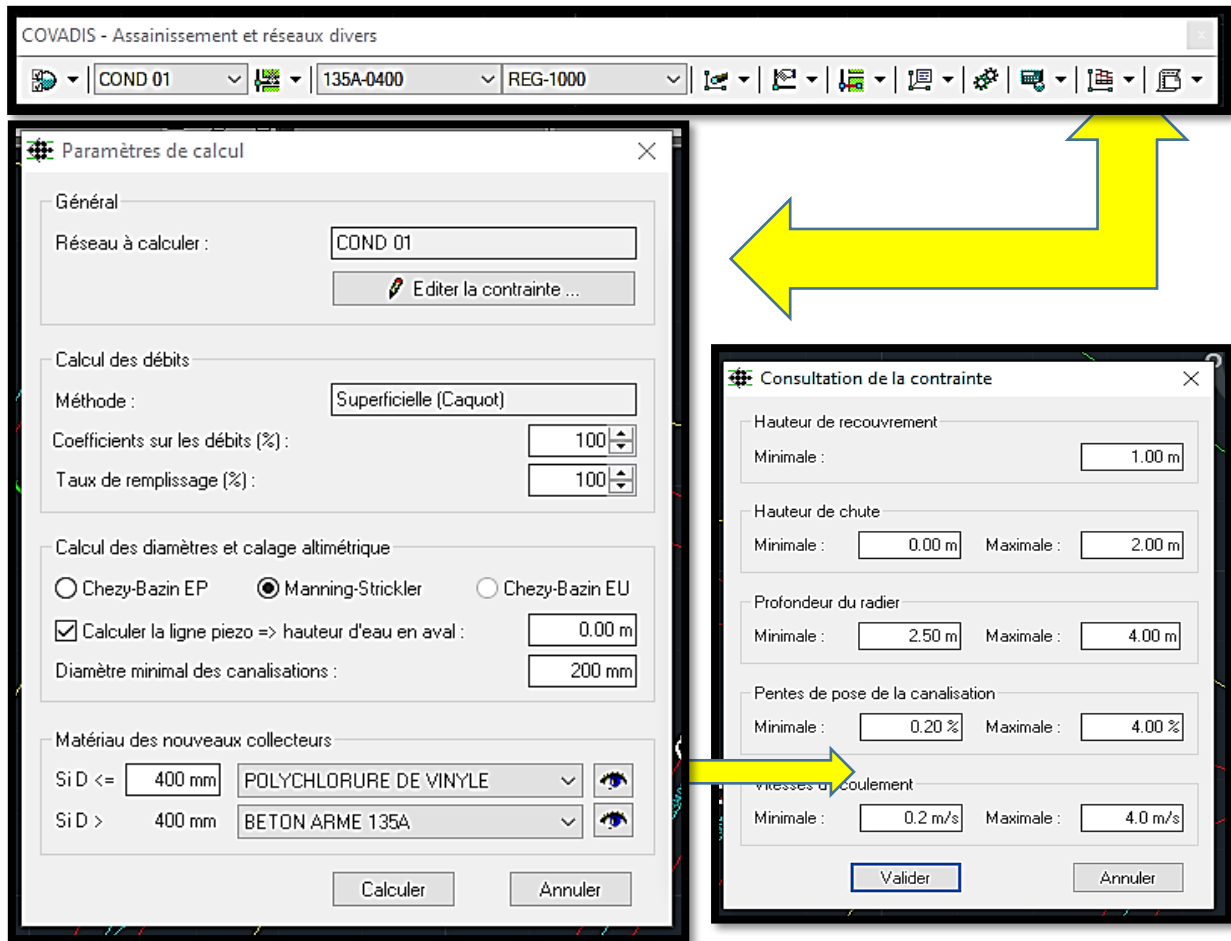


Figure IV.16. Consultation des contraintes.

Quand on valide ; Covadis s'assure que le réseau est correctement paramétré. C'est-à-dire que :

- ✚ Le bassin versant élémentaire du nœud amont de chaque canalisation est paramétré.
- ✚ Le réseau converge vers l'aval, en un unique point désigné comme étant l'exutoire.
- ✚ La cote tampon de chaque nœud est renseignée.

IV.11. Affichage des résultats :

- ✚ Les résultats de dimensionnement (comme certains paramètres descriptifs du réseau tels que les assemblages de bassins versants, les cotes radier des regards et les diamètres des collecteurs.) peuvent être représentés.[10]

- 1) clique sur le bouton  Dans la fenêtre qui apparaît alors, sélectionner ****Affichage des résultats****

Réseau

Réseau calculé : COND 01 - Calcul des débits par Superficielle (Caquot) et des diamètres par Manning-Strickler -
Matériau : PVC si Diam ≤ 400mm, sinon BA-135A

Bassins versants Assemblage Débits et Sections Tronçons

N°	Nom	Aire A (ha)	Coefficient de Ruisselleme nt (%)	Pente I (%)	Longueur L (m)	Débit d'apport (m³/s)	Coefficient de forme m	Débit brut (m³/s)	Débit corrigé (m³/s)	Période de retour (ans)
1	BV 01	0.49	60	0.05	139.9	0.000	0.999	0.075	0.075	10

Aucune erreur

Quitter

Réseau

Réseau calculé : COND 01 - Calcul des débits par Superficielle (Caquot) et des diamètres par Manning-Strickler -
Matériau : PVC si Diam ≤ 400mm, sinon BA-135A

Bassins versants Assemblage Débits et Sections Tronçons

Nom	Aire (ha)	Coefficient de Ruissellement (%)	Pente I (%)	Longueur L (m)	Débit d'apport (m³/s)	Débit d'assemblage (m³/s)
BV 01	0.49	60	0.05	139.9	0.000	0.075

Aucune erreur

Quitter

Réseau

Réseau calculé : COND 01 - Calcul des débits par Superficielle (Caquot) et des diamètres par Manning-Strickler - Matériau : PVC si Diam ≤ 400mm, sinon BA-135A

Bassins versants Assemblage Débits et Sections Tronçons

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diamètre théorique (mm)	Collecteur			Pente (%)	V=Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'Abaque Ab.5					V Qps/10 (m/s)	Pleine section		Contraintes / Expertise
			Nom	Section (m)	Optimal			rQ	rV	rH	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R1 - R2	0.075	333	CR8-0400	0.11		0.20	0.63	0.67	1.07	0.60	232	1.01	0.52	0.94	0.11	OK
R2 - R3	0.075	333	CR8-0400	0.11		0.20	0.63	0.67	1.07	0.60	232	1.01	0.52	0.94	0.11	OK
R3 - R4	0.075	219	CR8-0400	0.11		1.90	0.63	0.22	0.80	0.32	123	2.32	1.60	2.90	0.34	OK
R4 - R5	0.075	247	CR8-0400	0.11		1.00	0.63	0.30	0.87	0.38	145	1.84	1.16	2.11	0.24	OK

Aucune erreur

Quitter

Réseau

Réseau calculé : COND 01 - Calcul des débits par Superficielle (Caquot) et des diamètres par Manning-Strickler - Matériau : PVC si Diam ≤ 400mm, sinon BA-135A

Bassins versants Assemblage Débits et Sections Tronçons

Canalisation	Noeuds		Cotes (m)				Ht chute (m)	Profondeur FE (m)	Tronçon		
	Amont	Aval	TN	FE entrée	FE sortie	Piezo			Collecteur	Pente (%)	Long. 2D (m)
COND 01 - 1	R1		106.44	103.94	103.94	104.17		2.50	CR8-0400	0.20	35.00
		R2	106.37	103.87	103.87	104.10		2.51			
	R2		106.37	103.87	103.87	104.10		2.51	CR8-0400	0.20	35.00
		R3	106.41	103.80	103.80	104.03		2.62			
	R3		106.41	103.80	103.80	103.92		2.62	CR8-0400	1.90	35.00
		R4	105.64	103.13	103.13	103.28		2.51			
	R4		105.64	103.13	103.13	103.28		2.51	CR8-0400	1.00	34.20
		R5	105.31	102.79	102.78	102.94	0.01	2.52			
Total											139.20
											139.20

Aucune erreur

Quitter

Figure IV.17. Présentation des résultats de dimensionnement.

✚ Les résultats en bleu : le débit maximum au niveau de l'exutoire, en rouge : les erreurs à corriger au point d'exutoire éventuellement.

✚ Les cotes radier calculées et les modèles de tuyau déterminés d'après le calcul des diamètres.

✚ Le choix du matériau et le paramétrage de la bibliothèque. Sont automatiquement affectés aux objets canalisations.

✚ Chacun des onglets de la boîte des résultats est imprimable :   Noter que les erreurs (contraintes non respectées en général) sont signalées en rouge.

✚ *HtChute* signifie que l'on sort de la fourchette de valeurs fixées dans la contrainte pour la hauteur de chute dans les regards.

✚ *I min / I max* signifie que l'on sort de la fourchette de valeurs fixées dans la contrainte pour la pente.

✚ *HtRec* signifie que l'on dépasse la hauteur de recouvrement minimale fixée dans la contrainte

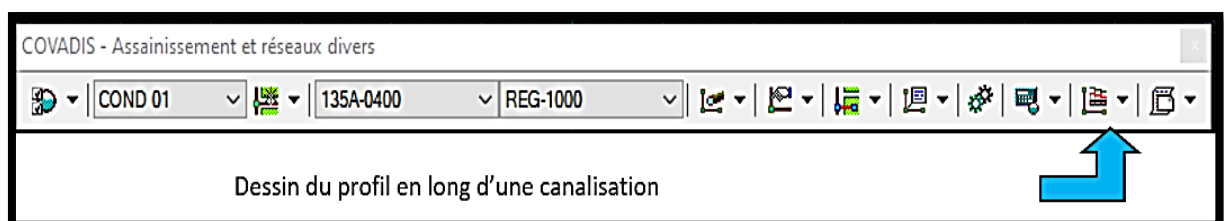
IV.11.1. Profil en long des canalisations :

L'objectif est de représenter le profil en long d'une canalisation pouvant comporter entre autres : [10]

✚ La courbe du terrain naturel dessinée d'après les cotes tampon.

✚ Le fil d'eau (et les génératrices) de la canalisation dessiné(s) d'après les cotes radier - la section des branchements au niveau du piquage, s'il en existe.

1) Cliquez sur le bouton Dans la fenêtre qui apparaît alors, sélectionnez ****Canalisation/ câble...** puis sélectionnez la canalisation (poly ligne) sur le plan, Dans la fenêtre qui apparaît (Figure 0:4).



Cliquer sur **OK** pour valider les modifications (ici par défaut)

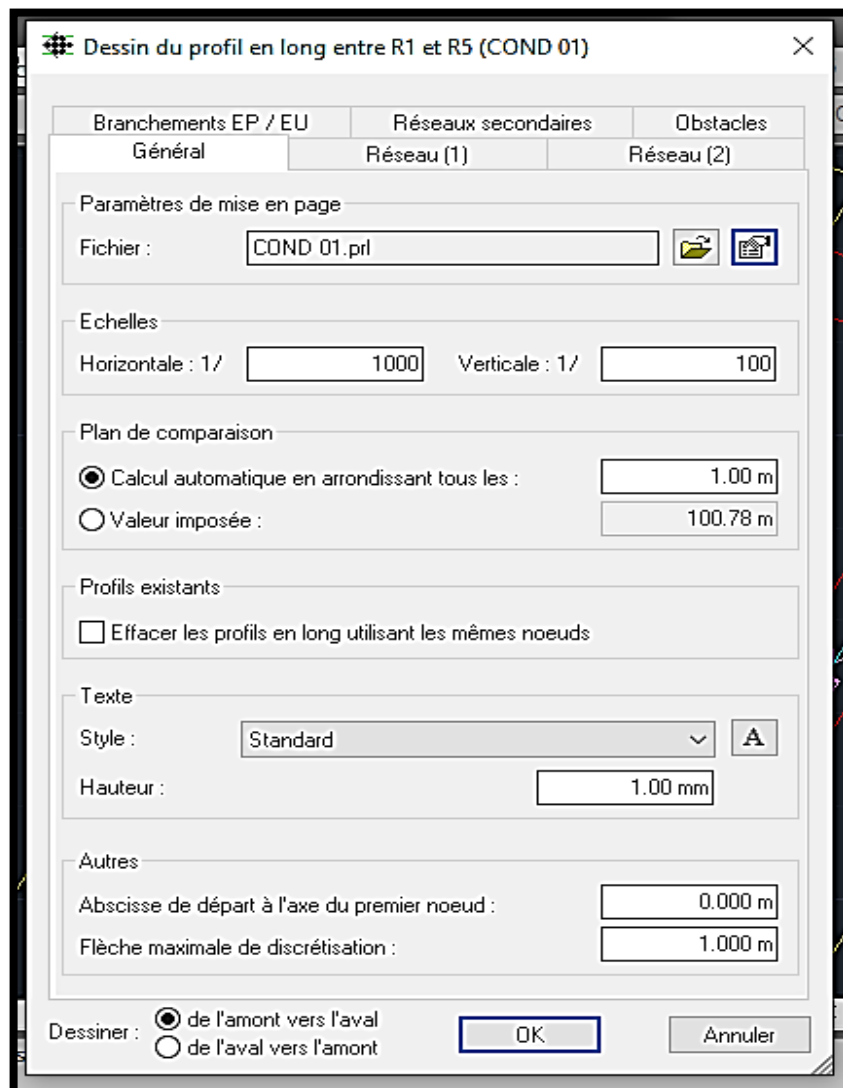
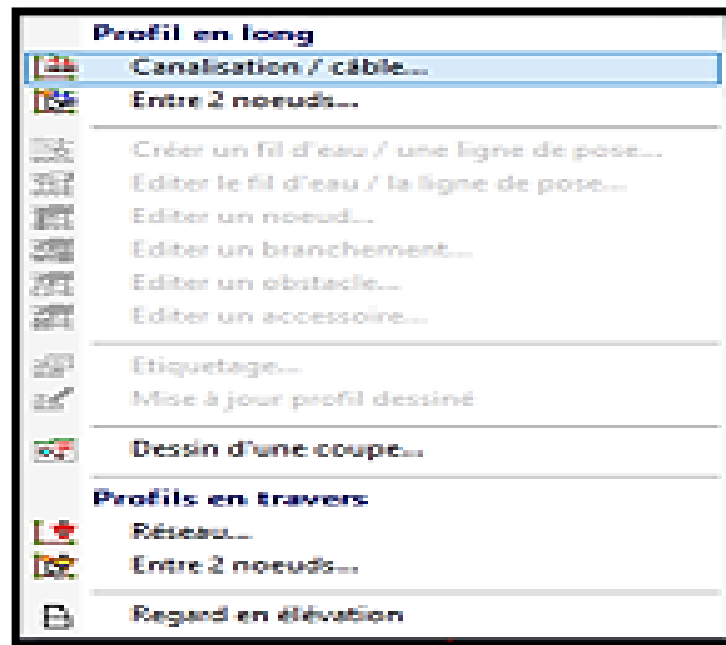


Figure IV.18. Paramètre de dessin du profil en long.

- 2) Déplacer le pointeur de la souris sur le plan jusqu'à l'emplacement souhaité et cliquer (clic gauche) pour créer le profil en long (Figure 0:5) montrant.
- 3) Côte terrain naturel ; Côte projet ; Distance partielle ; Distances cumulées ; Pentas ; Diamètres et matériaux utilisés.

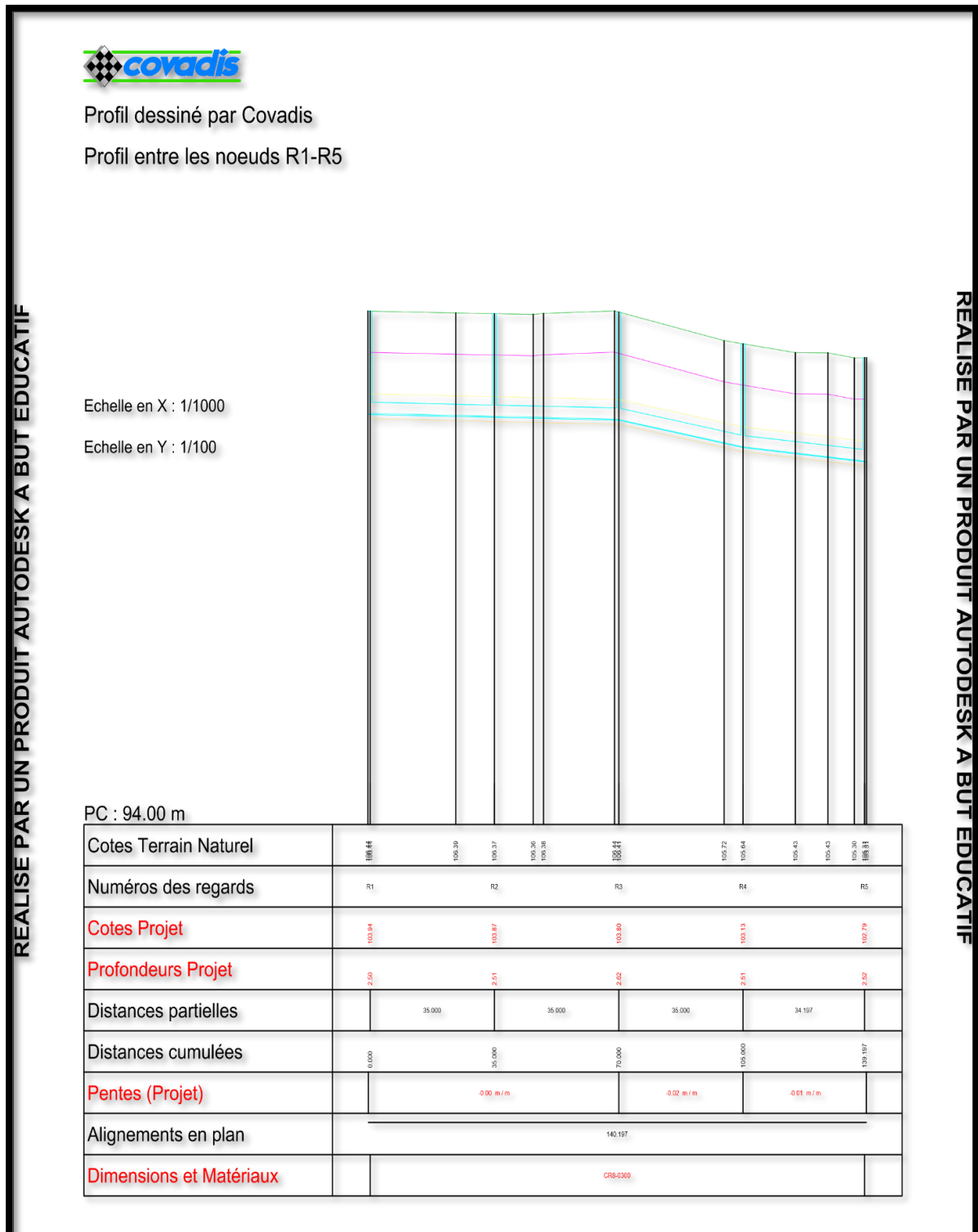


Figure IV.19. Profil en long entre R1 ETR5.

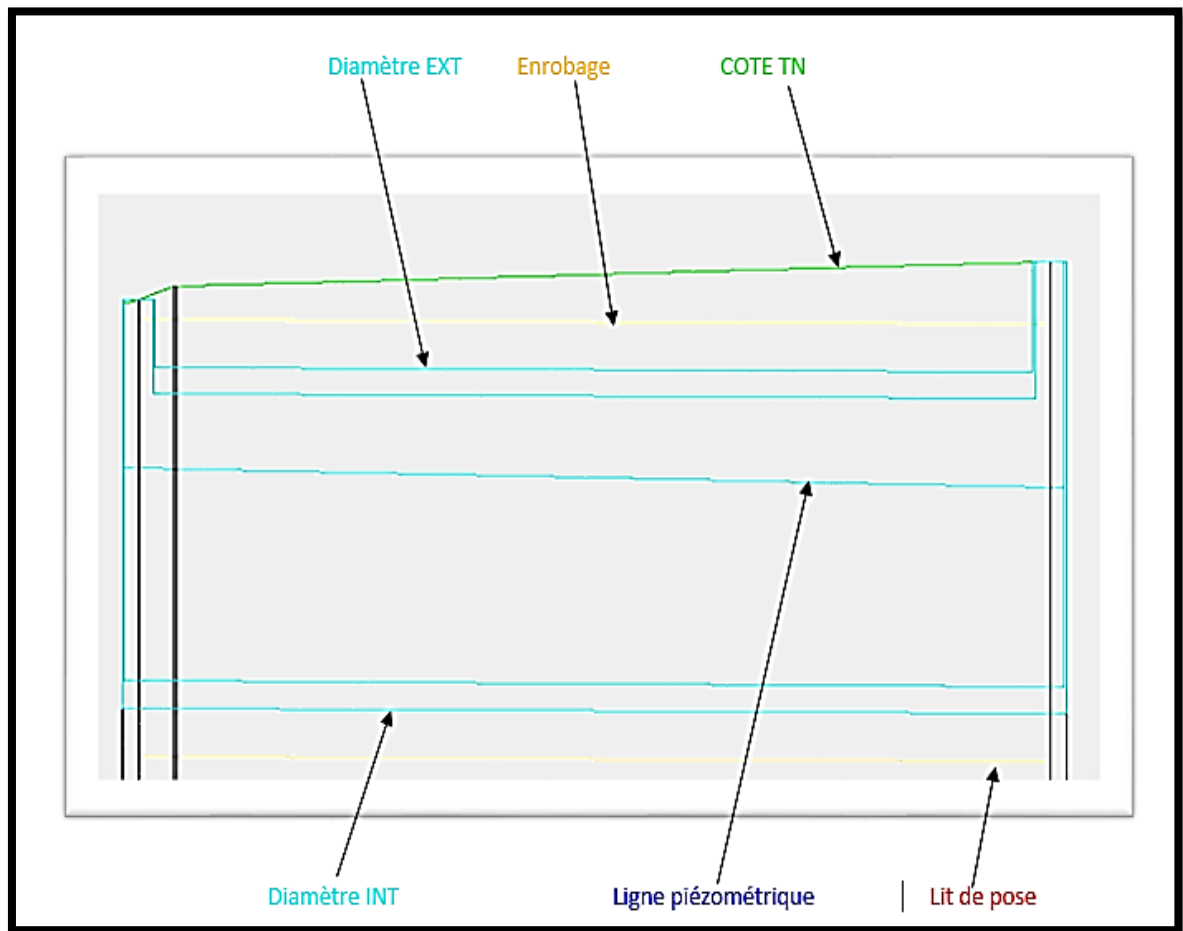


Figure IV.20.Extrait de profile en long.

IV.11.2. Habillage du plan :

COVADIS assure l'habillage automatique du plan en dessinant des étiquettes personnalisables associées aux regards et aux tronçons. Ces étiquettes interactives sont automatiquement mise à jour suite à la modification d'un élément du réseau et peuvent être dynamiquement repositionnées.

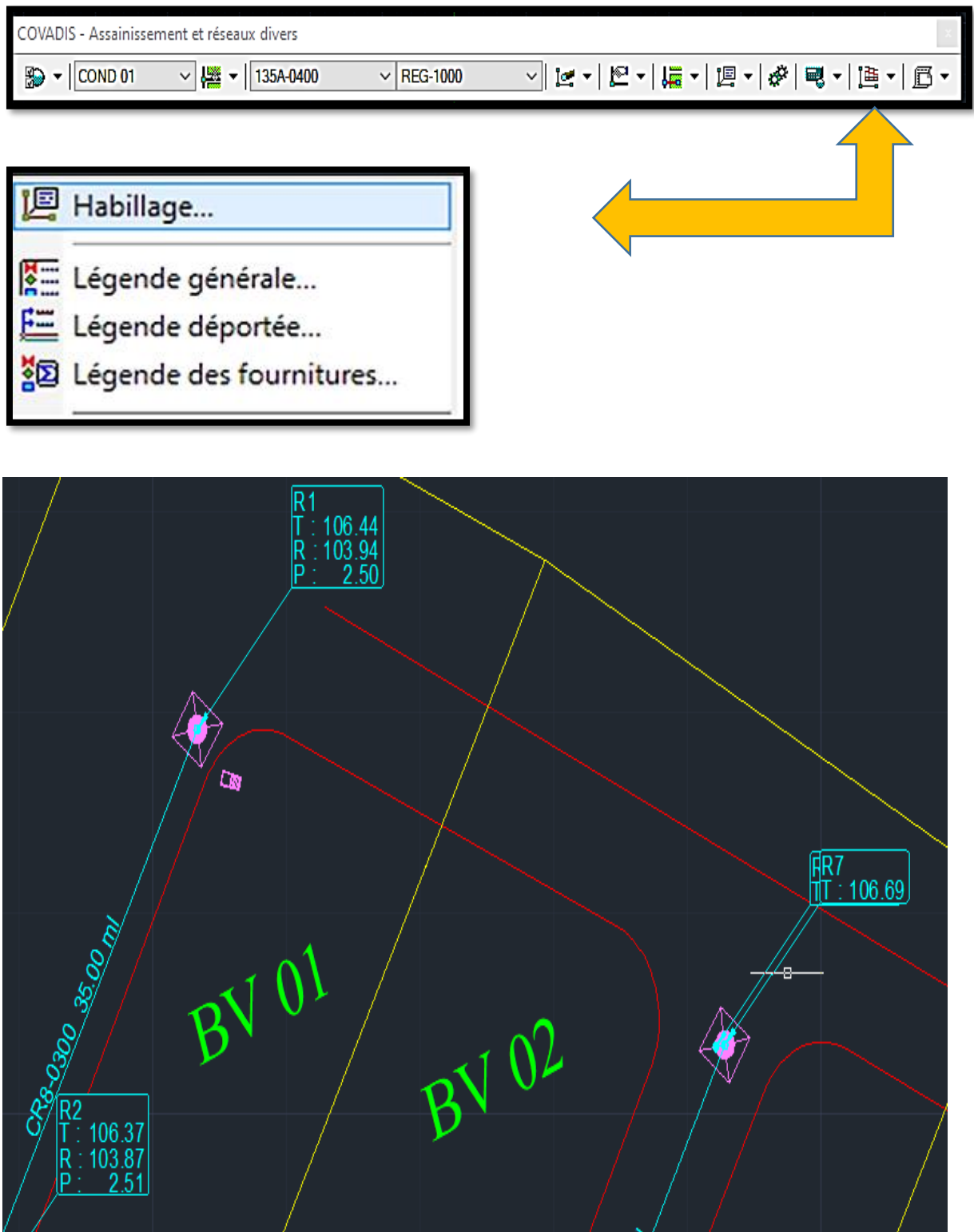


Figure IV.21. Habillage de réseau.

IV.11.3. Contrôle du calcul de débit par Covadis :

Il est à faire un calcul avec Excel pour contrôler le calcul effectué par Covadis. Pour le bassin versant BV 01 (réseau COND 01), nous avons les paramètres suivant

Les paramètres	BV 01
Surface (ha)	0.49
Coefficient de ruissellement (%)	60
Période de retour	10 ans 0 mois
t_c (min)	15
$a(f)$	9.505
$b(f)$	-0.79

Tableau IV.4. Paramètre du bassin versant BV 01.

Donc : $Q = 0.167 * C * A * a(f) * t_c(\text{min})$

$$Q = 0.167 * 0.60 * 0.49 * 9.505 * 15^{-0.79}$$

$$Q = 0.05 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Propriétés du bassin versant

Nom : BV 01

Noeud : R1

Géométrie

Surface (A) : 0.49 ha

Pente hydraulique (I) : 0.050 %

Longueur hydraulique (L) : 138.91 m

Propriétés

Ruissellement (C) : 60 %

Période de retour (T) : ABBEVILLE 5 ans 0 moi

Débit d'apport ou de temps sec : 0.000 m³/s

Paramètre de calcul de T_e : 1.000

Débits

Calcul par la méthode : Superficielle (Caquot)

Débit unitaire brut : 0.051 m³/s

Débit unitaire corrigé : 0.051 m³/s

OK Annuler

Figure IV.22.Fenêtre de propriétés du bassin versant BV .

- **Remarque :**

Le débit total trouvé en utilisant le logiciel est $0.05\text{m}^3/\text{s}$, (le résultat de calcul classique est 0.05).

IV.12. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté le module assainissement du logiciel COVADIS, nous avons calculé les débits des eaux pluviales pour chaque sous bassin en utilisant COVADIS.

Chapitre V :
Les éléments constitutifs du réseau

V.1.Introduction :

✚ En matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un réseau d'égout doivent assurer :

- Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie.
- Le transport des eaux usées dans les conditions d'hygiène favorables.

✚ Ainsi les ouvrages peuvent être classés en :

- 1) 1-Les ouvrages principaux qui constituent le corps du réseau, du début de ce dernier
- 2) Jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration.

Les ouvrages annexes qui permettent une bonne exploitation du réseau (bouches d'égout, regards, déversoirs d'orage... etc.).

V.2. Les ouvrages principaux:

Les ouvrages principaux sont les ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou la station d'épuration ; ils comprennent les conduites et les joints.

V.2.1. Canalisations :

Elles se présentent sous plusieurs formes, cylindriques préfabriquées en usine, et sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dit diamètres nominaux exprimés en millimètre ; ou ovoïdes préfabriquées désignées par leur hauteur exprimée en centimètre.[11]

V.2.1.1. Type de canalisations:

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différentes suivant leur matériau et leur destination.

A. Conduites en béton non armé:

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables. [11]

B. Conduites en béton armé:

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 1,5 m. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2m. [11]

C. Tuyaux en fibre ciment:

Le terme pluraliste de « fibre ciment » tend à remplacer l'ancien terme « amiante ciment ». L'amiante ciment est un minéral d'origine métamorphique, la plus utilisée est un silicate de magnésie hydraté ; le ciment utilisé est un ciment portland. La norme prescrit ; outre l'essai à l'écrasement et l'essai d'étanchéité ; l'essai par pression hydraulique interne de 1 bar durant 30 minutes.

La longueur utile des tuyaux varie, selon le diamètre de 2m à 5m ; les tolérances s'étendent de (+5) mm à (-20) mm.

Ce genre se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans Emboîtement avec deux bouts lisses.

Les diamètres varient de 60 à 500mm pour des longueurs variant de 4 à 5m ; les joints sont exclusivement du type préformé.

D. Conduites en chlorure de polyvinyle (p.v.c) non plastifié:

Les canalisations en PVC, utilisées depuis plus de 50 ans, occupent une place prépondérante dans le milieu du bâtiment et des travaux publics.

Découvert en 1835 par le physicien français Victor Regnault, le PVC est composé à 57% de chlore et à 43 % d'éthylène, hydrocarbure composé de carbone et d'hydrogène issu du pétrole. Le chlore est obtenu par électrolyse du sel (chlorure de sodium : Na Cl). Par suite de réactions entre le chlore et l'éthylène, on obtient le chlorure de vinyle monomère (CVM) qui, par polymérisation, donne le PVC. La polymérisation est la réaction chimique par laquelle les molécules s'additionnent les unes aux autres pour former une chaîne de grande longueur.

V.2.1.2. Choix du type de canalisations:

Dans la présente étude ; les conduites en béton de forme circulaire sont les plus adaptées vue leurs avantages :[11]

- Bonne étanchéité.
- Pose et assemblage facile.
- Bonne résistance mécanique.
- Leur bonne stabilité dans les tranchées.

Donc pour notre projet, les conduites utilisées seront en béton de diamètres entre 600-1200mm et PVC de diamètres entre 200-400mm vu les avantages qu'elles présentent

Le PVC réunit un ensemble de propriétés exceptionnelles, parmi lesquelles on peut Distinguer : la solidité, la légèreté, l'anticorrosion, la durabilité, l'inertie chimique, et Plus précisément :

A. Propriétés mécaniques et physiques:

- Résistance à l'abrasion.
- Résistance aux charges extérieures.
- Résistance et réaction au feu.
- Tenue à la pression.
- Étanchéité.[12]

B. Propriétés chimiques:

- Résistance à la corrosion et aux divers agents atmosphériques.
- Inertie chimique vis-à-vis du fluide transporté.
- Résistance à l'H₂S (hydrogène sulfuré) et aux traitements chlorés. [12]

C. Qualités économiques:

- Pérennité : durée de vie supérieure à 50 ans,
- Compétitivité : facilité de mise en œuvre, simplicité d'entretien. [12]

V.3. Assemblage en PVC:

V.3.1. Assemblage par collage à froid:

Les conditions à respecter pour obtenir un collage satisfaisant sont :

-  Dépouler les parties à assembler à l'aide de papier de verre.
-  Vérifier la présence de chanfrein à l'extrémité du bout male et reporter sur celle-ci, à l'aide d'un crayon gras la longueur de l'emboîture.
-  Bien nettoyer les parties à assembler avec le décapant fourni par le fabricant.
-  Appliquer l'adhésif sans excès à l'aide d'un pinceau à l'entrée de l'emboîture, puis sur le bout male.
-  Emboîter immédiatement les 2 éléments à fond (jusqu'à repère préalablement tracés) en poussant longitudinalement sans mouvement de torsion.
-  Ôter avec un chiffon propre l'adhésif superflu à l'extérieur du joint.
-  Reboucher les pots de colle et de décapant après chaque usage et vérifier qu'aucun pot n'a été oublié ou renversé dans le fond de la fouille (dans ce cas enlever la terre souillée).

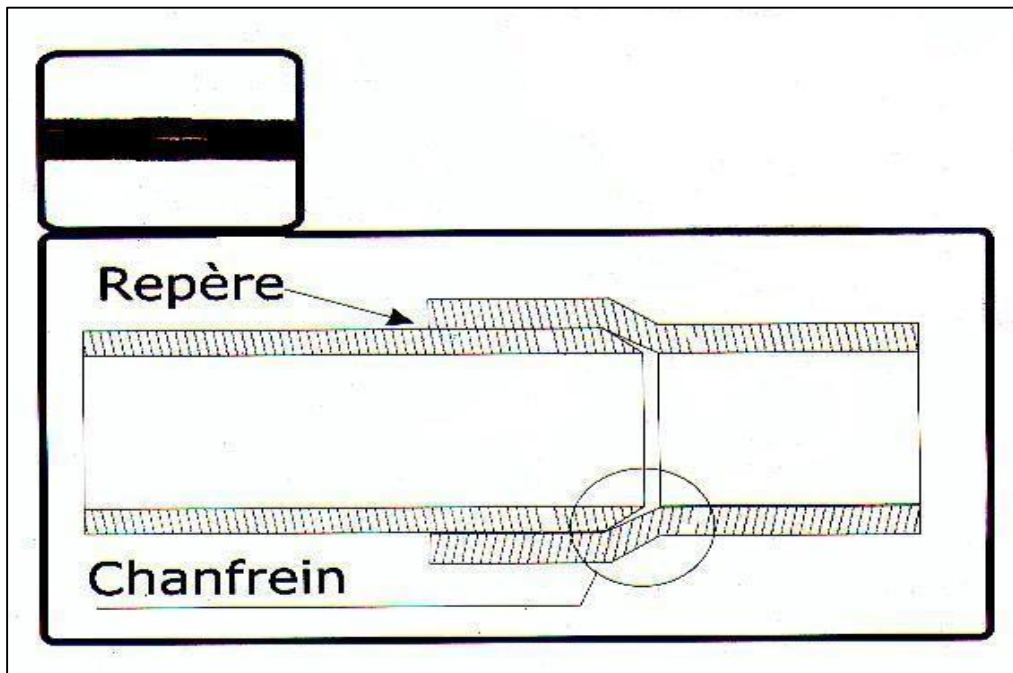


Figure V.1. Assemblage par collage à froid.

V.3.2. Assemblage a joint:

- + Nettoyer soigneusement l'intérieur de la tête d'accouplement, se joint ainsi que le bout male à introduire.
- + Introduire le joint dans son logement.
- + Tracer un repère sur le bout male coupé d'équerre et chanfreiné.
- + Lubrifier le bout male et la bague montée dans sa gorge (vaseline ou eau savonneuse).
- + Introduire le bout male dans l'emboîture en évitant tout risque de salissure.
- + Après avoir aligné les tubes dans le plan horizontal et vertical, convient d'enfoncer le bout male dans l'emboîture jusqu'au repère du bout male.

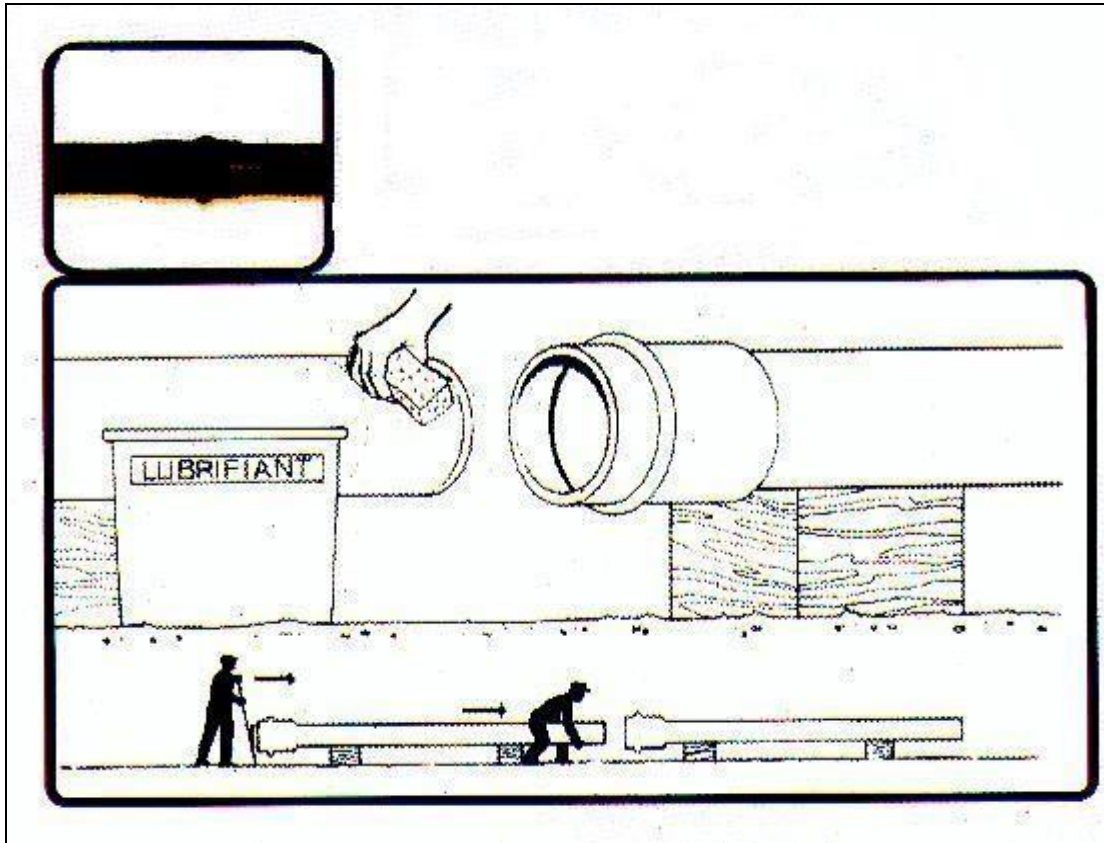


Figure V.2. Assemblage a joint.

V.4. Les joints des conduites en béton armé:

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Il est en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis-à-vis de la stabilité du sol et en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques

(Diamètre, épaisseur).

Pour les tuyaux en béton armé, on a différents types de joints à utiliser :[13]

1) Joint type Rocla:

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées et les eaux extérieures. Ce joint est valable pour tous les diamètres.

2) Joint à Collet:

Le bourrage se fait au mortier de ciment, il n'est utilisé que dans les bons sols, à pente faible.

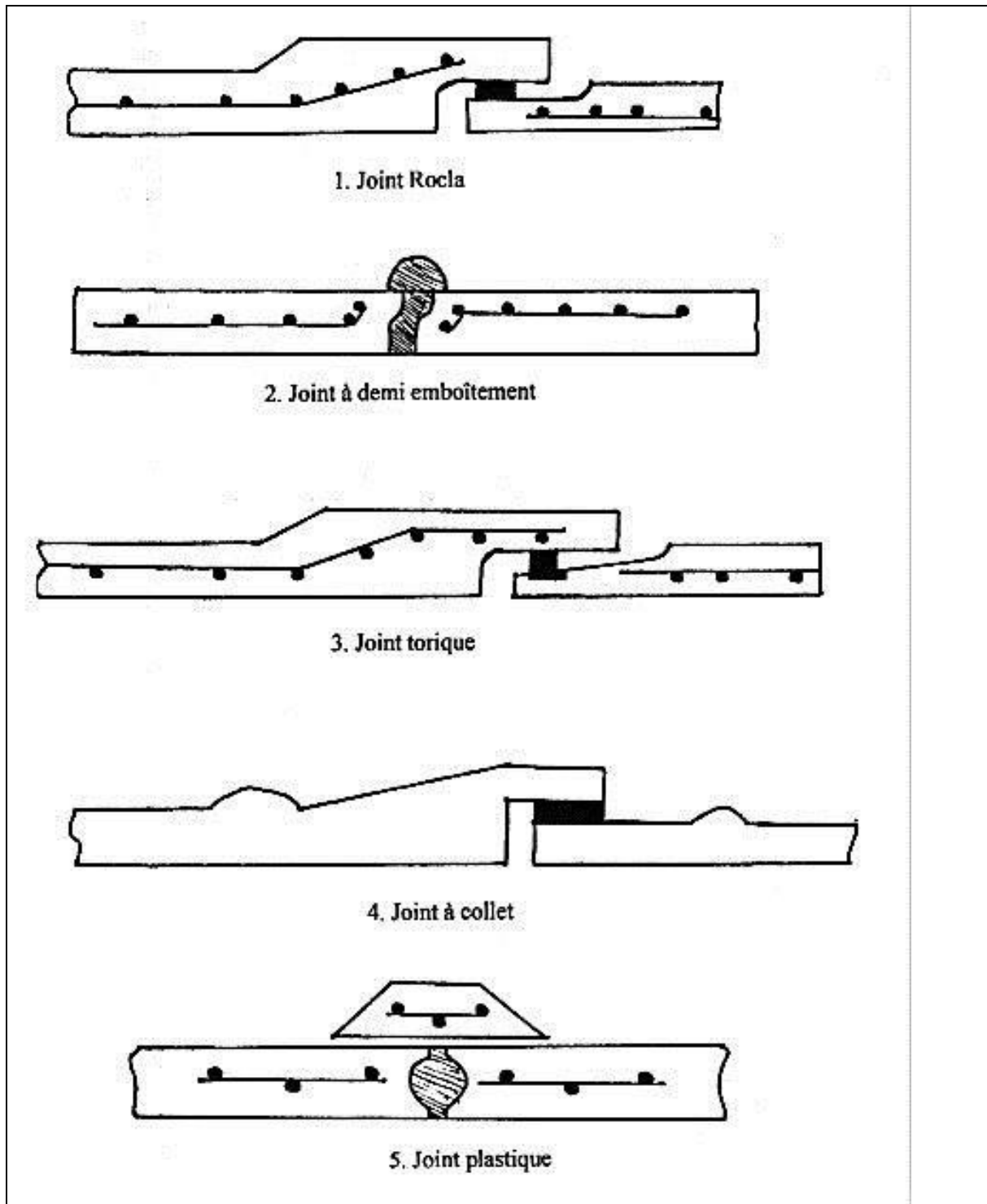


Figure V.3. divers joints sur tuyau en béton.

3) Joint mécanique:

Le joint mécanique est destiné à réunir le bout uni d'un tuyau avec un manchon de scellement, ou avec un raccord dans le cas de conduite en pression.

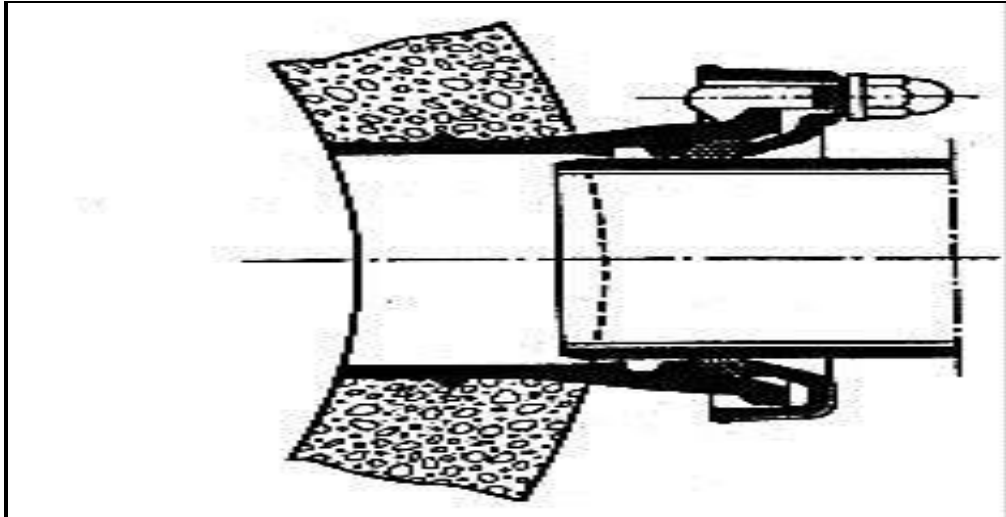


Figure V.4. Joint mécanique.

V.5. Différentes actions supportées par la conduite:

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures ; pour cela, elles doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont : [13]

V.5.1. Les actions mécaniques:

Ce type d'action résulte de l'agressivité des particules de sable et de gravier qui forment le remblai et le radier des canalisations. Cette agressivité provoque la détérioration des parois intérieures par le phénomène d'érosion dû essentiellement à des grandes vitesses imposées généralement par le relief. [13]

V.5.2. Les actions chimiques :

Elles sont généralement à l'intérieur de la conduite. Une baisse de PH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide

Sulfurique (H_2S) corrosif et néfaste aux conduites. [13]

Le gainage interne des conduites par une gaine à base de résines époxydes représente le meilleur moyen de lutte contre ces attaques, mais c'est une technique qui reste de même assez coûteuse.

V.6. Essais des tuyaux préfabriqués:

Avant d'entamer la pose de canalisations ; il est obligatoire de faire quelques essais notamment à l'écrasement, l'étanchéité et la corrosion.

Ces essais sont exécutés sur des tuyaux prélevés au hasard à raison de cinq éléments Par lot de 1000 éléments pour l'essai à l'écrasement et de dix éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai d'étanchéité. [13]

V.6.1. Essai à l'écrasement:

Les ouvrages doivent résister aux charges permanentes des remblais d'une part, aux surcharges dans les zones accessibles aux véhicules routiers d'autre part. Ce qui nous obligeons de faire l'essai à l'écrasement.

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts_{ts}.

Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice de tuyau. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement. A une vitesse de 1000 da N/m de longueur et par minute. Cet essai permet de déterminer la charge de rupture. [13]

V.6.2. Essai à l'étanchéité:

L'essai à l'étanchéité est effectué sous pression d'eau sur deux tuyaux assemblés, de manière à vérifier la bonne tenue des éléments de jonction et des bagues d'étanchéité.

On procède comme suit

✚ Les tuyaux à base de ciment sont fabriqués depuis au moins 21 jours et préalablement imbibés d'eau pendant 48 heures par remplissage total.

✚ Les tuyaux sont disposés à plat, la mise en pression est assurée pendant 30 minutes.

Par une presse hydraulique, la pression d'essai est de 0.5 bar pour les ovoïdes, et de 1 bar pour les autres tuyaux.

-Pour les tuyaux circulaires, une face de désaxement est appliquée à l'assemblage sur la génératrice inférieure de l'un des tuyaux, de manière à obtenir une ouverture de l'assemblage sur la génératrice supérieure égale à 15 mm lorsque les diamètres nominaux sont supérieurs ou égaux à 300mm, et 8mm lorsque les diamètres nominaux sont inférieurs à 300mm. Aucune fissure avec suintement ne doit être constatée sur l'étendue du joint. [13]

V.6.3. Essai de corrosion :

Les eaux ménagères et les eaux industrielles évacuées par les canalisations en béton renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'Hydrogène sulfuré (H₂S) produit par les fermentations anaérobies et des composés acides divers des eaux industrielles. Sous l'action de ces agents, le béton est corrodé et ce matériau se détériore.

L'épreuve de corrosion se fait par addition des produits, après, on fait un lavage à l'eau douce. Après un séchage à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées. [13]

V.7. Les ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout.

Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée : fonction de recette des effluents, de fenêtres ouvertes sur le réseau pour en faciliter l'entretien, du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts.[13]

V.7.1. Les branchements:

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles. Un branchement comprend trois parties essentielles.

- ❖ Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement

- ❖ Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées inclinée à 45° par rapport à l'axe général du réseau public (société ETERNIT) et suivant une oblique de 60° (société

- ❖ EVERITUBE)

- ❖ Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public. [13]

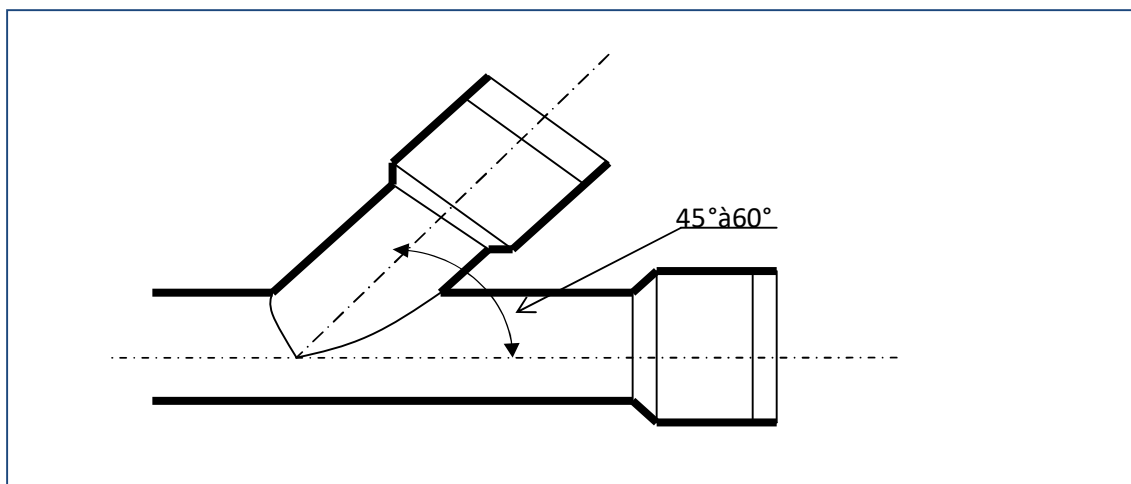


Figure V.5. Exemple d'un branchement simple.

V.7.2. Les caniveaux:

Les caniveaux sont destinés à la recueille des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

V.7.3. Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviales et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir. -La distance entre deux bouches d'égout est en moyenne de 50m.

✚ La section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères :

✚ Le mode de recueil des eaux : bouches à accès latéral et bouches à accès sur le dessus

✚ Le mode de retenue des déchets solides c'est-à-dire sans ou avec décantation.

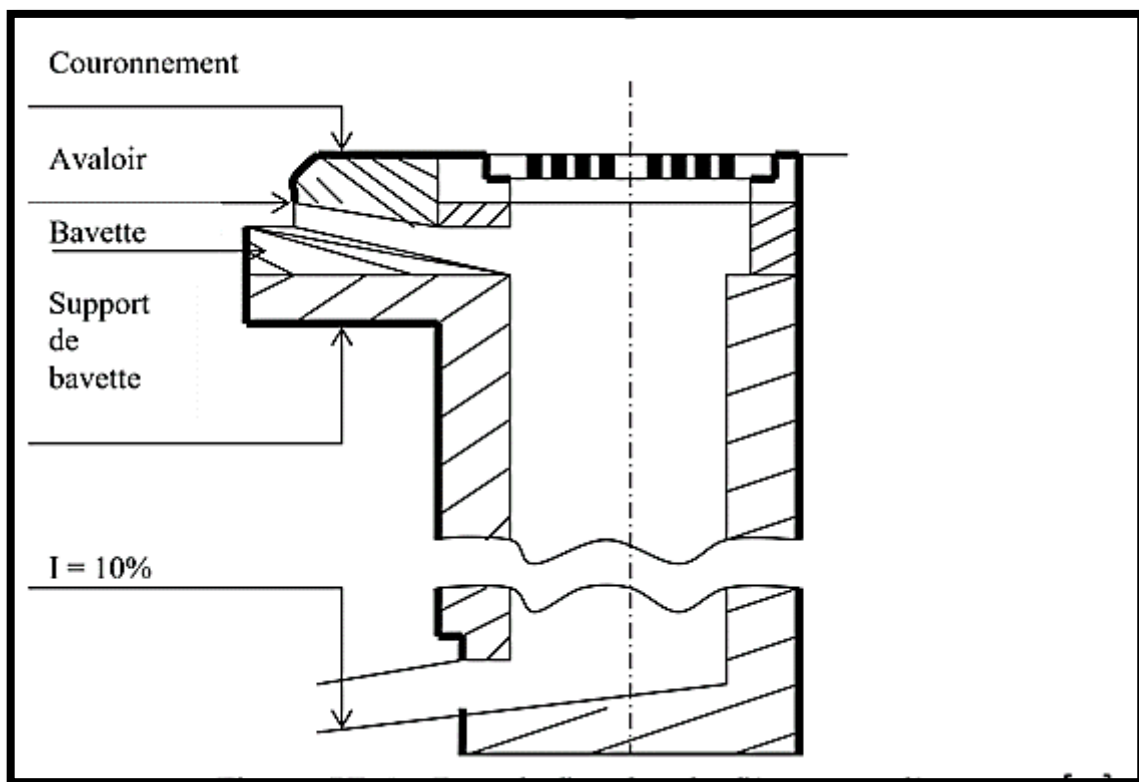


Figure V.6.Exemple d'une bouche d'égout sans décantation.

- Pour notre agglomération on utilisera des bouches d'égout tous les 50m.

V.7.4. Les regards:

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ce regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation. [13]

✚ Regard simple : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.

✚ Regard latéral : en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.

✚ Regard double : pour un système séparatif.

✚ Regard toboggan : en cas d'exhaussement de remous.

✚ Regard de chute : à forte pente.

La distance entre deux regards est variable :

A. 35 à 50 m en terrain accidenté.

B. 50 à 80 m en terrain plat.

V.7.5. Emplacement des regards :

Les regards doivent être installés Sur les canalisations : [13]

✚ A chaque changement direction.

✚ A chaque jonction de canalisation.

✚ Aux points de chute.

✚ A chaque changement pente.

✚ A chaque changement diamètre.

• Remarque :

Pour notre agglomération on utilisera des regards de visite simples avec un espacement qui facilite au période d'entretien les opérations de nettoyages comme nous montre.

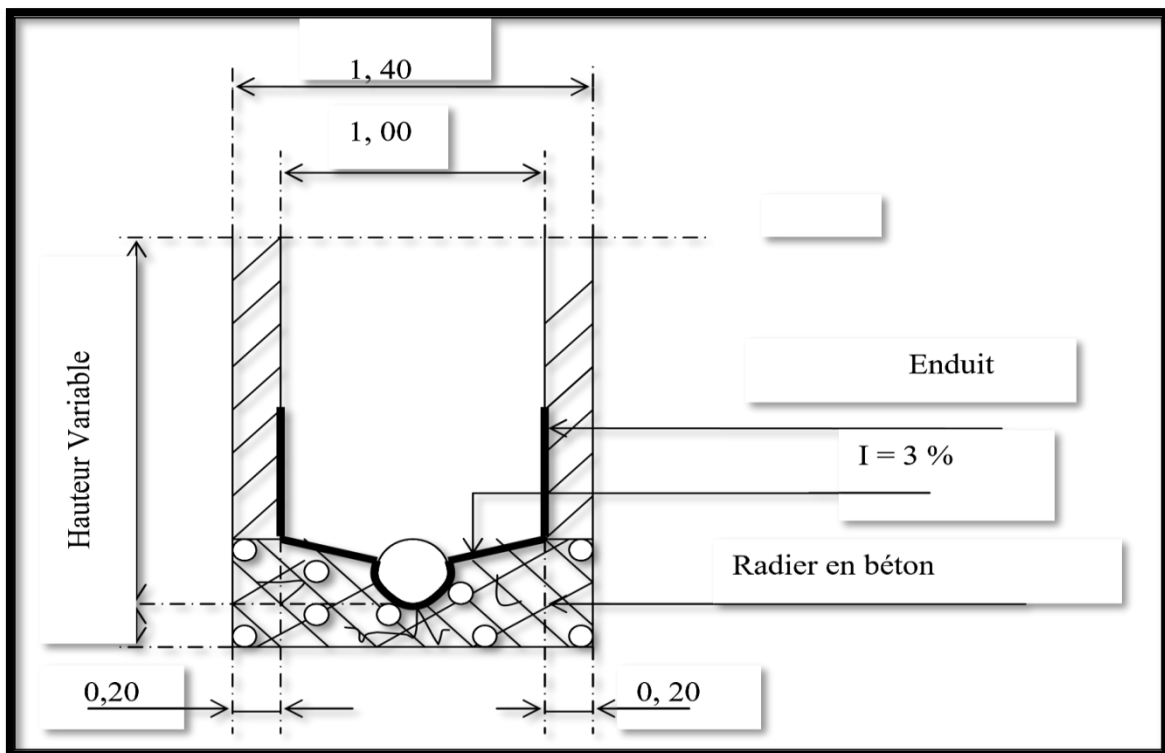


Figure V.7.Exemple d'un regard simple.

V.8. Conclusion :

Dans ce chapitre on a cité beaucoup des éléments constitutifs du réseau d'égout, et on a projeté des bouches d'égout, des regards de visite ; ainsi pour les ouvrages principaux, notre choix est tombé sur les canalisations circulaires en béton armé et en PVC pour assurer un bon fonctionnement du système d'évacuation.

De l'autre pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité à notre réseau.

Chapitre VI
Devis quantitatif et estimatif

VI.1. Introduction :

Après la réalisation de tous les calculs hydrauliques permettant le dimensionnement du réseau. Une étude concernant l'exécution des travaux de pose des canalisations doit être effectuée pour faciliter la réalisation du réseau, et assurer sa protection contre les charges extérieures et intérieures qu'elles peuvent subir.

Dans ce chapitre nous indiquons les principales étapes qu'on doit suivre pour exécuter les travaux de pose. Ainsi, dans le deuxième volet du chapitre, on réalise le devis quantitatif et estimatif, toujours par le logiciel COVADIS, c'est la dernière étape de notre étude, et la plus importante car sur le terrain, l'aspect économique du projet détermine souvent son approbation et acceptation par les autorités compétentes et là aussi, où joue beaucoup les affaires de corruptions. L'autre aspect important du devis, est la réalisation du plan de travail du chantier, et aussi, sert à la vérification des moyens disposés par les entrepreneurs vis-à-vis du cahier de charge.

Les différents prix unitaires des matériaux et des travaux nous ont été fournis par le bureau d'étude de BTP BEDEX sis à M'sila où nous avons effectué notre stage de fin d'étude.

VI.2. Informations sur les réseaux publics existants :

Le sous - sol des voiries reçoit plusieurs types de réseaux : eau potable, assainissement, gaz et télécommunications.

Avant de détruire le revêtement des chaussées, et de poser nos conduites, il convient de procéder à une étude détaillée sur l'encombrement du sous-sol, afin d'éviter la détérioration des conduites existantes.

VI.3. Exécution des travaux :

Les principales étapes à exécuter dans notre projet sont : [14]

VI.3.1. Vérification, manutention des canalisations :

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

-  L'aspect et le contrôle de l'intégrité.
-  Les quantités.
-  Le marquage en cas de défaut.

VI.3.2. Décapage de la couche de terre végétale et de goudron :

Le décapage de la couche de terre végétale sur une faible épaisseur se fait à l'aide de la niveleuse.

Et pour le décapage de la couche de goudron on utilise la raboteuse.



Figure VI.1. Automotrice pour le décapage de la couche végétale.



Figure VI.2. Raboteuse pour le décapage de la couche de goudron.

VI.3.3. Emplacement des jalons des piquets :

Suivant les tracés du plan de masse, les jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'un regard à chaque changement de direction, pente et à chaque branchement ou jonction de canalisation.

VI.3.4. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :

Le mode d'exécution en fouille ouverte, en tranchée, est le plus fréquemment utilisé lors de la construction des collecteurs urbains. La profondeur de la tranchée est pratiquement toujours imposée par des conditions d'axe hydraulique ou de croisement d'ouvrages existants.

La largeur du tranché dépend essentiellement des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux, de la fondation, de l'espace minimum nécessaire entre

La canalisation et la paroi de la tranchée pour réaliser une pose correcte et un remblayage latéral de compacité adéquate, de la profondeur de pose de la place disponible pour l'exécution des fouilles, de la nature des terrains rencontrés, notamment si les terrassements ne sont pas réalisés à l'abri d'un blindage. Economiquement, il n'est pas intéressant d'établir des tranchées trop larges, vu le coût des terrassements, on s'oriente donc vers l'exécution de fouilles de largeurs minimales. L'engin utilisé pour cette opération est la pelle en rétro.

VI.3.5. Mise en place des canalisations :

De plus des règles de bonne pratique sont à respecter, il est conseillé :

- ✚ D'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale.

- ✚ De réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur.

- ✚ De creuser le fond de fouille, lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur sur tout leur pourtour, de façon à éviter que les collets ne portent sur le sol.

- ✚ De placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches.

- ✚ D'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries,) qui constituent des tasseaux naturels.

- ✚ En sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damer avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier.

- ✚ En sols mouvants, marécageux ou organique, de prévoir un appui en béton éventuellement sur pieux, ou de procéder au remplacement du sol insuffisamment portant.

- ✚ En terrains où l'eau peut ruisseler ou s'accumuler, de confectionner un appui en matériaux pulvérulents capable d'assurer un bon drainage.

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

VI.3.6. Assemblage des conduites :

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

VI.3.7. Essais sur les joints et les canalisations :

C'est une épreuve d'étanchéité à laquelle sont soumises les conduites déjà placées au fond de la tranchée.

L'essai est réalisé avec de l'eau, de l'air, de la fumée ou un mélange d'eau et d'air.

VI.3.8. Essais des tuyaux préfabriqués :

VI.3.8.1. Essais d'étanchéité :

L'essai à l'étanchéité est obligatoire à l'usine et sur le chantier.

A. L'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures.

B. Sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.

C. L'essai à l'eau : effectué pendant 30mn pour les faibles diamètres ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.

D. L'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.

E. L'essai à l'air : Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0,5bar durant 3 minutes, pour les conduites circulaires.

VI.9. Exécution des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre.

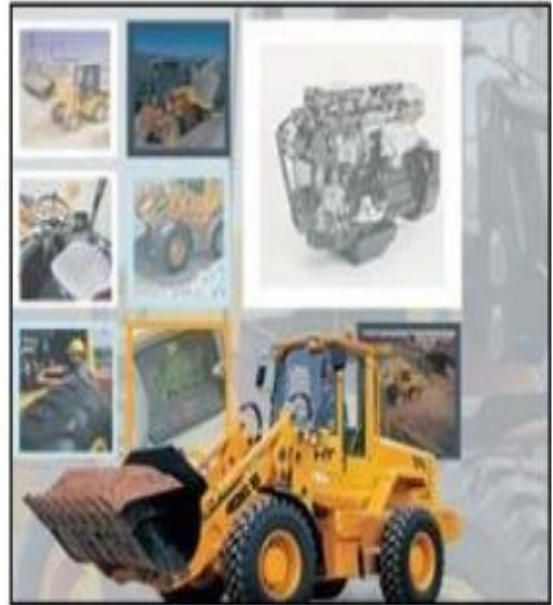
Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

- ❖ Réglage du fond du regard.
- ❖ Exécution de la couche du béton de propreté.
- ❖ Ferrailage du radier de regard, Bétonnage du radier.
- ❖ Ferrailage des parois, Coffrage des parois, et Bétonnage des parois.
- ❖ Décoffrage des parois.

- ❖ Ferrailage de la dalle, Coffrage de la dalle et Bétonnage de la dalle ; Décoffrage de la dalle.

VI.10. Pour le remblaiement des tranchées :

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur. Ses derniers chargeurs, sont des tracteurs sur lesquels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnées



par des vérins et porte un godet.

Figure VI.3.Chargeurs.

VI.3.11. Pour le compactage :

L'engin qui convient à cette opération c'est le rouleau lisse. Il est formé de :

- + Un châssis.
- + Des roues : larges (cylindres) avec une couche d'usure d'acier au manganèse.
- + Des organes de manœuvre.



Figure VI.4. Compacteurs.

VI.3.12. Pour les travaux de finition :

La machine de goudronnage est utilisée pour les travaux de finition, dans les voix.



Figure VI.5. Machine de goudronnage.

VI.4. Devis quantitatif et estimatif :

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par confectionner d'un devis quantitatif et estimatif.

Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont : [14]

- + Travaux de décapage de la terre végétale, ou de la couche de goudron.
- + L'exécution des tranchées.
- + Fourniture et pose de lit de sable.
- + Fourniture et pose des conduites en béton armé (C.A.O).
- + Construction des regards en béton armé.
- + Travaux de remblaiement de la tranchée.
- + Transport des sols excédentaires.

VI.4.1. Détermination des différents volumes :

VI.4.1.1. Volume de la couche de goudron :

$$C_{cg} = H_g * L * B \quad \dots \text{ (VII.1)}$$

Avec : C_{cg} : Volume de la couche de goudron en (m³).

H_g : Profondeur la couche goudronné (on prend $H_g = 0,1$ m).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

B : Largeur de la couche goudronnée en (m).

VI.4.1.2. Différents volumes des tranchées :

A. Volume des déblais des tranchées :

$$V_d = B * L * H_{tr}$$

Avec :

V_d : Volume des déblais des tranchées en (m³).

B : Largeur du tranché en (m). $B = D + 2a$ ($a = 0,3$ m).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

H_{tr} : Profondeur de la tranchée en (m).

$$H_{tr} = e + h + d \quad (\text{m})$$

Avec :

e : épaisseur de la couche du lit de pose, $e=0,1\text{m}$.

h : profondeur minimale au-dessus de la génératrice supérieure (m).

D : diamètre nominal de la conduite.

B. Volume du lit du sable :

$$V_{ls} = e * L * B$$

Avec :

V_{ls} : Volume du lit du sable en (m^3).

e : Epaisseur de la couche de sable en (m) ($e=0,1\text{m}$).

B : Largeur de la couche du tronçon en (m).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

C. Volume occupé par les conduites :

$$V_{cdt} = L * \frac{\pi d^2}{4}$$

Avec :

V_{cdt} : Volume occupé par les conduites en (m^3).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

D : Diamètre de la conduite en (m).

D. Volume du remblai :

$$V_r = V_d - [V_{cdt} + V_{ls}]$$

V_r : Volume du remblai en (m^3).

E. Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m^3).

V_f : Volume du sol foisonné en (m^3).

$$V_f = V_d * K_f$$

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol

Type de sol	K _f
sable, matériaux fins	1,08÷1,17
Limon argileux	1,14÷1,28
Argile	1,25÷1,3

Tableau VI.1. Coefficient de foisonnement.

VI.4.1.3. Réalisation des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée dont les dimensions varient en fonction des collecteurs (voir la planche : profil en long). La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre. La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé. On peut avoir aussi des regards préfabriqués.

A. Profondeur des regards :

La profondeur des regards est la différence entre la cote du tampon du regard et la cote de départ de conduite de ce regard.

$$H = C_t - C_d \text{ (m)}$$

Avec : H : profondeur du regard (m).

C_t : cote tampon (m).

C_d : cote de départ de la conduite (m).

Dans la plupart des cas, on ajoutera 20 cm pour permettre le dépôt des corps solides véhiculés.

$$H = C_t - C_d + 0.2 \text{ (m)}$$

La pente entre les regards est :

$$P = \frac{C_{dr}^{am} - C_{ar}^{av}}{d}$$

Avec :

P : pente entre deux regards consécutifs (m/m).

C_{dr}^{am} : cote d'arrivée du regard amont (m).

C_{ar}^{av} : cote de départ du regard aval (m).

d : distance entre deux regards (m).

B. Volume des déblais des regards :

✚ La cote du regard est :

$$a = D + 0.6 \text{ (m)}$$

D : le diamètre le plus grand arrivant ou partant du regard (m).

0.6m : réserve de part et d'autre de la génératrice extérieure de la conduite.

✚ La profondeur d'excavation des regards est :

$$H_{ex} = H + e_r + 0.1 \text{ (m)}$$

Avec : H_{ex} : profondeur d'excavation (m).

H : profondeur du regard (m).

e_r : épaisseur du radier du regard (m).

0,1 : marge de sécurité.

Le volume d'excavation pour chaque regard sera donc :

$$V = a^2 * H$$

Avec : a : dimensions du regard

H : profondeur du regard

VI.5. Devis estimatif :

Le devis quantitatif et estimatif est élaboré par le logiciel COVADIS, et dans le tableau ci-après les différents totaux (hors taxe, TVA, TTC).

DEVIS ESTIMATIF	
Nom du dessin	C:/Users/MAISON XP/Desktop/1/2021/2022.dwg
Date du calcul	02/06/2022 à 11:34:16

Désignation	unite	Quantité	PU HT	Montant
TERRASSEMENT				
Déblai en grande masse (sabin et dune)y compris transport a la décharge publique et toute sujétions de BE	m³	1672	100	167,200,00
Ouverture de fouille en tranchée dans un terrain de toute nature sauf la roche exécute manuellement y compo toutes sujétions que l'Art	m³	836	2,000,00	1,672,000,00
Fourniture d'une couche d'enrobage en sable au-dessus et au-dessus de conduite d'épaisseur 0.10m.toutes sujétions	m³	5643	100	564,300,00

Remblais en terre de tout venant. des s gage de grosses pierres y compris réglage .arrosage et pilonnage par couche de 0.20m. y compris toutes suggestions	m³	22572	100	2,257,200,00
Transport des terres excédentaires dans un milieu que sera détermine par l'administration. Y compristoutes accessoire de pose et tous sujétion	m³	6270	100	627,000,00
CANALISATION				
Fourniture et pose de canalisation en PVS CR4 a joint suivant DTR 2020				
PVC.....CR4.....DN 400	ml	786,89	7,500,00	5,901,675,00
PVC.....CR4.....DN 500	ml	8680,52	8,200,00	71,180,264,00
PVC.....CR4.....DN 600	ml	1325,61	13,000,00	17,232,930,00
PVC.....CR4.....DN 650	ml	150,32	13,400,00	2,014,288,00
135A DN 800	ml	360,52	14,700,00	5,299,644,00
135A.....DN 1000	ml	206,73	16,200,00	3,349,026,00
Travaux de génie civil				
Construction de regard en béton arme dose a 350 kg/ m³ en ciment CRS (1.40×1.40). conformément au plan .y compris tampon en fonte rond série lourd carre (0.80×0.80) joint d'étanchéité dans le regards suivant chaque diam(les deux côtes) ainsi que le coffrage le fe ferrailage et toutes sujétions éventuelles				
de 0.00 m à 2.00 m	u	180	84,000,00	15,120,000,00
de 2.01 m à 3.50 m	u	110	110,000,00	12,100,000,00
Construction de regard en béton arme dose a 350 kg/ m³ en ciment CRS (1.00×1.00). conformément au plan .y compris tampon en fonte rond série lourd carre (0.65×0.65) joint d'étanchéité dans le regards suivant chaque diam(les deux côtes) ainsi que le coffrage le fe ferrailage et toutes sujétions éventuelles				
de 0.00 m à 1.50 m	u	14	50,000,00	700,000,00
DIVERS				
Traverse de route goudronnée longitudinal on transversal y compris sa réfection et remise en état des lieux et toutes sujétions de BE	u	1	70,000,00	70,000,00
Traverse de fonggara et sagya y compris réalisation d'un dall de protection fougara en béton arme dons à 350 kg/m³.cofrage ferrailage en double	u	3	100,000,00	300,000,00

nappe en T12 de dimension(5.00×3.00×0.20)m et toutes sujétions de bonne exécutions				
Raccordement adressa d'assainissement existant y compris toutes sujétions de bonne exécutions	u	1	20,000,00	20,000,00
Apport d'argile pour protection de la conduite (hauteur moyen 1.10 et largeur moyen de 1.15) y compris toutes sujétions	u	1045	500	522,500,00

Désignation des lots	HT	TVA09	TTC
EP/ EU	139,098,027,00	12,518,822,43	151,616,849,40

TOTAUX GENERAUX		
Total HT :	139.098.027.00 DA	
Total TVA :	12.518.822.43DA	
Total TTC :	151.616.849.40DA	

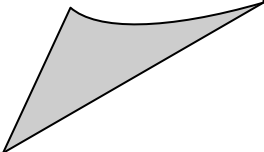
Tableau VI.2. devis quantitatif et estimatif.

IV.6. Conclusion :

L'étude estimative des volumes des travaux, nous permet d'établir une estimation du coût total du projet. Le coût total du projet s'élève à la somme 151 616 849,40 DA soit à peu près quinze milliards de centimes, ce qui est une somme colossale. En fait, cela est logique le fait que notre zone d'étude est importante (50ha), donc le projet il devient un projet nationale sectorielle.

La planification des travaux est nécessaire pour une bonne exécution des travaux de réalisation du projet.

Conclusion Générale



Conclusion Générale :

A la fin de ce travail, on peut conclure que la réalisation d'un réseau d'assainissement, de quartier 1200 logements, repose sur plusieurs critères, dépendant de la nature du terrain, la nature et la quantité des eaux à évacuer, ainsi que le plan d'urbanisation de l'agglomération. De tous ces critères résulte, le choix du système d'évacuation, ainsi que le schéma correspondant.

Pour notre zone d'étude, l'évaluation des débits des eaux pluviales se fait par la méthode rationnelle avec une période de retour de 10 ans. Les débits des autres types des eaux usées (domestiques, et service publique) ont été déterminés selon la répartition de la population, avec un coefficient de rejet égale 0,8.

Le cheminement des collecteurs s'est fait selon la topographie du terrain en respectant le tissu urbain et suivant le cheminement qui favorise l'écoulement gravitaire de l'eau, dans ce cas nous avons essayé de vérifier les conditions suivantes :

- L'implantation du réseau est étudiée en donnant à la canalisation amont des pentes permettant l'auto curage.
- La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements dans la mesure du possible, par ailleurs cette profondeur doit être telle que le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter.
- On a projeté un déversoir d'orage pour rejeter les eaux pluviales vers l'oued afin d'optimiser le diamètre de la conduite de rejet.

Le quartier 1200 logements occupe une surface urbaine et semi-urbaine de 50 ha avec des pentes de terrain variable entre 0.2 % à 4 %. réparti sur les diamètres ϕ 400 jusque ϕ 1000 mm.

Cette étude consiste à donner les différentes étapes théoriques, aussi les calculs de dimensionnement du réseau d'assainissement du quartier 1200 logements wilaya de M'sila. Premièrement nous avons donné un aperçu générale du milieu étude suivi d'une évaluation des débits des eaux usées et pluviale de quartier 1200 logements. Après le dimensionnement du réseau d'assainissement qui couvre-chef lieux de quartier composé de quatre zones principales, et pour les calculs hydrauliques et justifier les diamètres en utilise le logiciel Covadis 10.1 et programme Excel 2016. Après la fin de planification du réseau nous avons donné un aperçu sur les éléments constitutifs du réseau.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUE

Références bibliographiques

- [1] - données d'ANRH.
- [2]-Mémoire Diagnostic du Réseau D'assainissement de LaVille deOueladMandilCommunde Douera(2020).
- [4] – Conceptionetdimensionnementd'unréseaud'assainissementd'Ouled sidiBrahim, etla gestion àl'aided'un SIG(2016).M'sila
- [5] - Azzaz Rahmani, F. Conception et gestion des réseaux d'assainissement de la ville de THENEIT EL HAD (W. TISSEMSILT), Mémoire de fin étude d'assainissement, Mémoire de fin étude d'assainissement, E.N.S.H, 2007, Blida
- [6] - C. Gomella et H. Guerrée, 1986. « Guide technique de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales » ; 61, Boulevard Saint-Germain. 75005 Paris.
- [7] - Cours d'assainissement urbain 1980, « initiation à la technique du traitement des eaux usées et des déchets solides », l'université des sciences et des techniques d'Alger.
- [8] - Dr Salah Boualem - « Cours d'Assainissement 5ème », E.N.S.H, 2007, Blida.
- [9] - Gide technique d'assainissement, Paris 199
- [10] - FORMATION Covadis, réseau d'assainissement partie IV.D, Décembre 2006.
- [11] - et H. Guerrée, 1986. « Guide technique de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales » ; 61, Boulevard Saint-Germain. 75005 Paris.
- [12] - Azzaz Rahmani, F. Conception et gestion des réseaux d'assainissement de la ville de THENEIT EL HAD (W. TISSEMSILT), Mémoire de fin étude d'assainissement, Mémoire de fin étude d'assainissement, E.N.S.H, 2007, Blida.
- [13] - Dr Salah Boualem polycopie d'assainissement, E.N.S.H. Blida, 2007.
- [14] - Koual K., mémoire de fin d'étude <<Etude du réseau d'assainissement de la ville d'Oum El Bouaghi POS « P », Université Larbi Ben M'hidi, Oum el Bouaghi 2012.

Les sites de web :

[3] - <https://www.umoncton.ca/prof/node/1315>

[15] - [http://www-gio-média.com/réseaux d'assainissement](http://www-gio-média.com/réseaux_d'assainissement).

Annexes

Annexe 1
Tableaux des :
Débits
Assemblages
Paramètres hydrauliques
Paramètres des nœuds

Mètres du réseau COND 06

Dossier traité : C:\Users\MAISON XP\Desktop\Nouveau dossier (3)\04-Assainissement\5.dwg
Date du calcul : 02/06/2022 à 15:05:49

Tuyau	DN (mm)	Longueur 2D	Longueur 3D	Volumes (m³)					
				Fouille	Fondation	Lit de pose	Enrobage	Remblai	Décaissement
135A-0400		58,094	58,094						
CR8-0300	289,000	215,677	215,687	1120,986		37,423	171,871	896,535	
Totaux		273,771	273,781	1120,986	0,000	37,423	171,871	896,535	0,000

Mètres du réseau COND 33

Dossier traité : C:\Users\MAISON XP\Desktop\Nouveau dossier (3)\04-Assainissement\5.dwg
Date du calcul : 02/06/2022 à 15:05:54

Tuyau	DN (mm)	Longueur 2D	Longueur 3D	Volumes (m³)					
				Fouille	Fondation	Lit de pose	Enrobage	Remblai	Décaissement
CR8-0300	289,000	241,707	241,767	1094,057		41,090	188,366	847,409	
Totaux		241,707	241,767	1094,057	0,000	41,090	188,366	847,409	0,000

Mètres du réseau COND 87

Dossier traité : C:\Users\MAISON XP\Desktop\Nouveau dossier (3)\04-Assainissement\5.dwg
Date du calcul : 02/06/2022 à 15:06:04

:

Tuya u	DN (mm)	Longueu r 2D	Longueu r 3D	Volumes (m³)					
				Fouille	Fondatio n	Lit de pose	Enrobag e	Rembla i	Décasseme nt
CR8-0110	106,000	50,877	50,879	265,355		8,649	26,484	229,711	
CR8-0300	289,000	150,703	150,703	648,549		24,956	114,127	498,804	

Totaux		201,580	201,582	913,904	0,000	33,605	140,611	728,516	0,000
---------------	--	---------	---------	---------	-------	--------	---------	---------	-------

Mètres du réseau COND 93

Dossier traité : C:\Users\MAISON XP\Desktop\Nouveau dossier (3)\04-Assainissement\5.dwg
 Date du calcul : 02/06/2022 à 15:06:05

Tuya u	DN (mm)	Longueu r 2D	Longueu r 3D	Volumes (m³)					
				Fouille	Fondatio n	Lit de pose	Enrobag e	Rembla i	Décassemen t
CR8-0300		206,737	206,751	699,765		25,261	115,809	548,148	

Totaux		206,737	206,751	699,765	0,000	25,261	115,809	548,148	0,000
---------------	--	---------	---------	---------	-------	--------	---------	---------	-------

Mètres du réseau COND 06

Dossier traité : C:\Users\MAISON XP\Desktop\Nouveau dossier (3)\04-Assainissement\5.dwg
 Date du calcul : 02/06/2022 à 15:03:29

Tronçon		Canalis ation	DN (mm)	Tranche de 0.00 à 2.00		Tranche de 2.00 à 4.00		Tranche de 4.00 à 6.00		Tranche de 6.00 à 8.00		Tranche > à 8.00	
Am ont	Av al			Long ueur 2D	Volu me (m³)	Long ueur 2D	Volu me (m³)	Long ueur 2D	Volu me (m³)	Long ueur 2D	Volu me (m³)	Long ueur 2D	Volu me (m³)
R23	R1	CR8-	289,	57,91	189,	57,91	52,3						

	9	0300	000	1	02	1	4						
R19	R15	CR8-0300	289,000	57,574	195,74	57,574	81,93						
R15	R11	CR8-0300	289,000	55,001	208,95	55,001	167,45						
R11	R5	CR8-0300	289,000	45,192	154,66	45,192	70,89						

Totaux			215,677	748,376	215,677	372,610	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
---------------	--	--	---------	---------	---------	---------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Mètres du réseau COND 33

Dossier traité : C:\Users\MAISON XP\Desktop\Nouveau dossier (3)\04-Assainissement\5.dwg

Date du calcul : 02/06/2022 à 15:03:39

Tronçon		Canalisation	DN (mm)	Tranche de 0.00 à 2.00		Tranche de 2.00 à 4.00		Tranche de 4.00 à 6.00		Tranche de 6.00 à 8.00		Tranche > à 8.00	
Amont	Avant			Longueur 2D	Volumé (m³)	Longueur 2D	Volumé (m³)	Longueur 2D	Volumé (m³)	Longueur 2D	Volumé (m³)	Longueur 2D	Volumé (m³)
R49	R91	CR8-0300	289,000	71,315	242,39	71,315	87,94						
R91	R100	CR8-0300	289,000	27,052	92,04	27,052	30,45						
R100	R105	CR8-0300	289,000	48,657	165,47	48,657	56,96						
R105	R119	CR8-0300	289,000	47,986	163,15	47,986	50,36						
R119	R120	CR8-0300	289,000	46,697	158,86	46,697	46,43						

Totaux			241,707	821,911	241,707	272,146	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
---------------	--	--	---------	---------	---------	---------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Mètres du réseau COND 87

Dossier C:\Users\MAISON XP\Desktop\Nouveau dossier (3)\04-
 traité : Assainissement\5.dwg

Date du 02/06/2022 à 15:03:56
 calcul :

Tronçon		Canalis ation	DN (mm)	Tranche de 0.00 à 2.00		Tranche de 2.00 à 4.00		Tranche de 4.00 à 6.00		Tranche de 6.00 à 8.00		Tranche > à 8.00	
Am ont	Av al			Long ueur 2D	Volu me (m³)	Long ueur 2D	Volu me (m³)	Long ueur 2D	Volu me (m³)	Longu eur 2D	Volu me (m³)	Longu eur 2D	Volu me (m³)
R29 5	R2 96	CR8- 0110	106, 000	50,87 7	172, 99	50,87 7	92,3 6						
R29 6	R2 97	CR8- 0300	289, 000	56,05 5	177, 32	56,05 5	46,6 7						
R29 7	R2 98	CR8- 0300	289, 000	43,21 8	146, 94	43,21 8	43,3 4						
R29 8	R2 99	CR8- 0300	289, 000	51,42 9	174, 86	51,42 9	59,4 2						
Totaux				201,5 80	672, 119	201,5 80	241, 785	0,000	0,00 0	0,000	0,000	0,000	0,000

Mètres du réseau COND 93

Dossier C:\Users\MAISON XP\Desktop\Nouveau dossier (3)\04-
 traité : Assainissement\5.dwg
 Date du 02/06/2022 à 15:03:57
 calcul :

Tronçon		Canalis ation	DN (mm)	Tranche de 0.00 à 2.00		Tranche de 2.00 à 4.00		Tranche de 4.00 à 6.00		Tranche de 6.00 à 8.00		Tranche > à 8.00	
Am ont	Av al			Long ueur 2D	Volu me (m³)	Long ueur 2D	Volu me (m³)	Long ueur 2D	Volu me (m³)	Long ueur 2D	Volu me (m³)	Long ueur 2D	Volu me (m³)
R18 7	R1 92	CR8- 0300	289, 000	59,07 3	200, 87	59,07 3	68,7 5						
R19 2	R2 74	CR8- 0300	289, 000	38,73 8	131, 71	38,73 8	42,4 5						
R27 4	R3 04	CR8- 0300	289, 000	50,64 1	172, 69	50,64 1	83,3 0						
Totaux				148,4 52	505, 265	148,4 52	194, 500	0,000	0,00 0	0,000	0,00 0	0,000	0,00 0

COVADIS - LISTING DES NOEUDS ET TRONCONS

Nom du dessin : C:\Users\MAIOSN XP\Desktop\Nouveau dossier (3)\04-Assainissement\5.dwg
 Date du listing : 04/06/2022 à 22:24
 Réseau : COND 01
 Hauteur de recouvrement : 1.00 m
 Hauteur de chute maximale : 2.00 m
 Profondeur minimale : 2.50 m
 Profondeur maximale : 4.00 m
 Pente minimale : 0.00200 m/m (0.200 %)
 Pente maximale : 0.04000 m/m (4.000 %)
 Vitesse minimale : 0.2 m/s
 Vitesse maximale : 4.0 m/s
 Matériau : PVC si diamètre <= 400 mm, sinon BA-135A
 Méthode pour les débits : Superficielle (Caquot)
 Formule pour les diamètres : Manning-Strickler
 Coefficient sur les débits : 100 %
 Taux de remplissage : 100 %

Cana	Noeuds		Cotes (m)				HtChute (m)	Profondeur (m)	Tronçon		
	Amont	Aval	TN	FE entrée	FE sortie	Piezo			Collecteur	Pente (%)	Long 2D (m)
COND 01 - 1	R1	R2	106,440	103,940	103,940	104,160		2,500	CR8-0400	0,200	35,000
			106,370	103,870	103,870	104,090		2,510			
COND 01 - 1	R2	R3	106,370	103,870	103,870	104,090		2,510	CR8-0400	0,200	35,000
			106,410	103,800	103,800	104,020		2,620			
COND 01 - 1	R3	R4	106,410	103,800	103,800	103,920		2,620	CR8-0400	1,900	35,000
			105,640	103,130	103,130	103,280		2,510			
COND 01 - 1	R4	R5	105,640	103,130	103,130	103,280		2,510	CR8-0400	1,000	34,200
			105,310	102,790	102,780	102,940	0,010	2,520			

COVADIS - LISTING DES BASSINS VERSANTS ELEMENTAIRES

Nom du dessin : C:\Users\MAIOSN XP\Desktop\Nouveau dossier (3)\04-

Assainissement\5.dwg
Date du listing : 04/06/2022 à 22:24
Réseau : COND 01
Hauteur de recouvrement : 1.00 m
Hauteur de chute maximale : 2.00 m
Profondeur minimale : 2.50 m
Profondeur maximale : 4.00 m
Pente minimale : 0.00200 m/m (0.200 %)
Pente maximale : 0.04000 m/m (4.000 %)
Vitesse minimale : 0.2 m/s
Vitesse maximale : 4.0 m/s
Matériau : PVC si diamètre <= 400 mm, sinon BA-135A
Méthode pour les débits : Superficielle (Caquot)
Formule pour les diamètres : Manning-Strickler
Coefficient sur les débits : 100 %
Taux de remplissage : 100 %

Nom	Aire (ha)	Coeff. de ruissellement C (%)	Pente I (%)	Longueur L (m)	Débit d'apport (m³/s)	Coeff. de forme m	Débit brut (m³/s)	Débit corrigé (m³/s)	Période de retour T (ans)
BV 01	0,488	60,000	0,050	138,915	0,000	1,003	0,069	0,069	10,000
BV 07	0,175	60,000	0,020	100,272	0,000	0,922	0,032	0,029	10,000

COVADIS - LISTING DES DEBITS ET SECTIONS

Nom du dessin : C:\Users\MAIOSN XP\Desktop\Nouveau dossier (3)\04-
Assainissement\5.dwg
Date du listing : 04/06/2022 à 22:24
Réseau : COND 01
Hauteur de recouvrement : 1.00 m
Hauteur de chute maximale : 2.00 m
Profondeur minimale : 2.50 m
Profondeur maximale : 4.00 m
Pente minimale : 0.00200 m/m (0.200 %)
Pente maximale : 0.04000 m/m (4.000 %)
Vitesse minimale : 0.2 m/s
Vitesse maximale : 4.0 m/s
Matériau : PVC si diamètre <= 400 mm, sinon BA-135A
Méthode pour les débits : Superficielle (Caquot)
Formule pour les diamètres : Manning-Strickler
Coefficient sur les débits : 100 %
Taux de remplissage : 100 %

Tronç	Débit	Diam.	Collecteur	Pen	V =	Valeurs calculées à l'aide	V	Pleine	Contra
-------	-------	-------	------------	-----	-----	----------------------------	---	--------	--------

on	d'assemblage (m³/s)	théorique (mm)				te (%)	Q/S (m/s)	de l'abaque Ab.5					Qps/ 10 (m/s)	section		nte
			No m	Secti on (m²)	Opti mal			r Q (Q/Q ps)	r V	r H	H (mm)	V (m/ s)		Vps (m/ s)	Qps (m³/ s)	
R1 - R2	0,069	325,000	CR 8- 040 0	0,11 8		0,2 00	0,5 90	0,630	1,0 50	0,5 70	222,0 00	0,9 90	0,52 0	0,9 40	0,11 1	OK
R2 - R3	0,069	325,000	CR 8- 040 0	0,11 8		0,2 00	0,5 90	0,630	1,0 50	0,5 70	222,0 00	0,9 90	0,52 0	0,9 40	0,11 1	OK
R3 - R4	0,069	213,000	CR 8- 040 0	0,11 8		1,9 00	0,5 90	0,200	0,7 80	0,3 10	118,0 00	2,2 80	1,60 0	2,9 00	0,34 2	OK
R4 - R5	0,074	246,000	CR 8- 040 0	0,11 8		1,0 00	0,6 30	0,300	0,8 70	0,3 70	145,0 00	1,8 30	1,16 0	2,1 10	0,24 8	OK

COVADIS - LISTING DES ASSEMBLAGES DES BASSINS VERSANTS

Nom du dessin : C:\Users\MAIOSN XP\Desktop\Nouveau dossier
 (3)\04-Assainissement\5.dwg
 Date du listing : 04/06/2022 à 22:24
 Réseau : COND 01
 Hauteur de recouvrement : 1.00 m
 Hauteur de chute maximale : 2.00 m
 Profondeur minimale : 2.50 m
 Profondeur maximale : 4.00 m
 Pente minimale : 0.00200 m/m (0.200 %)
 Pente maximale : 0.04000 m/m (4.000 %)
 Vitesse minimale : 0.2 m/s
 Vitesse maximale : 4.0 m/s
 Matériau : PVC si diamètre <= 400 mm, sinon BA-135A
 Méthode pour les débits : Superficielle (Caquot)
 Formule pour les diamètres : Manning-Strickler
 Coefficient sur les débits : 100 %
 Taux de remplissage : 100 %

Nom	Aire (ha)	Coeff. de ruissellement C (%)	Pente I (%)	Longueur L (m)	Débit d'apport (m³/s)	Débit d'assemblage (m³/s)
BV 01	0,488	60,000	0,050	138,915	0,000	0,069
S1=(BV 01+BV 07)	0,663	60,000	0,032	239,187	0,000	0,074

COVADIS - LISTING DES NOEUDS ET TRONCONS

Nom du dessin : C:\Users\MAIOSN XP\Desktop\Nouveau dossier (3)\04-Assainissement\5.dwg
Date du listing : 04/06/2022 à 23:10
Réseau : COND 43

Cana	Noeuds		Cotes (m)				Ht Chute (m)	Profondeur (m)	Tronçon		
	Amont	Aval	TN	FE entrée	FE sortie	Piezo			Collecteur	Pente (%)	Long 2D (m)
COND 43 - 1	R129	R131	104,210	101,710	101,710	101,890		2,500	CR8-0300	1,270	52,080
			103,600	101,050	101,050	101,240		2,550			
COND 43 - 1	R131	R141	103,600	101,050	101,050	101,240		2,550	CR8-0400	1,300	51,070
			102,900	100,380	100,350	100,580	0,030	2,520			

COVADIS - LISTING DES BASSINS VERSANTS ELEMENTAIRES

Nom du dessin : C:\Users\MAIOSN XP\Desktop\Nouveau dossier (3)\04-Assainissement\5.dwg
Date du listing : 04/06/2022 à 23:10
Réseau : COND 43

Nom	Aire (ha)	Coeff. de ruissellement C (%)	Pente I (%)	Longueur L (m)	Débit d'apport (m³/s)	Coeff. de forme m	Débit brut (m³/s)	Débit corrigé (m³/s)	Période de retour T (ans)
BV 65	0,679	60,000	0,010	98,503	0,000	1,259	0,089	0,112	10,000
BV 66	0,410	60,000	0,010	55,630	0,000	1,452	0,061	0,088	10,000

COVADIS - LISTING DES DEBITS ET SECTIONS

Nom du dessin : C:\Users\MAIOSN XP\Desktop\Nouveau dossier (3)\04-Assainissement\5.dwg
Date du listing : 04/06/2022 à 23:10
Réseau : COND 43

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur			Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5						V Qps /10 (m³/s)	Pleine section		Contrainte
			No	Sect ion (m²)	Opti mal		r Q (Q/ Qps)	r V	r H (mm)	V (m/s)				Vp s (m/s)	Qp s (m³/s)	
R129 - R131	0,088	251,000	C R8 - 0300	0,066		1,270	1,340	0,680	1,080	0,610	176,000	2,110	1,080	1,960	0,128	OK
R131 - R141	0,147	303,000	C R8 - 0404	0,118		1,300	1,250	0,520	1,010	0,510	198,000	2,420	1,320	2,400	0,283	OK

COND 93 - 1	R187	99,870	97,370	97,340	0,000	0,020	2,520		#####	59,070
	R192	99,180	0,000	96,670	0,000		#####		#####	
COND 93 - 1	R192	99,180	0,000	96,670	0,000		2,510		#####	38,740
	R274	98,320	0,000	95,540	0,000		#####		#####	
COND 93 - 1	R274	98,320	0,000	95,540	0,000		2,770		#####	50,640
	R304	98,860	0,000	0,000	0,000		#####		#####	

COVADIS - LISTING DES BASSINS VERSANTS ELEMENTAIRES

Nom du dessin : C:\Users\MAIOSN XP\Documents\Dessin3.dwg
Date du listing : 04/06/2022 à 23:40
Réseau : COND 93

Nom	Aire (ha)	Coeff. de ruissellement C (%)	Pente I (%)	Longueur L (m)	Débit d'apport (m³/s)	Coeff. de forme m	Débit brut (m³/s)	Débit corrigé (m³/s)	Période de retour T (ans)
BV 135	0,142	60,000	0,010	55,782	0,000	1,143	0,027	0,031	10,000
BV 136	0,291	60,000	0,010	92,215	0,000	1,073	0,047	0,050	10,000
BV 137	0,049	60,000	0,010	44,741	0,000	0,994	0,012	0,012	10,000

COVADIS - LISTING DES DEBITS ET SECTIONS

Nom du dessin : C:\Users\MAIOSN XP\Documents\Dessin3.dwg
Date du listing : 04/06/2022 à 23:40
Réseau : COND 93

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur			Pente (%)	V = Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5				V Qps/10 (m/s)	Pleine section		Contrainte
			No m	Secti on (m²)	Optim al			r Q (Q/Qp s)	r r V H (m/s)	H (m)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R179 - R187	0,021	124,000													OK
R187 - R192	0,021	217,000													OK
R192 - R274	0,042	280,000													OK
R274 - R304	0,042	280,000													OK

COVADIS - LISTING DES ASSEMBLAGES DES BASSINS VERSANTS

Nom du dessin : C:\Users\MAIOSN XP\Documents\Dessin3.dwg
Date du listing : 04/06/2022 à 23:40

Réseau :

COND 93

Nom	Aire (ha)	Coeff. de ruissellement C (%)	Pente I (%)	Longueur L (m)	Débit d'apport (m ³ /s)	Débit d'assemblage (m ³ /s)
BV 135	0,142	60,000	0,010	55,782	0,000	0,031
S1=(BV 135+BV 136)	0,432	60,000	0,010	147,997	0,000	0,060
S2=(S1+BV 137)	0,481	60,000	0,010	192,738	0,000	0,060

Annexe 2
Tableaux des :
Résultat des Mètres

Calepinage des canalisations du réseau COND 06

Dossier traité : E:\bassidi 2070\omar 2070\Nouveau dossier\2017.dwg

Date du calcul : 22/05/2022 à 01:31:16

Tronçon		Collecteur	Longueur utile	Longueur 3D	Nombre d'éléments	Marge
Amont	Aval					
R24	R25	135A-0400	3,000	25,750	9	0,000
R25	R26	135A-0400	3,000	32,344	11	0,000
R23	R19	CR8-0300	6,000	57,919	10	0,000
R19	R15	CR8-0300	6,000	57,574	10	0,000
R15	R11	CR8-0300	6,000	55,001	9	0,000
R11	R5	CR8-0300	6,000	45,193	8	0,000

Tuyau	Longueur 3D totale	Nombre d'éléments	Prix unitaire	Prix
135A-0400	58,094	20		0,000
CR8-0300	215,687	37		0,000

Calepinage des canalisations du réseau COND 33

Dossier traité : E:\bassidi 2070\omar 2070\Nouveau dossier\2017.dwg

Date du calcul : 22/05/2022 à 01:31:18

Tronçon		Collecteur	Longueur utile	Longueur 3D	Nombre d'éléments	Marge
Amont	Aval					
R49	R91	CR8-0300	6,000	71,331	12	0,000
R91	R100	CR8-0300	6,000	27,074	5	0,000
R100	R105	CR8-0300	6,000	48,661	8	0,000
R105	R119	CR8-0300	6,000	47,996	8	0,000
R119	R120	CR8-0300	6,000	46,704	8	0,000

Tuyau	Longueur 3D totale	Nombre d'éléments	Prix unitaire	Prix
CR8-0300	241,767	41		0,000

Calepinage des canalisations du réseau COND 87

Dossier traité : E:\bassidi 2070\omar 2070\Nouveau dossier\2017.dwg

Date du calcul : 22/05/2022 à 01:31:22

Tronçon		Collecteur	Longueur utile	Longueur 3D	Nombre d'éléments	Marge
Amont	Aval					
R295	R296	CR8-0300	6,000	50,892	8	0,000
R296	R297	CR8-0300	6,000	56,056	9	0,000
R297	R298	CR8-0300	6,000	43,219	7	0,000
R298	R299	CR8-0300	6,000	51,429	9	0,000

Tuyau	Longueur 3D totale	Nombre d'éléments	Prix unitaire	Prix
CR8-0300	201,595	33		0,000

Calepinage des canalisations du réseau COND 92

Dossier traité : E:\bassidi 2070\omar 2070\Nouveau dossier\2017.dwg

Date du calcul : 22/05/2022 à 01:31:22

Tronçon		Collecteur	Longueur utile	Longueur 3D	Nombre d'éléments	Marge
Amont	Aval					
R281	R310	CR8-0300	6,000	52,017	9	0,000

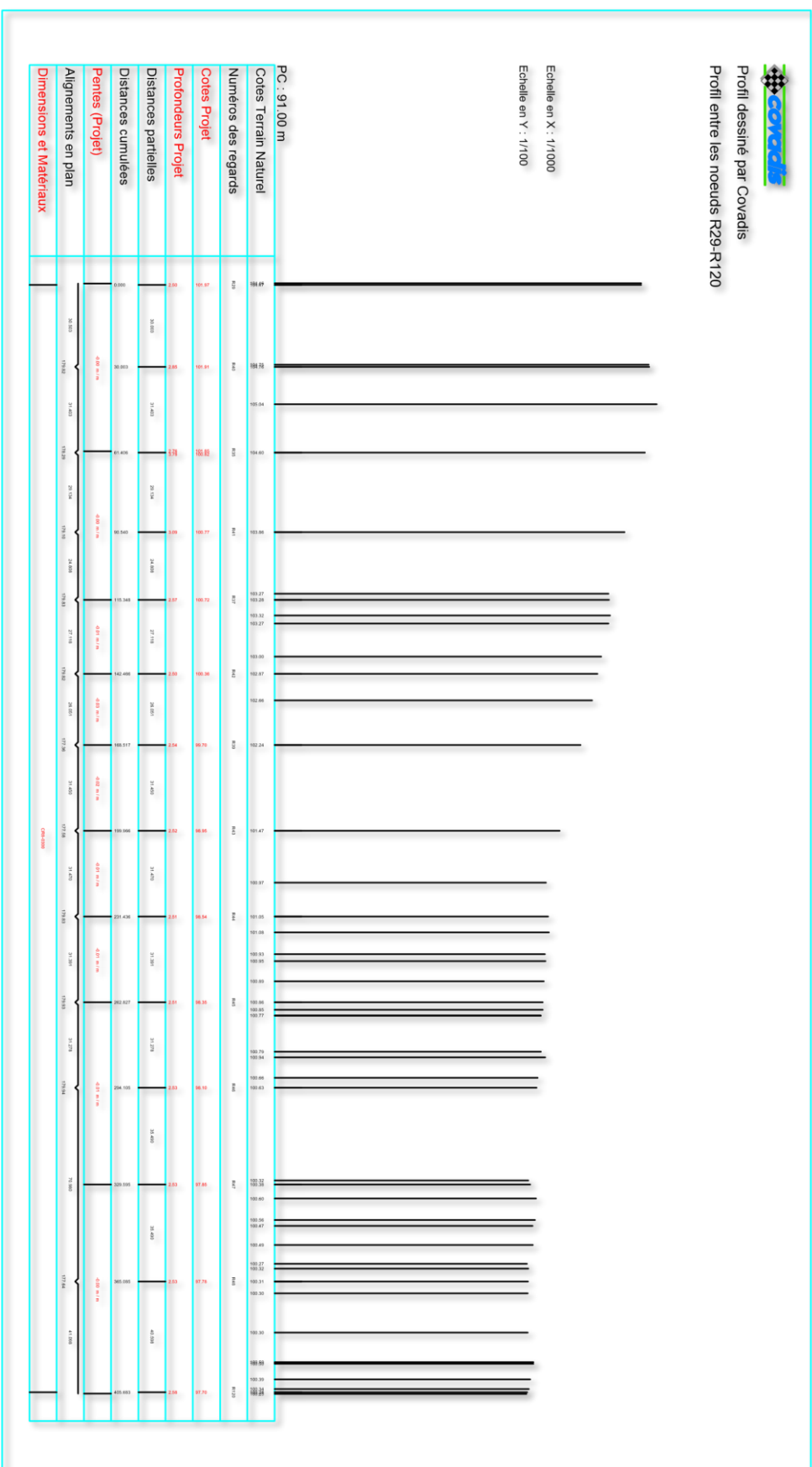
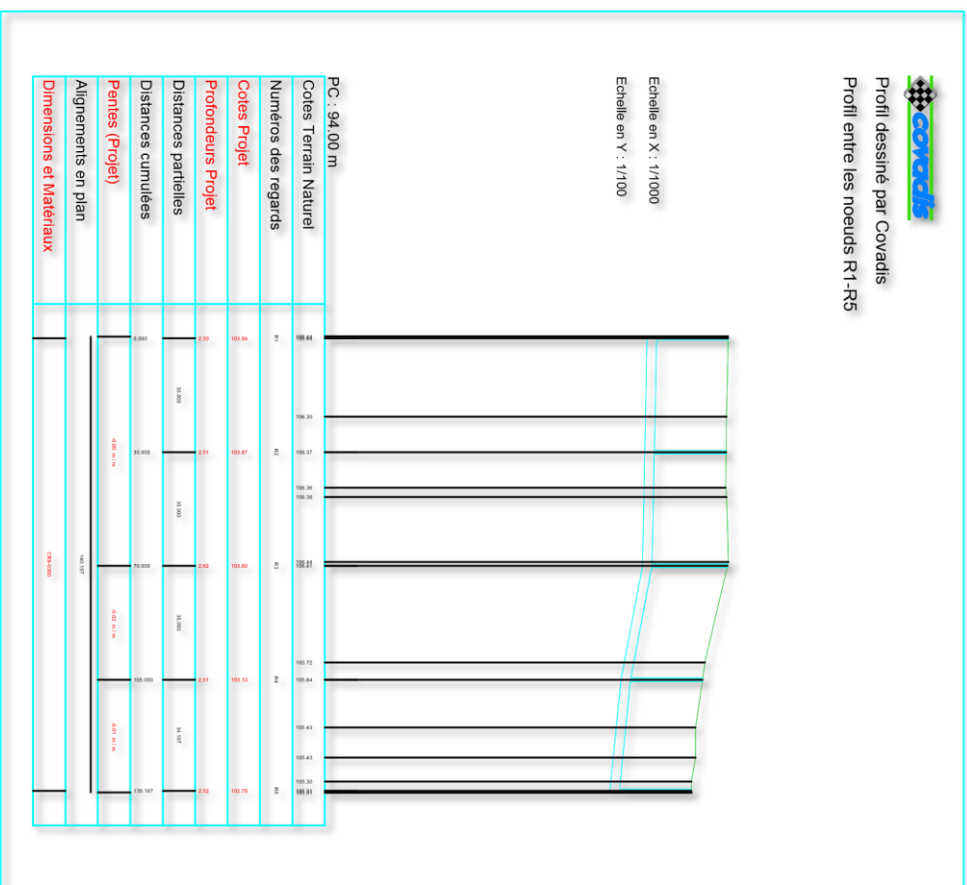
Tuyau	Longueur 3D totale	Nombre d'éléments	Prix unitaire	Prix
CR8-0300	52,017	9		0,000

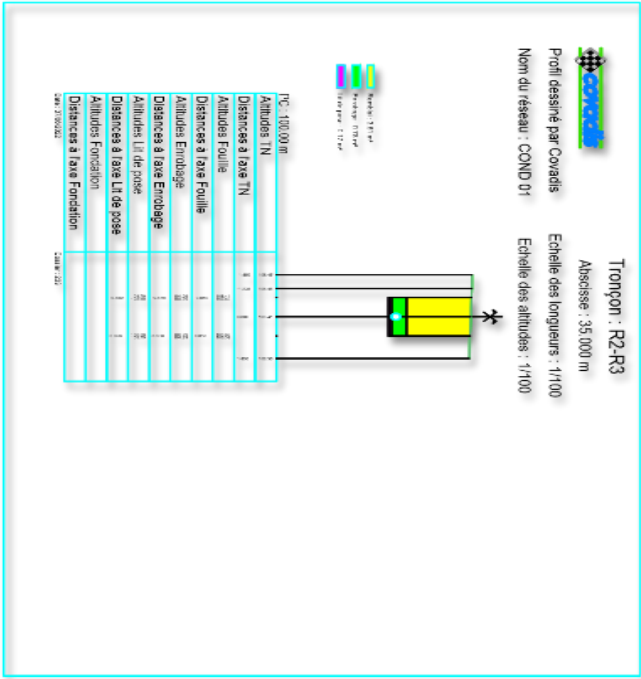
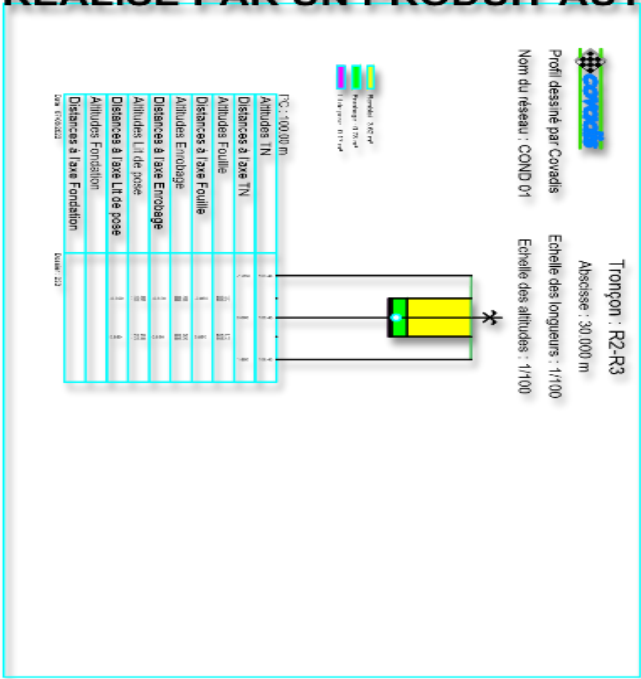
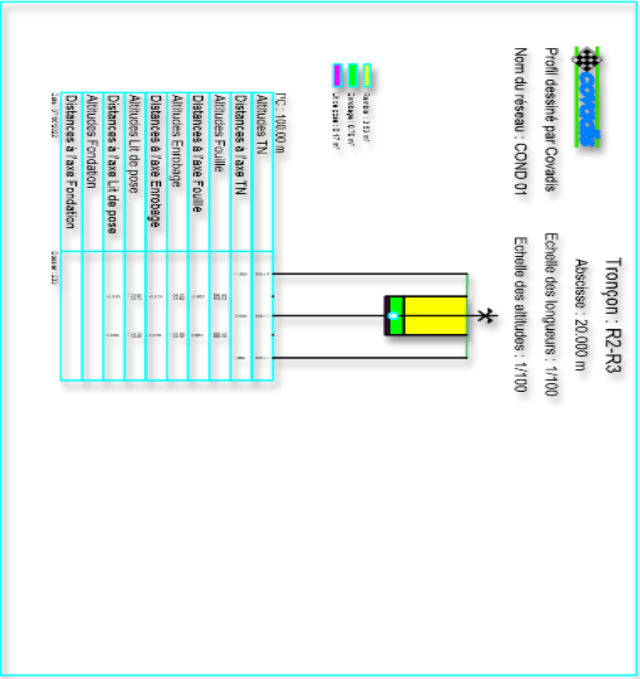
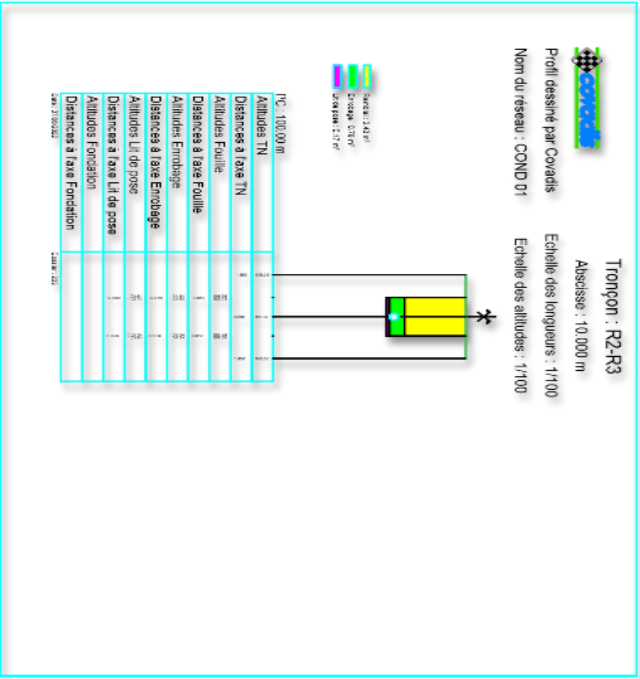
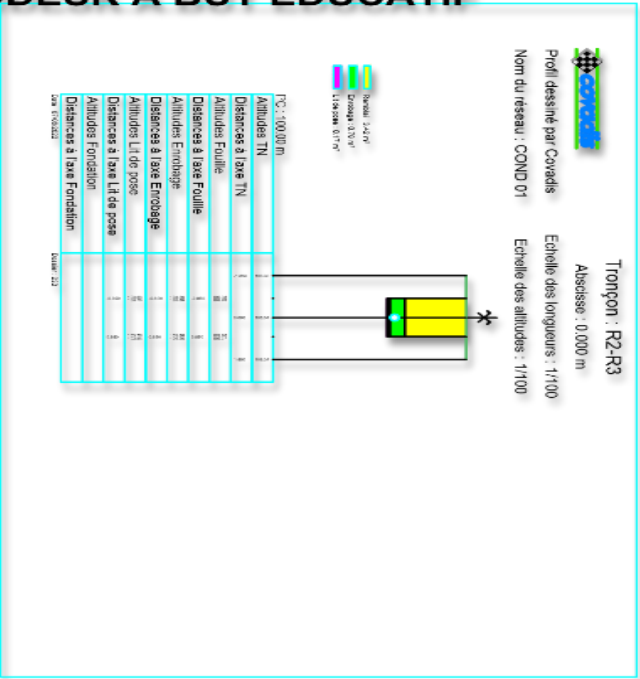
Annexe 3

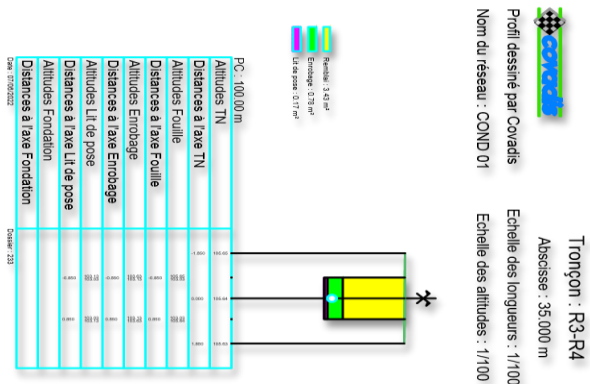
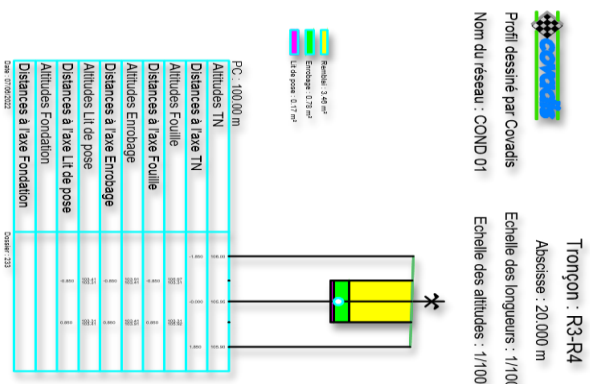
✚ Profil en long et profil en travers.

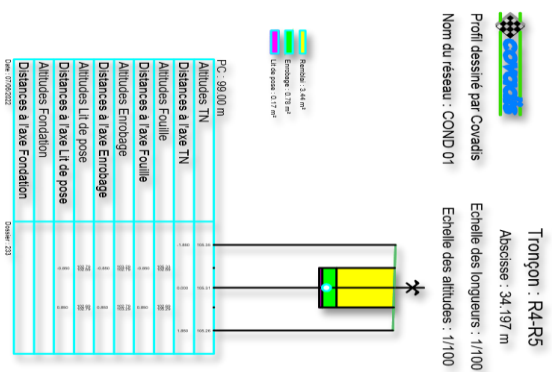
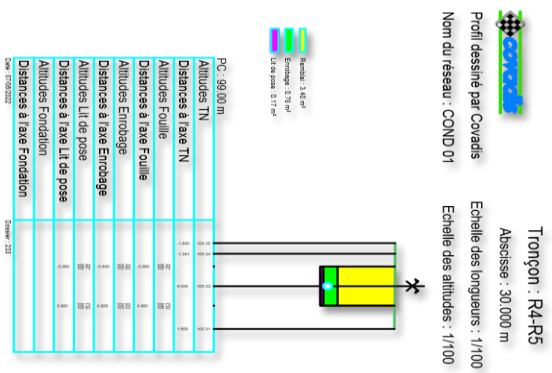
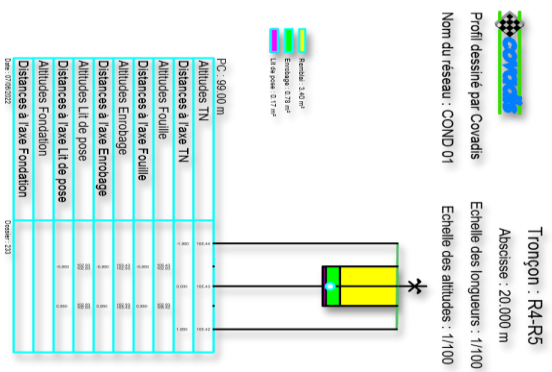
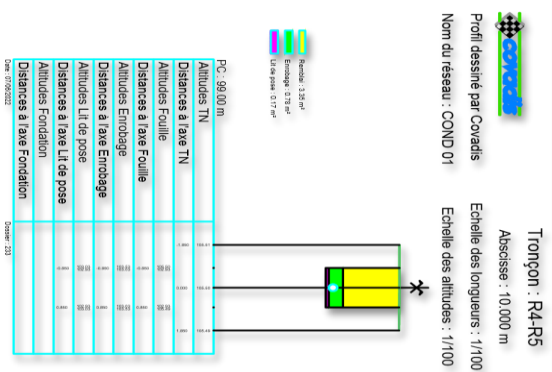
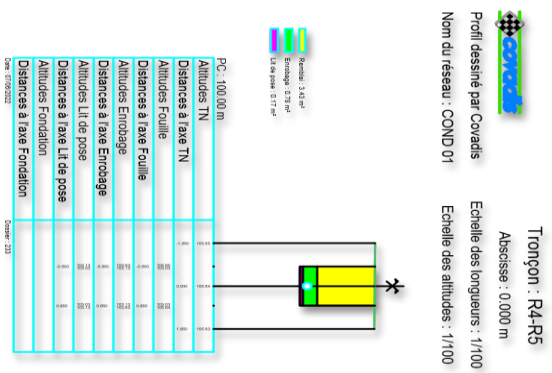
✚ Profil LEVE TOPO1200 FINAL.

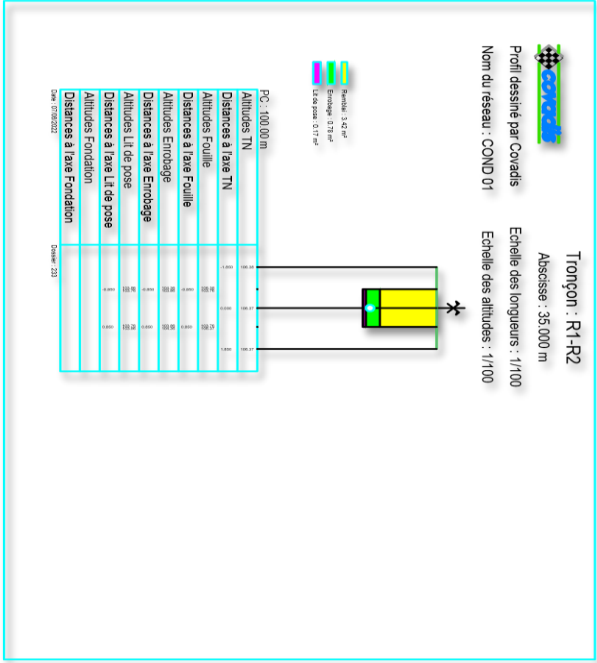
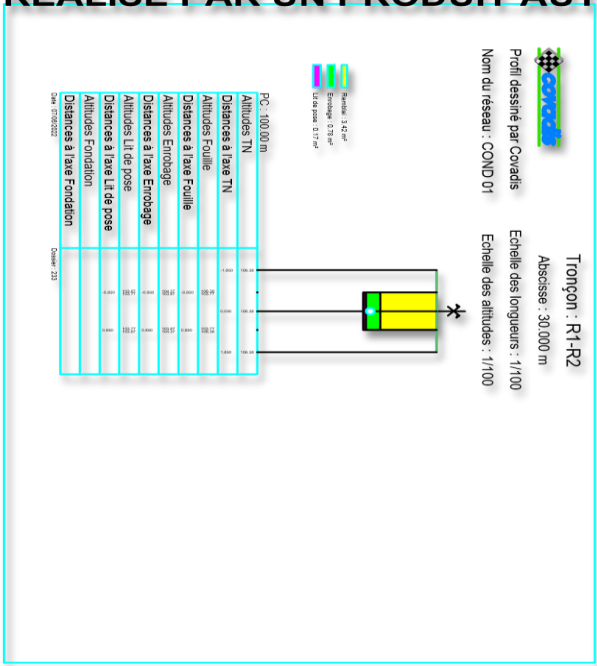
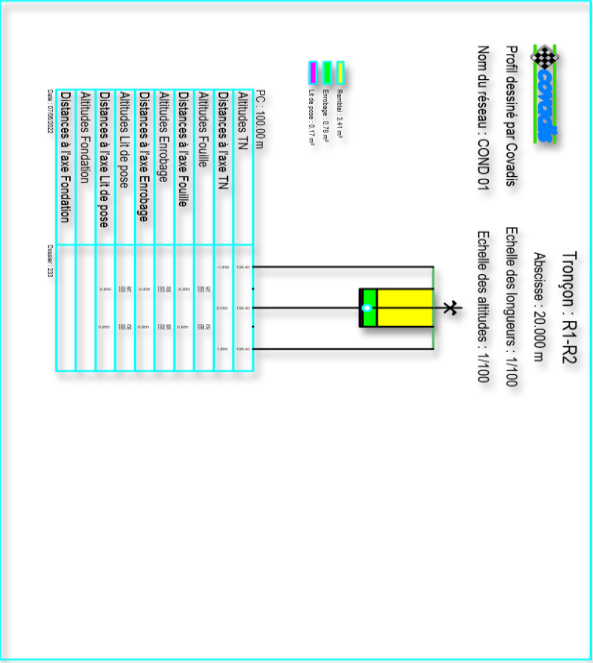
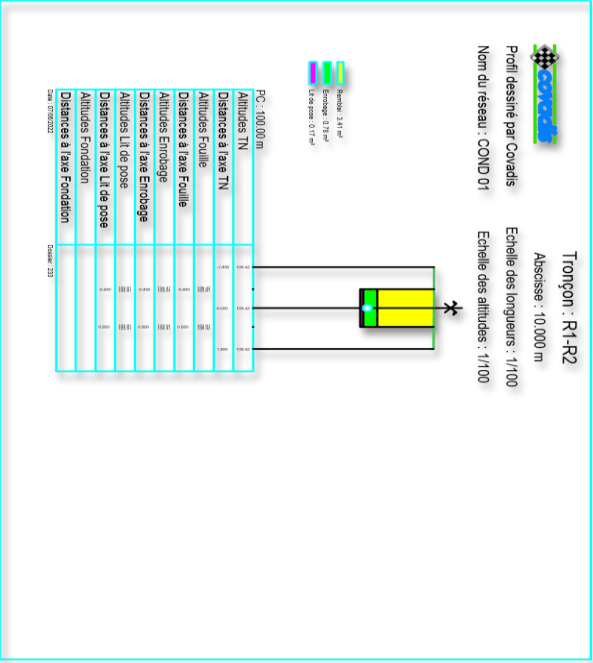
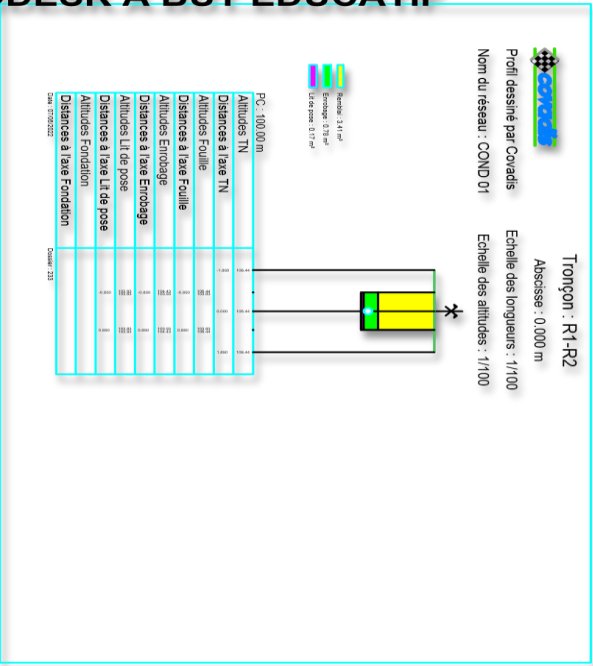
✚ Profil ASSAINISSEMENT 1200
FINAL





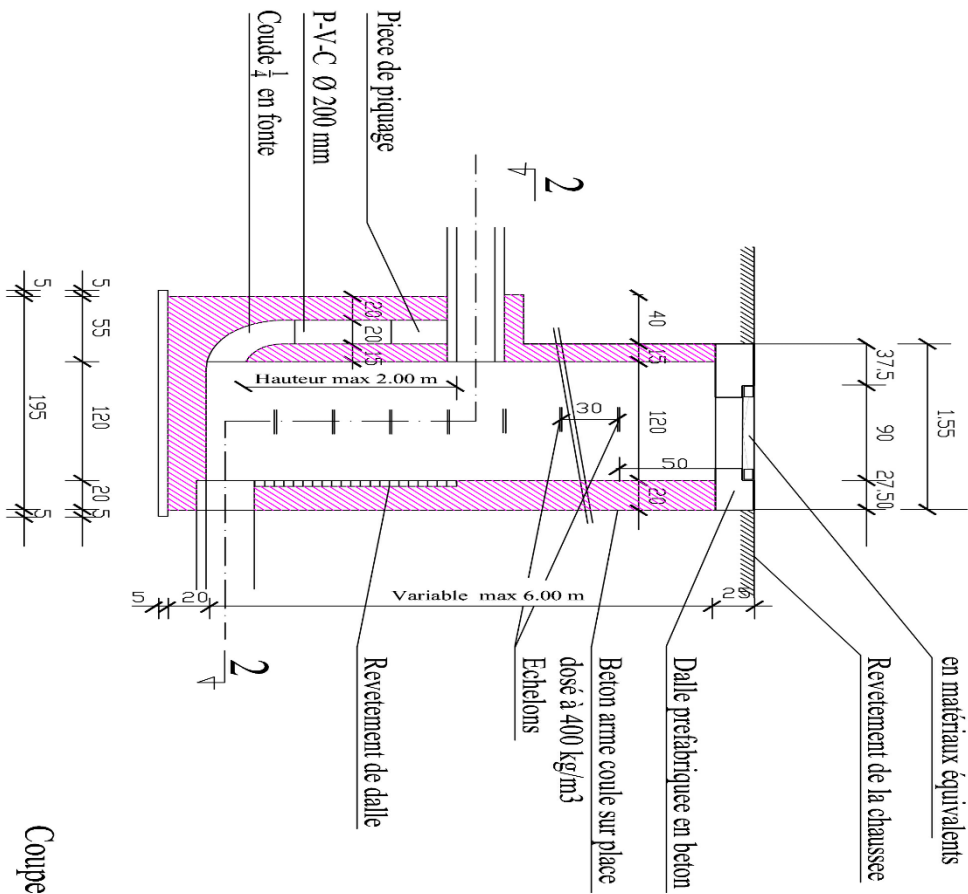




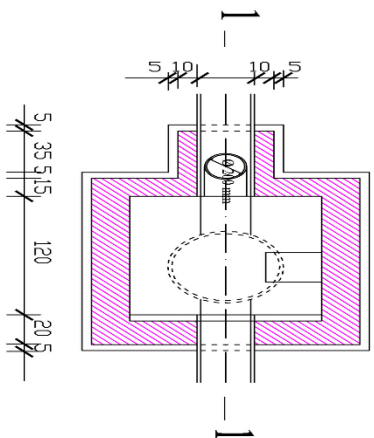


REGARD DE CHUTE POUR Ø 400 à 800 mm

Coupe 1-1

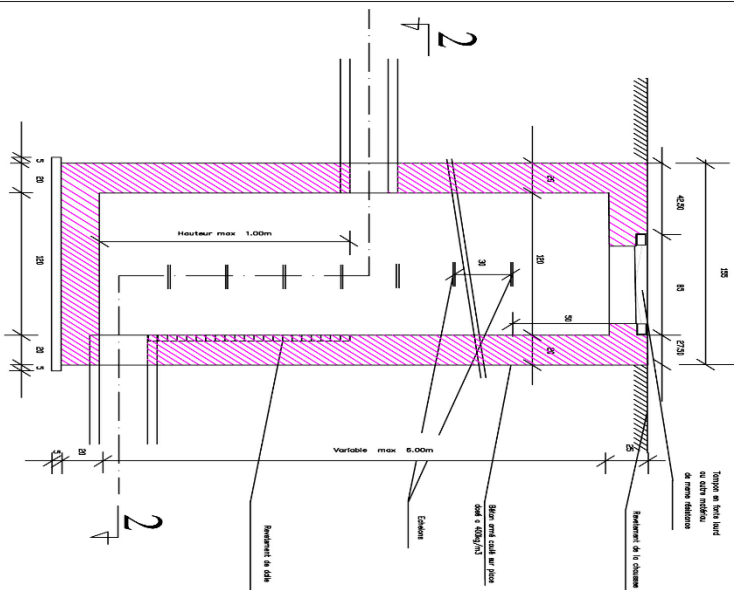


Coupe 2-2

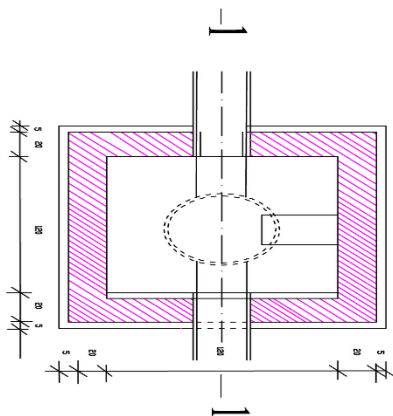


REGARD DE CHUTE POUR Ø 400 à 600 mm

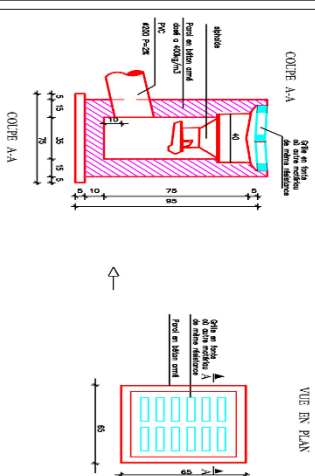
Coupe 1-1



Coupe 2-2

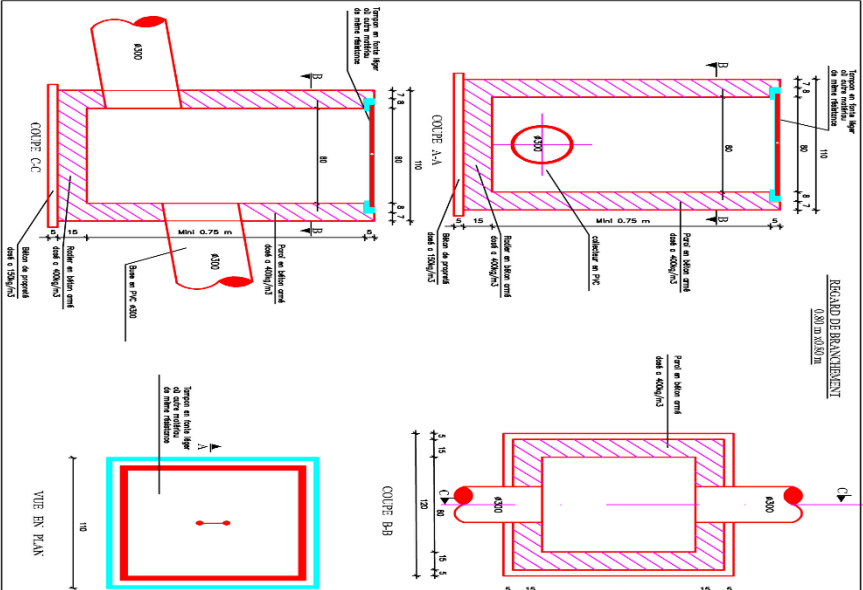


REGARD A GRIFFE AVEC SPRINDE



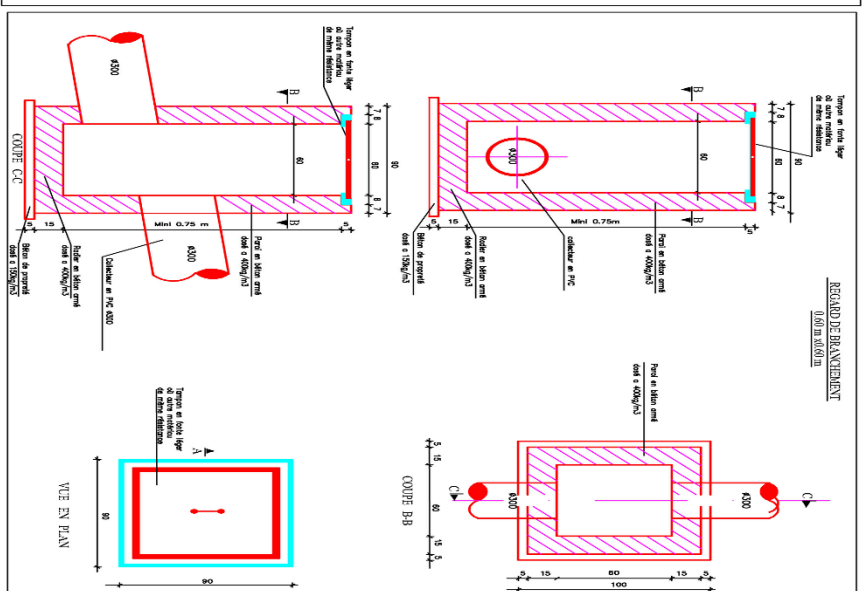
REGARD DE BRANCHEMENT

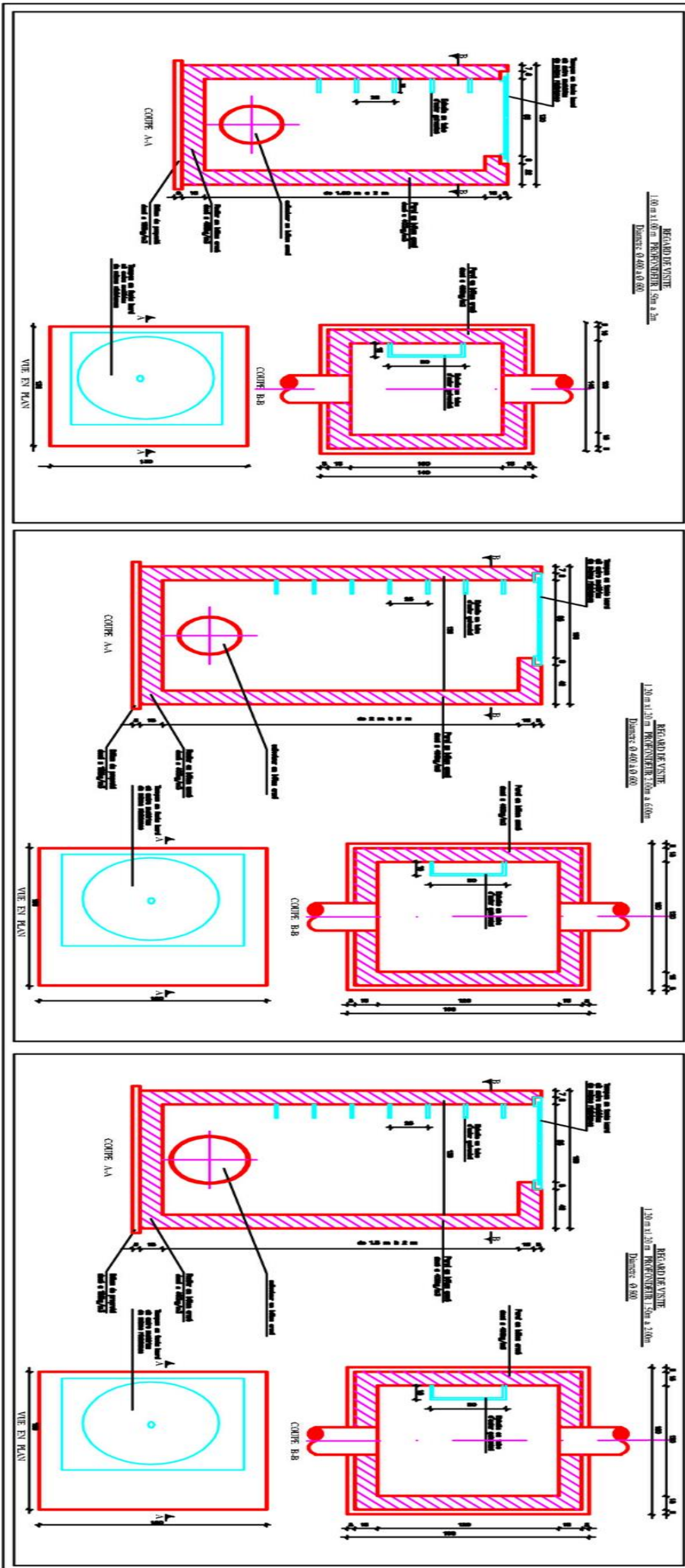
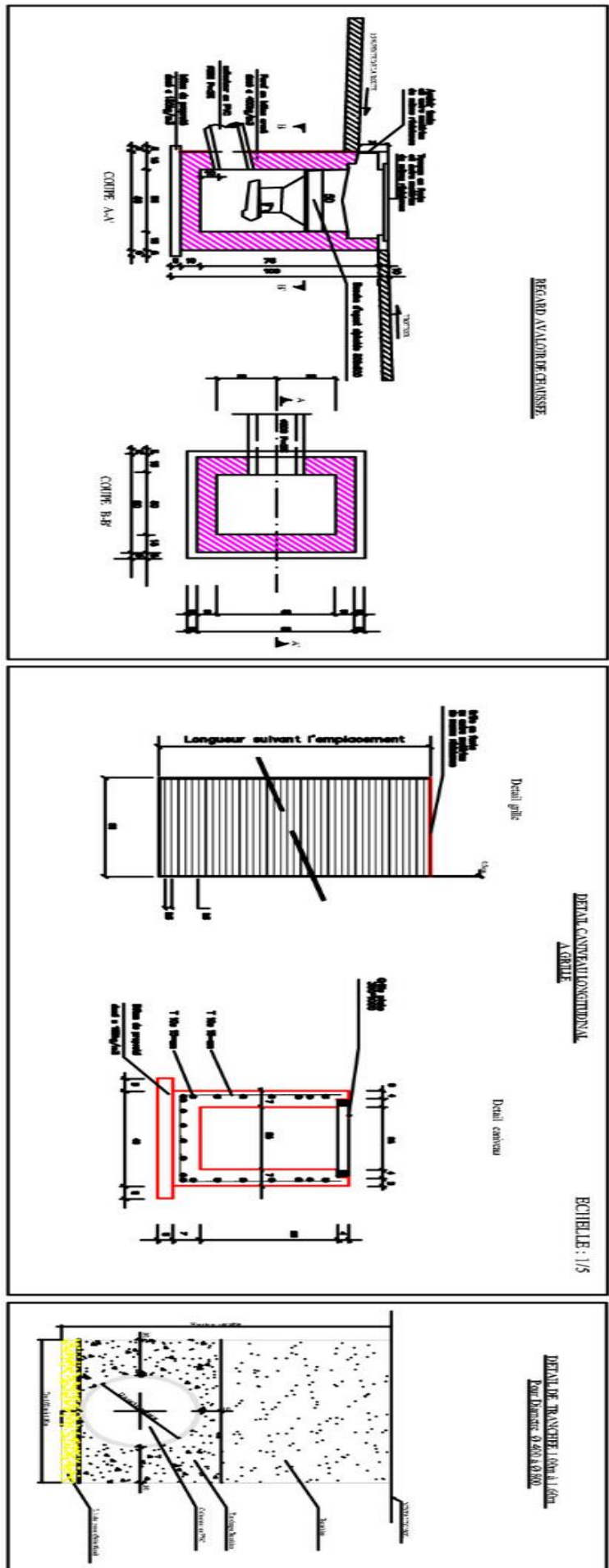
Ø 80 à Ø 150 mm



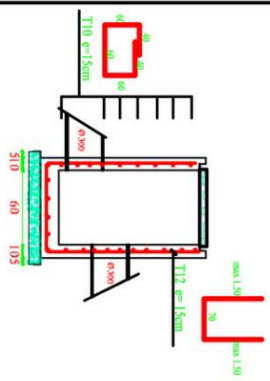
REGARD DE BRANCHEMENT

160 à 600 mm

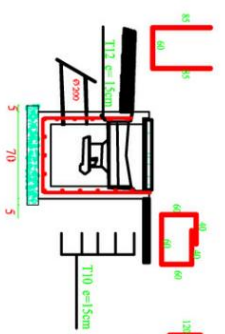




Regard de branchement tampon en fonte 0.60m x 0.60m profondeur jusqu'à 1.50 m

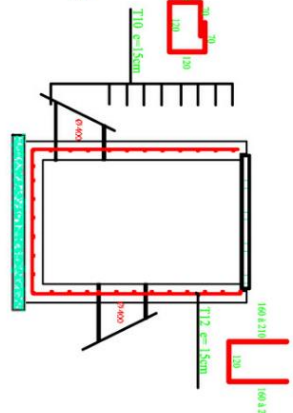


Regard avaloir de chaussée

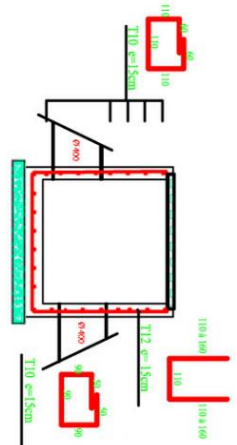


Regard de visite tampon en fonte lourd 1.00 m x 1.00 m profondeur 1.50m à 2m

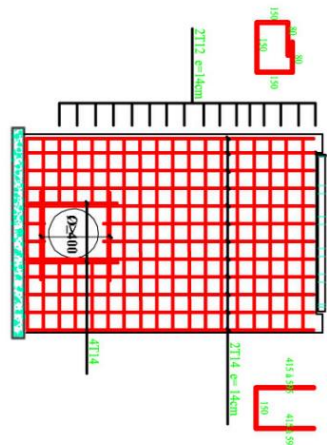
1.5 m ≤ H ≤ 2 m



1 m ≤ H ≤ 1.5 m

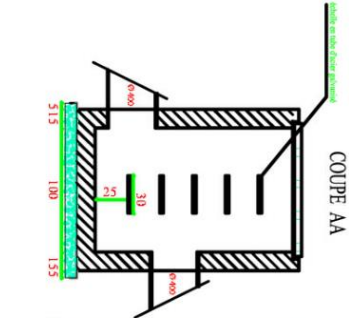


Regard de branchement tampon en fonte 0.80m x 0.80m profondeur jusqu'à 1.50 m

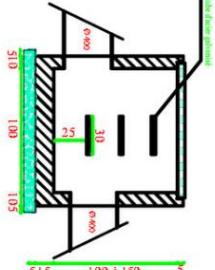


mode d'application des tubes d'acier (échelons) dans le mur du regard

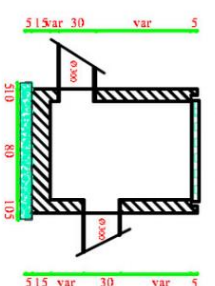
COUPE AA



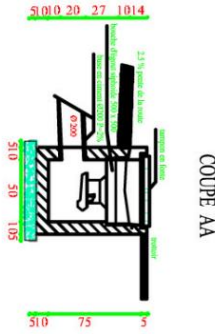
COUPE AA



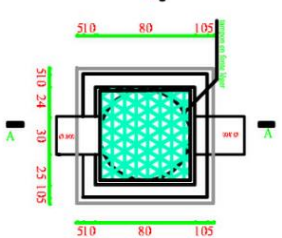
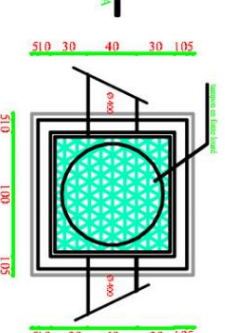
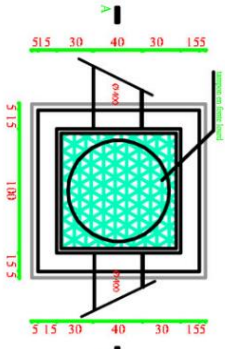
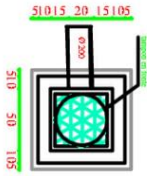
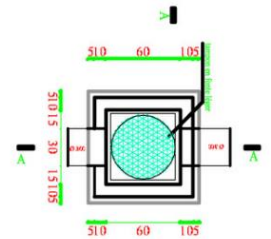
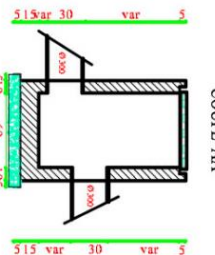
COUPE AA



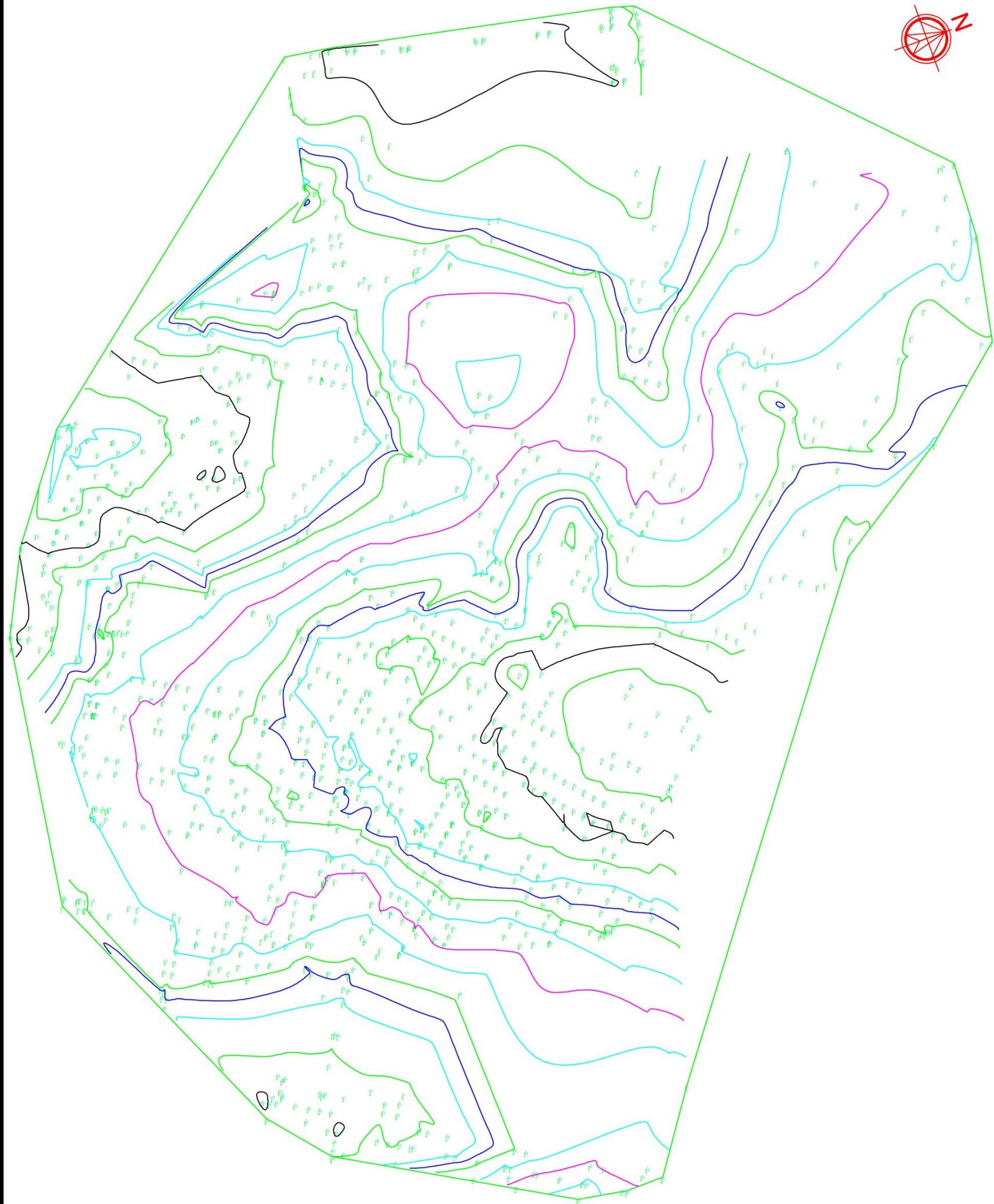
COUPE AA



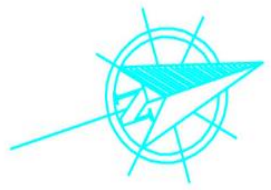
COUPE AA



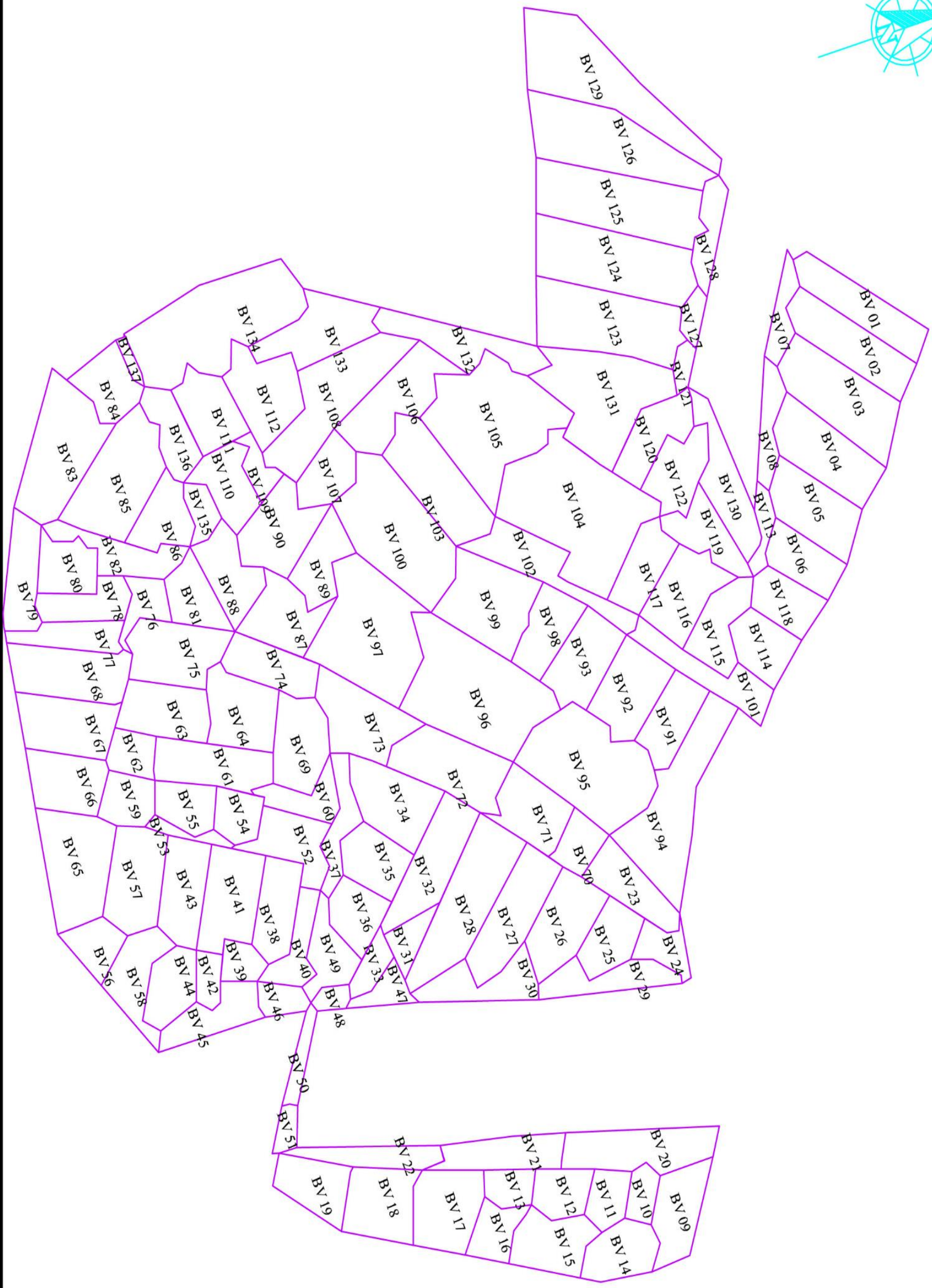
LOTISSEMENT 1200



CN_01_00
CN_02_00
CN_02_50
CN_05_00
CN_01_00
TN_PERIMETRE



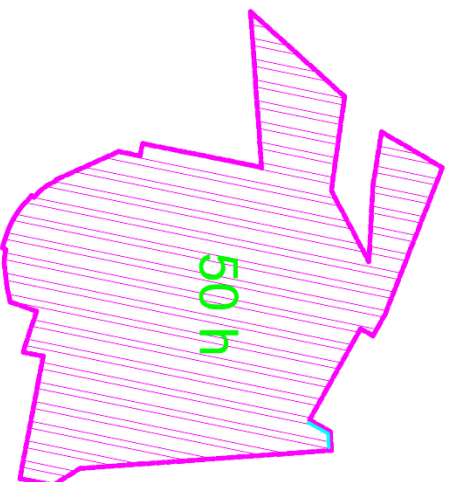
LOTISSEMENT 1200



plan du situation

Le quartier se caractérise par une forme relativement irrégulière et couvre une superficie de 50 hectares

logement 1200 quartier

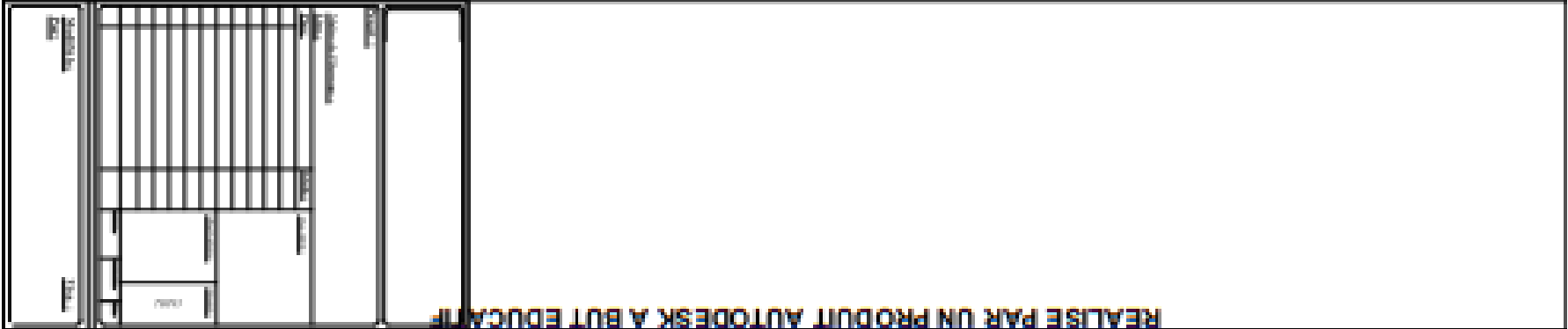


La forme et la superficie du quartier

Etude analytique du quartier 1200 logements -M'sila

prepare par

A complex, fractal-like geometric pattern composed of numerous small, interconnected line segments and squares, resembling a stylized, abstract landscape or a dense network of paths. The pattern is rendered in a light blue color on a white background. The structure is highly recursive, with smaller versions of the overall shape appearing within the larger ones. It features a mix of straight and slightly curved lines, creating a sense of depth and movement. The overall form is somewhat irregular, with many protrusions and indentations, giving it a natural, organic feel despite its mathematical construction.



LOTISSEMENT 1200

