



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Assainissement

THEME :

**Etude du système d'assainissement urbain de
la ville de Oued Sebt (w.Tipaza)**

Présenté par :
Khadri Nizar

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
.ZAIBAK ISSAM	M.C.B	Président
.KHEDIMLLAH ABDERRAHMANE	M.C.B	Examineur
.KADI LATIFA	M.C.B	Examineur
.KASTALI ABDENOUR	M.A.A	Examineur
.TOUAHIR SABAH	M.A.A	Promoteur

Session : Février 2026

Remerciement

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Tout d'abord, je souhaite remercier chaleureusement mon Encadrante, Mme Touahir Sabah pour sa disponibilité, ses précieux conseils, et son encadrement bienveillant tout au long de ce projet. Son expertise et ses encouragements ont été d'une grande aide et m'ont permis de surmonter les nombreux défis rencontrés.

Je tiens également à remercier l'ensemble des enseignants de l'École nationale Supérieure d'Hydraulique pour la qualité de leur enseignement et le savoir qu'ils m'ont transmis durant ces années d'études.

Je voudrais exprimer ma gratitude à mes collègues et amis, qui ont été d'un soutien inestimable par leurs discussions enrichissantes, leurs suggestions pertinentes, et leur amitié indéfectible.

Enfin, je remercie ma famille pour leur soutien moral, leur patience et leur encouragement constant, sans lesquels ce travail n'aurait pas été possible. Leur confiance en moi m'a toujours motivé à donner le meilleur de moi-même.

À toutes ces personnes, je vous adresse mes plus sincères remerciements.

Nizar Khadri

Dédicace

Louange à dieu seul,

Ce modeste travail est dédié spécialement

A mes chers parents ,en témoignage de ma reconnaissance pour leurs patience, leurs dévouement, et leur sacrifices , merci d'avoir fait de moi celui que je suis aujourd'hui.

Au membres de ma famille qui ont toujours été présent pour moi, à leur bonne intention et sur qui je pourrais toujours compter.

A mes amis Salim,Nizar,iheb,M'hamed,Imad,Djawed,alaa,amine, mes enseignants et pour ceux qui m'ont donné de l'aide un jour, que dieu vous paye pour tous vos bienfaits.

Nizar Khadri

ملخص :

تهدف دراستنا إلى تلبية احتياجات مدينة وادي سبت، تيبازة، من خلال استبدال الشبكة الحالية التي تعاني من حالة قديمة متقدمة وغير مناسبة لتصريف المياه المستعملة ومياه الأمطار بنظام جديد مناسب. يتضمن المشروع مساراً مُعداً وفقاً للتضاريس المعقدة، مع وجود الصحة العامة والبيئية. قنوات تصريف لتصحيحها. سيتم توجيه المياه إلى مخرج طبيعي مُجهز بمحطة معالجة، مع مراعاة معايير الظروف الهيدروليكية لمنع انسداد المجمعات

الكلمات المفتاحية: الصرف الصحي، شبكة متقادمة، مياه الصرف الصحي، مياه الأمطار، المصب، المعالجة، الشروط الهيدروليكية

Resume:

Notre étude vise à répondre aux besoins d'assainissement de la ville de Oued Sebt, Tipaza, en remplaçant le réseau actuel dont l'état est vétuste assez avancé, inadapté à l'évacuation des eaux usées et pluviales par un nouveau système projeté approprié. Le projet inclut un tracé ajusté suivant la topographie complexe, avec des regards de chute pour corriger les pentes. Les eaux seront acheminées vers un exutoire naturel équipé d'une station d'épuration, respectant les normes de santé publique et environnementales et les conditions hydraulique pour prévenir l'obstruction des collecteurs.

Mots clés : Assainissement, réseau vétuste, eaux usées, eaux pluviales, exutoire, épuration, conditions hydrauliques.

Abstract:

This study aims to address the sanitation needs of the city of Oued Sebt, Tipaza, by replacing the current sewer system, which is significantly deteriorated and inadequate for handling wastewater and stormwater, with a proposed appropriate new system. The project includes a layout adjusted to the complex topography, incorporating drop manholes to correct slopes. Water will be directed to a natural outlet equipped with a treatment plant, complying with public health and environmental standards as well as hydraulic conditions to prevent pipe blockages.

Keywords: Sanitation, aging network, wastewater, stormwater, outlet, purification, hydraulic conditions.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	01
Chapitre I : Présentation de l'agglomération	02
I.1. Introduction	03
I.2. Situation géographique	03
I.3. Situation climatique	05
I.3.1. Climatologie	05
I.3.2. Températures	05
I.3.3. Les précipitations	06
I.3.4. Le Vent	07
I.3.5. Le gel	07
I.3.6. L'humidité relative de l'air	07
I.4. Données naturelles du site	08
I.4.1. Topographie	08
I.4.2. Géologie et sismicité	08
I.5. Situation démographique	10
I.6. situation hydraulique	10
I.6.1. alimentation en eau potable	10
I.6.2. Etat des lieux du réseau d'assainissement	11
I.7. Conclusion	12
Chapitre II : Etude hydrologique	14
II.1. Introduction	15
II.2. Objectif de l'étude hydrologique	15
II.3. Les petites pluies	15
II.4. Les averses	15
II.5. Période de retour	16
II.6. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation	16
II.7. Etude des précipitations	17
II.8. Les précipitations maximales journalières	19
II.9. Estimation des Paramètres de la série des pluies	19

II.9.1 L'écart type σ_x	19
II.9.1. Coefficient de variation	19
II.9.2. L'exposant climatique	19
II.10. Choix de la loi d'ajustement	20
II.11. Homogénéisation des données	20
II.12. Lois statistiques pour l'analyse fréquentielle	23
II.12.1. Ajustement à la loi de Gumbel	24
II.12.2. Ajustement à la loi de Galton(log normale)	27
II.13. Comparaison entre les lois d'ajustement	29
II.14. Test d'adéquation de Khi-deux	30
II.15. Calcul des pluies et des intensités de courte durée	31
II.16. Conclusion	32
Chapitre III : Calcul de base	33
III.1. Introduction	34
III.2. Situation démographique	34
III.3. Découpage de l'aire d'étude en surfaces élémentaires	35
III.4. Systèmes d'évacuation	35
III.4.1 Systèmes fondamentaux	35
III.5. Choix du système d'évacuation	41
III.6. Schémas d'évacuation	41
III.7. Choix du schéma du réseau d'évacuation	43
III.8. Choix du coefficient de ruissellement	45
III.9. Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin	48
III.9.1. Coefficient de ruissellement pondéré	48
III.9.2. Calcul de la densité partielle	48
III.10. Conclusion	49
Chapitre IV : Estimation des débits	50
IV.1. Introduction	51
IV.2. Origine et nature des eaux à évacuer	51
IV.2.1. Les eaux usées	51
IV.2.2. Les eaux parasites	52

IV.2.3. Les eaux pluviales	53
IV.3. Estimation des débits des eaux usées	53
IV.3.1. Débits des eaux usées domestiques	53
IV.3.1.1. Débit moyen journalier	54
IV.3.1.2. Débit de pointe d'eaux usées	54
IV.4. Evaluation des débits des équipements	55
IV.5. Evaluation des débits des eaux pluviales	57
IV.5.1. Méthode rationnelle	57
IV.5.1.1. Hypothèses de la méthode	57
IV.5.1.2. Validité de la méthode rationnelle	58
IV.5.1.3. Temps de concentration	58
IV.5.2. Méthode superficielle	59
IV.5.2.1. Validité de la méthode superficielle	59
IV.5.3. Choix de la méthode	60
IV.6. Calcul du débit total	61
IV.7. Conclusion	62
Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement	63
V.1. Introduction	64
V.2. Principe de conception d'un réseau d'assainissement	64
V.3. Les collecteurs	64
V.3.1. Les regards	64
V.3.2. L'écoulement gravitaire	64
V.4. Mode de dimensionnement des canalisations	65
V.4.1. Base de calcul	65
V.4.2. Formule de Manning-Strickler	66
V.4.3. Formule de BAZIN	68
V.4.3.1. Réseau unitaire	68
V.3.2 Les abaques de Bazin	68
V.4.3.3. Procédé de calcul	69
V.4.3.4. Conditions d'auto curage	69
V.5. Normes d'écoulement et d'implantation	70
V.5.1. Dimensionnement du réseau d'assainissement	70

V.5.2. Choix des matériaux	70
V.6. Conclusion	71
Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes	72
VI.1. Introduction	73
VI.2. Les ouvrages principaux	73
VI.2.1. Les canalisations	73
VI.2.2. Matériaux des canalisations	73
VI.2.3. Choix du type de canalisation	74
VI.2.3.1. PVC	74
VI.2.3.2. Béton armé	74
VI.2.4. Les essais de conduites préfabriqués	75
VI.3. Différentes actions supportées par la conduite	76
VI.4. Les joints des conduites	77
VI.4.1. Les joints des conduites en PVC	77
VI.4.2. Les joints des conduites en béton armé	78
VI.5. Les ouvrages annexes	80
VI.5.1. Ouvrages normaux	80
VI.5.1.1. Les branchements	81
VI.5.1.2. Fossés	81
VI.5.1.3. Caniveaux	81
VI.5.1.4. Bouches d'égout	82
VI.5.1.5. Regards	82
VI.5.2. Ouvrages spéciaux	83
VI.5.2.1. Les déversoirs d'orage	84
VI.5.2.2. Dimensionnement du déversoir d'orage	86
VI.5.2.3. Traversé de l'oued	89
VI.6. Conclusion	89
Chapitre VII Organisation du chantier	90
VII.1. Introduction	91
VII.2. Organisation du chantier	91

VII.2.1. Exécution des travaux	91
VII.2.2. Emplacement des canalisations	92
VII.2.2.1. Manutention et stockage des conduites	92
VII.2.3. Décapage de la couche de terre végétale	93
VII.2.4. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	93
VII.2.5. Aménagement du lit de pose	94
VII.2.6. Pose canalisations dans la tranchée	94
VII.2.7. Exécution des tranchées et les regards	95
VII.2.8. Mise enplace des conduites	96
VII.2.9. Assemblage des conduites	96
VII.2.10. le déversoir d'orage	97
VII.3. Choix des engins	97
VII.4. Devis quantitatif et estimatif	98
VII.4.1. Détermination des différents volumes	99
VII.4.2. Planifications des travaux	103
VII.5. Conclusion	106
CONCLUSION GENERALE	107
Références bibliographique	108
Annexes	109

Liste des tableaux :

Chapitre I Présentation de l'agglomération

Tableau I.1:Données des températures moyennes mensuelles en C°, Période (1986-2022)	05
Tableau I.2:Données des moyennes mensuelles des précipitations, Période (1986-2022)	06
Tableau I.3:caractéristiques du	10
Tableau I.4:Caractéristiques hydrauliques de la conduite existante	11
Tableau I.5:Classification selon le diamètre	13

Chapitre II Etude hydrologique

Tableau II.1:Caractéristiques de la station pluviométrique de GOURAYA	17
Tableau II.2:série pluviométrique (station GOURAYA) 1986-2022	18
Tableau II.3:Paramètres de la série des pluies	20
Tableau II-4:Résultats du test de la médiane	21
Tableau II-5:Calcul des paramètres du test de la médiane	22
Tableau II-6:Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel par logiciel Hyfran	24
Tableau II-8:Résultats de l'ajustement à la loi de Galton en utilisant logiciel Hyfran	28
Tableau II.9:les résultats de test de khi-2	30
Tableau II.10:Pluies et intensités de courte durée de différentes périodes de retour	32

Chapitre III Calcul de base

Tableau III.1:estimation du nombre d'habitants	34
Tableau III.2:Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	45
Tableau III.3:Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée	45
Tableau III.4:Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population	46
Tableau III.5:Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence	46
Tableau III.7:Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins	47

Tableau III.8: nombre d’habitants de chaque sous bassin _____	49
--	----

Chapitre IV Estimation des débits

Tableau IV.1: Calcul des débits des équipements _____	56
--	----

Tableau VI.2: Calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire	60
---	----

Tableau IV.3: Calcul des débits pour chaque surface élémentaire_____	61
---	----

Chapitre V Dimensionnement du réseau d’assainissement

Tableau V.1: Coefficient de rugosité de Strickler pour divers types de matériaux_____	67
--	----

Chapitre VII Organisation du chantier

Tableau VII.1: Devis quantitatif et estimatif du réseau _____	101
--	-----

Tableau VII.2: détermination des délais _____	104
--	-----

Liste des figures

Chapitre I Présentation de l'agglomération

Figure I.1: Plan de situation de Oued Sebt	04
Figure I.2: Graphique des variations des températures moyennes mensuelles (1986-2022)	06
Figure I.3: Graphique des variations des précipitations moyennes mensuelles (1986-2022)	07
Figure I.4: Carte géologique de l'Algérie	09
Figure I.5: Classification des zones sismiques en Algérie	09
Figure I.6: Schéma explicatif du réseau d'adduction existant	11

Chapitre II Etude hydrologique

Figure II.1: Ajustement par la loi de Gumbel	25
Figure II.3: Ajustement graphique à la loi Log-normale	28
Figure II.4: Comparaison des trois lois d'ajustement	29

Chapitre III Calcul de base

Figure III.1: Systèmes d'évacuation susceptibles d'être mis en service	36
Figure III.2: Schémas du réseau unitaire	36
Figure III.3: Schémas du réseau séparatif	38
Figure III.4: Schémas du réseau pseudo séparatif	40
Figure III.5: Schéma perpendiculaire	42
Figure III.6: Schéma par déplacement latéral	42
Figure III.7: Schéma à collecteur transversal ou oblique	42
Figure III.8: Schéma à collecteur étagé	43
Figure III.9: Schéma de type radial	43

Chapitre VI Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

Figure VI.1: Joint Système	77
Figure VI.2: Joint à tenue traditionnelle	77
Figure VI.3: différents types des joints	80
Figure VI.4: branchement simple	81
Figure VI.5: bouche d'égout (Pénétration par le haut)	82

Figure VI.6: regard simple	83
Figure VI.7: Schéma du principe de fonctionnement d'un déversoir d'orage	84
Figure VI.8: Déversoir latéral à seuil latéral simple	85
Figure VI.9: Déversoir latéral à seuil double	85
Figure VI.10: Déversoir avec ouverture de fond	86

Chapitre VII Organisation du chantier

Figure VII.1: Coupe transversale d'une tranchée avec La mise en place de la conduite	96
Figure VII.2: le pipelayers	96
Figure VII.3: réseau à nœuds	105

Introduction générale

L'assainissement urbain, relevant de l'hydraulique urbaine, a pour objectif de collecter et d'acheminer hors des zones urbaines toutes les eaux polluées, pluviales ou usées. Le transport des eaux usées s'effectue au moyen d'un réseau d'assainissement bien structuré, permettant leur évacuation vers un exutoire, dans le dessein de protéger la santé publique, de prévenir les risques d'inondation, de sauvegarder la biodiversité et de préserver l'équilibre environnemental.

Le dimensionnement varie en fonction de plusieurs facteurs tels que le type d'habitat (assainissement collectif ou individuel), la topographie du site (système gravitaire ou non), la nature des effluents concernés (système séparatif, unitaire ou mixte), et les caractéristiques du sous-sol, entre autres.

Notre tâche consiste à mener une étude de dimensionnement d'un système d'assainissement pour la municipalité de Oued Sebt commune de Gouraya. En raison du caractère rural de la commune, une grande partie des habitants travaille dans le secteur agricole et la région présente un sol difficile.

Cette région se distingue par un système d'assainissement construit sans étude préalable, dont l'état dégradé ne répond plus aux normes requises. Dans cette région, on examine la méthode d'évaluation des débits à évacuer, le genre de système d'assainissement et la configuration du réseau. On mettra en évidence la compatibilité du réseau proposé avec l'implantation d'une station d'épuration.

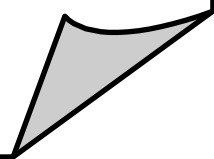
Au cours des sept chapitres de notre recherche, nous tenterons de définir les réponses techniques et financières appropriées pour le traitement des eaux usées et pluviales dans la ville de Oued Sebt.

Les différentes phases d'étude seront présentées comme suit :

- Présentation de la zone urbaine.
- Présentation de l'agglomération.
- Etude hydrologique.
- Calcul de base.
- Estimation des débits.
- Dimensionnement du réseau d'assainissement.
- Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes.
- Organisation de chantier.

Chapitre I

Présentation de l'agglomération



I.1. Introduction :

Avant de débiter tout projet d'assainissement, il est crucial de mener une analyse détaillée du site pour comprendre ses propriétés physiques et les facteurs qui orientent la conception du projet.

Chaque emplacement présente des spécificités ayant un effet direct sur l'assainissement, comprenant :

- Les données naturelles
- Les informations liés à l'agglomération
- Les perspectives de croissance futures
- Les détails relatifs à l'assainissement.

L'embellissement de l'agglomération est donc une phase cruciale pour l'instauration du réseau d'assainissement dans la ville de Oued Sebt.

I.2. Situation géographique:

Oued Sebt est une ville côtière à l'ouest de la wilaya de Tipaza, se trouve à proximité du village de Messelmoun, ainsi que de Douar Azrou. Il se trouve localisé dans la partie nord de l'Algérie dont la latitude est de $36^{\circ} 33' 27''$ nord; la longitude : $1^{\circ} 57' 59''$ est et d'une altitude de 12 mètres .

Oued Sebt s'étend sur une superficie de 191 ha ; la ville compte 3370 (en 2008) habitants depuis le dernier recensement de la population (d'après APC)

Elle est limitée comme suit :

- Au nord-ouest par la commune de Gouraya (6.5 km).
- Au nord-est par la commune de Messelmoun (8.4 km).
- À l'ouest, par Bois sacré. (7 km).
- Au sud et au sud-ouest par la commune de Boumedile. (12 km).
- À l'est: Douar Azrou (5 km).



Figure I.1: Plan de situation de Oued Sebt (PDAU)

I.3. Situation climatique

I.3.1 Climatologie :

Nous prenons en compte dans notre étude les données de la station climatologique de Dar El Beida qui est la plus représentative de la zone d'étude. Le climat est de type méditerranéen comportant deux saisons longues s'étendant chacune sur un semestre :

L'une froide et pluvieuse s'étendant d'octobre à mars avec des températures moyenne de 17.5°C et un taux de précipitation avoisinant les 700mm (isohyète 600 à 700mm), tombant en 98 jours et l'autre chaude 26°C en moyenne et un maxima de 42.6°C.

Les précipitations sont très irrégulières d'un mois à un autre mais aussi d'une année à une autre. Les années humides peuvent atteindre un total multipliant par deux celui de l'année dite « normale »

Les deux tiers du total des pluies tombent pendant les mois de décembre, janvier et février. Les mois de juin- juillet et août sont quasiment secs alors que les mois de mars, d'avril et de septembre connaissent des averses de courtes durées apportées par des orages.

I.3.2. Température :

Le gradient de température moyenne du mois le plus froid au mois le plus chaud varie, de 5.8° C à 31.1°C pour la région.

Les mois les plus chauds correspondent à juillet et août, la température moyenne est supérieure à 30°C.

Les mois les plus froids sont enregistrés de décembre à février. Les moyennes du mois varient de 5.8 à 6.9 °C.

Tableau I.1: Données des températures moyennes mensuelles en C°, Période(1986-2022)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Tmoy (°C)	13	9	6	2	1	2	4	6	8	12	15	15

(Source: ANRHALGER)

I.3.3. Situation pluviométrique :

Le facteur climatologique essentiel reste la pluviométrie, il constitue à lui seul un grand volume d'informations. L'étude des précipitations vise plusieurs objectifs et notamment : l'évaluation des moyens pluviométriques inters- annuel pour apprécier les potentialités en eau de la zone d'étude, le régime des précipitations pour la programmation des travaux agricoles et autres travaux publics et de la construction, l'évaluation des pluies maximales journalières et leurs caractéristiques pour le dimensionnement de réseau d'assainissement.

Tableau I.2: Données des moyennes mensuelles des précipitations, Période(1982-2022)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
P(moy)	16	45	195.1	67.2	46.6	49.7	158	6.2	39	54	3.3	5.3

(Source: ANRH ALGER)

I.3.4. Le Vent :

Les vitesses du vent sont relativement modérées elles varient de 2.8 à 3.4 m/s.

Tableau I.3: vitesses du vent mensuelles en m/s

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
$vitesse \left(\frac{m}{s}\right)$	2.8	2.8	2.9	3.4	3.2	3.4	3.4	3.3	3.0	3.2	3.1	3.0

(Source: ANRH ALGER)

I.3.5. Ensoleillement:

La durée en heures d'ensoleillement a été mesurée à la station de le météo, les moyennes mensuelles sont données par le tableau suivant:

Tableau I.4 : Durées(en heures) moyennes mensuelles d'ensoleillement/jour

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Ensoleimment(h)	8.7	7.1	5.7	4.8	5.1	5.8	6.6	7.7	8.8	10.1	11.1	10.3

I.3.6. L'humidité relative de l'air :

Dans le tableau suivant sont mentionnées les valeurs de l'humidité de l'air mensuelle.

Tableau I.5 Humidités relatives mensuelles en %

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Hum.relative%	74.8	72.4	71.5	72.0	70.1	69.3	66.9	66.5	67.6	70.3	71.1	73.5

(Source: ANRH ALGER)

I.4 Données naturelles du site

I.4.1 La Topographie :

L'étude d'un projet d'assainissement requiert une attention particulière à la topographie. Effectivement, elle a une importance cruciale dans les flux gravitaires et détermine généralement la structure du réseau qui doit s'adapter autant que possible au relief naturel. L'analyse de la topographie de la région examinée a été réalisée grâce au MNT (modèle numérique de terrain) ; il s'agit d'une représentation de la topographie (altitude et planimétrie).

La zone est caractérisée par un terrain accidenté présentant des pentes raides.

I.4.2 Géologie :

En règle générale, le sol se compose de sable, de gravier et d'argile à teinte rougeâtre ; il est recouvert d'une tuf jaunâtre et surmonté d'une couche végétale dont l'épaisseur peut atteindre 80 cm.

Profondeur	Description
0-0.80m	Terre vegetale
0.80-2.00m	Miocene moyen marin /quaternaire a coute calcaire
2.00-10m	Sable graveleux

(bureau d'étude bevorde)

I.4.3. séismicité:

Suite au séisme 2024 qui a touché la région de Boumerdes et ses alentours, le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 2024) a établi une zone sismique révisée. Le territoire national a été segmenté en cinq zones présentant une sismicité ascendante :

- Zone 0 : Très faible.
- Zone I : faible.
- Zones II : Faible à moyenne.
- Zone III : Moyenne.
- Zone IV: Moyenne à élevée.
- Zone V & VI : Elevée.

REMARQUE : Dans cette nouvelle typologie, notre région d'étude est dans la zone sismique VI avec une sismicité élevée

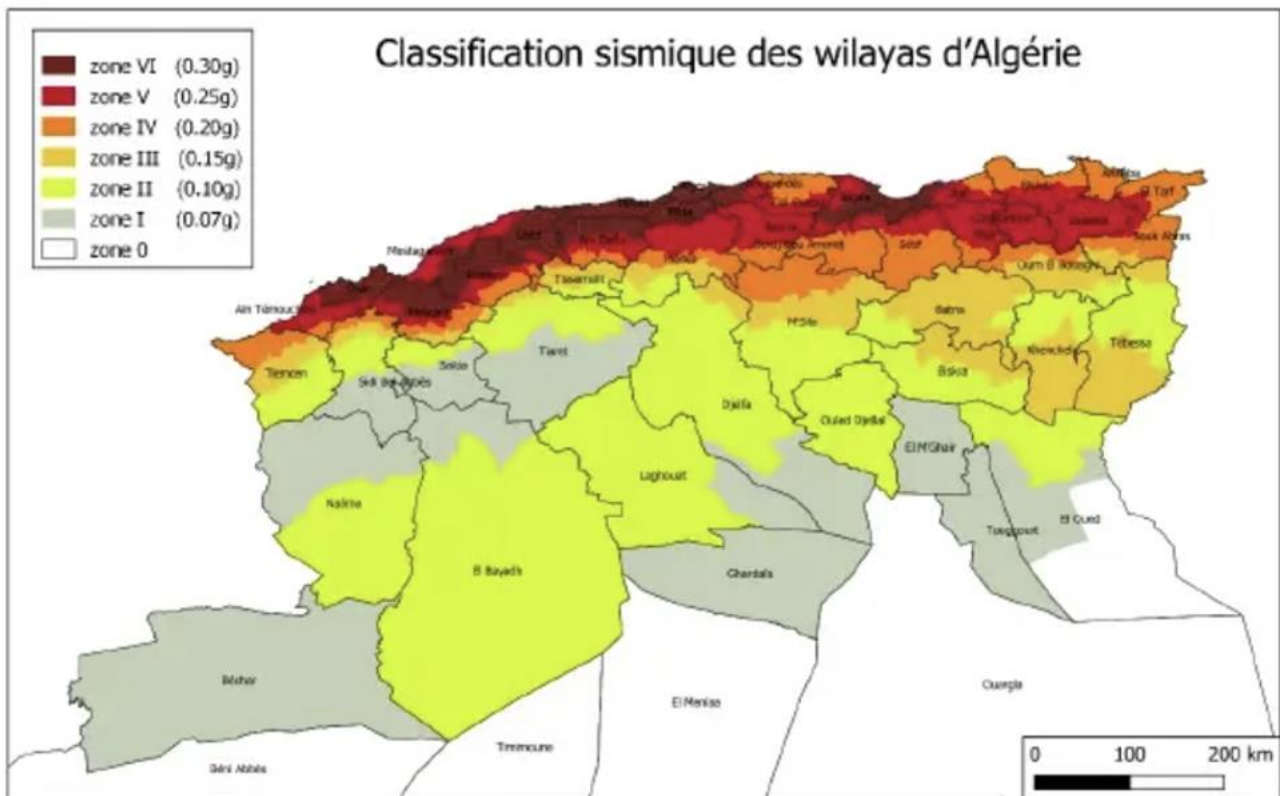


Figure I.5: carte du zonage sismique de territoire national (RPA; 2024)

I.5. Situation démographique :

La population de Oued sebt est estimée à 3370 habitants en 2008(APC), avec un taux d'accroissement de 1,48%. Étant donné que l'évolution démographique en Algérie suit la loi des augmentations géométriques que l'on peut observer dans la relation suivante :

$$N = N_0 (1 + T)^n$$

Où : N : La population à l'horizon d'étude.

N0 :Le nombre de personnes à l'année de référence est indiqué.

T : Le taux de croissance démographique est de 1,48 %.

n : Écart d'âge entre l'horizon d'étude et l'année de prise en compte.

Ainsi, on peut observer l'évolution démographique dans l'agglomération dans le tableau I-5 :

Tableau I.5: détermination de la population pour les différents horizons

Horizons	2020	2025	2030	2035	2055
Habitants	4020	4326	4656	5011	6247

I.6. Situation hydraulique

I.6.1. alimentation en eau potable

I.6.1. champ de captage :

D'après l'étude du système d'alimentation en eau potable, la ville de Oued Sebt commune de Gouraya est alimentée à partir d'un Réservoir de capacité de 250 m³ · CTN=28m.

Ce réservoir est alimenté par un forage qui a un débit d'exploitation de 18 l/s.

- La station de pompage d'Oued Sebt : elle est équipée de 2 pompes et une pompe de secours et qui assure un débit de 20 l/s et une HMT de 190m.

Le réseau d'AEP de la ville de Oued Sebt commune de Gouraya est constitué par des conduites en acier, fonte et PEHD.

La dotation actuelle selon la même source d'information est de 150 l/j/ha. (PDAU)

I.6.2. Etat des lieux du réseau d'assainissement :

Le système d'assainissement en place dans la ville principale de Oued Sebt est plutôt vétuste, compte tenu de l'ancienneté de la majorité des collecteurs.

Le réseau d'assainissement unitaire de Sidi Oued Sebt recueille les eaux usées provenant des boîtes de branchement et les eaux pluviales captées par les avaloirs en bordure des routes. Ces deux types d'eau sont réunis dans un seul collecteur qui alimente le centre du tissu urbain. (D'APRES DRE TIPAZA)

D'après l'enquête réalisée sur place, les observations suivantes ont pu être faites :

- Il y a plusieurs cas où les regards sont submergés dans l'asphalte, ou bien les cotes de protection sont considérablement plus hautes comparées à la cote de la route.
- Mise en place d'un système d'assainissement en béton armé.
- L'implémentation du réseau d'assainissement au centre de la ville ne respecte pas les critères liés à l'emplacement.
- Il n'y a pas d'ouvrage de rejet.
- Il y a des rejets facultatifs effectués par les résidents près de leurs bâtiments.
- L'ancienneté du réseau d'assainissement entraîne un colmatage dans l'ensemble du réseau.
- Aucun rejet n'est effectué.
- Des rejets optionnels sont réalisés par les résidents à proximité de leurs habitations.
- Le vieillissement du système d'assainissement cause un encrassement généralisé du réseau.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous nous proposons d'analyser de manière approfondie les différentes caractéristiques du site d'étude, en mettant l'accent sur les éléments essentiels qui permettent une bonne compréhension du milieu. Il s'agit notamment de la géographie, qui situe le cadre spatial de la zone étudiée, de la topographie, qui décrit les formes du relief et leurs influences, ainsi que de la géologie, qui renseigne sur la nature des sols et du sous-sol. À cela s'ajoutent des paramètres climatiques et environnementaux tels que l'humidité relative et le climat, qui jouent un rôle déterminant dans le comportement des infrastructures et des ressources en eau.

Par ailleurs, l'étude de la démographie revêt une importance particulière, car elle permet de mieux comprendre la répartition de la population, son évolution ainsi que ses besoins en matière d'assainissement. L'ensemble de ces données constitue une base indispensable pour appréhender les contraintes et les potentialités du site.

Ainsi, toutes ces informations serviront de fondement solide pour la conception et l'élaboration du projet d'étude relatif à l'assainissement de la commune. Elles permettront d'orienter les choix techniques et d'assurer une planification adaptée, en tenant compte à la fois des conditions naturelles et des besoins de la population.

Chapitre II
Etude hydrologique

II.1. Introduction

L'hydrologie est la science qui examine la phase du cycle de l'eau commençant lorsque l'eau atteint la surface terrestre . Parmi ses éléments figurent les précipitations, les eaux de ruissellement et les eaux souterraines.

Dans les projets d'assainissement, on prend en compte les données hydrologiques des bassins versants.

On entend par averse l'ensemble des précipitations engendrées par une même perturbation météorologique, dont la durée peut s'étendre de quelques minutes à plusieurs dizaines d'heures environ.

II.2. Objectif de l'étude hydrologique

Il est crucial de réaliser des recherches hydrologiques concernant la taille des réseaux d'assainissement.

En effet, les éléments hydrologiques tels que les apports et les débits des eaux de pluie jouent un rôle déterminant dans la conception, la sécurité et l'exploitation optimale des infrastructures. Cette évaluation est directement liée à des données hydrologiques, notamment les précipitations et les averses.

II.3. Les petites pluies

On utilise couramment le terme de « petites pluies » pour décrire les précipitations qui se situent entre les bruines

(une chute d'eau si légère qu'elle ne ruisselle pas) et les averses orageuses. Les courants dans les réseaux sont induits par un niveau d'eau excédant 0,5 mm et les flux par une hauteur d'eau dépassant 1 mm.

II.4. Les averses

Une averse est une séquence de précipitations due à une perturbation météorologique spécifique. Un orage peut durer de quelques minutes à plusieurs dizaines d'heures, et son étendue peut aller de quelques kilomètres carrés (dans le cas des orages) à plusieurs milliers de kilomètres carrés (pour les pluies cycloniques). Elle est caractérisée par une succession de phases pluvieuses continues, présentant divers degrés d'intensité.

Un hydrogramme est utilisé pour mesurer le volume d'eau qui tombe, après avoir examiné un pluviogramme qui documente la fluctuation de la quantité d'eau au fil du temps.

Les orages, grâce à leurs traits distinctifs, sont considérés comme les types d'averses les plus périlleux. L'intensification rapide de la pluie provoque un écoulement massif et fulgurant d'une eau généralement très chargée. [4]

Les averses considérées dans les études de réseau se caractérisent par:

- Un volume considérable.
- Une intensité forte à certains moments
- Nous constatons un épiderme orageux, une rotation du centre et une propagation à travers l'Univers. On utilise les dispositifs ci-après pour mesurer ces averses :

Les détecteurs de pluie, Les pluviomètres (à siphon et à augets basculeurs) sont utilisés pour quantifier les précipitations sur une durée de 24 heures. [3]

II.4. Période de retour

La période de retour représente l'intervalle temporel durant lequel un événement pluvieux d'une certaine intensité se produit. Un événement pluvieux avec une fréquence d'au moins une fois tous les 10 ans est qualifié de période de retour de 10 ans. Traditionnellement, pour les projets d'assainissement, on favorise une période pluvieuse de dix ans. Le délai de retour est déterminé sur la base d'une évaluation technico-économique du système d'assainissement qui garantit l'évacuation des eaux dans des conditions respectant la santé publique et par voie hydraulique aussi rapidement que possible.

En Algérie, on privilégie généralement un intervalle de retour de dix ans ($T=10$ ans). [3]

II.5. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation

En hydrologie urbaine, l'ingénieur spécialisé doit disposer d'informations détaillées sur le projet en question, cependant, les données spécifiques sont parfois difficilement accessibles. C'est pourquoi il est essentiel d'avoir une base de données aussi complète que possible, afin de faciliter l'analyse statistique des événements pluvieux et la détermination de leurs paramètres. Pour étudier une averse, il est nécessaire d'établir les intensités moyennes maximales qui sont déterminées selon le volume d'eau tombé durant une période t ., c'est-à-dire:

$$I_m = \Delta h / \Delta t \dots\dots\dots 4.(II.1)$$

Avec :

i_m : intensité moyenne de la pluie [mm/h, mm/min] ou intensité spécifique en prenant en compte la surface [l/s/ha.].

h : hauteur de pluie de l'averse [mm].

t : durée de l'averse

[h ou min]. Pour évaluer

l'intensité, il est nécessaire de:

Pour apprécier l'intensité, il faut :

- Analyser les données relatives aux précipitations et déterminer le type de loi à adapter nos résultats.
- Réaliser le calcul des paramètres de la loi choisie et contrôler sa conformité.
- Évaluer l'intensité moyenne des précipitations.

II.6. Etude des précipitations

En général, la première démarche consiste à analyser les données existantes pour envisager un projet d'assainissement. Il est donc nécessaire d'établir une série de données pluviométriques incluant les précipitations maximales journalières pour une période prolongée. Néanmoins, face à l'absence de données, nous choisissons d'utiliser une méthode d'analogie en nous appuyant sur la série de précipitations de la station pluviométrique dont les coordonnées sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau II.1: Caractéristiques de la station pluviométrique de Gouraya

Station	Code	source	Coordonnées			Années D'observation	Nombre d'années d'observations
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
Gouraya	020315	A.N.R.H	401.894	404.8192	3.00	1986-2022	37 ans

(Source: ANRH ALGER)

La station fournit une série de données pluviométriques qui incluent les quantités de pluie maximummensuelles et annuelles. Cette série a été enregistrée pendant 37 ans, de 1986 à 2022.

Tableau II.2: série pluviométrique (station degouraya) 1986-2022

n	Année	P_{max,j}(mm)
1	1986	48.5
2	1987	95.8
3	1988	72.6
4	1989	96.2
5	1990	57.2
6	1991	60.1
7	1992	64.2
8	1993	60.2
9	1994	41.5
10	1995	52.6
11	1996	85.6
12	1997	49.2
13	1998	41.4
14	1999	33.1
15	2000	67.1
16	2001	69
17	2002	58.9
18	2003	49.4
19	2004	40.4

n	Année	P_{max,j}(mm)
20	2005	38.7
21	2006	50.5
22	2007	46.4
23	2008	26.2
24	2009	51.5
25	2010	51
26	2011	170.4
27	2012	59.8
28	2013	66.5
29	2014	52.8
30	2015	47.5
31	2016	49.3
32	2017	75
33	2018	68
34	2019	165.3
35	2020	34.4
36	2021	46.6
37	2022	44.7

(Source: ANRH ALGER, Station: 020315)

II.7. Les précipitations maximales journalières

L'objectif de l'analyse est d'ajuster la série de données concernant les précipitations maximales quotidiennes à l'aide d'une loi théorique, afin d'évaluer l'intensité des précipitations et leur période de retour.

Dans le cadre de notre recherche, nous adoptons la démarche suivante :

Les températures maximales de chaque mois sont disposées en ordre ascendant.

- Calcul de la fréquence empirique $F(x)$, qui représente la probabilité de non-dépassement.
- Estimation des paramètres statistiques pour les températures mesurées.
- Ajustement visuel de la série des températures.
- Détermination des valeurs et de leurs plages de confiance.
- Estimation des températures extrêmes et des fluctuations mensuelles pour une meilleure compréhension des conditions météorologiques. [4].

II.8. Estimation des Paramètres de la série des pluies

La moyenne des précipitations maximales journalières durant 37 ans d'observations:

$$P_{moyj} = \frac{\sum_{i=1}^N p_{maxj}}{N} \quad \text{.....(II.2)}$$

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

N : nombre d'années d'observation ($N=37$ ans).

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

II.8.1. L'écart type

$$\sigma_{P_{max,j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P - P_{max,j})^2}{N}} \quad \text{.....(II.3)}$$

II.8.2. Coefficient de variation

$$CV = \mu_{pmax} / p_{max,j} \quad \text{.....(II.5)}$$

II.8.3. L'exposant climatique

Selon les études régionales de l'ANRH, l'exposant climatique est égal à : $b=0,38$.

Tableau II.3 : Paramètres de la série des pluies.

La taille de la série	37
La valeur min	26.2
La valeur max	170.4
La moyenne	61.4
L'écart type	29.2
Coefficient de variation	0.476
Exposant climatique	0.38

II.9. Choix de la loi d'ajustement

Il existe de nombreuses lois d'ajustement qui ne peuvent être mises en œuvre sur un échantillon que si les conditions d'homogénéité sont remplies.

La performance d'une technique d'estimation dépend de la loi statistique, du volume de l'échantillon et de certaines propriétés de ce dernier, étant donné que les séries de précipitations peuvent être modulées de plusieurs manières. Néanmoins, de nombreuses recherches empiriques et théoriques comparatives ont été réalisées pour déterminer les conditions idéales d'application d'une méthode d'estimation spécifique à une loi donnée. Les lois d'adaptation sélectionnées sont les suivantes :

- ADAPTATION à la LOI DE LA NORMALITÉ (LOI DE GALTON).
- ADAPTATION DE LA LOI GUMBEL.

On se servira du programme HYFRAN pour effectuer le calcul des précipitations maximales sur une journée.

II.12. Lois statistiques pour l'analyse fréquentielle

L'ajustement consiste à identifier la distribution de probabilité optimale pour modéliser les données liées aux précipitations.

L'efficacité de la technique d'ajustement est conditionnée par divers facteurs, comme la loi de probabilité, la dimension de l'échantillon et certaines spécificités de ce dernier. La sélection de la loi de probabilité la plus appropriée se fait souvent sur la base de l'expérience et de la pratique. Par exemple, en Algérie, l'emploi des lois de Galton, Gumbel est courant pour modéliser les maximales journalières de précipitations.

L'ajustement vise à déterminer la distribution de probabilité la plus adéquate pour modéliser les données relatives aux précipitations. Plusieurs éléments influencent l'efficacité de la technique d'ajustement : la loi statistique, la taille de l'échantillon et certaines propriétés spécifiques à ce dernier. Il est courant que la sélection de la loi de probabilité la plus performante repose sur l'expérience et la pratique. En Algérie, on utilise souvent la loi de Galton, Gumbel pour représenter les précipitations maximales quotidiennes. [3].

II.12.1. Ajustement à la loi de Gumbel

La fonction de la répartition de la loi du Gumbel:

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

$$Y = \frac{(x-x_0)}{\alpha} = -[\ln(-\ln(F(x)))] \quad (\text{II.8})$$

Avec :

Y: La variable réduite de Gumbel.

X: Le paramètre de position (en mm).

X₀: Variable étudiée (P_{max,j}) (en mm).

α: Paramètre d'échelle appelée Gradex. (α > 0).

La formule de Gumbel est donnée par la formule suivante :

$$x = \alpha \times y + x_0 \quad (\text{II.9})$$

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

$$\alpha = 12.2 ; x_0 = 27.3$$

Donc, la formule de Gumbel devient :

$$x = 12.2 y + 27.3 \quad (\text{II.10})$$

Tableau II-6 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel par logiciel Hyfran

T	Q	XT	ECART TYPE	INTERVALLE DE CONFIANCE (95%)
10000.0	0.9999	258	34.9	190-327
2000.0	0.9995	221	28.9	165-278
1000.0	0.999	206	26.4	154-257
200.0	0.995	169	20.5	129-209
100.0	0.99	153	17.9	118-188
50.0	0.98	137	15.4	107-167
20.0	0.95	116	12	92.3-139
10.0	0.9	99.5	9.53	80.8-118
5.0	0.8	82.4	7.05	68.6-96.2
3.0	0.6667	68.8	5.32	58.3-79.2
2.0	0.5	56.6	4.19	48.3-64.8

Tels que:

$$T = 1/(1-q) \dots\dots\dots (II.11)$$

Avec :

q : probabilité au non-dépassement

T : période deretour.

X_t : précipitations maximales journalières (mm).

Pour une période deretour de 10 ans on a :

$$q = 1 - \frac{1}{T} = 1 - \frac{1}{10} = 0.9$$

La variable réduite est égale à :

$$y = -\ln(-\ln(F(x))) = -\ln(-\ln(0.9)) = 2.25$$

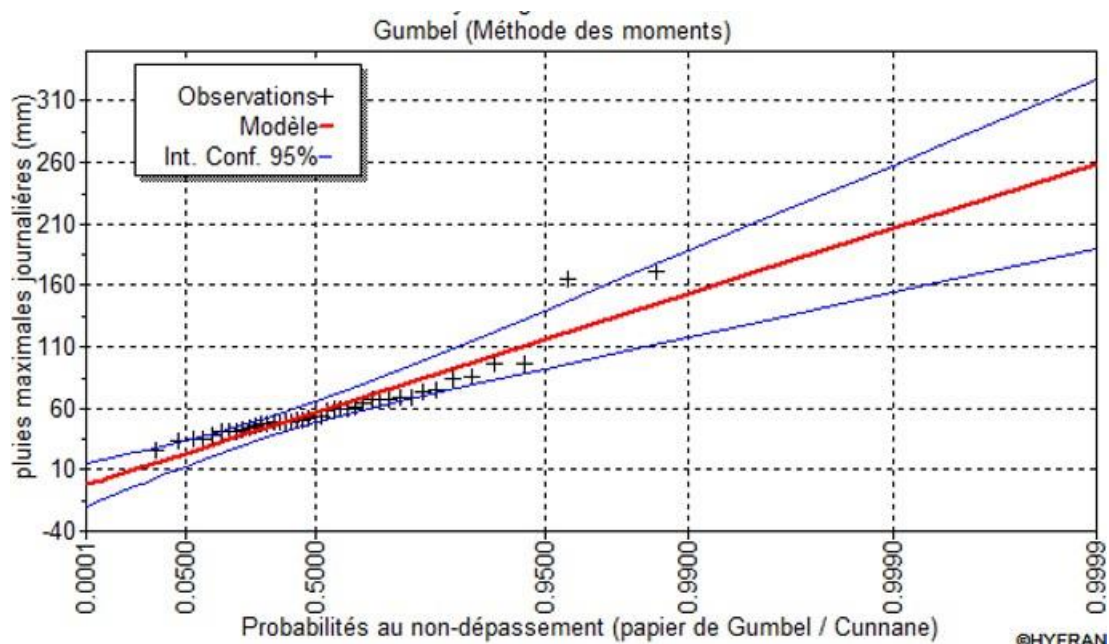


Figure II.2. Graphique de la méthode des moments

II.12.2. Ajustement à la loi de Galton (log normale)

La formule de répartition de la loi de Galton est :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots \dots \dots (II.16)$$

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

$$U = \frac{\ln(x) - \ln(v)}{\sigma_{\ln(x)}}$$

Avec:

u: la variable réduite de Gauss.

$\ln(x)$: La moyenne des logarithmes de la variable x .

$\sigma_{\ln(x)}$: L'écart type des logarithmes de la variable x .

La formule de Galton est donnée par la formule suivante:

$$\ln(x) = u \cdot \sigma_{\ln(x)} + \ln(v) \dots \dots \dots (II.18)$$

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

$$\sigma_{\ln(x)} = 0.455609; \quad \ln v = 3.43971$$

Les résultats de l'ajustement à la loi de Galton:

Tableau II-8: Résultats de l'ajustement à la loi de Galton en utilisant logiciel Hyfran

T	Q	XT	ECART TYPE	INTERVALLE DE CONFIANCE (95%)
10000.0	0.9999	232	39	155-308
2000.0	0.9995	197	29.8	139-255
1000.0	0.999	183	26.2	131-234
200.0	0.995	150	18.6	114-187
100.0	0.99	137	15.7	106-168
50.0	0.98	123	13	97.9-149
20.0	0.95	106	9.65	86.8-125
10.0	0.9	92.1	7.39	77.6-107
5.0	0.8	78	5.38	67.4-88.5
3.0	0.6667	66.7	4.13	58.6-74.8
2.0	0.5	56.7	3.35	50.1-63.3

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

q: probabilité au non-dépassement

T: période de retour.

X_t: précipitations maximales journalières (mm).

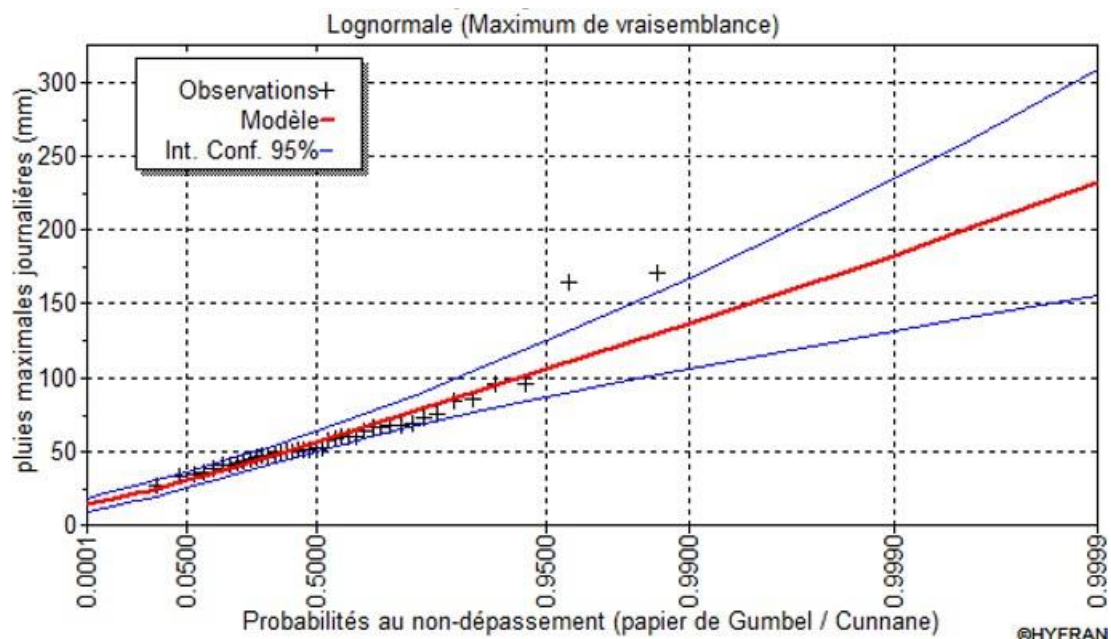


Figure II.3. Graphique de la méthode de Galton

II.13. Comparaison entre les lois d'ajustement

En utilisant le logiciel Hyfran, nous avons ajusté la série des précipitations maximales journalières en fonction de la loi de Gumbel, de la loi de Galton pour notre étude. Les graphiques des droites de régression obtenues par ces deux ajustements ont été comparés. Le logiciel a été utilisé pour calculer directement les caractéristiques des échantillons, les tests d'adéquation des deux lois et l'homogénéité. À ce stade, il s'agit de savoir si l'une de ces lois est plus appropriée que l'autre. Les avantages et les inconvénients de chaque loi sont différents, mais nous opterons pour les valeurs des paramètres hydrologiques estimés (les précipitations décennales), l'analyse visuelle des graphiques et le test du Khi2.

Observation des graphiques:

Les graphiques de régression sont examinés visuellement dans ce test afin de déterminer l'alignement des points. Il contrôle la conformité de la ligne de régression aux points et s'il n'y a pas de courbes ou de tendances étranges. Ce test permet de contrôler la qualité des données et des modèles statistiques. En utilisant Hyfran, nous avons effectué une comparaison entre les deux lois.

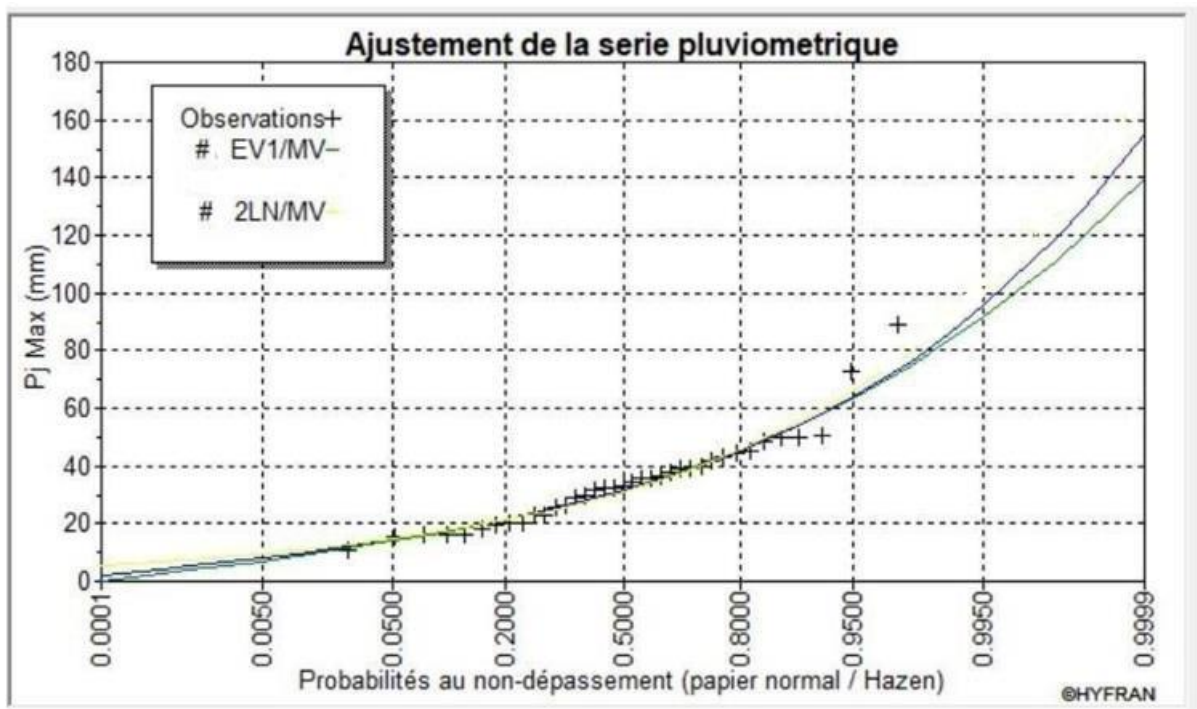


Figure II.4. Comparaison des ajustements théoriques

Interprétation:

Dans les trois situations, les points se trouvent très proches de la droite théorique, avec une convergence satisfaisante.

II.14. Test d'adéquation de Khi-deux

Le test de Khi-deux, ou test de Khi-carré ou test de Pearson, est une méthode statistique qui permet d'évaluer la compatibilité d'une loi statistique avec un échantillon de taille N . Les valeurs calculées et théoriques de χ^2 sont comparées lors du test afin de prendre une décision sur l'ajustement.

- Le calcul du χ^2 et le nombre de degrés de liberté γ sont obtenus en utilisant le logiciel HYFRAN.
- Le χ^2 théorique est calculé sur la table de Khi2 (voir l'annexe I).

- La loi appropriée en cas d'erreur.

Les précipitations décennales:

- $P_{\max,j}(\text{Gumbel}) = 99.5 \text{ mm}$.
- $P_{\max,j}(\text{Galton}) = 92.1 \text{ mm}$.

La loi de Gumbel offre une précipitation maximale quotidienne (T=10 ans) supérieure à celle de Galton, ce qui implique que l'adaptation à la loi de Gumbel nous garantit davantage l'ajustement.

Le tableau ci-dessous présente les résultats du test de Khi-deux:

Tableau II.9: les résultats de test de khi-2

Loi d'ajustement	Nombre de classe	P	Degré de liberté	χ^2 Calculé	χ^2 théorique	Comparaison	Remarque
Loi de Gumbel	8	0.2640	5	6.46	11.07	6.46<11.07	Vérifié
Loi de Galton	8	0.1702	5	7.76	11.07	7.76<11.07	Vérifié

Selon le test khi-carré, on confirme que la condition (χ^2 calculé < χ^2 théorique) est vérifiée, ce qui signifie que les deux lois sont adéquates.

Sélection de la loi:

Étant donné que l'ajustement est conforme aux trois lois et que les valeurs théoriques X_t sont proches pour les deux lois. Cependant, nous avons décidé de l'adopter: La loi de Gumbel parce que c'est la loi qui contient la valeur maximale.

II.15. Calcul des pluies et des intensités de courte durée

Dans cette section, nous allons évaluer les valeurs de pluie de courte durée et leur intensité. En se référant aux résultats de l'ajustement de la loi Log-normale.

Pluies de courte durée:

Les précipitations de courte durée (les averses) sont calculées en se basant sur les précipitations maximales journalières, en utilisant la relation suivante:

$$P_{t,p\%} = P_{\max,j,p\%} \times \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad (\text{II.19})$$

Avec:

$P_{t,p\%}$: pluie de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%) (en mm).

$P_{\max,j,p\%}$: pluie maximale journalière correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%) (en mm).

t : durée de l'averse (h).

b : exposant climatique ; selon ANRH, $b=0.38$

$$P_{t,p\%} = 99.5 \times (0.25/24)^{0.38} = 17.56 \text{ mm}$$

Afin de déterminer l'intensité moyenne des précipitations de courte durée à une fréquence de dépassement donnée, on utilise la formule de Montanari.

Selon Montanari, la formule est la suivante :

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

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \quad (\text{II.20})$$

Avec:

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

$P_{t,p\%}$: pluie de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée ($p\%$) (en mm).

t : durée de l'averse (h).

Pour évaluer les débits pluviaux dans les projets d'assainissement, on se concentre sur l'intensité moyenne maximale correspondant à une courte période de $t=15$ minutes ou 0,25 heure, ainsi qu'une période de retour de $T=10$ ans. La sélection de cette méthode est adoptée par des raisons technico-économiques et de sécurité. Effectivement, une période de 15 minutes suffit pour tenir compte des précipitations intenses qui peuvent se produire rapidement et entraîner des dommages considérables.

$$I_{15\text{min},10\%} = 17.56/0.25 = 70.25 \text{ mm/h} = (70.25 \times 10000)/3600 = 195.13 \text{ l/s/ha.}$$

Les résultats de calcul de la pluie et de l'intensité de courte durée sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Tableau II.10: Pluies et intensités de courte durée de différentes périodes de retour.

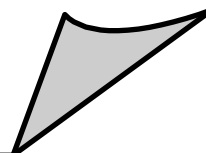
T (ans)	P _{jmax} (mm)	Intensité maximale fréquentielle (mm/h)											
		0.2	0.25	0.3	0.42	0.5	1	2	4	6	9	12	24
100 ANS	153	124.04	108.02	96.47	78.31	70.28	45.73	29.76	19.36	15.06	11.71	9.80	6.38
10 ANS	99.5	80.67	70.25	62.74	50.92	45.71	29.74	19.35	12.59	9.79	7.62	6.37	4.15
5 ANS	82.4	66.80	58.17	51.96	42.17	37.85	24.63	16.03	10.43	8.11	6.31	5.28	3.43
2 ANS	56.6	45.89	39.96	35.69	28.97	26.00	16.92	11.01	7.16	5.57	4.33	3.62	2.36

Conclusion :

L'analyse hydrologique nous a permis d'estimer l'intensité maximale moyenne à partir des précipitations maximales journalières. En appliquant la loi de Gumbel, nous avons pu déterminer la valeur de l'intensité qui atteint 195.13 l/s/ha pour l'évaluation des débits pluviaux.

Chapitre III

Calcul de base



III.1. Introduction

L'assainissement urbain vise à évacuer de manière hydraulique, à moindre coût, le plus rapidement possible et sans accumulation d'eau, les eaux usées d'une agglomération urbaine ou d'une zone d'activité, afin de prévenir toute contamination de l'environnement.

Dans ce contexte, il s'avère essentiel de concevoir un réseau d'assainissement, ce qui nécessite de respecter certaines étapes préliminaires. Celles-ci incluent le calcul initial qui consiste à déterminer la population pour une période de référence donnée, le choix du système d'assainissement et l'élaboration du plan de collecte et d'évacuation des eaux.

III.2. Situation démographique

Selon l'APC de Gouraya, on prévoit une hausse de la population de 1,48 %, atteignant ainsi 4020 habitants à partir du dernier recensement.

Le calcul de l'évolution démographique utilise la loi d'accroissement géométrique donnée par la formule des intérêts composés (III.1).

$$P = P_0(1 + t)^n \dots\dots\dots (III.1)$$

Avec :

P: Population future.

P₀: Population de référence

t: taux d'accroissement pris égal à 1,48 %

n: nombre d'années envisagées pour l'étude (n=30 ans).

L'étude que nous menons s'étend sur une période de 30 ans, et l'estimation de la population est la suivante:

Tableau III.1: estimation du nombre d'habitants.

Horizons	2020	2025	2030	2035	2040	2055
Habitants	4020	4326	4656	5011	5393	6247

III.2. Découpage de l'aire d'étude en surfaces élémentaires

Généralement, les lignes de partage des eaux ou les lignes de crête délimitent le bassin versant. L'identification des sous-bassins élémentaires sur le site doit se faire en tenant compte de :

- La composition des sols.
- La densité des habitations.
- Les courbes de niveau.
- Les routes et les voies de circulation existantes.
- Les pentes et les contre pentes
- Les frontières naturelles (oueds, talwegs...).

III.3. Systèmes d'évacuation

Deux préoccupations majeures doivent être considérées lors de l'élaboration d'un réseau d'assainissement destiné à une agglomération. En premier lieu, il est crucial d'assurer une évacuation efficace des eaux de pluie pour prévenir les inondations dans les zones urbaines et éviter la stagnation de l'eau suite aux précipitations.

De plus, l'élaboration du réseau doit favoriser le drainage des eaux usées domestiques et des résidus industriels [7].

III.3.1. Les différents systèmes d'assainissement

L'instauration du réseau urbain doit considérer deux catégories de préoccupations :

- Assurer une efficace drainage des eaux de pluie pour prévenir la saturation des zones bâties et éviter toute accumulation d'eau après les pluies ;
- Assurer le transport des eaux usées domestiques, des eaux vannes et, si nécessaire, des eaux résiduaires industrielles. Il est possible de concevoir un ou plusieurs réseaux de conduites où l'effluent s'écoule généralement par gravité.
- Trois systèmes d'évacuation peuvent être instaurés :
 - Système unitaire.
 - Système séparatif.
 - Système pseudo séparatif.

III.3.1.1. Le système unitaire :

On appelle système unitaire le rassemblement des eaux usées et des eaux pluviales au sein d'un même conduit. On trouve généralement ce genre de système dans les zones urbaines où les systèmes d'assainissement ont été établis avant que la réglementation environnementale ne se durcisse. Les eaux usées et les eaux pluviales sont acheminées ensemble vers une station de traitement où elles sont purifiées avant d'être relâchées dans l'environnement[5].

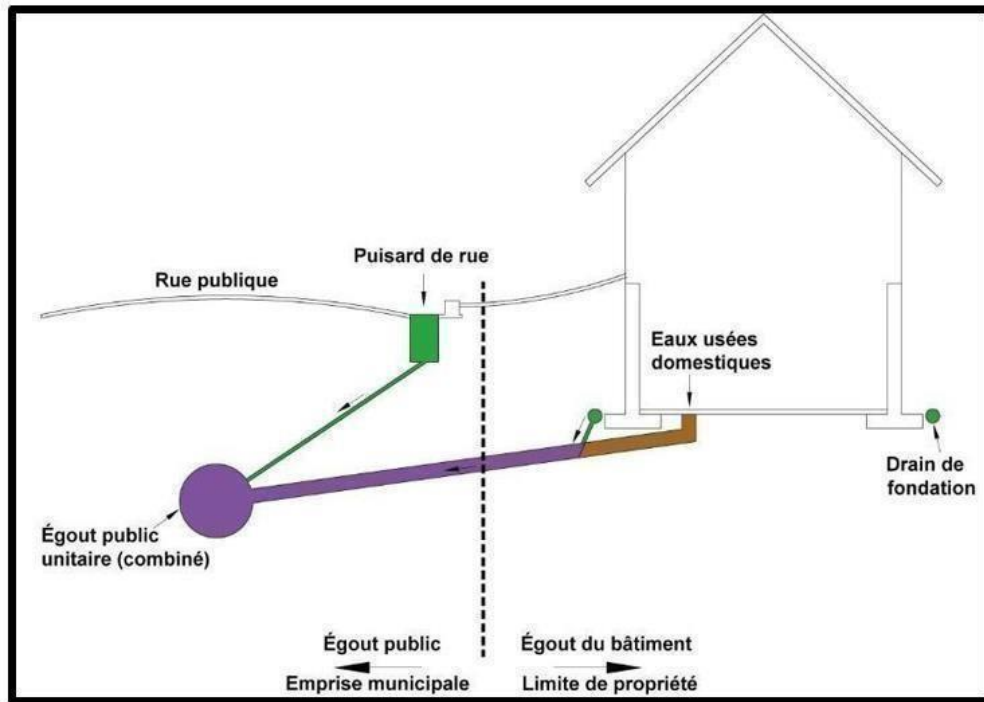


Figure III-1 : schéma représentatif des branchements dans le système unitaire

(www.soudureplastique.ma)

a. Domaines d'utilisation privilégiés

Les zones urbaines où les systèmes d'assainissement ont été établis avant la mise en place de nouvelles normes écologiques. Dans les zones urbaines où des contraintes géographiques ou financières sont présentes, il n'est pas envisageable d'établir un réseau séparatif.

b. Avantages

- L'édification initiale est moins coûteuse, étant donné qu'il n'existe qu'une unique canalisation pour la collecte des eaux usées et de pluie.
- Il est possible d'optimiser l'utilisation des conduites existantes.
- L'intégration des courants d'eau contribue à minimiser les dangers de contamination des eaux superficielles.

b. Inconvénients

- Lors de pluies abondantes, les eaux usées non traitées deviennent plus polluantes, car elles peuvent se répandre dans l'environnement.
- Les capacités des installations de traitement des eaux sont fréquemment restreintes, ce qui peut provoquer des déversements d'eaux usées non traitées .
- Les précipitations intenses peuvent compromettre la qualité de l'eau traitée et augmenter les coûts du traitement.

c. Contraintes d'exploitation

- Pour prévenir les blocages et les débordements, il est essentiel de procéder à une maintenance plus régulière des réseaux unitaires.
- Des pluies intenses peuvent entraîner des inondations et des débordements d'eaux usées non traitées, ce qui peut soulever des problèmes de santé publique.
- La gestion des eaux usées peut entraîner des coûts plus élevés, car elle nécessite le traitement simultané des eaux pluviales et des eaux résiduaires. [7]

III.3.1.2. Réseau séparatif

Le réseau séparatif permet de rassembler les eaux usées et les eaux pluviales dans des canalisations indépendantes.

L'objectif de ce genre de système est de distinguer les eaux usées, qui nécessitent un traitement avant leur élimination dans l'environnement, les eaux pluviales, qui peuvent être déversées directement dans un ruisseau ou la mer. Les eaux usées sont dirigées vers une installation de traitement, tandis que les eaux de pluie sont conduites directement vers les milieux naturels. [5].

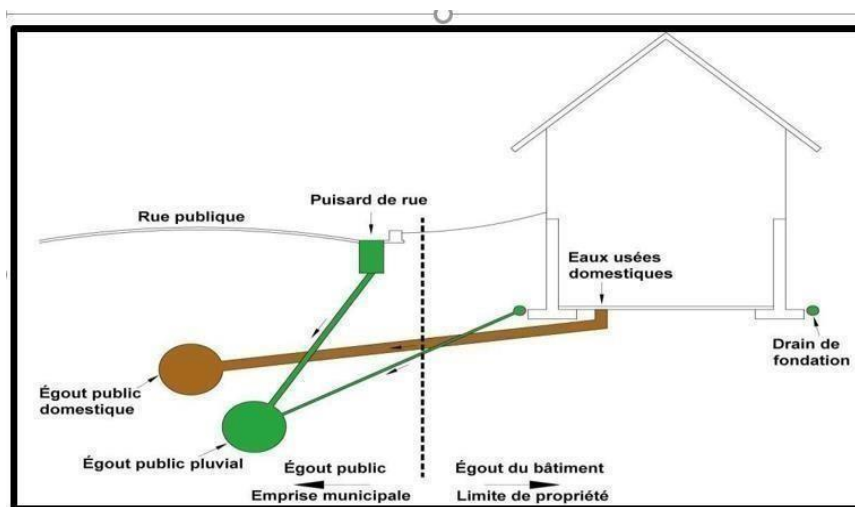


Figure III.3: schémas du réseau séparatif

(www.w.gatineau.ca)

a. Domaines d'utilisation privilégiés

- Les villes qui mettent en place des normes écologiques plus sévères.
- Dans les zones urbaines où le sol est plat et où l'on observe une forte pluviométrie, le drainage des eaux de pluie s'avère plus complexe.
- Les zones où les systèmes d'assainissement ont été installés en réponse à l'instauration de normes environnementales plus sévères.

b. Avantages

- L'optimisation du traitement des eaux usées et des eaux pluviales est réalisée par le biais de collectes distinctes, ce qui contribue à diminuer les dangers de contamination des eaux superficielles.
- On peut adapter les réseaux séparatifs en fonction des normes de qualité de l'eau plus strictes.
- Les stations d'épuration sont capables de traiter les eaux usées sans être submergées par les eaux de pluie.

c. Inconvénients

- L'élévé du coût de construction est dû à l'exigence de deux systèmes de conduites.
- Il est nécessaire de procéder à des modifications des installations actuelles afin de distinguer les eaux usées des eaux pluviales.
- Les réseaux d'assainissement peuvent être submergés par les eaux pluviales en cas de précipitations importantes.

d. Contraintes d'exploitation

- Il est nécessaire d'entretenir régulièrement les réseaux séparatifs afin de prévenir les blocages et les débordements.
- Les stations d'épuration doivent être spécifiquement élaborées pour le traitement des eaux résiduaires, ce qui demande des dépenses plus conséquentes.
- Les réseaux séparés peuvent être davantage exposés aux fuites d'eaux usées compte tenu de leur multiplication des points d'accès. [7].

III.3.1.3. Réseau pseudo-séparatif

Le réseau pseudo-séparatif est constitué de réseaux à la fois unitaires et séparatifs. Dans ce genre de réseau, les eaux usées et les eaux de pluie sont rassemblées dans des tuyaux séparés, cependant, elles se rejoignent à certaines sections du système. Il s'agit d'une forme de réseau mise en œuvre lorsque les restrictions géographiques ou financières rendent impossible la construction d'un réseau entièrement distinct. Une station d'épuration est destinée au traitement des eaux usées, alors que les eaux de pluie, une fois purgées de polluants comme l'huile et les métaux lourds, sont directement dirigées vers le milieu naturel. [5].

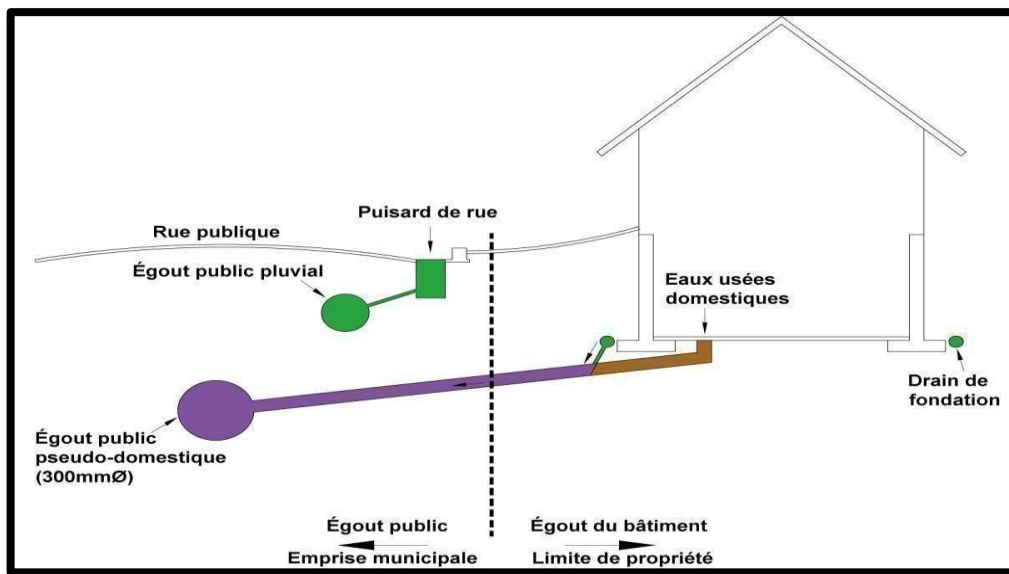


Figure III.4: schémas du réseau pseudo séparatif

(www.gatineau.ca)

a. Domaines d'utilisation privilégiés

- Les villes érigées avant l'instauration de normes écologiques plus rigoureuses.
- Les villes où les terrains sont en pente légère et où la récolte des eaux de pluie s'avère plus complexe.

b. Avantages

- La mise en place d'un seule conduit pour le recueil des eaux de pluie et des eaux usées contribue à réduire les coûts de construction comparativement aux systèmes séparés.
- Les installations de traitement des eaux usées gèrent les eaux de pluie, optimisant ainsi l'usage des équipements déjà en place.
- Les réseaux pseudo-séparatifs offrent une plus grande flexibilité que les réseaux séparatifs, car ils satisfont aux normes écologiques tout en réduisant les coûts.

c. Domaines d'utilisation privilégiés

- Les villes érigées avant l'instauration de normes écologiques plus rigoureuses.
- Les villes où les terrains sont en pente légère et où la récolte des eaux de pluie s'avère plus complexe.

d. Avantages

- La mise en place d'un seule conduit pour le recueil des eaux de pluie et des eaux usées contribue à réduire les coûts de construction comparativement aux systèmes séparés.
- Les installations de traitement des eaux usées gèrent les eaux de pluie, optimisant ainsi l'usage des équipements déjà en place.
- Les réseaux pseudo-séparatifs offrent une plus grande flexibilité que les réseaux séparatifs, car ils satisfont aux normes écologiques tout en réduisant les coûts.

e. Inconvénients

- En matière de gestion des eaux pluviales, les réseaux pseudo-séparatifs sont moins performants que les réseaux séparatifs. Il est crucial de les maintenir fréquemment pour éviter les blocages et les débordements.

De plus, l'augmentation de leur nombre de points d'accès peut les rendre plus vulnérables aux fuites d'eaux usées.

f. Contraintes de fonctionnement

Il faut concevoir les stations d'épuration de manière spécifique pour gérer les eaux pluviales et les eaux usées, ce qui demande des investissements plus conséquents. Durant les épisodes de précipitations intenses, les réseaux pseudo-séparatifs peuvent être surchargés par les eaux pluviales. Du fait des normes environnementales renforcées, les dépenses de construction peuvent dépasser celles des réseaux unitaires. [7].

III.4. Choix du système d'évacuation

Les facteurs qui influencent le choix du système d'assainissement sont :

- Il est essentiel de considérer le système actuellement en place si l'on prévoit d'élargir le réseau.
- Il est essentiel d'avoir une structure de terrain naturel.
- L'aspect économique joue également un rôle crucial, nécessitant une étude comparative de diverses alternatives.
- Il est crucial de considérer les conditions de rejet.

Remarque:

Dans notre projet, nous avons choisi d'utiliser un système unitaire en raison de la faible intensité de pluie et de l'espace restreint des voies.

III.5. Schémas d'évacuation

Un système d'assainissement comprend un réseau ramifié, et les différentes structures peuvent être catégorisées selon divers modèles. Dans cette partie, nous exposons les différentes configurations que l'on observe dans le monde réel. Celles-ci sont déterminées non seulement par la déclivité du terrain, mais également par l'agencement de l'urbanisation et la position de l'exutoire. [6].

III.5.1. Schéma perpendiculaire

On retrouve ce phénomène fréquemment dans les villes ou communes rurales qui ne se concentrent que sur l'évacuation par les voies les moins coûteuses et les plus rapides, sans prêter attention à un traitement efficace des eaux rejetées.

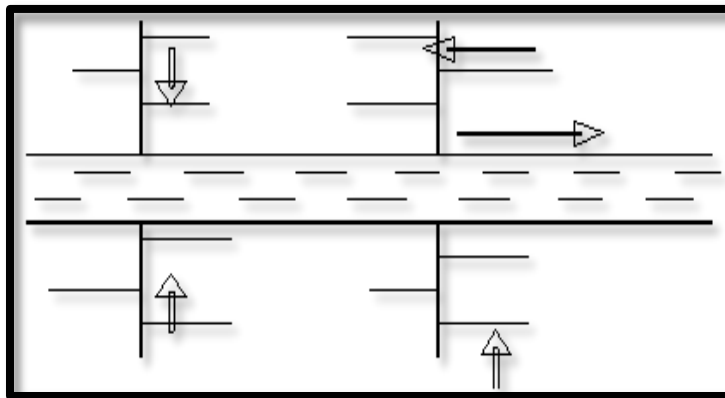


Figure III.5: Schéma perpendiculaire

(Polycopier Salah Boualam 2014)

III.5.2. Schéma par déplacement latéral

On utilise ce type de système lorsqu'il est indispensable de traiter les eaux usées ou lorsque toutes les eaux sont orientées vers un unique point de façon Maximale.

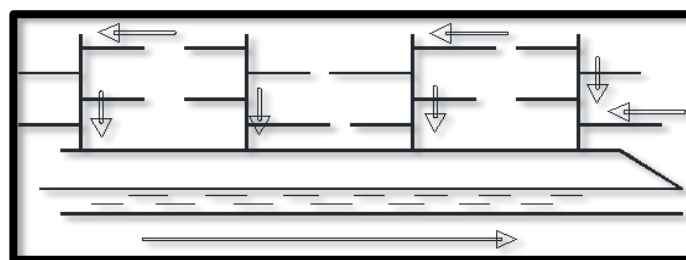


Figure III.6: Schéma par déplacement latéral

(Polycopier Salah Boualam 2014)

III.5.3. Schéma à collecteur transversal ou oblique

On dessine ce diagramme pour accroître la pente du collecteur lorsque celle de la rivière ne l'est pas, afin de tirer parti de la déclivité du terrain en direction de la rivière.

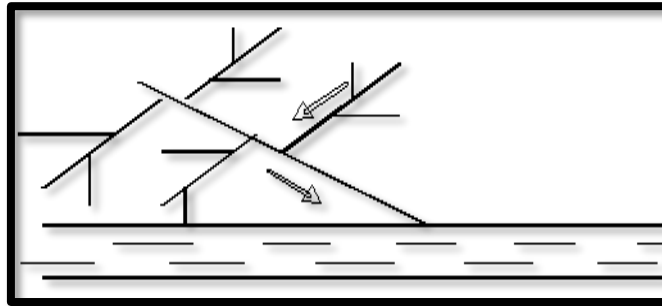


Figure III.7 :Schéma à collecteur transversal ou oblique

(Polycopier Salah Boualam 2014)

III.5.4. schéma à collecteur étagé

Quand notre ville est vaste et que notre dénivelé est plutôt modeste, il s'avère indispensable d'entreprendre l'assainissement à différents étages.

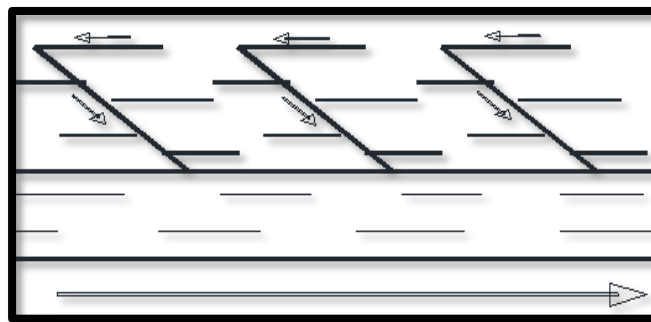


Figure III.8:Schéma à collecteur étagé

(PolycopierSalahBoualam2014)

III.5.5. Schéma de type radial

Si le terrain est plat dans notre agglomération, il faut donner une pente aux collecteurs en adaptant la profondeur de la tranchée à un bassin de collecte. Par la suite, un relevage doit être effectué au niveau ou à partir du bassin vers la station d'épuration.

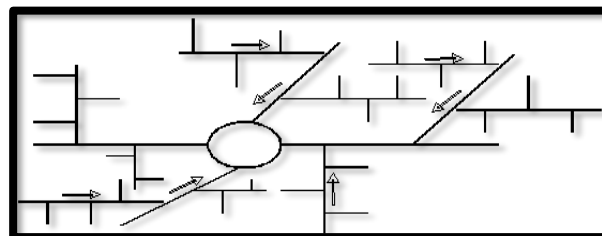


Figure III.9: Schéma de type radial

(Polycopier Salah Boualam 2014)

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

On retrouve ce phénomène fréquemment dans les villes ou communes rurales qui ne se concentrent que sur l'évacuation par les voies les moins coûteuses et les plus rapides, sans prêter attention à un traitement efficace des eaux rejetées.

Remarque:

Notre projet nécessite un schéma oblique en raison de la topographie de la zone et de la pente.

III.7. Choix du coefficient de ruissellement

Le calcul du coefficient de ruissellement « Cr » se fera en fonction du degré d'imperméabilisation nécessaire. Si « A » symbolise la totalité de la surface du bassin versant, alors « A' » fait référence à la surface recouverte.

$$C = A'/A \dots\dots\dots (III.2)$$

Le flux d'eau de pluviale peut fluctuer considérablement, d'où l'importance de rendre les sous-bassins aussi uniformes que possible lors du partitionnement, pour minimiser les erreurs dans la détermination du coefficient de ruissellement. [6]

Il est affecté par plusieurs facteurs :

- La structure du sol.
- L'inclinaison du terrain.
- La manière dont le sol est exploité.
- La concentration de la population.
- La période de précipitations.
- Taux d'humidité de l'air.

III.7.1. Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps

L'évaluation du coefficient de ruissellement pondéré se fait lorsque la superficie du bassin est composée de plusieurs zones élémentaires « Ai » à qui on attribue le coefficient de ruissellement « Cri ». Le calcul du coefficient de ruissellement pondéré se fait comme suit :

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

III.7.2. Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

L'augmentation de la population conduit à une hausse du coefficient de ruissellement, étant donné que la superficie imperméable est supérieure à celle qui est perméable. Cela engendre une abondance de ruissellement. [5].

Tableau N° III.2: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

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

(Water environment federation 1970)

III.7.3. Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces**Tableau III.3:** Coefficient de ruissellement en fonction de la surface drainée

Nature de la surface	C _r
Toits en métal, tuile, ardoise	0.9
Chaussée avec peu de joints	0.85 – 0.9
Pavés en pierres naturelles, brique avec joints cimentés	0.75 – 0.85
Pavage en blocages	0.40 – 0.50
Surfaces goudronnées	0.25 – 0.60
Chemin en gravier	0.25 – 0.30
Gare, terrain de sport	0.10 – 0.30
Parcs, jardins, gazons	0.05 – 0.25
Forêts	0.01 – 0.20

(Polycopier Salah Boualem 2014)

III.7.4. Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population

L'accroissement de la population engendre une hausse du coefficient de ruissellement, étant donné que la superficie imperméable augmente par rapport à celle perméable. Cela entraîne un ruissellement considérable.

Tableau III.4: Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.

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

III.7.3. Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence**Tableau III.5:** Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.

Zones d'influence	Cr
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnée	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

(BOURRIER.R 2008)

Remarque :

Dans le cadre de notre projet, nous estimons le coefficient de ruissellement en prenant en compte les surfaces drainées .

Tableau III.7: Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins.

N° SB	surface (ha)	C_r
1	0.21	0.6
2	0.11	0.75
3	0.18	0.66
4	0.24	0.6
5	0.25	0.7
6	0.06	0.85
7	0.19	0.61
8	0.09	0.64
9	0.07	0.6
10	0.45	0.63
11	0.25	0.66
12	12.23	0.72
13	1.24	0.88
14	0.48	0.6
15	2.35	0.75
16	2.35	0.66
17	0.48	0.6
18	4.03	0.7
19	0.81	0.85
20	0.14	0.61
21	0.13	0.64
22	0.25	0.6
23	0.66	0.63
24	1.64	0.66
25	8.52	0.72
26	5.52	0.88
27	4.38	0.75
28	2.36	0.66
29	0.81	0.88
30	1.33	0.6
31	0.25	0.75
32	1.35	0.66
33	0.35	0.6
34	0.13	0.7
35	6.11	0.85
36	1.09	0.61
37	0.47	0.64

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

En l'absence de connaissance du nombre exact d'habitants de chaque sous-bassin, on procède aux étapes suivantes afin d'évaluer ce dernier.

- On détermine le coefficient de ruissellement pour chaque sous-bassin.
- On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total.
- On évalue la densité partielle de chaque sous-bassin.
- On détermine le nombre d'habitants dans chaque sous-bassin.

III.8.1. Coefficient de ruissellement pondéré

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

$$C_{rp} = 41.24 / 61.56 \quad C_{rp} = 0.67$$

III.8.2. Calcul de la densité partielle

A=61.56ha

Pt : La population totale à l'horizon 2055 est de 6247 habitants.

$$D_i = \frac{C_{ri} * P_t}{C_{rp} * A} \quad \text{(III.4)}$$

Le nombre d'habitants correspondant à chaque sous-bassin est ensuite calculé selon la

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

relation suivante: Le tableau N° III.8 présente les résultats du calcul du nombre

d'habitants de chaque sous-bassin.

Tableau III.8: nombre d'habitants de chaque sous bassin

N°SB	surface (ha)	C_r	$Cr*A$	Di	Nhab
1	0.21	0.6	0.126	90.90	19
2	0.11	0.75	0.083	99.99	11
3	0.18	0.66	0.119	113.63	21
4	0.24	0.6	0.144	90.90	22
5	0.25	0.7	0.175	106.05	27
6	0.06	0.85	0.051	128.78	8
7	0.19	0.61	0.116	92.41	18
8	0.09	0.64	0.057	96.98	9
9	0.07	0.6	0.042	90.90	7
10	0.45	0.63	0.2835	95.44	45
11	0.25	0.66	0.165	99.99	25
12	12.23	0.72	8.805	109.08	1135
13	1.24	0.88	1.091	133.32	156
14	0.48	0.6	0.288	90.90	44
15	2.35	0.75	1.762	99.99	210
16	2.35	0.66	1.551	113.63	243
17	0.48	0.6	0.288	90.90	44
18	4.03	0.7	2.821	106.05	428
19	0.81	0.85	0.6885	128.78	105
20	0.14	0.61	0.0854	92.41	12
21	0.13	0.64	0.0832	96.98	12
22	0.25	0.6	0.15	90.90	23
23	0.66	0.63	0.415	95.44	63
24	1.64	0.66	1.082	13.63	23
25	8.52	0.72	6.134	109.08	900
26	5.52	0.88	4.857	133.32	686
27	4.38	0.75	3.285	99.99	438
28	2.36	0.66	1.557	90.90	215
29	0.81	0.88	0.712	133.32	98
30	1.33	0.6	0.798	90.90	121
31	0.25	0.75	0.187	99.99	25
32	1.35	0.66	0.891	113.63	154
33	0.35	0.6	0.21	90.90	32
34	0.13	0.7	0.1	106.05	14
35	6.11	0.85	5.193	128.78	707
36	1.09	0.61	0.664	92.41	101
37	0.47	0.64	0.300	96.98	46

III.9. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons procédé à une étude détaillée des différents systèmes d'évacuation des eaux usées et pluviales, en analysant leurs caractéristiques, leurs avantages ainsi que leurs limites dans le contexte du site étudié. Cette analyse comparative nous a permis d'identifier la solution la plus adaptée aux conditions locales, tant sur le plan technique qu'économique. À l'issue de cette évaluation, nous avons retenu le système unitaire, qui consiste à collecter les eaux usées et les eaux pluviales dans un même réseau, en raison de sa simplicité de mise en œuvre et de son adéquation avec les contraintes du projet.

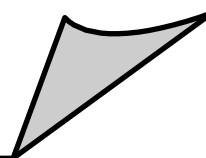
Par ailleurs, le choix du schéma d'évacuation oblique a été adopté, car il permet une meilleure orientation des écoulements en fonction de la topographie du terrain et favorise un acheminement efficace des eaux vers les exutoires. Ce schéma présente également l'avantage de s'intégrer harmonieusement aux caractéristiques naturelles du site, tout en optimisant le fonctionnement global du réseau d'assainissement.

En outre, afin d'assurer une étude hydraulique précise et fiable, la zone d'étude a été subdivisée en plusieurs sous-bassins versants. Ainsi, la population a été répartie sur un total de 37 sous-bassins, ce qui permet de mieux représenter la distribution spatiale des débits et de prendre en compte les spécificités de chaque secteur. Cette approche facilite le dimensionnement des ouvrages et garantit une meilleure gestion des écoulements.

L'ensemble de ces choix méthodologiques et techniques constitue une base solide pour la suite de l'étude, notamment pour les calculs hydrauliques et le dimensionnement du réseau d'assainissement, en assurant à la fois efficacité, fiabilité et adaptation aux conditions locales.

Chapitre IV

Estimation des débits



IV.1. Introduction

Le système d'assainissement est essentiel pour la collecte et l'élimination des eaux pluviales et des eaux usées provenant de diverses sources. Il est essentiel d'évaluer avec précision les débits des eaux usées et pluviales avant de déterminer les dimensions du réseau. Le but principal de cette évaluation est de quantifier les rejets liquides émanant des résidences et des établissements, lesquels diffèrent en fonction des caractéristiques propres à chaque zone urbaine. Il est crucial d'évacuer promptement et en toute sécurité pour éviter toute contamination des individus ainsi que toute pollution environnementale. L'évaluation des volumes à gérer est donc essentielle pour assurer la santé publique et la protection de l'environnement.

Origine et nature des eaux à évacuer

IV.1.1. Les eaux usées

Quatre(04) origines sont identifiées en fonction de la nature des substances polluantes présentes dans l'effluent:

- Les eaux usées domestique.
- Les eaux usées des services publics.
- Les eaux usées provenant de l'industrie.

• Les eaux parasites.

IV.1.1.1. Les eaux usées domestiques

Les eaux ménagères proviennent des résidences situées dans les zones urbaines. Elles sont essentiellement composées de : **Eaux ménagères** : Les eaux issues de la cuisine, du lavage de vaisselle, des bains et des douches sont déversées via les éviers, lavabos et baignoires.

Eaux vannes : Les eaux qui proviennent des équipements sanitaires.

L'usage d'eau potable influence la quantité d'eau à évacuer, laquelle est elle-même déterminée par les facteurs ci-après :

- Variétés de résidences et leur degré de confort.
- Conditions météorologiques.

IV.1.1.2. Les eaux usées des services publics

Les eaux usées non domestiques sont issues de structures ou d'établissements publics tels que les bâtiments administratifs, éducatifs, touristiques, sanitaires et d'autres services publics. On quantifie ces eaux en fonction du volume d'eau potable nécessaire pour chaque activité, exprimé en « équivalents résidents ».

Cette notion facilite l'établissement d'une unité de mesure uniforme pour tous les utilisateurs.

Les eaux usées industrielles

Plusieurs facteurs influencent les eaux issues des opérations industrielles, comme par exemple :

- Le domaine d'activité (production ou transformation).
- Les techniques de production utilisées.
- Le taux de recyclage effectivement appliqué.

On peut évaluer le volume d'eau évacué par les industries en se référant à deux critères distincts :[9]

1. Les industries de fabrication attachent une grande importance à la production de marchandises, ce qui requiert une évaluation du volume de produits et de la quantité d'eau nécessaire pour réaliser le produit fini.

2. Dans les industries de la transformation, l'accent est mis sur le nombre de salariés et sur l'évaluation du volume d'eau consommé par chaque salarié. Au-delà de l'élimination des eaux usées, il est crucial de considérer d'autres éléments lors de la collecte et du traitement de ces dernières. Par exemple, une température trop élevée des eaux résiduaires peut causer des dommages aux tuyaux. Pour prévenir ce problème, il est nécessaire que la température des eaux usées à haute température reste sous 35°C.

IV.1.2. Les eaux parasites

Les eaux claires parasites correspondent généralement à toutes les eaux issues du drainage, des infiltrations après une précipitation ou de la montée de la nappe phréatique. Ces eaux entrent généralement dans les collecteurs de la manière suivante: [7]

- L'emploi de joints mal conçus, généralement causé par un raccordement déficient ou une pose incorrecte des conduits.

L'hydrotropisme a lieu lorsque les collecteurs sont fissurés à cause de la compaction du sol autour des tuyaux ou des racines d'arbres en quête d'humidité.

Ces éléments entravent le fonctionnement correct de la station d'épuration. Cependant, leur évaluation est assez complexe et ne peut se faire qu'en situation réelle ; seule la modélisation peut fournir une approche pour estimer le débit de ces eaux. En pratique et sans mise en place de mesures, on préconise un débit d'eau parasite variant de 0,05 à 0,15 L/s/ha.

IV.2.2. Les eaux pluviales

Les eaux de pluie sont des eaux superficielles issues essentiellement des précipitations atmosphériques, qui doivent être recueillies et dirigées vers les conduits d'évacuation pour éviter les débordements.

Les eaux de pluie, comme celles provenant de l'irrigation, du nettoyage des marchés, des routes, des espaces publics, des jardins et des cours d'immeubles, sont recueillies par des dispositifs spécialement conçus à cet effet, hors les systèmes unitaires. Au début d'une pluie, les eaux de pluie contiennent une concentration plus élevée de matières organiques due au lessivage des surfaces, surtout dans les zones industrielles. Par ailleurs, ces eaux entraînent la création de sable dans les onduites en cas de réduction du débit.[7]

Estimation des débits des eaux usées

L'évaluation quotidienne des eaux usées à évacuer est influencée par la consommation journalière d'eau potable. Les rejets varient selon le type d'agglomération et les modes d'urbanisation, qu'ils soient publics ou privés, industriels ou liés aux usines, etc. Généralement, la consommation en eau est plus importante dans une agglomération fortement urbanisée. [5].

IV.2.1. Débits des eaux usées domestiques

Il convient de préciser que l'eau consommée par l'utilisateur ne s'évacue pas complètement du réseau.

On admet généralement que l'eau qui est évacuée représente seulement entre 70 et 80 % de l'eau utilisée.

IV.2.1.1. Débit moyen journalier

On évalue le volume des eaux usées à éliminer en fonction de la quantité d'eau potable utilisée. On peut calculer le débit moyen quotidien des rejets en se basant sur la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{N \cdot D \cdot K_r}{86400} \quad (IV.1)$$

Avec:

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (L/s).

N_{hab} : nombre d'habitants à l'horizon d'étude (habitant).

K_r : coefficient de rejet pris égal à 80%.

D : dotation journalière estimée à 150 L/hab/j.

Le terme 1/86400 est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

IV.2.1.2. Débit de pointe d'eaux usées

Tout comme la consommation, les rejets d'eaux usées fluctuent au fil de la journée.

Ainsi, la mission est de déterminer le débit maximal des eaux usées, qui peut être évalué en appliquant l'équation ci-dessous

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moy,j} \quad (IV.2)$$

Avec:

K_p : Coefficient de pointe, Ce coefficient de pointe peut être :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad si \quad Q_{moy,j} \geq 2,8 \text{ l/s} \quad (IV-3)$$

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

Remarque : les résultats de calcul des débits domestique (tableau IV.3)

IV.3. Evaluation des débits des équipements:

On a déjà discuté des divers équipements existants et planifiés au sein de la commune. Nous allons maintenant calculer les débits de ces équipements afin d'évaluer le flux des eaux usées dans chaque zone élémentaire. Le tableau IV.1 présente les résultats obtenus de la manière suivante :

Tableau IV.1: Calcul des débits des équipements.

N° du S.B	Type d'équipement	Unité de mesure	Usagers	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy} (m³/j)	K _p	Q _p (m³/j)	Q _{usée} (m³/j)	Q _{usée tot} (m³/j)	Q _{usée tot} (L /s)
17	mosquée	Fidèle	450	15	6.75	3	20.25	16.2	16.2	0.187
37	mosquée	Fidèle	450	15	6.75	3	20.25	16.2	63.72	0.737
	CEM	élève	660	20	19.8	3	59.4	47.52		
24	bibliothèque	visiteurs	200	10	2	3	6	4.8	6	0.069
	Maison des jeunes	visiteurs	50	10	0.5	3	1.5	1.2		
15	2 école primaire	élève	700	20	21	3	63	50.4	52.56	0.608
	Police communal	agent	20	15	0.3	3	0.9	0.72		
	Siege APC	employé	30	20	0.6	3	1.8	1.44		
13	poste	employé	10	20	0.2	3	0.6	0.48	0.48	0.005
12	locaux commerciaux	employé	10	20	0.2	3	0.6	0.48	10.8	0.125
	Hammam	Usagers	40	15	2	3	6	4.8		
	Cafeteria	usagers	100	20	2	3	6	4.8		
	Salle des soins	Lit	10	30	0.3	3	0.9	0.72		

Remarque: Les dotations des écoles primaires sont estimées à 20 l/j/élève, car ces établissements comprennent une cantine.

IV.4. Evaluation des débits des eaux pluviales

Les eaux de surface sont majoritairement issues du ruissellement et comprennent les eaux utilisées pour l'arrosage, le nettoyage des routes publiques et privées, des jardins, des cours d'immeubles, ainsi que les eaux provenant de la vidange des piscines.

Par la suite, un indice de ruissellement pondéré est assigné à chaque surface élémentaire en tenant compte du type de sol drainé. On évalue les eaux de ruissellement à l'aide de diverses techniques, telles que la méthode du rationnement et la technique de la superficie. [9].

IV.5.1. Méthode rationnelle

La méthode rationnelle se fonde complètement sur l'expansion de la superficie urbaine dans des secteurs délimités par des lignes isochrones. Cette étude évalue les débits pluviaux issus d'une pluie d'intensité moyenne « i » constante durant la durée de la précipitation sur des zones à surface « A » avec un coefficient de ruissellement « C_r ». Cependant, l'inconstance de la force de la pluie n'est pas considérée, étant donné que la superficie des surfaces élémentaires est inférieure à dix hectares, ce qui signifie qu'il n'est pas indispensable d'appliquer un facteur de distribution de la pluie pour une estimation précise ($\alpha = 1$). [6].

La méthode rationnelle peut être formulée de la manière suivante:

$$Q = C_r \times i \times A \dots \dots \dots (VI.4)$$

Avec:

Q: débit d'eau de ruissellement (L/s).

A: surface d'apport (ha).

C_r : coefficient de ruissellement.

i : Intensité moyenne maximale est déterminée dans le chapitre II (Etude hydrologique)
prise égale à $i = 195.13$ (l / s / ha).

IV.5.1. Hypothèses de la méthode

Quand la pluie persiste plus longtemps que le temps requis pour que l'eau se déverse du bassin versant vers cet emplacement, le débit de pointe Q_{pl} est enregistré au point de sortie. Le débit de pointe représente l'intensité moyenne de précipitation qui le génère, sur une période de récurrence équivalente. Le flux maximal est directement lié à l'intensité moyenne sur une période correspondant au temps de concentration du bassin versant. [5].

IV.5.1.2. Validité de la méthode rationnelle

Cette approche convient particulièrement aux surfaces de dimensions plutôt restreintes. Des surfaces de taille réduite permettent d'obtenir des estimations plus exactes du coefficient de ruissellement. Elle est principalement adaptée aux zones de petite taille où le drainage de l'eau ne dure pas plus de 30 minutes. [7].

IV.5.1.3. Temps de concentration

On définit le temps de concentration comme le temps nécessaire pour que la pluie tombe au point le plus éloigné.

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \dots\dots\dots (VI.5)$$

$$t_1 = \frac{L}{60.V} \dots\dots\dots (VI.6)$$

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \dots\dots\dots (VI.7)$$

$$T_c = 3,98 \left(\frac{L}{\sqrt{I}} \right) \dots\dots\dots (VI.8)$$

Tel que:

t_1 : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations;

t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement,
ce temps varie de 2 à 20 min.

t : Temps de ruissellement dans une surface ne comportant pas de canalisations;

Avec:

I: La pente du terrain (%).

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

On peut envisager trois scénarios distincts :

1. Sans canalisation dans le bassin, le temps de concentration est t_3 .
2. Si un tracé en surface précède une conduite dans le bassin, la durée de concentration est la somme de t_1 et t_3 .
3. Si le bassin est urbanisé et dispose d'un réseau de canalisations, la période de concentration se situe entre t_1 et t_2 .

Généralement, pour les régions à faible étirement, on détermine le temps de concentration en se basant sur la formule suivante : En règle générale, pour les zones peu allongées, le temps de concentration est calculé en utilisant la formule suivante :

Avec :

I: La pente du terrain (%).

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

$$Q(F) = K^{1/u} \cdot I^{v/u} \cdot C^{1/u} \cdot A^{w/u} \dots\dots\dots (VI.9)$$

$$i(t, F) = a(F) t b(F) \dots\dots\dots (VI.10)$$

$$K = \frac{0.5b(F)a(F)}{6,6} \dots\dots\dots (VI.11)$$

$$U = 1 + 0.287b(F) \dots\dots\dots (VI.12)$$

$$V = -0.41b(F) \dots\dots\dots (VI.13)$$

$$W = 0.95 + 0.507b(F) \dots\dots\dots (VI.14)$$

IV.5.2 Méthode superficielle

C'est grâce aux recherches de M. Caquot que nous avons pu établir directement le débit d'un bassin versant urbanisé pour une fréquence donnée « F ». Des recherches récentes, appuyées par des essais expérimentaux, ont permis de déterminer la valeur numérique des coefficients de cette expression. L'équation suivante illustre le débit de fréquence de surpassement « F ». [8].

Parmi les différents paramètres, les fonctions de a (F) et (ou) de b (F) sont elles-mêmes.

IV.5.2.1. Validité de la méthode superficielle

Actuellement, pour vérifier l'ajustement du modèle de M. Caquot, les formules d'expression du débit, quelle que soit la période de retour choisie, sont validées de la manière suivante: [7]

- Une superficie totale < 200 ha
- la pente doit être comprise entre $(0.2 < I < 5) \%$
- le coefficient de ruissellement $(0.2 < Cr < 1)$
- le coefficient d'allongement $(0.8 < M < 2)$

IV.5.3. Choix de la méthode

En fonction des limites de chacune de ces méthodes, la méthode rationnelle est la plus appropriée à notre situation, en tenant compte des caractéristiques de notre agglomération en termes de surface, de pente et de coefficient de ruissellement.

Nous avons supposé dans notre projet que le tissu sera urbanisé à l'avenir, ce qui implique que le temps de concentration sera égal à $T_c = t_1 + t_2$.

Le tableau ci-dessous présente les résultats obtenus par la méthode rationnelle

Tableau IV.2 : Calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire

N° du S.B	A (ha)	Cri	i (l/s*ha)	Qpl (l/s)	Qpl (m³/s)
1	0.21	0.6	195.13	24.59	0.02459
2	0.11	0.75	195.13	16.10	0.01610
3	0.18	0.66	195.13	23.18	0.02318
4	0.24	0.6	195.13	28.10	0.02810
5	0.25	0.7	195.13	34.15	0.03415
6	0.06	0.85	195.13	9.95	0.00995
7	0.19	0.61	195.13	22.62	0.02262
8	0.09	0.64	195.13	11.24	0.01124
9	0.07	0.6	195.13	8.20	0.00820
10	0.45	0.63	195.13	55.32	0.05532
11	0.25	0.66	195.13	32.20	0.03220
12	12.23	0.72	195.13	1718.24	1.71824
13	1.24	0.88	195.13	212.93	0.21293
14	0.48	0.6	195.13	56.20	0.05620
15	2.35	0.75	195.13	343.92	0.34392
16	2.35	0.66	195.13	302.65	0.30265
17	0.48	0.6	195.13	56.20	0.05620
18	4.03	0.7	195.13	550.46	0.55046
19	0.81	0.85	195.13	134.35	0.13435
20	0.14	0.61	195.13	16.66	0.01666
21	0.13	0.64	195.13	16.23	0.01623
22	0.25	0.6	195.13	29.27	0.02927
23	0.66	0.63	195.13	81.14	0.08114
24	1.64	0.66	195.13	211.21	0.21121
25	8.52	0.72	195.13	1197.01	1.19701
26	5.52	0.88	195.13	947.86	0.94786
27	4.38	0.75	195.13	641.00	0.64100
28	2.36	0.66	195.13	303.93	0.30393
29	0.81	0.88	195.13	139.09	0.13909
30	1.33	0.6	195.13	155.71	0.15571
31	0.25	0.75	195.13	36.59	0.03659
32	1.35	0.66	195.13	173.86	0.17386
33	0.35	0.6	195.13	40.98	0.04098
34	0.13	0.7	195.13	17.76	0.01776
35	6.11	0.85	195.13	1013.41	1.01341
36	1.09	0.61	195.13	129.74	0.12974
37	0.47	0.64	195.13	58.70	0.05870

Calcul du débit total

Lorsque nous avons choisi un réseau unitaire, il est encore nécessaire de calculer le débit total dans chaque surface élémentaire, qui représente la somme des débits pluviaux, parasites et usées. Le tableau

IV.3 ci-dessous résume le débit total dans chaque surface élémentaire:

Tableau IV.3: Calcul de débits pour chaque surface élémentaire.

N° S.B	Q _{sé} (l/s)	Q _{equip} (l/s)	Q _{parasite} , (l/s)	Q _{pl} (l/s)	Q _{total} (l/s)	Q _{total} (m3/s)
1	0.26		0,0315	12.46	12.75	0.01275
2	0.14		0,0165	6.66	6.82	0.00682
3	0.23		0,027	10.72	10.98	0.01098
4	0.30		0,036	13.93	14.27	0.01427
5	0.31		0,0375	14.58	14.93	0.01493
6	0.08		0,009	3.62	3.71	0.00371
7	0.23		0,0285	11.07	11.33	0.01133
8	0.11		0,0135	5.19	5.31	0.00531
9	0.09		0,0105	4.10	4.20	0.00420
10	0.55		0,0675	26.11	26.73	0.02673
11	0.31		0,0375	14.45	14.80	0.01480
12	15.18	0.125	1,8345	716.12	733.26	0.73326
13	1.54	0.005	0,186	27.96	29.69	0.02969
14	0.60		0,072	236.17	236.84	0.23684
15	2.92	0.608	0,3525	47.16	51.04	0.05104
16	2.92		0,3525	8.12	11.39	0.01139
17	0.59	0.187	0,072	7.47	8.32	0.00832
18	5.01		0,6045	14.83	20.44	0.02044
19	1.00		0,1215	38.56	39.68	0.03968
20	0.17		0,021	96.22	96.51	0.09651
21	0.16		0,0195	498.85	499.03	0.49903
22	0.31		0,0375	323.14	323.49	0.32349
23	0.82		0,099	256.69	257.61	0.25761
24	2.04	0.069	0,246	138.20	140.56	0.14056
25	10.57		1,278	47.21	59.06	0.05906
26	6.85		0,828	78.01	85.69	0.08569
27	5.44		0,657	14.77	20.87	0.02087
28	2.93		0,354	78.93	82.21	0.08221
29	1.00		0,1215	20.32	22.44	0.02244
30	1.65		0,1995	7.49	9.32	0.00932
31	0.31		0,0375	357.40	357.75	0.35775
32	1.67		0,2025	63.95	65.82	0.06582
33	0.43		0,0525	27.62	28.10	0.02810
34	0.16		0,0195	27.96	28.14	0.02814
35	7.58		0,9165	236.17	244.67	0.24467
36	1.36		0,1635	47.16	48.68	0.04868
37	0.58	0.737	0,0705	8.12	9.51	0.00951

IV.5. Conclusion

Grâce à ce chapitre, nous avons pu déterminer de manière détaillée la quantité totale d'eau à évacuer, en prenant en compte à la fois les débits d'eaux usées domestiques et les débits d'eaux pluviales. Cette étape a nécessité une analyse approfondie des données disponibles afin d'estimer avec précision les volumes générés dans l'ensemble de la zone d'étude, en fonction des caractéristiques propres à chaque secteur.

Par ailleurs, ce travail nous a permis de procéder à la délimitation des différentes unités de surface et d'en mesurer les superficies, tout en évaluant les débits correspondants pour chacune d'elles. Ainsi, les zones identifiées présentent des superficies variant de 0,06 hectare à 12,23 hectares, ce qui traduit une certaine diversité dans l'occupation du sol et la répartition spatiale des écoulements. En parallèle, les débits calculés s'étendent de 0,0037 m³/s à 0,7313 m³/s, mettant en évidence des écarts significatifs liés aux conditions locales, telles que la densité de population, l'imperméabilisation des sols et les caractéristiques climatiques.

Ces résultats constituent une base essentielle pour la suite de l'étude, car ils permettent de mieux comprendre le comportement hydraulique de la zone étudiée. En effet, la connaissance précise des surfaces contributives et des débits associés est indispensable pour garantir la fiabilité des calculs hydrauliques.

Ainsi, l'ensemble de ces valeurs sera utilisé pour réaliser un dimensionnement adéquat du réseau d'assainissement retenu, en tenant compte des contraintes techniques et des exigences de fonctionnement. Elles permettront également de concevoir de manière optimale les différentes composantes du réseau, ainsi que les ouvrages annexes, afin d'assurer une évacuation efficace et sécurisée des eaux dans toutes les conditions d'exploitation.

Chapitre V

**Dimensionnement du réseau
d'assainissement**

V.1. Introduction

Ce chapitre abordera la question du dimensionnement du réseau de drainage dans notre région, visant à garantir une gestion efficace des eaux pluviales et usées. La mise en œuvre de cette procédure complexe nécessite une maîtrise en hydraulique, des spécificités géographiques et les exigences particulières de la communauté concernée. L'objectif de l'amélioration de la capacité du réseau est de minimiser les dangers de débordement et de contamination environnementale. Dans cette section, nous explorons les principes fondamentaux du dimensionnement, les méthodes de calcul ainsi que les éléments pratiques pour construire un système robuste et pérenne qui satisfait aux exigences.

V.2. Principe de conception d'un réseau d'assainissement

Les éléments suivants doivent être pris en compte lors de la conception d'un réseau d'assainissement:

V.2.1. Les collecteurs

Les systèmes d'assainissement sont conçus pour assurer le transport efficace des flux provenant des tuyaux connectés. L'ajustement des dimensions des canalisations est effectué avec précision en tenant compte de leur emplacement, de leur profondeur, de leurs dimensions internes et externes ainsi que de leur inclinaison. Les paramètres sont méticuleusement définis pour assurer un mouvement sans entrave des eaux résiduelles et des eaux de pluie.

V.2.2. Les regards

Les regards de visite et de jonction jouent un rôle crucial dans le système d'assainissement. Pour assurer une inspection régulière, une maintenance efficace et un fonctionnement optimal du système, il est crucial de déterminer avec précision leur emplacement stratégique, leur profondeur et leurs dimensions.

V.2.3. L'écoulement gravitaire

Le principe de fonctionnement du système d'égout est l'écoulement gravitaire, où les eaux usées sont conduites naturellement vers les zones les plus basses du réseau. Cependant, pour des situations spécifiques telles que les contre-pentes, le recours à des stations de relevage peut être indispensable pour garantir un flux adéquat des eaux vers les structures de traitement appropriées. En prenant en considération ces facteurs cruciaux, la mise en place d'un système d'assainissement efficace et opérationnel est envisageable. Avant de réaliser le calcul hydraulique d'un Réseau d'assainissement, nous considérons les hypothèses suivantes: [9]

- L'écoulement est uniforme à surface libre.
- La perte d'énergie potentielle est équivalente à la différence entre les niveaux d'eau en amont et en aval.
- On évalue le débit maximal en pleine section des canalisations d'égouts, ce qui est appelé « Qps ».

V.3. Mode de dimensionnement des canalisations

V.3.1. Base de calcul

La formule de continuité (écoulement à surface libre) permet de calculer le débit de l'écoulement dans les collecteurs :

$$Q = V \times S_m \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec:

Q: le débit capable de l'ouvrage (m³/s).

S_m: Section mouillée (m²).

V: vitesse d'écoulement (m/s).

Le calcul des collecteurs est effectué en utilisant la formule d'écoulement de CHEZY, où la vitesse d'écoulement est déterminée par l'expression suivante:

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

Avec:

V: vitesse d'écoulement (m/s).

C: coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement.

I: pente motrice de l'écoulement (m/m).

R: Rayon hydraulique (m), donné par:

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

S_m: la surface mouillée (m)

P_m: le périmètre mouillé (m).

V.3.2. Formule de Manning-Strickler

Le coefficient de Chézy est exprimé comme suit:

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

Avec:

K : coefficient de rugosité (de Manning-Strickler) ; Sa valeur varie en fonction du type de l'ouvrage, de son matériau et de son état.

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

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

ET le débit de l'ouvrage:

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

Procédé de calcul:

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

$$D_{cal} = \left(\frac{3.2036 \times Q_t}{K_s \times \sqrt{I}} \right)^{3/8} \dots \dots \dots (V.7)$$

Où:

Q_{eu} (m³/s) : Débit d'eaux usées.

Q_{pl} (m³/s) : Débit d'eau pluvial.

Tableau V.1: Coefficient de rugosité de Strickler pour divers types de matériaux

1. Type de matériaux	Coefficient de rugosité « Ks »
Conduites métalliques rivées ou avec de nombreuses soudures	60
Béton rugueux	60
Conduites et fontes ou en béton (très vieilles)	70
Conduites en fonte, en service ou en béton avec joints serrés	75
Fonte neuve, maçonnerie très lisse	80
Acier revêtu, béton bien lissé	85
Conduites en béton très lisses, en fibrociment, en tôle sans soudures, Acier galvanisé	90
Fonte revêtue intérieurement neuve	90
Conduite en PVC, PEHD	100

(Source: BOURRIER.R (2008))

3- Fixer le diamètre normalisé de la conduite « DN ».

4- La vitesse à pleine section est calculée

On a:

n

$$V_{ps} = K \times \left(\frac{D_n}{4}\right)^{\frac{2}{3}} \dots \dots \dots (V.9)$$

Le débit à pleine section:

$$Q_{ps} = \pi \times \frac{D^2}{4} \times V \quad (V.10)$$

2. Le rapport des débits :

$$R = \frac{Q_t}{Q_{ps}} \quad (V.11)$$

V.3.3. Formule de BAZIN

$$R_v = \frac{V_{moy}}{V_{ps}} \quad (V.12)$$

Le coefficient de Chézy est donné, à son tour, par la formule de Bazin:

$$R_h = \frac{H}{D_{nor}} \quad (V.13)$$

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \quad (V.14)$$

Où :

: un coefficient qui varie suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux transportées.

V.3.3.1. Réseau unitaire

Il convient de mentionner que des dépôts peuvent se former, ce qui rend possible l'écoulement sur des surfaces semi-rugueuses. Par conséquent, le coefficient lié à la relation de Bazin a été utilisé. [5]

$\gamma = 0.46$; on a approximativement représenté le coefficient de Chézy par l'expression suivante :

$$C = 60 \times R_h^{1/4} \quad (V.15)$$

Ainsi, la vitesse d'écoulement et le débit de l'ouvrage peuvent être représentés de la façon suivante:

$$V = 60 \times R_h^{3/4} \times I^{1/2} \dots\dots\dots (V.16)$$

$$Q = 60 \times R_h^{3/4} \times I^{1/2} \times S_{mr} \dots\dots\dots (V.17)$$

V.3.3.2. Les abaques de Bazin

Les abaques jointes ont été élaborées en suivant la formule de Chézy-Bazin. La formule de Manning Strickler a déterminé le coefficient « K » en considérant les caractéristiques de l'effluent, le matériau des tuyaux et le genre d'étanchéité.

Ces abaques ont été élaborés spécialement pour les flux en section complète avec un rayon hydraulique (R_h) équivalent à la moitié du diamètre ($D_n/4$) [6].

On les classe de la façon suivante :

- Abaque 1 : destiné aux réseaux pluviaux comme système distinct ou unifié.
- Abaque 2-a : élaboré pour les conduites de forme circulaire.
- Abaque 2-b : spécifiquement élaboré pour les conduites de forme ovale.

De plus, les diagrammes 3-a et 3-b démontrent les fluctuations des débits et des vitesses selon le niveau de remplissage. Ces diagrammes nomographiques sont suggérés pour analyser les caractéristiques de capacité des canalisations ou pour examiner les capacités de nettoyage autonome. Le 3-a se réfère aux structures en forme de cercle, alors que le 3-b concerne les structures ayant une forme ovale normalisée.

V.3.3.1 Procédé de calcul

a. En utilisant l'abaque (1), (2-a) ou (2-b) Pour obtenir le diamètre normalisé « D_n », la vitesse à pleine section « V_{ps} » et le débit à pleine section « Q_{ps} », il faut fournir la pente et le débit. Ces informations sont nécessaires pour calculer le rapport des débits « R_q » en se basant sur la formule (V.11).

b. Selon l'abaque (3-a) ou (3-b) : En disposant du ratio des flux « R_q », il est possible de déterminer le ratio des vitesses « R_v » ainsi que le ratio des hauteurs « R_h ». Ces informations facilitent le calcul de la vitesse d'écoulement « V » et de la hauteur de remplissage « H ». [5].

V.3.3.4. Conditions d'auto curage

Le système d'assainissement doit être auto-curatif, c'est-à-dire qu'il doit avoir la capacité d'évacuer le sable à des débits tolérables afin de prévenir sa décantation et l'accumulation, sans provoquer l'érosion des parois de la conduite. [8]. Ces limites sont respectées avec:

$$-V_{ps} = 1 \text{ m/s; pour une section circulaire}$$

V.4. Normes d'écoulement et d'implantation

- Il est crucial que les inclinaisons dans le conduit supérieur soient adéquates pour favoriser le curage naturel.
- Il est conseillé d'éviter de manière optimale la collecte des eaux usées.
- La profondeur minimale de recouvrement du tuyau doit être d'un minimum de 80 cm.
- Il est requis que la vitesse maximale à pleine section soit approximativement de 4 m/s, et cette contrainte est signalée sur les abaques. [9]

V.4.1. Dimensionnement du réseau d'assainissement

Les tableaux en annexe résument le dimensionnement de tous les collecteurs et les paramètres hydrauliques à leur détermination.

- C_r : cotes projets (m)
- L : longueur de conduite entre deux regards (m)
- I : pente (%)

a. Pour $\frac{1}{10} Q_{ps}$: $V \geq 0.6 \text{ m/s}$

b. Pour $\frac{1}{100} Q_{ps}$: $V \geq 0.3 \text{ m/s}$

- Q : débit total (m³ /s)

$$(R_a = 0.1 \rightarrow R_v = \frac{V}{V_{ps}} = 0.55 \rightarrow V_{ps} \geq 1 \text{ m/s})$$

- $V_{ps} = 0.9 \text{ m/s}$; pour une section ovoïde.
- Q_p : débit à pleine section (m³ /s)
- V_{ps} : vitesse à pleine section (m/s)
- D : diamètre normalisé (mm)
- R_q : rapport des débits

- R_h : rapport des hauteurs
- R_v : rapport des vitesses
- H : hauteur de remplissage(mm)

V.4.2 Choix des matériaux

- Pour $D < 630$ mm=> Conduite en PVC PN 10.
- Pour $D > 630$ mm=> Conduite en Béton Armé Type 135A

Les tableaux joints résument la taille de tous les collecteurs ainsi que les paramètres hydrauliques nécessaires [8].

V.5. Conclusion

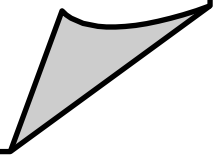
Ce chapitre traite du dimensionnement du projet, en se concentrant particulièrement sur le réseau de secours. Après avoir effectué la mesure des collecteurs et déterminé leurs caractéristiques hydrauliques, nous avons constaté que les vitesses requises pour l'auto-curage sont respectées et en conformité avec la législation actuelle.

Chapitre VI

ELEMENTS CONSTITUTIFS

DU RESEAU ET

OUVRAGES ANNEXES



Introduction

Le but d'un réseau d'assainissement est de collecter les eaux usées et pluviales, tout en visant à protéger l'environnement naturel.

C'est un équipement public essentiel. Il est crucial qu'il soit totalement étanche, même en présence de mouvements du sol. Il assure l'écoulement rapide des eaux usées ou pluviales, et doit être d'une robustesse à toute épreuve.

Les infrastructures d'assainissement englobent des composants cruciaux du système d'égout et des structures auxiliaires :

VI.1. Éléments constitutif du réseau d'égout

Le réseau d'égout est constitué des éléments suivants :

- Des tuyaux de section circulaire à diamètre standard, qui peuvent être accessibles ou pas.
- Des conduites en forme d'œuf, construites sur le site et également conformes aux normes, sont visibles.
- Dans notre contexte, les ouvrages majeurs comprennent quatre collecteurs de données principaux.

VI.1.1. Canalisations

Ces structures cylindriques fabriquées en usine présentent des différences. On les reconnaît en fonction de leurs diamètres intérieurs, dits diamètres nominaux, mesurés en millimètres, ou ovoïdes préfabriqués, identifiables par leur hauteur déterminée en centimètres. Ils se distinguent également comme étant des structures accessibles à la visite.

Notre projet porte un intérêt particulier à l'emploi de conduites de forme circulaire. Selon les matériaux employés et leur usage, divers types de conduites sont proposés.

VI.1.1.1 Conduites circulaires

a) Conduites en béton non armé

Les conduites en béton non renforcé sont élaborées mécaniquement à l'aide de diverses méthodes afin d'assurer une densité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation, etc.). La longueur utile doit être de moins de 2,5 mètres. La défaillance soudaine des canalisations non renforcées survient généralement dans les premières étapes de leur utilisation, à moins que la profondeur de couverture ne soit inadéquate. Il n'est pas conseillé d'utiliser des tuyaux non renforcés pour les conduites accessibles. L'essai d'étanchéité s'effectue sous une pression d'1 bar pendant une période de 30 minutes. Pour les joints élastomères, tous les joints principaux utilisent un système d'emboîtement à gorge.

b) Conduites en béton armé

Les conduites en béton armé sont fabriquées mécaniquement en employant plusieurs méthodes pour assurer une densité élevée du béton (centrifugation, compression radiale, vibration, etc.).

Pour être considéré comme « armé », un tuyau doit contenir deux séries d'armatures :

- Des barres droites que l'on appelle « génératrice » ;

- Des spirales continues en forme d'hélice, avec une distance maximale de 15 cm entre chaque tour.

Il est nécessaire de vérifier la résistance à la rupture et l'étanchéité de ces tuyaux (sous une pression d'un bar pendant 30 minutes).

Par exemple, il est possible d'acquérir les conduits dont les spécifications sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau N° VI-1: Epaisseurs minimales des parois des tuyaux en béton armé en fonction du diamètre:

Diamètre nominal (mm)	Epaisseur minimale(mm)	Diamètre nominal (mm)	Epaisseur minimale (mm)
800	De 66 à 116	1600	De 130 à 158
1000	De 66 à 116	1800	De 133 à 177
1200	De 71 à 121	2000	De 141 à 194
1400	De 119 à 146	-	-

c) Conduites en amiante – ciment

Les conduites et les composants de raccordement en amiante-ciment sont produits par le biais d'un mélange de ciment Portland et d'amiante fibreux, combiné à de l'eau. Selon le mode d'assemblage, ce modèle se décline en deux variantes : à emboîtement ou sans emboîtement, chacune avec deux extrémités lisses. Les diamètres varient de 60 à 500 mm et les longueurs oscillent entre 4 et 5 m. Les joints ne sont produits qu'en version préformée.

d) Conduite en fonte

L'usage des conduites pour l'assainissement est peu fréquent, sauf dans certaines circonstances spécifiques comme :

- Le passage à travers d'un bassin hydro-minéral ;
- Les incidents de refoulement ;
- L'usage d'un siphon pour franchir les cours d'eau ;
- L'évacuation des eaux usées issues des industries ;

e) Conduites en grès

La fabrication des tuyaux en grès se fait par le biais d'une mixture d'argile et de sabléargileux, qui est ensuite cuite à une température oscillant entre 1200°C et 1300°C. Le produit est d'une robustesse exceptionnelle. Il est imperméable aux composés chimiques, sauf à l'acide fluorhydrique. On recommande l'emploi de ce modèle dans les secteurs industriels. La dimension minimale requise est d'un mètre, et les surfaces internes sont particulièrement lisses, ce qui assure une chute de pression minimale.

f) Conduite en P.V.C

Le PVC est une résine fabriquée de manière synthétique qui fait partie des thermoplastiques. Il est fabriqué par polymérisation du monomère de chlorure de vinyle, qui est obtenu à partir du chlorure d'hydrogène.

Le PVC rigide non plastifié employé dans le secteur de l'assainissement est clair et présente une teinte standard de gris clair. Il montre une résistance notable aux agressions chimiques, ce qui pourrait être avantageux pour les installations industrielles internes.

Lors de l'assemblage utilisant des manchons à doubles bagues d'étanchéité, les tuyaux sont dotés d'une emboîture préfabriquée en usine, comportant un mécanisme pour accueillir ou maintenir une bague en élastomère.

V.1.1.1. – les conduites Ovoïdes

Ce sont des conduites paraboliquement évasées, dont la partie supérieure est fermée. Jusqu'à récemment, lorsque les calculs indiquaient qu'un tuyau de plus de 0,6m de diamètre était nécessaire, il était préférable d'utiliser des tuyaux préfabriqués de forme ovale.

On suggère de définir la longueur utile minimale à 1m, autorisant une variation de $\pm 1\%$. Les dimensions internes ne doivent pas être inférieures aux dimensions nominales de plus de 3 millimètres.

Les conduites de forme ovale sont souvent employées en substitution du profil circulaire lorsque ce dernier excède un diamètre de 800mm (problème d'auto-curage).

On peut les réaliser en béton armé ou non armé.

L'usage de joints collés pour les tuyaux de petit diamètre, c'est-à-dire pour les raccordements, est défendu.

V.1.1.2. Choix du type de matériaux à utiliser

Dans notre projet nous décidons d'utiliser des conduites en pvc et en béton .

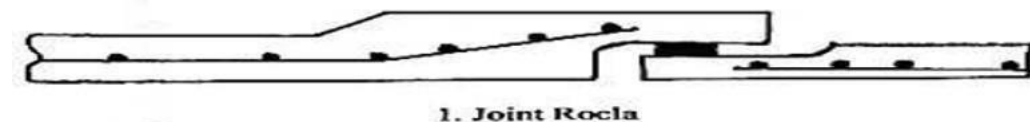
V.1.2. Joints des conduites

La qualité du joint dépend de la sélection judicieuse des assemblages, basée sur les propriétés des eaux et leur adéquation à la stabilité du sol, ainsi que sur les propriétés des tuyaux et leurs spécificités (diamètre, épaisseur). Ainsi, on opte pour des joints en mortier de ciment pour les collecteurs de faible diamètre, alors que les joints ROCLA sont favorisés pour les collecteurs de large diamètre grâce à leur attrait.

Différents types de joints peuvent être employés pour les conduites en béton armé :

a) Joint type Rocla

C'est un modèle à assemblage qui assure l'étanchéité grâce à son anneau en élastomère. La fixation de cet anneau dans son emplacement permet à ce joint de se conformer aux terrains inclinés.



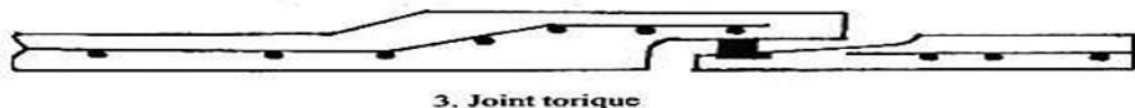
b) Joint à demi-emboîtement

Son utilisation est limitée aux sous-sols, en raison de son incapacité à supporter les fortes pressions. Il est utilisé pour des segments de courte distance (approximativement 1m). L'établissement de la liaison entre les deux extrémités se fait par le biais de l'utilisation de ciment.



c) Joint torique

Il est idéal pour les sols faibles et assure une étanchéité parfaite même en présence de dépression légère. On l'utilise pour des diamètres compris entre 700 et 900 mm.



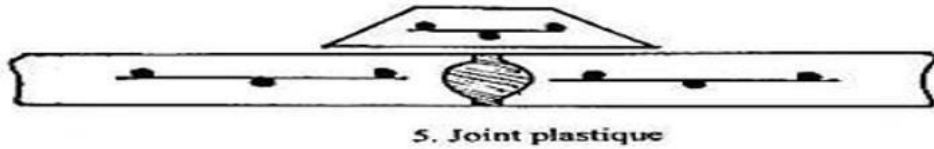
d) Joint à collet

C'est un joint rigide qui s'emboîte, avec une fixation en ciment. On réserve l'usage de ce type de joint aux sols adéquats et aux terrains légèrement inclinés, en évitant les terrains argileux.



e) Joint plastique

L'existence du joint de butée en bitume et de la bague ou du manchon en matériau plastique assure une étanchéité parfaite, s'ajustant à quasiment tous les types de sols si la production est bien réalisée.

**f) Joint mécanique**

Le rôle du joint mécanique est de connecter l'extrémité d'un tuyau à un manchon de déconnexion ou à un raccord lorsqu'il s'agit d'une conduite sous pression.

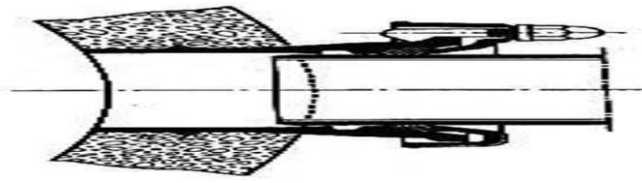


Figure N°VI.1 –Joint mécanique

VI.1.3. Les différentes actions supportées par la conduite

Les canalisations sont exposées à des facteurs tant internes qu'externes. Il est donc indispensable d'opter pour ces conduits afin de lutter contre les actions suivantes : les effets mécaniques, les effets statiques et les effets chimiques.

a) Actions mécaniques:

Ce type d'événement est provoqué par l'agressivité des particules de sable et de gravier qui forment le remblai et le radier des conduits. L'existence de cette agressivité conduit à la détérioration des parois internes par le processus d'érosion, surtout due aux vitesses élevées imposées par le terrain.

b) Actions statiques:

Les charges fixes ou mobiles comme le remblai, le flux d'eau dans les conduits et les charges engendrées par le trafic routier sont à l'origine des actions statiques.

c) Actions chimiques:

Elles sont généralement localisées à l'intérieur de la canalisation. Un abaissement du pH stimule la croissance des bactéries acidophiles, ce qui peut conduire à la production d'acide sulfurique (H_2SO_4) corrosif et onéreux pour les tuyaux.

VI.1.4. Protection des conduites:

Dans la construction des tuyaux et des infrastructures d'assainissement, les bétons sont exposés à diverses agressions : la corrosion chimique, qui provoque la dégradation des canalisations, et l'abrasion, qui est un phénomène physique significatif en raison de la résistance limitée du matériau et de la vitesse maximale restreinte des flux dans le réseau.

On peut résumer les techniques de lutte comme suit : - Il est crucial de minimiser autant que possible la durée pendant laquelle les eaux usées stagnent dans les canalisations.

Il est crucial de se débarrasser régulièrement des dépôts, car ils encouragent la croissance des fermentations anaérobies qui génèrent du sulfure d'hydrogène (H_2S).-Une aération Une

gestion appropriée évite l'accumulation d'humidité sur les surfaces et réduit de ce fait la concentration en H₂S.

- Il est conseillé de tapisser les conduits internes avec du ciment limoneux ou du ciment sulfaté, en se servant d'une quantité appropriée dans le béton (300 à 350 kg/m³).
- Éviter l'infiltration des sables en mettant en place des bouches d'égout.

VI.1.5. Essais des tuyaux préfabriqués

Avant de commencer l'installation des conduites, il est essentiel d'effectuer divers tests, comme les tests de rupture, d'étanchéité et de corrosion.

Ces essais sont réalisés sur des tuyaux sélectionnés de façon aléatoire, avec un nombre de cinq composants par ensemble de 1000 pour le test de rupture et dix composants par lot de 1000 pour le test d'étanchéité.

a) Essai à l'écrasement

Il est crucial que les structures soient capables de résister aux charges continues des remblais d'une part, et aux surcharges dans les zones où les engins routiers ont accès d'autre part. Ce qui nous oblige à tenter l'écrasement. La presse automatique enregistre les impacts puissants lors de l'écrasement. Il faut les distribuer de façon uniforme sur la génératrice supérieure du tuyau. Le processus de mise en marche continue jusqu'à ce qu'il soit interrompu par un écrasement. à un rythme de 1000 dan/m pour une longueur et une minute. L'objectif de cette dissertation est de déterminer la charge de rupture.

b) Essai à l'étanchéité

On procède à l'essai d'étanchéité en mettant sous pression de l'eau sur deux conduits modifiés, dans le but de contrôler la robustesse des pièces de raccordement et des joints d'étanchéité.

Voici comment procéder :

Les conduits en ciment sont envisagés depuis au moins trois semaines et sont trempés dans l'eau pendant deux jours avant d'être entièrement comblés.

Les conduits sont disposés horizontalement, et la pression est soutenue pendant une période de 30 minutes.

Les ovoïdes sont soumis à une pression d'essai de 0,5 bar via une machine hydraulique, tandis que les autres tuyaux supportent une pression de 1 bar.

Pour ce qui est des conduits circulaires, un côté de désaxement est employé pour l'assemblage sur la génératrice inférieure de l'un des tuyaux, dans le but d'obtenir une ouverture de l'assemblage sur la génératrice supérieure de 15 mm si les diamètres nominaux sont supérieurs ou égaux à 300 mm, et de 8 mm si les diamètres nominaux sont inférieurs à 300 mm. Aucune fissure avec suintement ne doit être présente sur toute la longueur du joint.

c) Essai de corrosion

Les conduites en béton transportent des eaux domestiques et industrielles, qui renferment du dioxyde de carbone dissous dans l'eau, de l'hydrogène sulfuré (H₂S) provenant des fermentations anaérobies, ainsi que divers composés acides issus des effluents industriels. Ces agents provoquent la corrosion du béton.

VI.1.6. Les branchements :

Ils ont pour mission de collecter les eaux résiduaires et les eaux de pluie issues des édifices.

Un raccordement comprend trois composants cruciaux ; Il est impératif de mettre en place un regard de façade à la limite de la route publique et le plus proche possible de la façade de l'immeuble relié, ceci afin de garantir un accès facile aux techniciens chargés de l'exploitation et du suivi du bon déroulement des opérations.

Idéalement, les tuyauteries de raccordement sont reliées en diagonale à 45° ou 60° par rapport à l'axe principal du réseau public. Les éléments de connexion de la tubulure de branchement dépendent des caractéristiques et des dimensions du réseau public.

VI.1.6 Ouvrages des surfaces

Ce genre d'ouvrages est conçu pour collecter les eaux pluviales. On peut observer :

-Les fossés:

Dans les régions rurales, les fossés sont utilisés pour recueillir les eaux provenant des voies de circulation. Ils sont régulièrement soumis à un entretien.

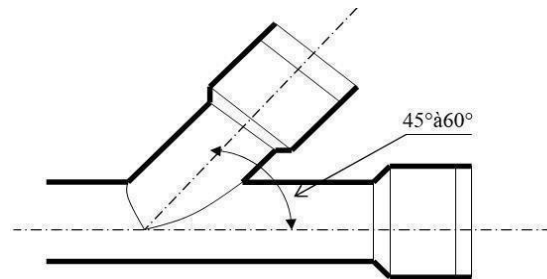
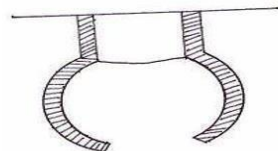
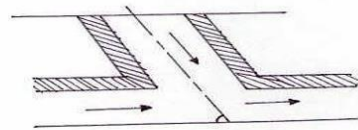


Figure N° VI.3 - Exemple d'un branchement simple



Point de raccordement avec élargissement



Point de raccordement avec inclinaison

Figure N° VI.4

Figure N° VI.5

Les caniveaux ou rigoles :

Le but des caniveaux est de recueillir les eaux de pluie qui coulent le long du profil transversal de la route et des trottoirs, pour ensuite les diriger vers les bouches d'égout.

Les bouches d'égout :

Les grilles d'égout sont conçues pour collecter les eaux superficielles (de pluie et de nettoyage des routes), et elles se trouvent généralement à la base des caniveaux, c'est-à-dire sur le trottoir. En règle générale, l'écart entre les deux grilles d'égout est de 50 mètres. L'écartement entre les deux bouches définit la largeur de l'entrée, qui est conçue pour gérer le torrent d'orage venant de l'amont.

Ils peuvent être catégorisés selon deux paramètres, notamment la collecte de l'eau et la gestion des déchets

-Les bouches d'égouts à section circulaire de 0,5 m de diamètre avec ou sans décantation :

Ce type de grille d'égout peut être modifié spécifiquement si le réseau risque de ne pas être entretenu de façon régulière.

Selon la méthode de collecte des eaux, on dénombre cinq types de bouches d'égouts.

-Les bouches d'égout avec grille et couronnement métallique

-Il se peut que ces ouvertures soient choisies ou pas. Lorsqu'une décantation est envisagée, les eaux sont introduites dans le système soit via un siphon, soit directement par débordement au-dessus du niveau du bassin de décantation.

-Les bouches d'égout avec bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique

Il se peut qu'elles soient sélectives ou pas, qu'elles aient été décantées ou non par la siphonide. Dans ce cas, on allonge l'entonnoir en employant une jupe dont le fond doit plonger au moins 0,05 m en dessous du niveau constant du bassin de décantation.

-Les bouches d'égout avec bavette et couronnement en pierres ou en béton

Ce type correspond à une variante des deux types précédents.

- **Les bouches d'égout avec avaloir métallique**

Elles sont identiques à celles antérieures, avec pour seule différence que l'appareil métallique supérieur se fixe directement sur le bord supérieur de la cheminée.

- **La bouche d'égout à grille seule**

Le sommet de la cheminée est directement obstrué par les grilles des bouches d'égout.

VI.1.7. les regards**a) Généralité :**

Effectivement, les regards servent de points d'entrée pour le personnel d'entretien afin de réaliser une maintenance et une supervision du réseau. Ce type de perspective varie en fonction du degré d'encombrement et de la pente du terrain, ainsi que du système d'évacuation, et on le décrit ainsi :

- Les regards simples servent à relier des collecteurs de diamètres identiques ou variés ;
- On recourt aux regards latéraux lorsque le V.R.D ou les collecteurs de gros diamètre sont obstrués ;
- L'utilisation de regards toboggan sert à augmenter les tourbillons.
- Les regards de chute : utilisés lorsque la pente est prononcée. L'écart entre les deux perspectives peut varier :

- Entre 35 et 50 mètres sur un terrain irrégulier ;
- De 50 à 80 mètres sur terrain plat.

-Il est indispensable de mettre en place des regards sur les conduites :

- À chaque changement de cap ;
- À chaque intersection de tuyauterie ;
- Aux points de chute ;
- À chaque changement d'inclinaison ;
- À chaque changement de diamètre.

b) Types des regards

On distingue différents types qui sont:

b-1) Regard de visite:

Les ouvertures sont prévues pour la maintenance fréquente et le nettoyage régulier des conduits, assurant ainsi une ventilation efficace. L'écart peut aller de 35 à 80 mètres.

Ces regards doivent respecter les dimensions minimales suivantes :

- Une profondeur inférieure à 1,5m ; un diamètre de 80cm ;
- Plus d'1,5m de profondeur ; 1,00m de diamètre comprenant une marche d'accès. - Les murs ont une épaisseur de 8cm en béton préfabriqué fabriqué en usine, et de 12cm en béton coulé sur place, revêtus d'un enduit imperméable de 2cm.

b-2) Regard de ventilation :

La présence d'air dans les canalisations est la meilleure défense contre la fermentation et la génération de gaz sulfureux. L'évacuation est réalisée par :

- Les couvercles de regards dotés d'orifices adaptés.
- Les conduits de chute doivent être étendus jusqu'à atteindre l'air libre.
- Les cheminées installées le long de l'axe du canalisation.

b-3) Regard de jonction :

On les utilise pour connecter deux collecteurs ayant des sections identiques ou différentes. Ils sont élaborés pour assurer :

- Une ventilation efficace des collecteurs au niveau des jonctions (regard) ;
- Des différences de niveaux entre les radiers des collecteurs.
- Pas de fuite d'eau durant les périodes de sécheresse ;
- Les niveaux d'eau dans les tuyaux doivent être uniformes.

Les voies existantes empruntent souvent diverses orientations, d'où la nécessité de mettre en œuvre des regards de jonction.

b-4) Regard de chute :

C'est le type le plus souvent sollicité en ce qui concerne l'assainissement, car il autorise une dissipation d'énergie partiellement localisée. On l'utilise principalement lorsque le relief d'une agglomération est trop irrégulier. Habituellement, ils sont utilisés pour deux sortes spécifiques de chutes :

1-La chute verticale profonde:

Conçues pour des diamètres réduits et des flux importants, leur but est de réduire la vitesse.

2-La chute toboggan:

Cette chute est utilisée pour des diamètres relativement grands, elle assure une circulation fluide du flux et prévient les turbulences.

Remarque:

Le terrain de notre agglomération accidenté donc on n'a prévu ce type d'ouvrage.

VI.1. Les ouvrages annexes

VI.2.1- Les déversoirs d'orage

Un déversoir, dans le contexte de l'hydraulique urbaine, est un dispositif dont l'objectif principal est de diriger les débits exceptionnels des orages vers le milieu récepteur par les trajets les plus directs. Un déversoir est donc un mécanisme qui sert à libérer le réseau d'une quantité déterminée d'eaux de pluie, dans le but de favoriser l'économie d'un projet en diminuant la taille du réseau inférieur.

Il est primordial que les déversoirs occupent une place centrale, notamment dans la conception de réseaux à système unitaire.

Selon les caractéristiques de la zone d'étude, divers déversoirs d'orage sont cités.

a) Déversoir à seuil frontal

Le déversement est réalisé en face du collecteur d'alimentation ou lors d'un changement de direction. Dans ce contexte, il est crucial de ne pas augmenter le niveau pour éviter une réduction excessive de la section d'écoulement.

Déversoir à seuil latéral

- Le niveau latéral du déversoir standard peut être élevé ou réduit.
- C'est très intéressant, car cela offre la possibilité de concevoir des seuils longs tout en occupant peu d'espace. Il est important de noter à ce propos que la longueur de la crête déversant d'un déversoir latéral, calculée en utilisant la formule d'Engels, est généralement 3 à 4 fois plus grande que celle d'un déversoir frontal.
- Si le seuil latéral est bas (c'est-à-dire que le diamètre du collecteur d'entrée est relativement grand par rapport à la hauteur du seuil), l'installation d'un orifice réglable n'est pas envisageable, dans le meilleur des cas, une couverture peut être placée sur la section du collecteur de sortie ; Cependant, si le seuil latéral est haut (la proportion entre la hauteur du seuil et le diamètre du collecteur de sortie est égale ou supérieure à 2, l'utilisation d'une vanne ajustable s'impose pour contrôler le calibrage du débit conservé.

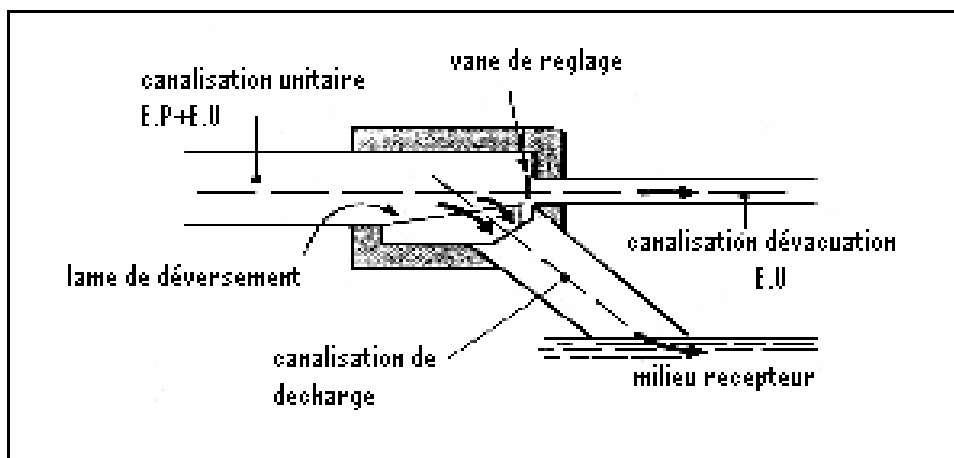


Figure N°VI.6 - Déversoir classique à seuil latéral

b) **Déversoir à double seuil latéral**

Afin d'éviter d'avoir des dimensions excessives ($b > 6\text{m}$), nous choisirons un déversoir à double seuil de déversement.

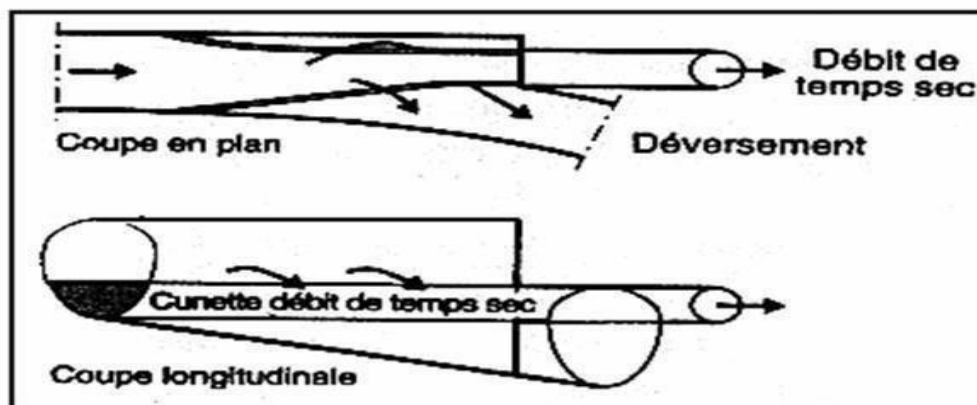


Figure N° VI.7 -Déversoir latéral à double seuil

c) **Déversoir avec ouverture de radier**

Ce genre de déversoir se trouve sur les terrains très accidentés et est donc recommandé pour les écoulements torrentiels.

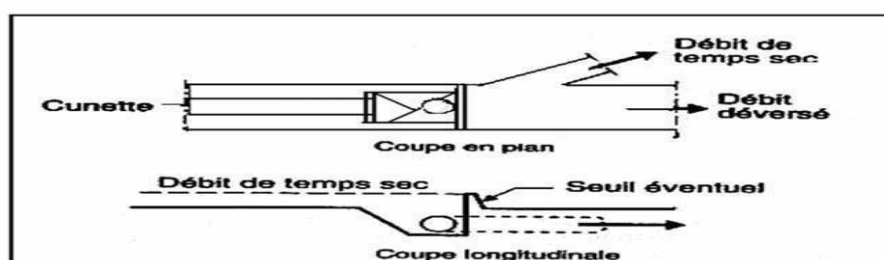


Figure N° VI.8 - Déversoir avec ouverture de radier

d) Déversoir siphonide

Le déversoir siphonide a plusieurs rôles à jouer. Effectivement, en utilisant la technique de déversement différé, le collecteur peut servir de réservoir tampon.

Il se peut que le fonctionnement demeure figé à un niveau optimal de charge d'accumulation au sein du réseau. Après que le premier courant hautement pollué ait été évacué pour purification, le siphon se met en mouvement et entraîne un déversement accéléré.

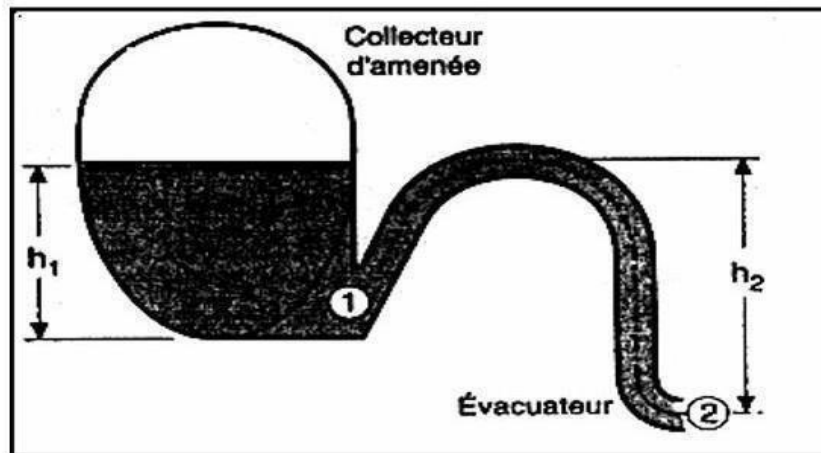


Figure N° VI.9 - Principe du déversement siphonide

VI.22 Emplacement des déversoirs d'orage:

Avant la mise en place des déversoirs d'orage, il est primordial de considérer :

- L'état du milieu récepteur et son équilibre suite au déversement des effluents, pour évaluer le niveau de dilution en fonction de la capacité auto-épurante du milieu récepteur.

Le but est de déterminer des valeurs de débit qui correspondent à la dilution et à l'économie.

Vue d'ensemble du projet, c'est-à-dire chercher le facteur de probabilité de déversement afin de diminuer la fréquence des rejets d'effluents dans l'environnement récepteur.

L'usine de traitement doit disposer d'une capacité et de surfaces adéquates pour prévenir les surcharges et les dysfonctionnements.

- Le modèle d'écoulement de l'eau dans les tuyaux en amont et en aval - La topographie du lieu et les variations de pentes.

Remarque:

Dans notre étude, nous avons choisi d'utiliser des déversoirs d'orages de type latéral et frontale vue la disposition des rejets.

VI.23. DIMENSIONNEMENT DU DÉVERSOIR D'ORAGE

$$Q_{tot} = Q_{usée} + Q_{pluvi} + Q_{parasite} \dots \dots \dots (VI.1)$$

2. Le débit critique est utilisé pour le dimensionnement du déversoir d'orage. Le coefficient de retardement Z est calculé en multipliant le débit total arrivant par le temps de concentration. Selon sa définition, le coefficient de retardement est un élément qui reflète la baisse des débits de pluie en raison du retardement. Il est essentiel de prendre en compte cette baisse lors de la conception des déversoirs d'orage.[7]

On peut donc écrire:

$$Q_{crit} = Q_{total} \times Z \dots \dots \dots (VI.2)$$

$$Z = 1 - \frac{t}{100} \dots \dots \dots (VI.3)$$

Avec:

T_c : Temps de concentration total au déversoir considéré

3. Le débit déversé vers l'oued:

Le débit en excès qui sera déversé est par conséquent égal à:

$$Q_{dev} = Q_{critique} - Q_{station} \dots \dots \dots (VI.4)$$

Les hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir:

$$R_{q_{eu}} = \frac{Q_{aval}}{Q_{ps}} \rightarrow \text{abaque} \rightarrow R_h = \frac{h_{aval}}{D} \text{ et } R_v = \frac{V}{V_{ps}} \rightarrow h_{aval} = R_h \times D$$

$$R_{q_{cr}} = \frac{Q_{ps}}{Q_{cr}} \rightarrow \text{abaque} \rightarrow R_{h_{cr}} = \frac{h_{t_{cr}}}{D} \rightarrow h_{t_{cr}} = R_{h_{cr}} \times D$$

Avec :

h_{cr} : La hauteur maximale d'eau dans le déversoir est définie comme la hauteur critique.

$$h_{dé} = h_{tc} - h_{aval} \dots \dots \dots (VI.5)$$

$h_{dé}$: La hauteur d'eau déversée est la mesure de la hauteur verticale de l'eau au point de déversement d'un déversoir.

4. Dédution de la largeur du seuil « L »:

$$L = \frac{3}{2} \times \frac{Q_{dév}}{m\sqrt{2g} \cdot h_{dév}^{3/2}} \dots \dots \dots (VI.6)$$

Calcul du débit critique:**Calcul du coefficient de retardement selon (VI.3)**

$$t_c = t_1 + t_2 \dots \dots \dots (VI.7)$$

Avec:

T_c = temps de concentration (mn)

Dans notre cas, nous avons un terrain urbanisé avec une canalisation. Donc:

- $t_c = 11 \text{ min}$
- $Z = 0.89$

Le débit critique d'un déversoir est le débit maximum au-delà duquel le déversoir ne peut plus produire une évacuation efficace des eaux, ce qui peut entraîner des risques de débordement.

$$Q_{\text{critique}} = Q_{\text{total}} \times Z = 0.459 \times 0.89 = 0.408 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit critique:

$$Q_{\text{critique}} = 0.408 \text{ m}^3/\text{s}$$

Débit rejeté vers l'oued:

$$Q_{\text{dev}} = Q_{\text{critique}} - Q_{\text{station}} = 0.408 - 0.053 = 0.355 \text{ m}^3/\text{s}$$

-Détermination des hauteurs d'eau:**1- h_{st} :**

$$R_{q \text{ station}} = \frac{Q_{eu}}{Q_{ps}} = \frac{0.053}{0.5841} = 0.09 \rightarrow R_h = 0.1$$

$$h_{\text{station}} = R_h \times D = 0.1 \times 0.3 = 0.03 \text{ m}$$

2- h_{cr} :

$$R_{q \text{ cr}} = Q_{\text{cr}} / Q_{ps} = 0.408 / 0.5841 = 0.6985 \rightarrow R_{h \text{ cr}} = 0.33 \text{ m}$$

$$h_{t \text{ cr}} = R_{h \text{ cr}} \times D = 0.33 \times 0.630 = 0.2079 \text{ m}$$

3- $h_{dév}$:

$$h_{dév} = h_{t \text{ cr}} - h_{\text{station}} = 0.2079 - 0.03 = 0.1779 \text{ m} = 17.79 \text{ cm}$$

Détermination de seuil déversant:

$$L = \frac{3}{2} \times \frac{Q_{dév}}{m \sqrt{2g} \cdot h_{dév}^{3/2}} = \frac{3}{2} \times \frac{0.459}{0.45 \sqrt{2} \times 9.81 \cdot 2.68^{3/2}} = 1.80 \text{ m}$$

DVON°	TYPE	Conduite d'entrée	Conduite eaux usées	hauteur de Seuil	Débit Qdev	Longueur du seuil L	Hdev
-	-	mm	mm	m	l/s	m	mm
DV7	Latéral	DN630/PVC	DN630PVC	0.50	459.33	1.80	268

VI.2.4. Coup béliér

VI.2.4.1. Définition

On appelle couramment coup de béliér le phénomène physique d'oscillation d'onde. Il est provoqué par toute variation brutale de débit ou de pression. Les causes les plus caractérisées en sont l'arrêt d'une pompe et la fermeture des vannes. Les conséquences des coups de béliér peuvent être spectaculaires (éclatement de tuyaux ou arrachement de robinetterie, aplatissement sous l'effet de la dépression) mais elles sont le plus souvent insidieuses (fatigue du matériel, rupture de pompes, aspiration de joints...) et provoquent une baisse du rendement des réseaux.

Pour limiter l'amplitude des variations de pression, il est nécessaire de disposer d'équipements spéciaux constituant une protection des installations. Les équipements sont très variés et sont déterminés en fonction de la protection recherchée, des caractéristiques des installations. Ils doivent protéger contre les dépressions et les surpressions.

On se propose de calculer la valeur maximale de la surpression et de la dépression dans la conduite de refoulement résultant d'un arrêt brusque des pompes.

Tableau : Caractéristiques hydrauliques de conduite de refoulement

Poste de relevage	Débit EU	Diamètre projetée	Epaisseur	Vitesse	HMT
-	l/s	(mm)	(mm)	(m/s)	(m)
PR_05	178.80	500	45.4	1.36	53.39

VI.2.4.2. Valeur de la célérité

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.30 + k \frac{D}{e}}}$$

Avec :

K : coefficient à un rapport avec la nature du matériau : conduite en PEHD k pris égal à 83

La valeur du coup de bélier est donnée par l'expression :

Où : $B = a V_0 / g$

a : est la célérité de l'onde de choc en

m/s g : est l'accélération de pesanteur

m/s²

V₀ : la vitesse initiale

Surpression induite par le coup de bélier :

$$H_s = H_g + b$$

Dépression induite par le coup de bélier :

$$H_s = H_g - b$$

Tableau 34: Calcul suppression dépression de la conduite de refoulement

Poste de relevage	Débit EU	Diamètre projetée	Epaisseur	Vitesse	Hg	HMT	Célérité a	aV/g	Surpression	Dépression
-	l/s	(mm)	(mm)	(m/s)	(m/s)	(m)	(m/s)	(m)	(m)	(m)
PR_05	178.8	500	45.4	1.36	45.52	53.39	319.12	44.24	89.76	1.28

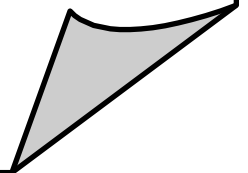
La conduite ne présente pas de surpression ou de dépression dangereuse

VI.3. Conclusion

Pour une utilisation efficace de notre système d'assainissement, il est crucial de choisir soigneusement les conduits qui le composent, en tenant compte de leur disposition et du matériau utilisé. De plus, afin de faciliter les processus de nettoyage et d'assurer une sécurité accrue à notre réseau, nous avons instauré et examiné divers éléments du système d'égouts. Un système de déversement sera installé pour la neutralisation fin.

Chapitre VII

ORGANISATION DE CHANTIER



VII.1. Introduction

Avant de débiter le projet et d'entamer les travaux, il est indispensable de déterminer et d'organiser les ressources nécessaires afin de garantir une exécution parfaite des tâches.

Il est indispensable de débiter par une analyse théorique avant de transitionner vers la pratique. La première phase consiste à définir clairement le temps d'exécution, l'équipement à employer, la force de travail requise et les matériaux de construction nécessaires. Dans la seconde section, nous étudions la façon dont les travaux sont effectués sur le site.

Il est donc primordial de planifier un chantier en réalisant des calculs en direct et en mettant en œuvre toutes les actions requises pour assurer la bonne exécution du projet :

- Selon le projet.
- D'une qualité remarquable.
- Dans les plus brefs délais.
- À un coût raisonnable.
- Éviter tout contact avec un être humain.

VII.2. Organisation du chantier

VII.2.1.Exécution des travaux

Voici les étapes cruciales à respecter lors de l'installation des conduites :

1. Contrôle et gestion des tuyauteries.
2. Retrait de la couche d'asphalte (si requis) ou de la végétation.
3. Identification des emplacements pour l'installation des piquets.
4. Création de tranchées et d'excavations pour les regards.
5. Préparer le lit de pose.
6. Installation des conduites dans les fosses.
7. Constitution des tuyaux.
8. Contrôle de l'imperméabilité des tuyaux et des joints.
9. Élaboration des regards.
10. Échantillonnage destranchées.

VII.2.1. Emplacement des canalisations

Dans les rues de largeur inférieure à 15 mètres, les conduites sont habituellement positionnées le long de l'axe de la voie. Sur les voies étendues, chaque trottoir doit comporter une bouche d'égout.

VII.2.2.1. Manutention et stockage des conduites

a - Chargement et transport

Le chargement des véhicules doit être réalisé de manière à prévenir toute dégradation ou déformation des conduits et des équipements durant le transit. Il est essentiel de s'abstenir des comportements suivants :

- Un comportement agressif, des gestes soudains et des mouvements démesurés.

Aucun élément métallique proéminent ne doit être présent entre les tuyaux et les raccords. • Il est conseillé de faire alterner l'installation des tubes à emboîtures et de s'assurer que les emboîtures sont visibles au-dessus de la pile afin d'éviter toute dégradation.

b – Déchargement

Il est recommandé de ne pas laisser tomber les tubes et les raccords au sol de façon abrupte.

c - Stockage

Lors du rangement des tubes et des raccords, il faut considérer les points suivants :

- La zone prévue pour accueillir ces composants doit être nivelée et sans irrégularités.

Il faut procéder à l'empilement en alternant les emboîtures et en permettant à celles-ci de quitter la pile.

- La hauteur maximale de l'empilement doit être de 1,50 mètre. • Les tubes et les pièces doivent être entreposés à l'ombre. Il faut souligner que le fait de décolorer les tubes n'affecte pas leurs propriétés mécaniques.

- Il est essentiel d'enlever les accessoires seulement lorsqu'ils sont utilisés.

Il est conseillé de s'abstenir de tout contact avec des substances comme l'huile, les solvants et d'autres produits chimiques.

VII.2.3. Décapage de la couche de terre végétale

Le processus est réalisé à l'aide d'un bulldozer sur une strate de 10 cm, impliquant un volume de terre enlevé de :

$$V = b \cdot H \cdot L \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(VII.1)}$$

Avec:

H : Epaisseur de la couche végétale.

b : Largeur de la couche végétale.

L : Longueur totale de tranché.

VII.2.4. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards

VII.2.4.1. Largeur de la tranchée

La tranchée doit être suffisamment large pour accueillir le diamètre externe de la conduite, avec une marge supplémentaire de 0,3 à 0,5 cm de chaque côté. La

formule fournit la détermination de la largeur de la tranchée :

$$B = D + (2 \times C) \dots\dots\dots \text{(VII.2)}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée en (m).

D : diamètre de la conduite en (m).

C : largeur entre conduite et parois de tranché.

VII.2.4.2. Profondeur du tranché

La formule suivante donne la profondeur:

$$H = e + D + h \dots\dots\dots(\text{VII.3})$$

Avec:

H : profondeur de la tranchée en (m).

e : épaisseur de lit de sable en (m), $e = 10 \text{ cm}$.

D : diamètre de la conduite en (m).

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite en (m).

VII.2.5. Aménagement du lit de pose

Le placement des canalisations s'effectuera sur une couche de sable d'au moins 10 cm d'épaisseur. On l'ajustera de manière appropriée en fonction des cotes du profil longitudinal.

Le lit de pose doit être composé de sable contenant au moins 12% de particules ne dépassant pas 0,1 mm. On peut calculer le volume du sable en utilisant la formule suivante:

$$V_s = L \cdot B \cdot e \dots\dots\dots(\text{VII.4})$$

Avec:

V_s = volume du sable en ((m³))

L : Longueur de la tranchée en (m)

B : Largeur de la tranchée en (m)

e : épaisseur du sable, $e = 10 \text{ cm}$.

VII.2.6. Pose canalisations dans la tranchée

Il convient de se plier à des règles de bonne pratique:

- Les conduits ne doivent pas être installés sur des supports qui concentrent les forces de compression et les font fonctionner en flexion longitudinale.
- Il est crucial de réaliser une tranchée pour que les tuyaux puissent se positionner sur toute leur longueur.
- Une fois les tuyaux assemblés par collet extérieur, l'excavation du fond de la tranchée est indispensable afin d'empêcher tout glissement des collets vers le sol.
- Il est crucial de positionner les conduits sur des fouilles sèches.
- Tous les éléments durs (pierres imposantes, crêtes rocheuses, maçonneries anciennes) doivent être retirés pour établir des supports naturels au sein du fond des fouilles.

- Si le sol est rocheux, il est recommandé d'effectuer une excavation plus profonde de 15 à 20 cm et d'établir un lit de pose correctement drainé en utilisant des matériaux pulvérulents, ou bien d'appliquer sur une couche de mortier fluide.

VII.2.7. Exécution des tranchées et les regards

La largeur de la tranchée est défini par les mesures externes et le genre d'emboîtement des tuyaux, la base, l'intervalle minimum entre le conduit et le mur de la tranchée pour une mise en place adéquate, l'excellence du remblayage latéral, la profondeur d'installation, l'espace disponible pour les excavations et le type de sol rencontré.

Si les démolitions ne sont pas protégées, cela peut aussi avoir un impact sur la largeur de la tranchée. Sur le plan économique, il n'est pas rentable de creuser des tranchées trop larges en raison des dépenses liées au terrassement. Il est donc approprié de choisir des fouilles ayant des largeurs minimales [10].

Une pelle mécanique à rétro est utilisée pour l'examen des regards et des tranchées, agissant de l'amont vers l'aval du réseau. L'usage d'une pelle rétro nécessite les compétences suivantes :

- Faire une percée à travers la surface de soutien.
- Réaliser une excavation rapide et précise des tranchées à pente verticale.
- Explorer des profondeurs considérables.
- Approfondir dans la direction de l'appareil.

VII.2.1. Profondeur de la tranchée

$$H = e + D + h \dots\dots\dots (VII.5)$$

Avec:

- H: Profondeur de la tranchée.
- e: Epaisseur du lit desable.
- D: Diamètre de la conduite.
- h: Hauteur du remblai

Remarque:

Grâce au logiciel STR PVC, on a vérifié les profondeurs sélectionnées dans le chapitre V (dimensionnement du réseau). Les dimensions mécaniques obtenues respectent les normes desécurité (voir exemple en annexe).

VII.2.7.2. Largeur de la tranchée

$$B = D + 2c \dots\dots\dots (VII.6)$$

Avec:

B: Largeur de la fouille au fond.

D: Diamètre de la conduite.

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

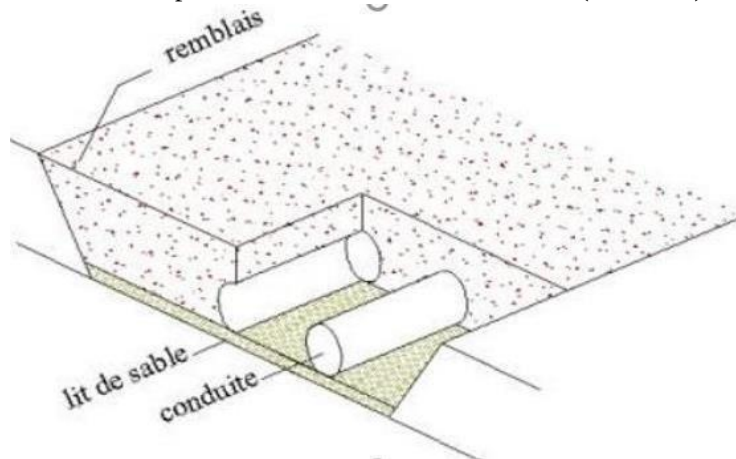


Figure VII.1 : Coupetransversale d'unetranchée avec La mise en place de la conduite(A.Laarbi2023)

VII.2.8. Mise en place des conduites

Les conduites sont installées à l'aide d'engins adaptés appelés « pipelayers ».

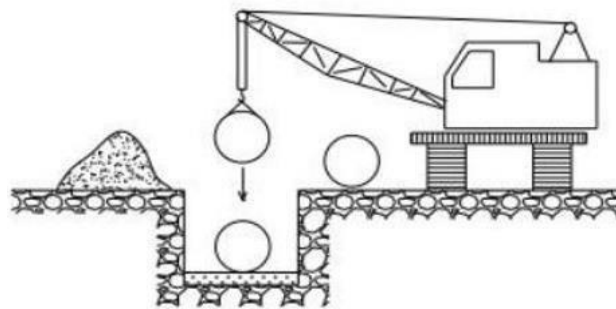


Figure VII.2: le pipelayers pour la pose de la canalisation (A.Laarbi 2023)

VII.2.3. Assemblage des conduites

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont fabriqués grâce à une bague coiffée d'une structure et coulés sur place dans un moule. Une fois les conduites installées dans les tranchées, un remblai de qualité doit être effectué jusqu'à une certaine hauteur au-dessus de la génératrice supérieure. Cela garantit une répartition uniforme des charges sur la conduite et protège celle-ci contre tout dommage pendant le processus de remblayage supérieur.

Ce matériau est le même que celui utilisé pour le remblaiement latéral. Il faut réaliser un remblayage de qualité en veillant à ce qu'il y ait au moins 10 cm au-dessus de la génératrice supérieure[11].

VII.2.4. le déversoir d'orage

Il est essentiel d'élaborer minutieusement les phases, les moyens et les dispositifs de sécurité nécessaires pour orchestrer le projet d'installation de déversoirs d'orage.

Il est essentiel de considérer l'emplacement idéal du déversoir latéral en tenant compte des conditions topographiques et hydrauliques du lieu, tout comme des restrictions environnementales, pour assurer son efficacité lors d'importantes pluies. Il est primordial d'appliquer des protocoles de sécurité stricts pour assurer la protection des travailleurs et éviter les incidents lors des opérations de construction [11].

- Les tâches essentielles à réaliser lors de l'installation des déversoirs sont :
- Aménagez le site : égalisez le sol, retirez les obstructions.
- Excavation : Creuser une tranchée en conformité avec les dimensions exigées.
- Installation du déversoir : Assurez-vous que le déversoir est disposé de manière homogène dans la tranchée.
- La fixation du déversoir : Il est essentiel de garantir une ancrage solide et sûr.
- Établir une connexion entre le déversoir et les conduites existantes afin de l'intégrer au réseau.
- Réaliser des contrôles et des tests pour assurer le fonctionnement correct du déversoir.
- Pour le comblement de la tranchée autour du déversoir, l'emploi d'un matériau approprié est conseillé.
- Assurez-vous que l'inclinaison du trop-plein est appropriée pour faciliter l'écoulement de l'eau.
- Sécurité : Mettre en œuvre les mesures appropriées pour garantir la protection du déversoir et prévenir toute attaque ou intrusion.
- Signalisation : Il est crucial d'installer une signalisation adéquate pour interdire l'accès au déversoir et assurer la sécurité des individus.

Choix des engins

Lors de la réalisation des travaux, la sélection des engins est cruciale, car chaque opération requiert un engin adapté:

VII.2.2. Le Bulldozer

Quand le terrain est particulièrement ardu, on se sert d'un bulldozer pour retirer la couche de terre végétale. Cependant, pour ce genre de travaux, l'équipement le plus adapté est la niveleuse.

VII.2.3. La niveleuse

En plus de ses rôles en terrassement et en finition, la niveleuse remplit de nombreuses autres fonctions :

- Il est indispensable d'effectuer un débroussaillage sur un terrain peu encombré par les grands buissons ou les grosses pierres.
- Réduction de l'épaisseur des zones couvertes par la végétation.
- Le processus de creusement ou de curage des fossés consiste à incliner la lame sur un flanc. Les terres arrachées par la lame sont remontées le long de celle-ci et déposées en cavalier sur le flanc du fossé.

VII.2.4. Le chargeur

Pour effectuer les travaux de remblaiement des tranchées, il est approprié d'utiliser un chargeur. Ces tracteurs sont équipés à l'avant de deux bras articulés qui sont actionnés par des vérins et qui supportent un godet. Si les tâches ne sont pas de grande envergure, on se sert du chargeur.

VII.2.5 Le compacteur

En résumé, le rouleau lisse est l'outil approprié pour cette tâche, il se compose de :

- Un châssis.
- Les roues cylindriques larges sont dotées d'un revêtement d'usure en acier mangané.
- Les moyens de locomotion.

VII.1. Devis quantitatif et estimatif

Afin d'évaluer le coût de réalisation de notre projet, il est essentiel de réaliser le calcul du devis quantitatif et estimatif.

Ce calcul vise à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, puis à les multiplier par le prix unitaire correspondant. [10]

Les différentes tâches accomplies sont répertoriées chronologiquement:

- L'évacuation de la couche de terre végétale.
- La mise en place des tranchées.
- La livraison et l'installation du lit de sable.
- L'installation et l'installation des buses en béton ou en béton armé.
- Les regards et les déversoirs d'orage sont construits en béton armé.
- Les travaux utilisés pour remblayer la tranchée.
- Le déplacement des sols en excédentaires.

Détermination des différents volumes

VII.4.1.1. Volume de la couche de terre végétale

$$V_{cv} = H_v \cdot L \cdot B \dots\dots\dots (VII.7)$$

V_c: Volume de la couche de terre végétale en (m³).

H: Profondeur la couche de terre végétale (on prend H_v = 0,1 m).

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

B: Largeur de la couche de terre végétale en (m).

VII.4.1.2. Volume des déblais des tranchées

$$V_{deb} = B \cdot L \cdot H \dots\dots\dots (VII.8)$$

Avec:

V_{dé}: Volume des déblais des tranchées en (m³).

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

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

H: Profondeur de la tranchée en (m).

VII.4.1.3. Volume du lit du sable

$$V_{ls} = e \cdot L \cdot B \dots\dots\dots (VII.9)$$

Avec:

V_l: Volume du lit du sable en (m³).

e: Epaisseur de la couche de sable en (m).

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

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

$$V_{cond} = L \cdot \pi \cdot D^2 / 4 \dots\dots\dots (VII.10)$$

VII.4.1.4. Volume occupé par les conduites

Avec:

V_{con}: Volume occupé par les conduites en (m³).

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

D: Diamètre de la conduite en (m).

VII.4.1.5. Volume du remblai

$$V_r = V_{deb} - [V_{cond} + V_{cv} + V_{ls}] \dots\dots\dots (VII.11)$$

Avec: **V_r**: Volume du remblai en (m³)

VII.4.1.6. Volume excédentaire

$$V_{excé} = V_f - V_{remb} \dots\dots\dots (VII.12)$$

Avec:

V_{excé}: Volume du sol excédentaire en (m³).

V: Volume du sol foisonné en (m³).

Telque: $V_f = V_{deb} \cdot K_f$

K: Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a: $K_f = 1,5$.

Tableau VII.1: Devis quantitatif et estimatif du reseau

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Travaux de terrassement				
Déblai	M3	34751,05	1000.00	34751050.00
Pose du lit de sable	M3	1870,7	1500.00	2806050.00
Enrobage	M3	11155183,9	200.00	223103678.00
Remblai de la tranchée	M3	38632,92	600.00	23179752.00
Evacuation des déblais excédentaires	M3	10018,54	700.00	7012978.00
Canalisation				
Fourniture, transport et pose de canalization				
Canalisation en PVC				
315	Ml	105	4500.00	472500.00
400	Ml	3450	5500.00	18975000.00
500	Ml	4748	7000.00	33236000.00
630	Ml	1240	8500.00	10540000.00
Canalisation en béton armé				
800	Ml	2015	10000.00	20150000.00
Construction				
Construction des regards en béton armé	U	268	55000.00	14740000.00
Exécution des déversoirs d'orage	U	1	80000.00	80000.00
TOTAL EN DA				236570416.5
TVA 19%				44948379.135
TTC				281518795.635

TableauVII.2: détermination des délais.

OPERATION	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	20	0	20	0
B	20	20	45	20	45	0
C	55	45	105	45	105	0
D	20	105	130	125	150	20
E	40	105	150	105	150	0
F	20	105	130	125	150	20
G	30	105	140	115	150	10
H	15	150	170	150	170	0
I	15	170	190	170	190	0
J	20	190	215	190	215	0
K	30	215	250	215	250	0

Avec:

- **TR:** temps de réalisation.
- **DCP:** date de commencement au plus tôt.
- **DFP:** date de finissement au plus tôt.
- **DCPP:** date de commencement au plus tard.
- **MT:** marge totale.

Le chemin critique: A-B-C-E-H-I-J-K

$$\sum TR = 250 \text{ jours}$$

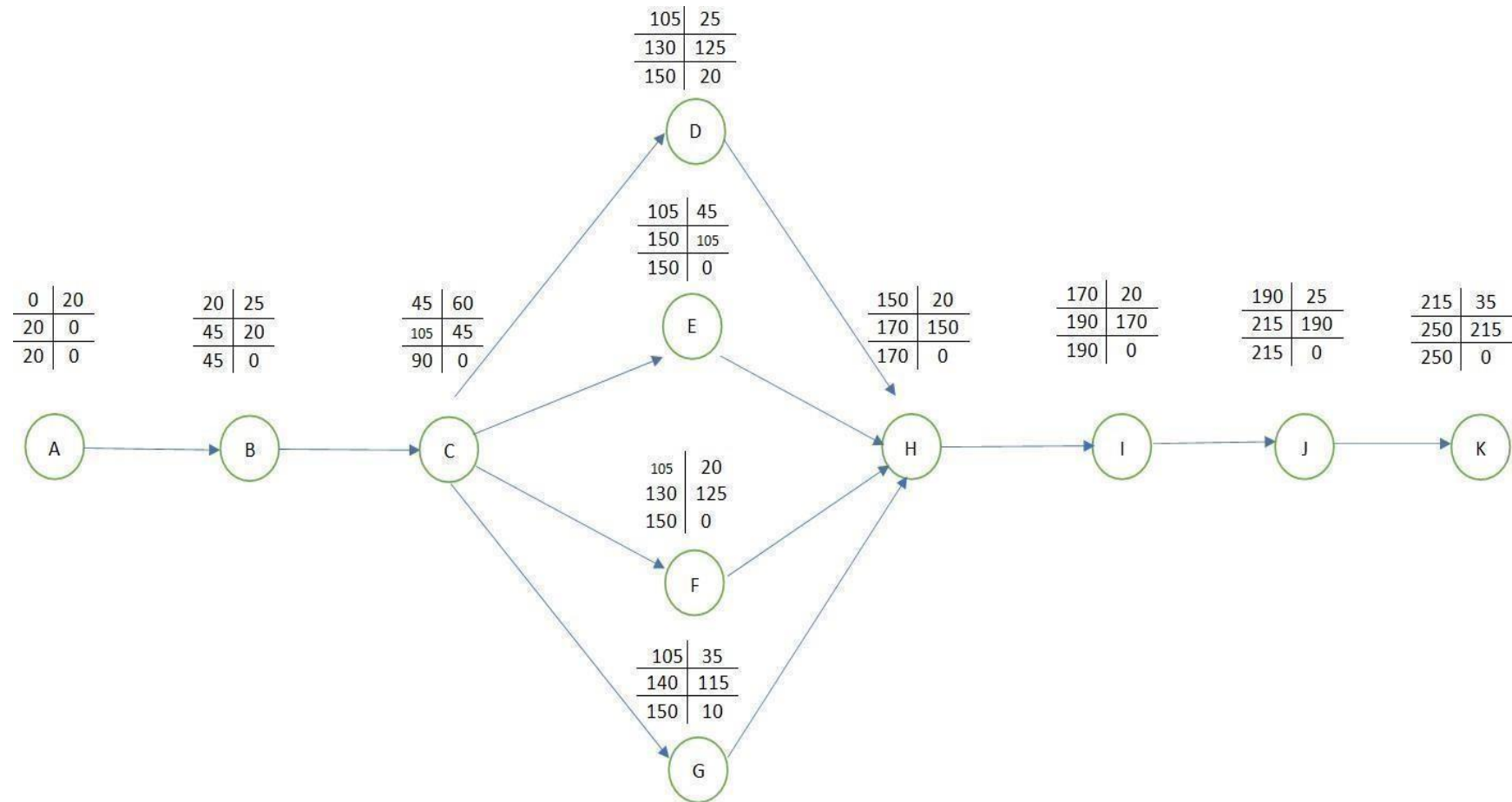


Figure VII.3: réseau à cœuds

VII.1. Conclusion

En premier lieu, dans ce chapitre, nous avons choisi les équipements les plus appropriés afin de garantir le bon déroulement des différentes étapes du projet. Pour la deuxième étape, nous avons réalisé une étude quantitative qui a estimé les volumes de travaux, ce qui a conduit à la rédaction du devis quantitatif et estimatif du projet et on a calculer le délai de réalisation (250 jours). On peut donc dire que la mise en place d'un réseau d'assainissement nécessite une organisation de chantier, afin de faire des économies de dépenses, d'énergie et de temps, tout en améliorant le rendement du travail.

**Références
bibliographiques**

Références bibliographiques

Références bibliographique

- [1] **ANIRF,2022** «Monographie de la wilaya de Sidi Bel Abbès,2022» .
- [2] **URBATIA SIDI Bel abbes**,«PDAU Sidi Yagoub».
- [3] Touaibia B., 2004. «Manuel pratique d'hydrologie ».
- [4] **Jean-Luc BERTRAND-KRAJEWSKI**, «Mesures en hydrologie urbaine et assainissement».
- [5] **Guerrée, H., Gomella, C., (1978)**. Les eaux usées dans les agglomérations urbaines et rurales, Tome I, Eyrolles, Paris.
- [6] **FRANÇOIS G, BRIERE**, distribution et collecte des eaux, édition de l'école polytechnique de Montréal 1997.
- [7] **SALAH, B.**, « Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations », Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique, BLIDA. 2014.
- [8] **BA Fatoumata,2022**«Etude d'un projet d'assainissement (Commune Ain Saboune Daira d'EL Khezara)». Université 08 Mai 1945 de Guelma.
- [9] **KAHLERRAS.D,2021**«organisation de chantier »,polycopier ENSH Blida.
- [10] **BELAOUAKLI. B,2007** «organisation de chantier», polycopier ENSH Blida.

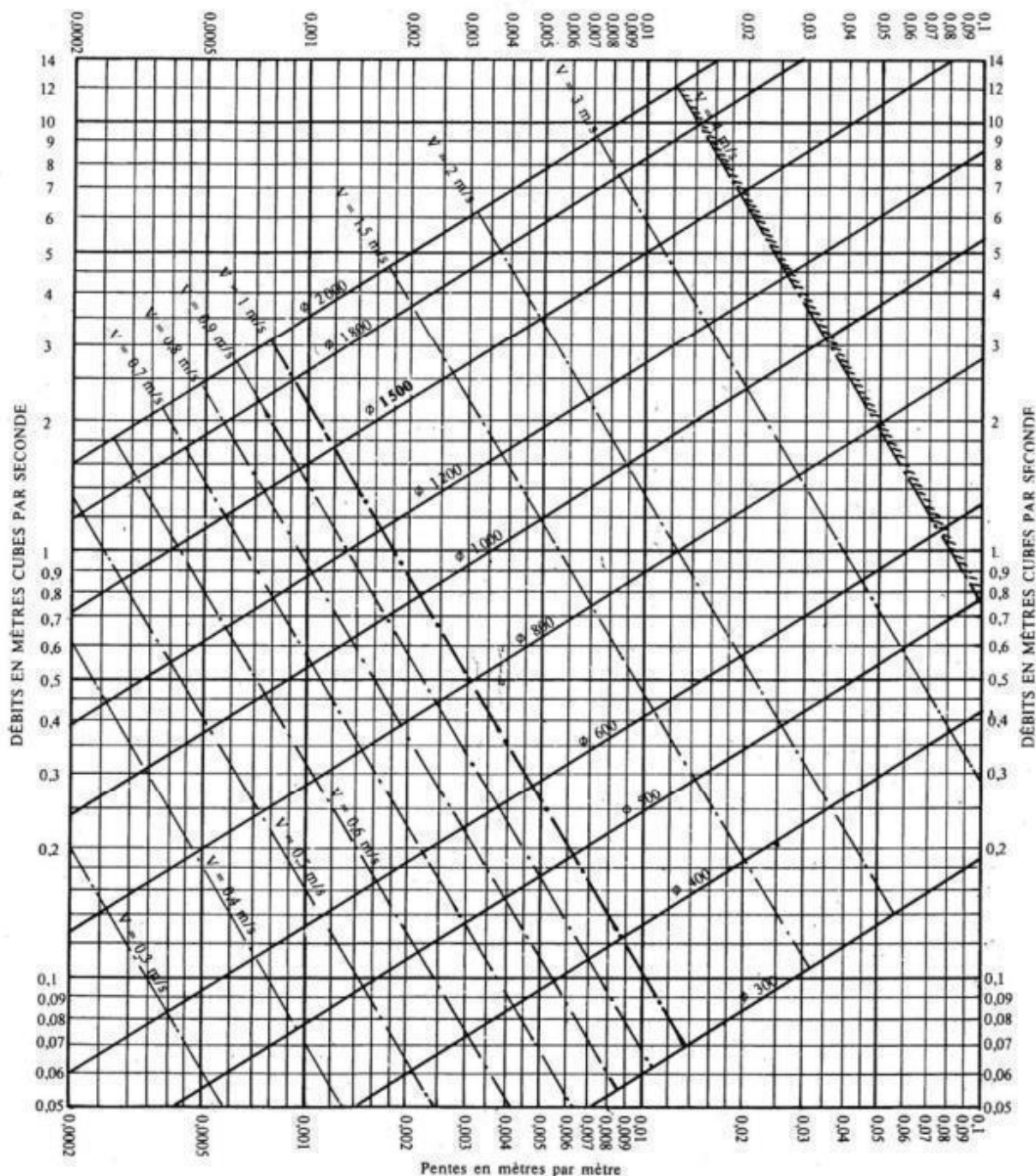
Annexes

Annexe 01:

ABaque 2-a

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

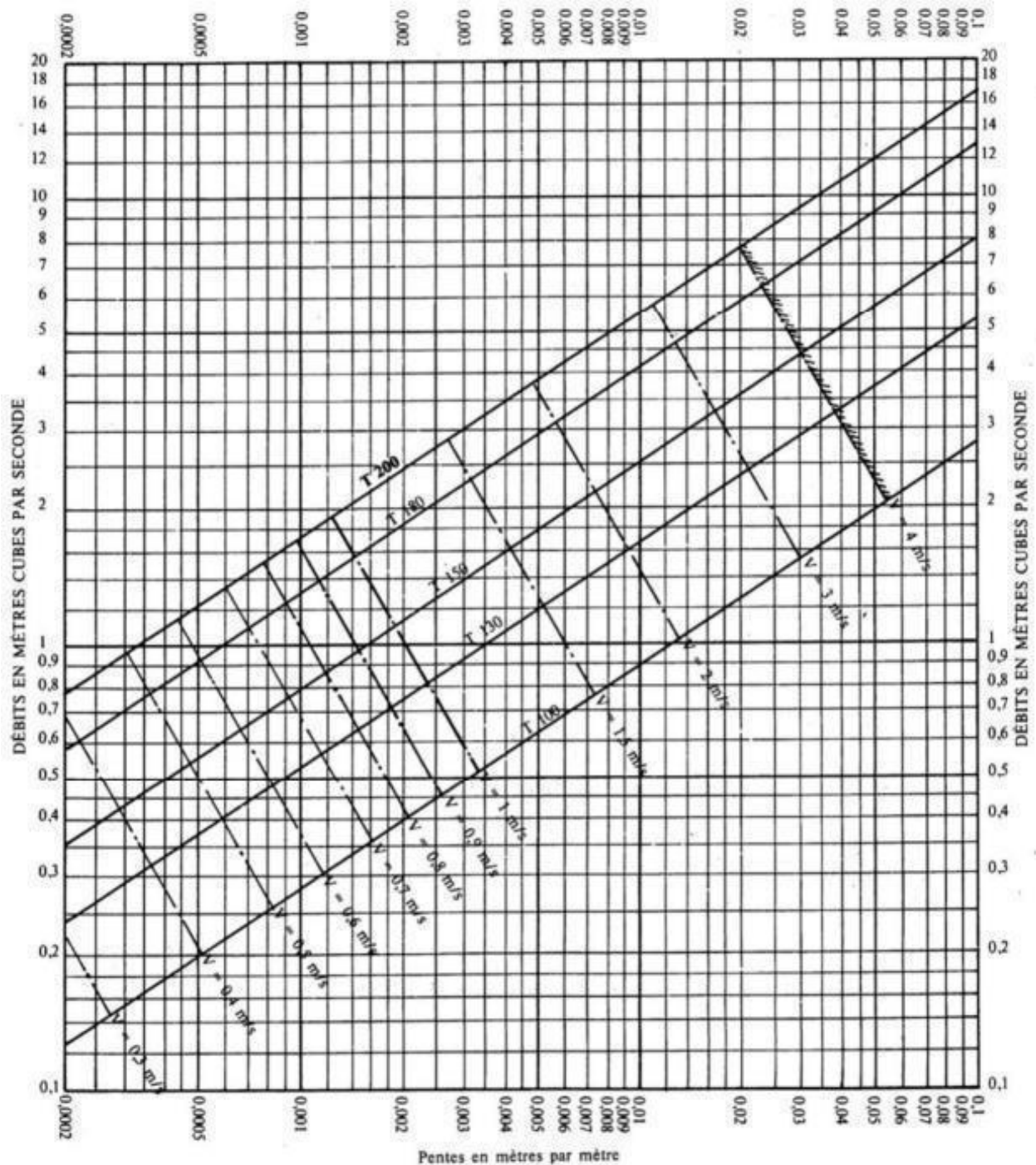
(Canalisations circulaires)



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

ABaque 2-b

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations ovoïdes)

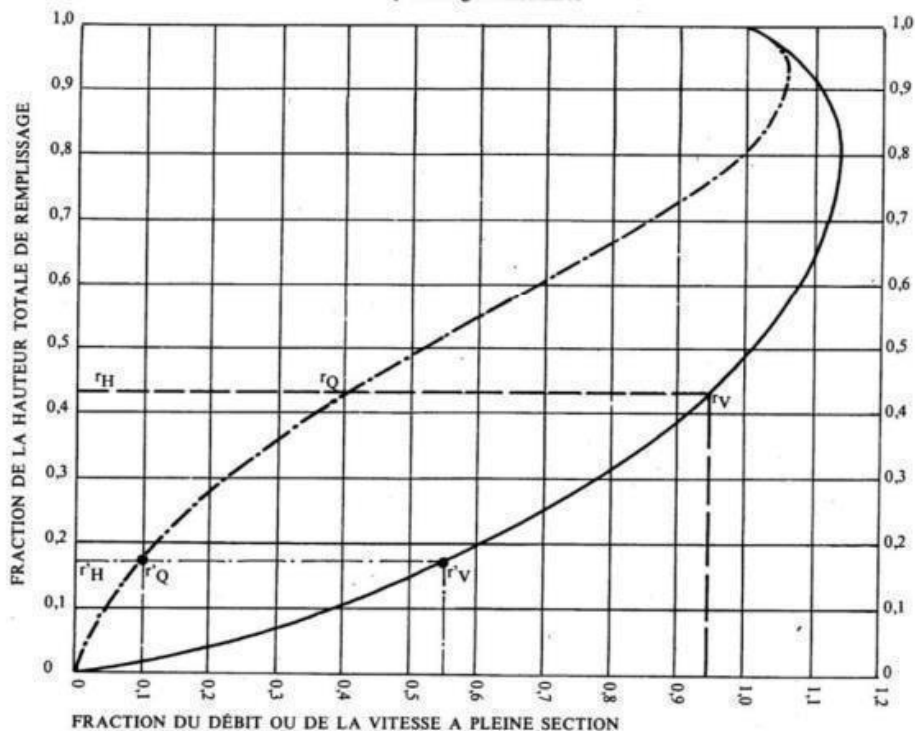


Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma' = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

ABaque 3-a

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

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

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

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

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r'_H = 0,43$.

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

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

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

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

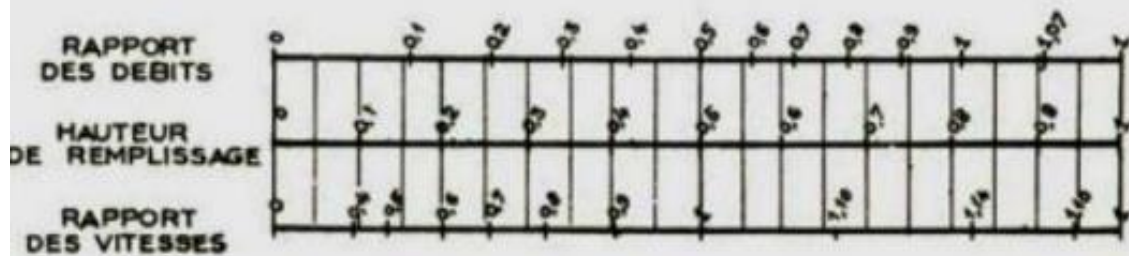
Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

ANNEXE X

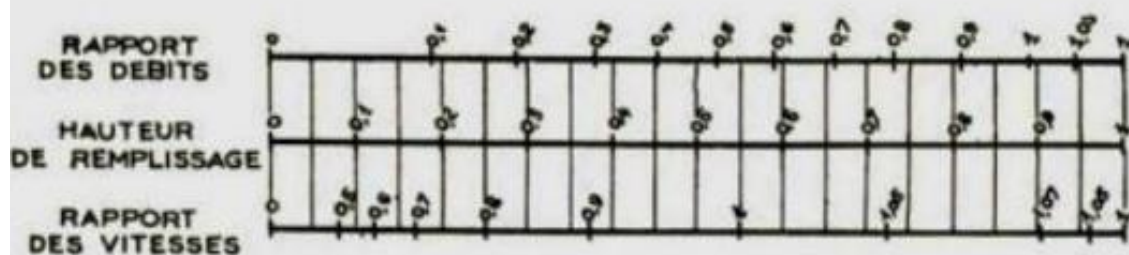
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés

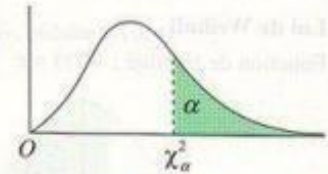


Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

Table de distribution de χ^2 (loi de K. Pearson)

La table donne la probabilité α , en fonction du nombre de degrés de liberté ν , pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée χ^2_α

$$\alpha = P(\chi^2 \geq \chi^2_\alpha)$$



ν	$\alpha = 0,990$	$\alpha = 0,975$	$\alpha = 0,950$	$\alpha = 0,900$	$\alpha = 0,100$	$\alpha = 0,050$	$\alpha = 0,025$	$\alpha = 0,010$	$\alpha = 0,001$
1	0,0002	0,0010	0,0039	0,0158	2,71	3,84	5,02	6,63	10,83
2	0,02	0,05	0,10	0,21	4,61	5,99	7,38	9,21	13,82
3	0,12	0,22	0,35	0,58	6,25	7,81	9,35	11,34	16,27
4	0,30	0,48	0,71	1,06	7,78	9,49	11,14	13,28	18,47
5	0,55	0,83	1,15	1,61	9,24	11,07	12,83	15,09	20,52
6	0,87	1,24	1,64	2,20	10,64	12,59	14,45	16,81	22,46
7	1,24	1,69	2,17	2,83	12,02	14,07	16,01	18,47	24,32
8	1,65	2,18	2,73	3,49	13,36	15,51	17,53	20,09	26,13
9	2,09	2,70	3,33	4,17	14,68	16,92	19,02	21,67	27,88
10	2,56	3,25	3,94	4,87	15,99	18,31	20,48	23,21	29,59
11	3,05	3,82	4,57	5,58	17,27	19,67	21,92	24,72	31,26
12	3,57	4,40	5,23	6,30	18,55	21,03	23,34	26,22	32,91
13	4,11	5,01	5,89	7,04	19,81	22,36	24,74	27,69	34,53
14	4,66	5,63	6,57	7,79	21,06	23,68	26,12	29,14	36,12
15	5,23	6,26	7,26	8,55	22,31	25,00	27,49	30,58	37,70
16	5,81	6,91	7,96	9,31	23,54	26,30	28,84	32,00	39,25
17	6,41	7,56	8,67	10,08	24,77	27,59	30,19	33,41	40,79
18	7,01	8,23	9,39	10,86	25,99	28,87	31,53	34,80	42,31
19	7,63	8,91	10,12	11,65	27,20	30,14	32,85	36,19	43,82
20	8,26	9,59	10,85	12,44	28,41	31,41	34,17	37,57	45,32
21	8,90	10,28	11,59	13,24	29,61	32,67	35,48	38,93	46,80
22	9,54	10,98	12,34	14,04	30,81	33,92	36,78	40,29	48,27
23	10,20	11,69	13,09	14,85	32,01	35,17	38,08	41,64	49,73
24	10,86	12,40	13,85	15,66	33,20	36,41	39,37	42,98	51,18
25	11,52	13,12	14,61	16,47	34,38	37,65	40,65	44,31	52,62
26	12,20	13,84	15,38	17,29	35,56	38,88	41,92	45,64	54,05
27	12,88	14,57	16,15	18,11	36,74	40,11	43,19	46,96	55,48
28	13,57	15,31	16,93	18,94	37,92	41,34	44,46	48,28	56,89
29	14,26	16,05	17,71	19,77	39,09	42,56	45,72	49,59	58,30
30	14,95	16,79	18,49	20,60	40,26	43,77	46,98	50,89	59,70

Quand ν est supérieur à 30, on utilise la table de la loi normale (table de l'écart réduit) avec :

$$t = \sqrt{2\chi^2} - \sqrt{2\nu - 1}$$



Titre de l'affaire :

Maître d'oeuvre : Entreprises :

Rédacteur : Date : 26/06/2024

Tuyau

Matériau : PVC_Normalisé

Type : STRUCTURE CR8 DN : 630

Dénomination commerciale produit / fabricant :

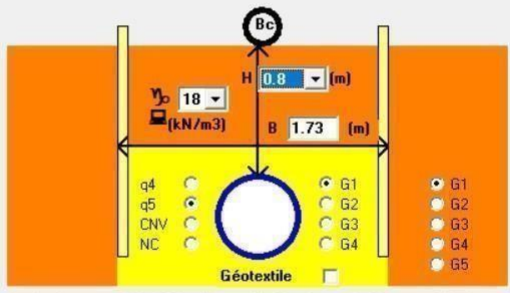
PVC Normalisé

Diamètre ext. (mm) : 630

Diamètre int. (mm) : 580

Rigidité (kPa) : 8

Les tubes en PVC bénéficient de la marque NF 055



Profondeur tranchée (m) : 1.53 Epaisseur lit de pose (m) : 0.1

Mode de pose

☒ Tranchée ☐ Remblai indéfini

Blindage

☐ S ☒ C ☐ CR ☐ CSG ☐ CDG

Retrait : Cas 1 e (m) : 0.1

Largeur de tranchée minimale ☒

Charges

Chaussée ☒ Roulantes : BC

Permanent (kN/m2) : 0

de chantier (kN/m2) : 0

LA SECURITE D'EMPLOI EST SATISFAITE

Coefficient de sécurité au flambement à long terme :

13.57 (minimum 2,5)

Ovalisation à court et long terme :

CT : 0.7 (maximum 5%)*

LT : 0.76 (maximum 10%)*

Contrainte ultime à court terme :

2.56 Limite : 37,5 MPa

* Valeurs limites de calcul du Fascicule 70

Ouvrir

Imprimer (Aperçu)

Aide

Enregistrer

Fermer

