



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**REHABILITATION D'UN RESEAU D'ASSAINISSEMENT
DE LA COMMUNE DE TELAGH (W. SIDI BEL ABBES)**

Présenté par :

OUARET IMENE

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
HACHEMI ABDELKADER	M.C.B	Président
SAIMI AHMED	M.C.B	Examineur
DERNOUNI YUCEF	M.A.A	Examineur
DJOUJAR DAHBIA	M.C.A	Promotrice

Session Novembre 2021

DÉDICACE :

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en

Signe de respect et de reconnaissance envers :

Mon père Allah-yerahmah

Ma mère

*Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils
ont fait preuve pour que je réussis se.*

Je le dédie également à :

A ma très chère sœur Wassila.

A ma meilleure rencontre, ma TOUTA.

Mes frères : Mohamed, Fethi, Abdou.

Mes sœurs : Wafaa, Ikram, Samia.

*Mes ami(e)s : Sihem, Nadjat, Meriem, Kheira, Sarra, Lemya, Saoussen, Fatiha,
Chaya & Omar.*

*A toute personne chère à mon coeur, et à tous ceux et toutes celles qui me
connaissent et qui m'aime.*

Imene. Ouaret

REMERCIEMENT :

Je remercie tout d'abord ALLAH le tout puissant pour m'avoir aidé et donné le courage, la patience, la volonté et la foi afin d'achever ce modeste travail et sans

Lequel il n'aurait jamais été accompli.

Je remercie infiniment mon promoteur Mme : DJOUDAR ; Je ne pourrai jamais Oublier sa gentillesse, ses conseils précieux, ses commentaires efficaces, ses remarques, ses encouragements. Un grand merci de m'avoir donné la chance d'être votre étudiante et de réaliser ce travail.

Je tiens à remercier l'ensemble des enseignants de l'ENSH, particulièrement Mr. Salah.B, Mr. Mebarki, Mr. Benkaci & Mr. Zaibak pour leurs conseils durant toute ma période d'étude.

Je tiens à remercier Mr HACHEMI, d'avoir accepté de présider mon jury de soutenance, et également les membres du jury, Mr BOUZIANE, Mr SAIMI, de l'ENSH-Blida pour le temps consacré à l'évaluation du présent mémoire.

Je tiens à remercier Mr Kaddouri & Mr Bouayad pour leurs aides et leurs précieuses conseils.

Enfin, mes sincères remerciements s'adressent à tous ceux qui m'ont apporté leur aide et leur appui pour mener à bien ce travail.

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des planches

Introduction générale

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :	2
I.1. Situation géographique de Telagh:	2
I.2. Situation topographique et forme de relief:	3
I.3. Situation hydrogéologique :	3
I.4. Situation géologique :	4
I.5. Sismicité :	4
I.6. Situation Climatique :	5
I.6.1. Climat :	5
I.6.2. Température	5
I.6.3. Pluviométrie :	6
I.6.4. Humidité :	7
I.6.5. Vent :	8
I.6.6. Gel :	8
I.6.7. Evaporation :	8
I.7. Population :	9
I.8. Situation hydraulique :	10
I.8.1. Alimentation en eau potable :	10
I.8.2. Assainissement :	10
I.8.3. Conclusion :	10

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Introduction :	11
II.1. Les averses :	11
II.2. Choix de la période de retour :	12
II.3. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :	12
II.3.1 Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d'ajustement:	12
II.3.2.choix de l'ajustement :	16
II.4 : Calcul des pluies et des intensités de courte durée :	22

Conclusion :	24
--------------	----

CHAPITRE III : Calcul de base

Introduction :	24
III.1. Situation démographique :	24
III.2. Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires :	25
III.3. Système d'évacuation des eaux :	25
III.3.1. Les différents systèmes d'assainissement :	25
III.3.2. Le choix du système d'assainissement :	30
III.4. Schéma d'évacuation des eaux :	31
III.4.1. Les différents schémas d'assainissement :	31
III.4.2. Le choix du schéma d'évacuation :	31
III.5. Le coefficient de ruissellement :	34
III.5.1. Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement :	34
III.5.2. Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque surface élémentaire :	36
III.6. Calcul de la population pour chaque surface élémentaire :	37
III.6.1. Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total :	38
III.6.2. Calcul de la densité partielle :	38
III.6.3. Calcul du nombre d'habitant de chaque surface élémentaire :	38
Conclusion :	40

CHAPITRE IV : Estimation des débits à évacuer

Introduction :	41
IV.1. Évaluation des débits d'eaux usées :	41
IV.1.1. Généralités :	41
IV.1.2. Nature des eaux usées à évacuer :	41
IV.1.3. Consommation en eau potable :	43
IV.1.4. Estimation des débits d'eaux usées :	43
. Débits des eaux usées domestiques :	44
. Débits des eaux usées des établissements publics :	45
. Débits totaux des eaux usées à évacuer :	48
IV.2. Estimation des débits des eaux pluviales :	49
IV.2.1. La méthode rationnelle :	49
IV.2.2. La méthode superficielle :	52
IV.2.3. Choix de la méthode :	55
IV.2.4. Calcul des débits pluviaux :	55
Conclusion :	58

CHAPITRE V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Introduction :	59
V.1. Principe de conception d'un système d'assainissement :	59
V.2. Mode de dimensionnement des canalisations :	60
V.2.1. Base de calcul :	60
V.2.2. Formule de MANNING-STRICKLER :	60
V.2.3. Formule de BAZIN :	62
V.3. Conditions d'autocurage :	53
V.4. Normes d'écoulement et d'implantation :	64
V.4.1. Canalisations :	64
V.5. Résultats du dimensionnement :	64
Conclusion :	74

CHAPITRE VI : Les éléments constitutifs du réseau

Introduction :	75
VI.1. Les ouvrages principaux :	75
VI.1.1. Les canalisations :	75
VI.1.2. Formes et sections de conduites :	75
VI.1.3. Critères du choix de conduite :	76
VI.1.4. Types de matériaux :	76
VI.1.5. Les essais de conduites préfabriqués :	79
VI.1.6. Les remèdes :	82
VI.1.7. Pose de canalisation :	82
VI.2. Les ouvrages annexes :	84
VI.2.1. Les ouvrages normaux :	84
VI.2.2. Les ouvrages spéciaux :	88
Conclusion :	97

CHAPITRE VII : Organisation du chantier

Introduction :	98
VII.1. Les étapes de réalisation du projet :	98
VII.1.1. Exécution des travaux :	98
VII.1.2. Manutention et stockage des conduites :	98
VII.1.3. Décapage de la terre végétale :	99
VII.1.4. Exécution des tranchées et des fouilles des regards :	99
VII.1.5. Aménagement du lit de sable :	99
VII.1.6. Emplacement des piquets :	100
VII.1.7. Pose des canalisations :	100
VII.1.8. Assemblage des canalisations :	100

VII.1.9. Essai d'étanchéité :	100
VII.1.10. Exécution des regards :	100
VII.1.11. Réalisation des branchements :	101
VII.1.12. Remblayage et compactage :	101
VII.2.Détermination des différents volumes des travaux :	104
VII.2.1. Volume du décapage de la couche végétale :	104
VII.2.2. Volume du déblai des tranchées :	104
VII.2.3. Volume occupé par le lit de sable :	104
VII.2.4. Volume occupé par les conduites :	104
VII.2.5. Volume de l'enrobage :	105
VII.2.6. Volume du remblai de protection :	105
VII.2.7. Volume excédentaire :	105
IV.3.Devis quantitatif et estimatif :	106
Conclusion :	106

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexe

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1 : Températures mensuelles durant l'année 2013 (ONM ,2014)	6
Tableau I-2 : Précipitations mensuelles (2012-2013) (ONM ,2014)	6
Tableau I-3 : Humidité mensuelle de SBA (ONM, 2013, 2014)	7
Tableau I-4 : Répartition moyenne mensuelle et annuelle de l'évaporation	8
Tableau I-5 : Détermination de la population pour les différents horizons	9

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Tableau II-1 : Identification de la station pluviométrique de Telagh (ANRH)	13
Tableau II-2 : Précipitations maximales journalières (Station de Telagh)	14
Tableau II-3 : Les caractéristiques de la série pluviométriques	15
Tableau II-4 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)	17
Tableau II-5 : Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran)	19
Tableau II-6 : Résultat du test de Pearson χ^2	21
Tableau II-7 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités	23

CHAPITRE III : Calcul de base

Tableau III-1 : les données relatives à la population	25
Tableau III-2 : Avantages et inconvénients du système unitaire	27
Tableau III-3 : Avantages et inconvénients du système séparatif	28
Tableau III-4 : Avantages et inconvénients du système pseudo-séparatif	29
Tableau III-5 : Avantages et inconvénients du schéma par déplacement latéral	32
Tableau III-6 : Avantages et inconvénients du schéma radial	34
Tableau III-7 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol	35
Tableau III-8 : Valeurs de coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	35
Tableau III-9 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population	36
Tableau III-10 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces	36
Tableau III-11 : Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin	37
Tableau III-12 : Nombre d'habitants pour chaque sous bassin	39

CHAPITRE IV : Estimation des débits à évacuer

Tableau IV-1 : Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin	45
Tableau IV-2 : Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin	47
Tableau IV-3 : Débits totaux des eaux usées pour chaque surface élémentaire	48
Tableau IV-4 : Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot	54
Tableau IV-5 : Débits totaux des eaux pluviales à évacuer	56
Tableau IV-6 : Débit total de chaque sous bassin à évacuer	57

CHAPITRE V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Tableau V-1 : Calculs du réseau projeté (collecteur principale et secondaire)	65
---	----

CHAPITRES VII : Organisation de chantier

Tableau VII-1 : Devis quantitatif et estimatif du projet	106
--	-----

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude.

Figure I-1 : Carte géographique de l'agglomération de TELAGH	2
Figure I-2 : Carte du zonage sismique du territoire national (RPA, 2003)	5
Figure I-3 - Températures minimales et maximales de TELAGH	6
Figure I-4 - Précipitations minimales et maximales mensuelles durant 2012 et 2013	7
Figure I-5 - Humidité mensuelle durant l'année 2013 et 2014	8
Figure I-6 - Répartition moyenne mensuelle et annuelle de l'évaporation	9

CHAPITRE II : Etude hydrologique.

Figure II-1 : Localisation de la station pluviométrique	13
Figure II-2 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel	18
Figure II-3 : Ajustement graphique à la loi Log-normale	19

CHAPITRE III : Calcul de base

Figure III-1 : Schéma représentatif des branchements dans le système unitaire	26
Figure III-2 : Schéma représentatif des branchements dans le système séparatif	28
Figure III-3 : Schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif	29
Figure III-4 : Schéma représentatif des branchements dans le système autonome	30
Figure III-5 : Schéma perpendiculaire	31
Figure III-6 : Schéma par déplacement latéral	32
Figure III-7 : Schéma à collecteur transversal ou oblique	33
Figure III-8 : Schéma par zones étagées	33
Figure III-9 : Schéma radial	33

CHAPITRE VI : Les éléments constitutifs du réseau

Figure VI-1 : Joints sur tuyaux en amiante ciment	76
Figure VI-2 : Joints sur tuyau en grès	77
Figure VI-3 : Joints sur tuyaux en béton	79
Figure VI-4 : L'essai à l'écrasement sur les conduites en béton	80
Figure VI-5 : L'essai d'étanchéité à l'air sous pression	81
Figure VI-6 : Pose de canalisation sur un terrain ordinaire	83
Figure VI-7 : Pose de canalisation sur un mauvais terrain	83
Figure VI-8 : Exemple d'un branchement simple	84
Figure VI-9 : Exemple d'une bouche d'égout sans décantation	85
Figure VI-10 : Exemple d'un regard simple	86
Figure VI-11 : Regard de visite	87
Figure VI-12 : Déversoir d'orage à seuil latéral. Modélisation en trois dimensions	89
Figure VI-13 : Déversoir d'orage type latéral à double seuil	90
Figure VI-14 : Déversoir d'orage type frontal	90
Figure VI-15 : Déversoir d'orage type Escalier	92
Figure VI-16 : Milieu récepteur	96
Figure VI-17 : Rejet principal	97

CHAPITRE VII : Organisation du chantier

Figure VII-1 : Pose du lit de sable	99
Figure VII-2 : Bulldozer.	102
Figure VII-3 : Pelle équipée en rétro.	103
Figure VII-4 : Chargeuse	103

LISTE DES PLANCHES

Planche n°1/4 : Plan de masse de l'agglomération de TELAGH

Planche n°2/4 : Tracé du réseau projeté d'assainissement de l'agglomération de TELAGH

Planche n°3/4 : Profil en long du collecteur de rejet

Planche n°4/4 : Ouvrages annexes

ملخص:

تهدف هذه المذكرة اساسا لتصميم شبكة الصرف الصحي بالنسبة لمدينة تلاغ ولاية سيدي بلعباس. في اطار انشاء مدينة مثالية لبيئة سليمة اخترنا نظام موحد لتصريف المياه حيث يقوم الانبوب نفسه بحمل الفضلات السائلة المنزلية و التجارية فضلا عن المياه السطحية من مياه السيول و الامطار و اجلائها الى مفيض من اجل تخفيض الضغط على القناة. أيضا على نفس المنوال، تم التخطيط لأنبوب لجمع النفايات الحضرية، و كذلك المياه السطحية التي تشتمل على مياه السيول و الأمطار التي سيتم توجيهها و افراغها الى مجرى تصريف العواصف من أجل تقليل الحمل على الأنبوب. لذلك، من خلال هذه الدراسة، حددنا جميع الجوانب الفنية و التقويمية للمشروع من حيث التكلفة و الكمية، قمنا بتحديد أبعاد 5 شبكات لتصريف مياه الصرف الصحي و مياه الأمطار بسرعات تنظيف ذاتية مقبولة. الكلمات المفتاحية : مدينة تلاغ- شبكة الصرف الصحي- مجرى التصريف.

Résume :

La présente étude porte principalement sur le dimensionnement d'un réseau d'assainissement de la ville de Telagh, wilaya de Sidi bel abbés.

Afin de garantir un environnement sain à la population en place, le système unitaire pour l'évacuation des eaux industrielles a été choisi.

Aussi, dans la même optique, une canalisation est projetée pour la collecte des rejets urbains, ainsi que les eaux de surface regroupant les eaux torrentielles et pluviales qui seront acheminées et évacuées vers un déversoir d'orage afin de réduire la charge sur la conduite.

De ce fait, à travers cette étude, nous avons définis tous les aspects techniques et évaluatifs du projet en termes de coût et de quantité. En effet nous avons dimensionné 5 réseaux d'évacuation d'eaux usées et d'eaux pluviales, avec des vitesses d'auto curage admissibles.

Abstract:

This research mainly aims at design of a sanitation network in the city of Telagh wilaya of Sidi bel abbes, as part of the realization of an ideal city for a healthy environment, we have chosen a unitary system for the evacuation of water, where the same pipe transports domestic and commercial liquid waste, as well as surface water from torrential and rainwater and discharged to a storm overflow in order to reduce the load on the pipe.

In this note, we have used all the technical and evaluative aspects of the project in terms of cost and quantity, in the context of carrying out the project at the lowest cost.

Therefore, we have defined all the technical and evaluative aspects of the project in terms of cost and quantity. we have dimensioned 5 wastewater and rainwater evacuation networks, with admissible self-cleaning speeds.

Introduction générale

Le système d'assainissement d'une ville présente une importance capitale tant que pour l'environnement que pour la santé des citoyens. En effet, la collecte, le traitement et l'évacuation des eaux usées permettent de préserver la santé publique contre de nombreuses maladies liées à un milieu malsain.

Le développement rapide de la population en milieu urbain ainsi que l'évolution du mode de vie entraînent un accroissement rapide des structures urbaines impliquant des besoins en eau importants.

Ces derniers se produisent par une augmentation permanente du volume des rejets polluants. L'abondance et la densité des produits nocifs charriés par les eaux usées, neutralisent de plus en plus la masse limitée de la ressource globale en eau.

Nous avons donc mené la présent projet d'étude du réseau d'assainissement de la ville de Telagh wilaya de Sidi bel abbés et cela dans le cadre de la préparation d'un mémoire de fin d'étude en hydraulique pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique

Le projet a porté sur l'évaluation des différents débits usés et pluviaux. Ensuite, nous avons tracé le réseau d'évacuation de ces eaux en dehors de la ville

Dans le 1^{er} chapitre nous présenterons en premier lieu les caractéristiques de notre pôle urbain puis nous allons aborder l'étude hydrologique afin de déterminer l'intensité maximale pour une période de retour $T=10$ ans. Par la suite nous procéderons au dimensionnement du système d'évacuation qui est tributaire du type d'habitat, la topographie du site (système gravitaire ou non), de la nature des effluents concernés (système séparatif, unitaire ou mixte), et de la nature du sous-sol...etc., dans le respect des normes de calcul.

La gestion et la maintenance des réseaux d'assainissement devront être une tâche permanente dans le but de s'assurer du bon fonctionnement du réseau.

Ce présent projet illustre une des solutions possibles pour gérer les eaux usées de cette agglomération et cela par la pose des collecteurs principaux qui transporteront les rejets jusqu'à une station d'épuration future qui sera projetée dans la zone d'étude.

CHAPITRE I :

Présentation de l'agglomération

Introduction :

L'agglomération, en étude, nécessite une rénovation de son système d'évacuation des eaux usées et pluviales. Cette étude exige des données et informations qui sont indispensables notamment du point de vue : géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique. Dans ce qui suit, nous allons détailler chaque étape afin de mener à bien le dimensionnement et la conception de ce projet.

I.1.Situation géographique de l'agglomération de TELAGH :

Relevant de la wilaya de Sidi Bel Abbés la ville de Telagh chef-lieu de Daïra
Se situe au Sud de la plaine de Sidi Bel Abbés, elle est limitée :

- Au Nord par la commune de Teghalimet
- Au Sud par les communes de Ain Tend amine, Dhaya et Oued Taourira
- A l'Est par la commune de Mezaourou
- A l'ouest par la commune de Merine

C'est une zone de transition entre le Tell et les hautes plaines steppiques, sa superficie est d'environ 17909 ha. La ville de Telagh est le chef-lieu Daïra comportant trois communes (TEGHALIMET, MERINE, MEZAOUROU)

L'agglomération chef-lieu de Telagh est distante de 50 km de la ville de Sidi Bel Abbés, sa situation géographique ainsi le réseau routier qui traverse cette dernière (RN3, RN94, CW 48et CW 79) lui donnent une possibilité très importante pour un développement futur.

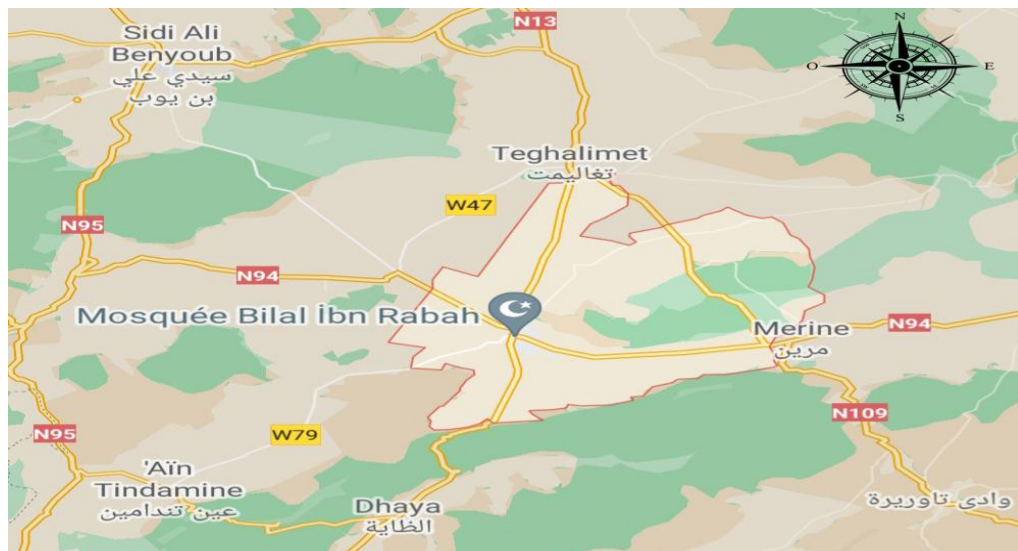


Figure I-1 : Carte géographique de l'agglomération de TELAGH .

I.2.Situation topographique et formes de relief :

L'étude topographique s'avère indispensable et joue un rôle important dans la conception du réseau d'assainissement ; vu que l'évacuation des eaux s'effectue avec un écoulement gravitaire, sauf dans le cas de contre pente où le relief exige un relevage.

Le site d'étude est représenté par sa topographie spécifique traduit par l'existence de plusieurs bassins versant, illustré comme suit :

- 1.Le levé topographique s'étale sur superficie globale de plus de 200 Ha.
2. Une forte déclinaison qui s'étend en palier succédé depuis la route de MERINE (SUD) vers La route d'SIDI BEL ABBES.
3. la partie support pour l'extension prévu pour la révision de P.D.A.U (plan directeur d'aménagement et d'urbanisme) de TELAGH présente une spécificité topographique à signaler qu'une partie présente une cuvette
4. Une Partie Qui s'allonge sur l'ancienne GUETNA (DOUAR SIDI AHMED) est perché sur une colline dont sa topographie est accentuée vers le centre de la ville avec :

Cote max = 1025.18 m

Cote min = 974.34 m (Zone d'étude)

A signaler que le levé topographique couvre le secteur d'étude ainsi les collecteurs de rejet jusqu'au le point de rejet et la zone d'extension prévue par la révision du P.D.A.U.

La différence d'altitude de 50.84 m montre que le terrain est en majorité en pente favorisant un écoulement naturel des eaux.

D'après cette réalité, qui doit absolument s'inscrire et refléter le bon fonctionnement du réseau d'assainissement existant, notre objectif majeur est de susciter à l'assurance parfaite d'un réseau d'assainissement projeté en tenant compte des zones d'extension futures.

I.3.Situation hydrogéologique :

Le réseau hydrographique est relativement ramifié à cause du relief montagneux qui s'y lève.

Le réseau hydrographique de sous bassin d'oued Tenira est formé d'un ensemble de cours d'eau qui prennent naissance dans les monts de Dhaya.

Les principaux oueds qui coulent sont celui d'oued Gouensa, Khoudidaouidid. Tous ces oueds alimentent oued Tenira qui se jette plus en aval dans le barrage de Bouhanifia.

Les ressources en eaux superficielles se limitent au ruissellement concentré de ces oueds ou au ruissellement diffus qui est généralisé sur les glacis de piémont.

Ces eaux viennent alimenter les nappes souterraines de la plaine ouse terminent dans les petites dépressions.

I.4.Situation Géologique :

La commune de Telagh a une altitude moyenne assez élevée. Le point le plus bas se trouve à la limite nord de son territoire, dans la plaine de Teghalimet à 680 mètres. Le point culminant est le sommet du plateau de Dhaya à 1455 mètres, long de 30Km (de Titen Yahia à Telagh) et large au maximum de 12 Km. Ce dernier est tabulaire, il est constitué d'une plateforme monoclinale où le crétacé moyen domine le crétacé inférieur.

Les sols cultivés actuellement sont considérés comme peut à moyennement profonds, encroutés, calcaires, de texture plutôt légère, sableuse ou argilo-sableuse ou dominant les éléments grossiers qui sont ; les sables, graviers et cailloux.

I.5.Sismicité :

Un zoning sismique actualisé a été établi par le règlement parasismique Algérien (R.P.A 2003) suite au séisme du 21 Mai 2003 qui a touché la région de Boumerdes et ses environs.

Le territoire national a été subdivisé en cinq zones de sismicité croissante :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone IIa et IIb : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée.

Tableau I-1 : températures mensuelles durant l'année 2013 (ONM ,2014).

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy inter-ann(°C)
T.min(°C)	15.0	10.0	7.1	5.8	4.9	2.6	5.7	5.1	10.8	15.6	18.1	17.5	9.85
T.max(°C)	28.6	28.4	23.5	18.1	13.0	15.8	19.4	19.4	28.6	33.9	37.5	35.2	25.11
Tmoy(°C)	21.8	19.2	15.3	11.95	8.95	9.2	12.55	12.25	19.7	24.75	27.8	26.35	17.48

Source : DRE SIDI BEL ABBES

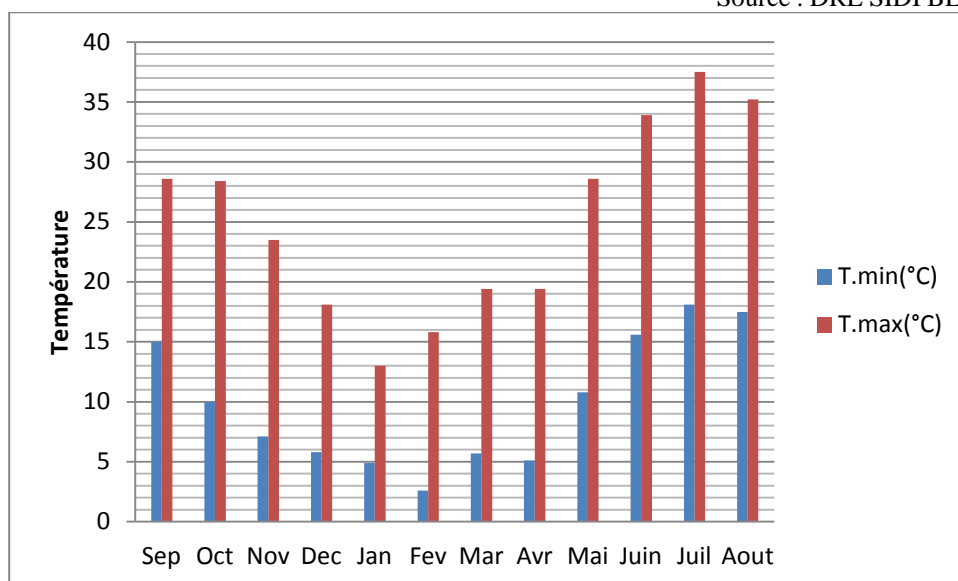


Figure I-3 - Températures minimales et maximales de TELAGH.

I.6.3. Pluviométrie :

Selon les données ONM,2014 de la station de TELAGH, les pluies sont généralement irrégulières et peuvent être torrentielles.

Tableau I-2 : Précipitations minimales et maximales mensuelles durant 2012 et 2013 à Sidi Bel Abbes (ONM, 2014).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Pmax(mm)	33.5	77.2	29.1	52.6	91.1	56.2	51	55.0	25.4	2.2	1.8	20
Pmin(mm)	19.9	0.6	21.5	29.8	74.1	22.0	33	25.2	14.4	0.7	0.1	0.3

Source : DRE SIDI BEL ABBES

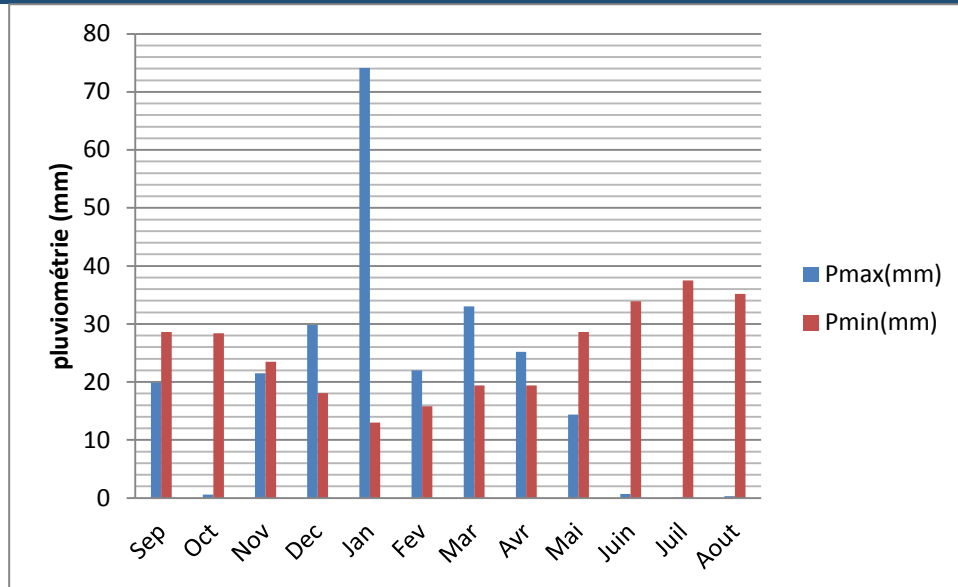


Figure I-4 - Précipitations minimales et maximales mensuelles durant 2012 et 2013 (ONM,2014).

L'analyse de la variation des précipitations (Tableau I-2) montre que :

- La période pluvieuse s'étale du mois de Novembre au mois de Avril ; avec une hauteur maximale de précipitation de 91mm enregistrée au mois de Janvier.
- Les mois de Juin, Juillet et Août sont les plus secs ; avec un minimum de précipitation de 0.1 mm au mois de Juillet.

I.6.4. Humidité :

L'humidité de la région d'étude d'après les données ONM,2014 de la station de TELAGH est faible en saison estivale, et plus forte en saison pluvieuse et cela à cause des masses d'air qui sont très chargées en vapeur d'eau déversant la pluie directement sur le relief en montagne.

Quant à l'humidité relative moyenne est évalué à 65%.

Tableau I-3 : Humidité mensuelle de SBA (ONM, 2013, 2014)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
H 2013(%)	69	64	59	74	83	77	77	72	60	48	37	55
H 2014(%)	63	71	78	73	80	77	79	74	70	55	46	55

Source : DRE SIDI BEL ABBES

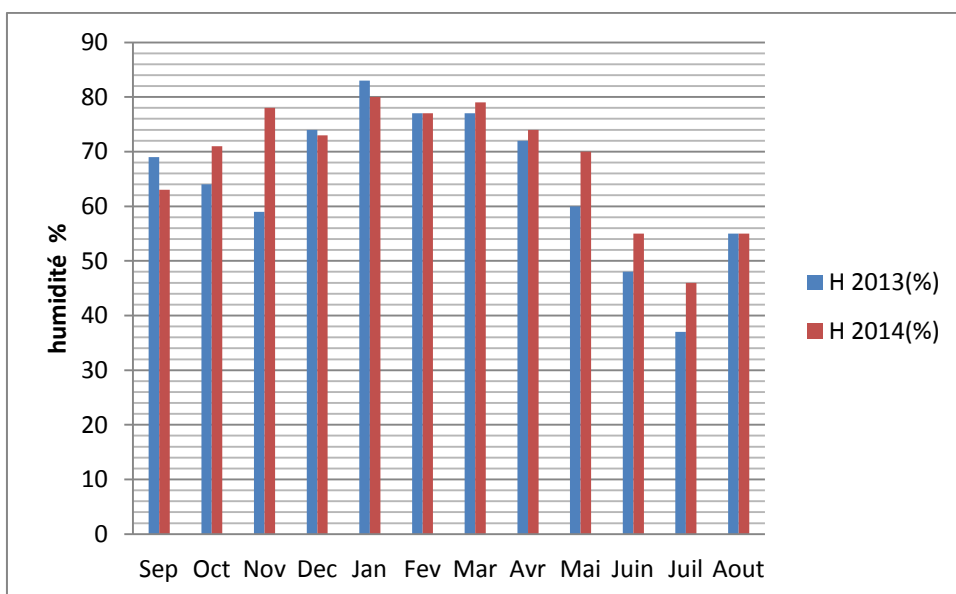


Figure I-5 - Humidité mensuelle durant l'année 2013 et 2014.

I.6.5. Vents :

La région d'étude se caractérise par des vents :

- Nord et Nord-Ouest, souvent humide et très violent.
- Sud, avec une moyenne de 15 jours par an dans la partie méridionale.

I.6.6. Le gel :

Les gelées sont susceptibles, de survenir de septembre à mai. En année moyenne on observe des gels blancs, 15 à 20 jours par an de novembre à avril.

La neige persiste en moyenne pendant 20 jours sur les reliefs dont l'altitude est au-dessus de 1000 mètres.

I.6.7. L'évaporation :

Le tableau I-4 et la figure I-6 montrent que l'évaporation est importante en été. Elle atteint son maximum au mois de Juillet avec une valeur de 198 mm, le minimum est enregistré au mois de Décembre avec une valeur de 40 mm. La moyenne annuelle de l'évaporation est de 1418mm.

Tableau I-4 : Répartition moyenne mensuelle et annuelle de l'évaporation

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Moyenne inter-annual (mm)
Max. (mm)	140	100	53	40	45	53	89	114	150	198	226	210	1418

Source : DRE SIDI BEL ABBES

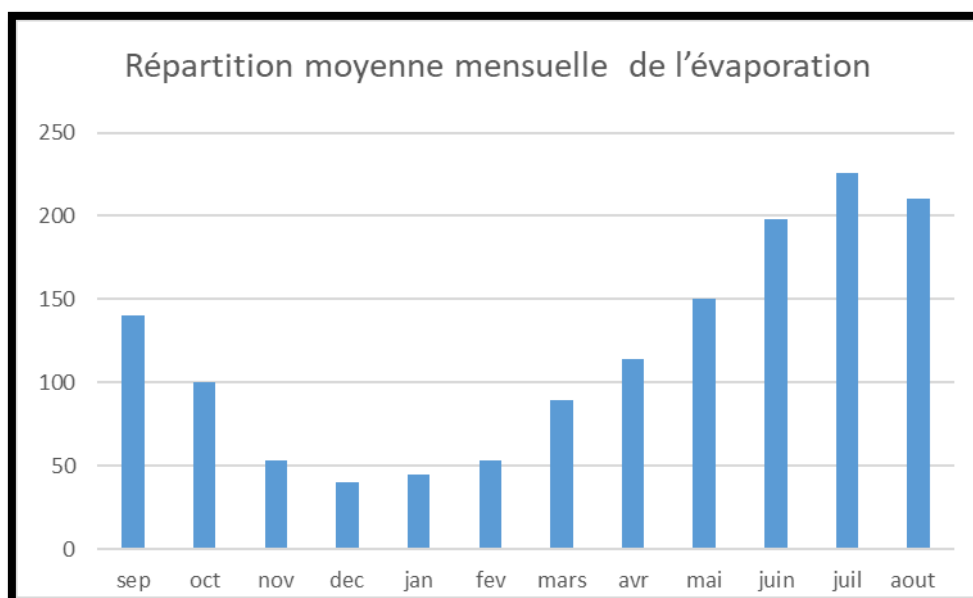


Figure I-6 - Répartition moyenne mensuelle et annuelle de l'évaporation.

I.7. Population :

Le nombre d'habitant de TELAGH pour l'année 1998 est estimé à 4371 habitants avec un taux d'accroissement de 2,55%.

Sachant que l'évolution démographique en Algérie suit la loi des accroissements géométriques données par la relation suivante :

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

Où : N : Le nombre d'habitant à l'horizon d'étude.

N₀ : Le nombre d'habitants à l'année de référence.

T : Taux d'accroissement démographique : 2.55 %.

n : Différence d'années entre l'horizon d'étude et l'année de référence.

Alors l'évolution démographique dans l'agglomération est insérée dans le tableau I-5 :

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

Horizons	2010	2015	2020	2030	2035
Habitants	34025	38590	43768	56301	63854

Source : DRE-Sidi bel abbés 2021

I.8.Situation hydraulique :**I.8.1. Alimentation en eau potable :**

L'alimentation en eau potable, qui se fait essentiellement par forages, fait ressortir qu'en dépit des potentialités souterraines, l'offre est encore en de ça de la demande.

La mobilisation des eaux souterraines implique plus de forages à des profondeurs de plus en plus importantes.

La commune est alimentée à partir des ressources locales « forages Telagh », avec une production de 1800 m³/j, le taux de satisfaction est de 54% par rapport au besoin en Aep de la commune qui est 3312m³/j, on note qu'il y a un déficit en matière des ressources en eaux.

I.8.2. Assainissement :

L'agglomération de TELAGH est assainie par un réseau qui fonctionne en système unitaire avec des canalisations en PEHD de diamètres différents allant de D150 jusqu'à D800. Le transit des eaux pluviales et usées se fait dans la direction Nord-Ouest. Selon les informations recueillies au niveau de la direction de l'hydraulique de la wilaya, certains passages, déborde en temps pluviales et donc il nécessite la reconstruction des collecteurs principaux de la zone.

Le rejet se fait au niveau de l'oued de TELAGH en attendant la réalisation de la nouvelle station d'épuration.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons donné un aperçu général sur la zone d'étude, nous avons défini les caractéristiques nécessaires du site et on a déterminé les données de base pour entamer le projet qui est le dimensionnement et la conception du réseau d'assainissement de l'agglomération de TELAGH, tout en respectant les exigences de la santé publique et l'environnement.

CHAPITRE II :

**Etude
hydrologique**

Introduction :

L'hydrologie peut être définie brièvement comme la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature et l'évolution de celle-ci à la surface de la terre et dans le sol, sous ses trois états : Gazeux, liquide et solide l'une de ses branches principales est consacrée à l'analyse du débit des cours d'eau.

La conception d'un système d'évacuation des eaux pluviales doit prendre en compte cette étude de façon à dimensionner de manière optimale les ouvrages vis-à-vis des objectifs.

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

L'estimation des débits des eaux pluviales a pour objectif de pouvoir dimensionner le réseau d'assainissement et les ouvrages annexes (station d'épuration, déversoir d'orage, bassin de retenue, bassin piège...) ainsi que les conditions favorables à leur fonctionnement dans le temps.

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

II.1. Les averses :

Les averses sont des éléments de pluies associées à une même perturbation météorologique. Ce sont des pluies subites, abondantes et généralement de courte durée, variant entre quelques minutes et plusieurs dizaines d'heures.

Les averses sont caractérisées par un volume important et une forte intensité par minute de temps.

Les éléments averses considérés dans les études de réseaux se caractérisent soit par :

- Un volume important.
- Une forte intensité.
- Une érosion ou un apport de pollution liée au ruissellement. (Derouiche,2015)

II.2. Choix de la période de retour :

La période de retour représente le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester. Le choix de la période de retour se fait à partir d'un calcul technico-économique du réseau d'assainissement qui assure l'évacuation des eaux dans les conditions satisfaisantes pour la santé publique, et par voie hydraulique le plus rapidement possible. En Algérie, il est opté généralement pour une période de retour décennale ($T=10$ ans).

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

En hydrologie urbaine, l'ingénieur hydrologue est appelé à avoir des données spécifiques au projet étudié, mais dans certaines conditions il rare de recourir des données spécifiques. C'est la raison pour laquelle on est contraint à réunir une information de base, la plus complète possible, pour aider à analyser par la statistique les événements pluvieux tout en identifiant leurs paramètres. (Toubal,2011)

$$Im = \frac{h}{t} \dots\dots\dots (II.1)$$

Im : Intensité moyenne maximales en mm/h.

h : hauteur de pluie tombée pendant la durée t.

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.
- Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

II.3.1. Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d'ajustement :

II.3.1.1. Analyse des données statistiques :

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

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station expérimentale de Telagh (sous bassin 5 du bassin versant du bas ORAN) dont les caractéristiques sont les suivantes :



Figure II-1 : Localisation de la station pluviométrique.

Source : ANRH-Alger (2021)

Tableau II.1: Identification de la station pluviométrique de TELAGH (ANRH).

Nom	Code	Coordonnées		Période d'observation
Telagh	110502	X (km)	200.45	1981-2012 (32 ans)
		Y (km)	169.8	
		Z (m)	877	

La série a une période de fonctionnement de (1981 à 2012) et a été fournie par l'Agence Nationale des Ressources Hydriques de ALGER.

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières, de 32 années.

La série de précipitations maximales journalières est donnée dans le tableau ci-après :

Tableau II.2 : Précipitations maximales journalières (Station de Telagh).

Années	S	O	N	D	I	F	M	A	M	J	Jt	A	P max
1981	0	0	0	12	0	29.8	3.2	35.7	3.5	6.3	7.4	2	35.7
1982	7.8	13.6	39.3	25.7	5	17.1	12.2	15.2	6.8	0.5	1.3	2.7	39.3
1983	0	8.1	28.9	10.4	8.8	11.7	4.6	20.1	4.7	4.7	0	3.1	28.9
1984	9.1	3.7	50.1	6.8	5.3	4.7	12	8.2	/	/	/	/	50.1
1985	0	3.8	9.6	8.1	7.7	10	2.5	5.3	0.7	5.3	0	0	10
1986	11.8	40	5.5	7.8	16.5	10.9	0	0.3	0	0	0	0	40
1987	1.6	10.3	9.8	11.7	5.6	19.9	2.7	0	6.3	0	0	7.6	19.9
1988	1.7	1.2	6.4	2.7	0	0	36.5	10.4	0	0.4	7.1	0	36.5
1989	8	6.7	6.5	7.4	11.4	0	4.5	89.2	13.3	5.6	0.1	18.9	89.2
1990	9.8	14.6	16.5	13	/	6.4	/	/	/	0.3	0.3	6.3	16.5
1991	2.8	4.3	/	8.4	3.9	/	/	9.4	14.7	6.6	16	0	16
1992	7.8	0.7	0	5.9	0.2	8.2	11.3	10.2	19.7	0	0	4.5	19.7
1993	9.4	10	10.8	5.9	7.5	3.9	6.8	8.4	0.4	0	4.2	8.9	10.8
1994	19.8	11.6	13.4	2.3	7.8	8.9	17.8	12.8	0.1	3.9	0	7.4	19.8
1995	12	17.4	9.4	14.7	17.1	9.7	9.5	12.5	12	12	3.8	14.2	17.4
1996	8	7.4	1.9	4.1	9.9	0.5	0.3	11	3.7	0.1	4.3	8.1	11
1997	12.8	/	6.4	3.4	2.1	9.9	4.7	/	10.1	0.1	0.3	0.2	12.8
1998	1.8	0.4	6.7	4.9	12.5	9.3	32.3	0	0.2	0	0	0.3	32.3
1999	4.1	1.6	8	2	4	0	2	0.4	/	0	0	0	4.1
2000	21.5	6	17.5	5.4	19.1	18.1	3.6	0.4	1.4	2.3	0	8.6	21.5
2001	6.8	10	41.5	3.8	0	3.8	12.3	21.9	0.1	0.4	0.1	13.6	41.5
2002	0	16.2	13.6	3.6	15.5	10.6	3.1	9.2	4.6	0.2	0.1	4.2	16.2
2003	6	22	43.3	11.1	36.6	9.8	20.8	10.5	20	1	0.4	12	43.3
2004	2.6	9	10.6	4.4	26	7.5	13.4	8.3	2	3.1	4.2	0	13.4
2005	16.6	20.3	13	4	13.7	6.5	9.4	25.9	22.2	0.3	2	0.2	25.9
2006	2.5	6.8	3.3	23.3	17.3	5.2	17.2	9	8.4	0	0	2.3	23.3
2007	18.3	32.6	/	8.3	12	2.1	2.2	8.6	15.7	9.1	3.2	0	32.6
2008	8.3	37.5	21.1	16.4	22	8.2	9.4	16	7.1	2.5	0	0	37.5
2009	18.2	0	9.5	6.8	19	13.5	16.5	20.7	9.5	3.1	0	48.6	48.6
2010	0.2	24.6	10.1	4.5	7.3	8	12.2	/	8.4	0.1	0	/	24.6
2011	4.2	14.3	22.8	6.4	/	/	17.7	/	/	/	/	/	22.8
2012	2.5	7.7	72.8	/	48.2	/	10.2	45.6	21.5	/	/	/	72.8

Source : ANRH Alger.

Les caractéristiques empiriques de la série :

❖ La moyenne « \bar{P} » :

Avec $N = 32$, la moyenne interannuelle des précipitations maximales journalière :

$$\bar{P}_{\max,j} = \frac{\sum_{i=1}^N P_{\max,j}}{N} = 29.18 \text{ mm} \quad (\text{II.2})$$

❖ L'écart-type « $\sigma_{P_{\max,j}}$ » :

Pour $N = 32$ supérieur à 30 ans, on a :

$$\sigma_{P_{\max,j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \bar{P})^2}{N}} = 17.96 \text{ mm} \quad (\text{II.3})$$

❖ Le coefficient de variation « C_V » :

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max,j}}}{\bar{P}_{\max,j}} = 0.615 \quad (\text{II.4})$$

Tableau II-3 : Les caractéristiques de la série pluviométriques.

Nombres d'années d'observation	32
Valeur maximale (mm)	89.2
Valeur Minimale (mm)	4.1
Médiane (mm)	24
Moyenne (mm)	29.18
Ecart-type (mm)	17.96
Coefficient de variation	0.615

❖ Le composant climatique « b » :

Selon l'ANRH Alger, $b=0.32$ pour notre région d'étude l'agglomération de TELAGH (W. SIDI BEL ABBES).

II.3.2. Choix de l'ajustement :

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

II.3.2.1. Vérification de l'homogénéité de la série :

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

➤ **Test de la médiane** (TOUAIBIA, B., 2004) :

Après le classement de la série de la plus petite valeur jusqu'à la plus grande, on calcule La médiane :

Puisque la série est impaire, la médiane est observée à la valeur centrale donc la médiane

= 24mm donc la Médiane (X50%) = 24 mm

Ts : Taille de la plus grande série en (+) ou (-).

Ns : Nombre des valeurs supérieures ou inférieures à la médiane.

Ns = 16.

Ts = 8

Pour que la série soit homogène, les deux conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$Ns > \frac{1}{2}(N+1-1.96\sqrt{N+1}) = 10.86$$

$$Ts < 3.3(\log_{10}(N) + 1) = 8.26$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la série est homogène.

II.3.2.2. Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation :

Pour faciliter le travail, l'ajustement sera traité par le logiciel « Hyfran » avec les deux lois suivantes : la loi de Gumbel, la loi de Galton (Log-normal).

1-Ajustement à la loi de Gumbel :

❖ La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.5})$$

Sachant que « y » est la variable réduite de la loi de Gumbel :

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} = -\ln[-\ln(F(x))] \quad (\text{II.6})$$

Avec :

- x : variable étudiée ($P_{\max,j}$) ; x_0 : paramètre de position (ordonnée à l'origine).
- α : paramètre de l'échelle ($\alpha > 0$) appelé aussi « gradex ».

❖ L'expression de quantile est alors :

$$x = \alpha y + x_0 \quad (\text{II.7})$$

❖ Les paramètres de la loi de Gumbel, par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\alpha = \mathbf{14.23} \quad ; \quad x_0 = \mathbf{20.97} \text{ mm}$$

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

Tableau II-4 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
50	0.98	76.5	10.9	55.2 – 97.8
20	0.95	63.2	8.51	46.6 – 79.9
10	0.90	53.0	6.74	39.8 – 66.2
5	0.80	42.3	4.99	32.5 – 52.1
2	0.50	26.2	2.96	20.4 – 32.0

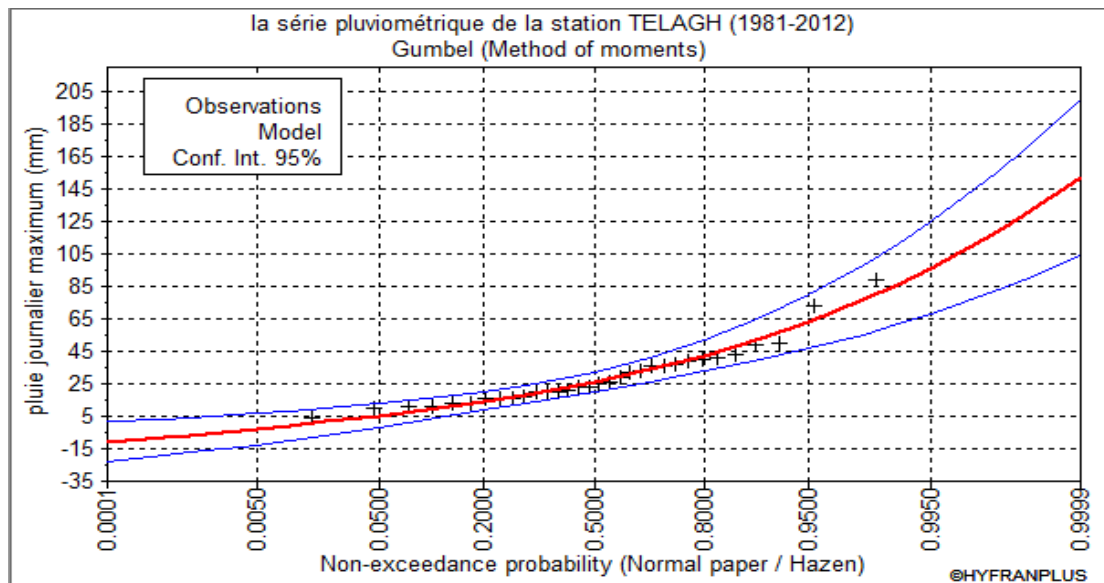


Figure II-2 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel

2- Ajustement à la loi de Galton (Log-normale) :

❖ La fonction de répartition de la loi Log-normale :

$$F(x) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma}} e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad (\text{II.8})$$

Sachant que « u » est la variable centrée réduite de Gauss :

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \quad (\text{II.9})$$

Avec :

- x : variable étudiée ($P_{\max, j}$).
- $\overline{\ln(x)}$: la moyenne des logarithmes de la variable x
- $\sigma_{\ln(x)}$: l'écart-type des logarithmes de la variable x.

❖ L'expression de quantile est alors :

$$\overline{\ln(x)} = u \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \quad (\text{II.10})$$

❖ Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\sigma_{\ln(x)} = \mathbf{0.63} \quad ; \quad \overline{\ln(x)} = \mathbf{3.19}$$

❖ Résultats de l'ajustement à la loi de Galton :

Tableau II-5 : Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran)

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
50	0.98	89.5	17.9	54.5 – 125
20	0.95	69.1	12.0	45.6 – 92.6
10	0.90	54.9	8.36	38.5 – 71.3
5	0.80	41.5	5.43	30.9 – 52.2
2	0.50	24.3	2.73	19.0– 29.7

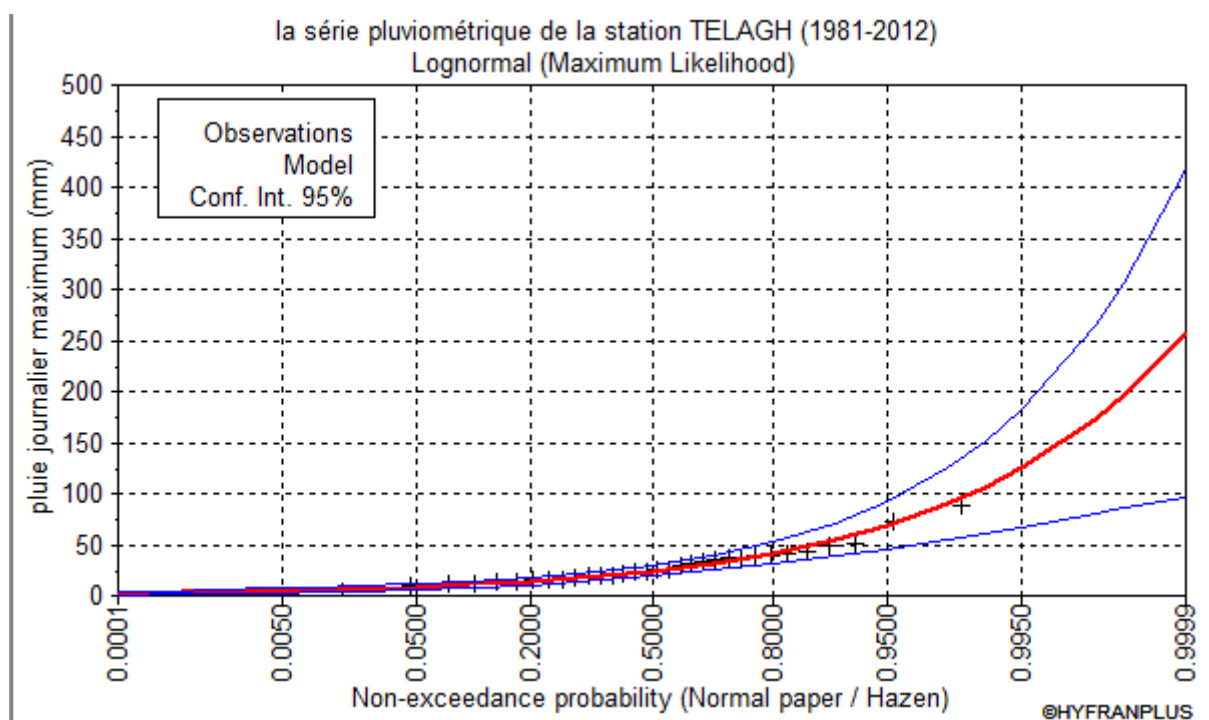


Figure II-3 : Ajustement graphique à la loi Log-normale

II.3.2.3. Choix de la loi d'ajustement :

Lorsqu'on a procédé à un ajustement d'une loi de probabilité théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte ou non. Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique et un test de dispersion.

❖ Test graphique :

Ce test est basé sur une observation visuelle des graphes d'ajustement ; il consiste à examiner l'allure des points sur le papier de probabilité, et vérifier s'il s'agit d'un bon alignement sans existence de mauvaises courbures.

Interprétation des graphiques :

D'après l'examen visuel des graphiques d'ajustement présentés dans les figures II-2, II-3, on remarque que :

- La loi **Gumble** donne un mauvais ajustement par rapport à celle de **Galton**, vu que l'allure des intervalles de confiance compte des valeurs négatives et autres non définies → la loi est inadéquate ; à rejeter.
- L'ajustement graphique à la loi **Galton** est meilleur ; les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

❖ Test d'adéquation de Khi-deux « χ^2 » :

Appelé aussi test de Khi-carré ou de Pearson. Ce test consiste à prendre une règle de décision concernant l'ajustement, en comparant entre les valeur calculées et théoriques de χ^2 . Il est donné pour un seuil de signification (risque) $\alpha = 5\%$ et dépend du nombre de degré de liberté de la loi.

D'après le logiciel « Hyfran », les résultats du test sont donnés par le (Tableau II-6) comme suit :

Tableau II-6 : Résultat du test de Pearson χ^2

Loi d'ajustement	Nombre de paramètres m	Degré de liberté y	$\chi^2_{\text{calculé}}$	$\chi^2_{\text{théorique}}$	Observation
Gumbel	2	5	7	11.07	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ → Condition vérifiée
Galton	2	5	5.5	11.07	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ → Condition vérifiée

Interprétation des résultats du test :

D'après le tableau au-dessus, la condition du test est vérifiée pour les deux lois. Donc, le test de Khi-deux montre que les lois **Log-normale (Galton)** et de **Gumbel** sont adéquates.

❖ Sélection de la loi :

Sachant que l'adéquation de l'ajustement par les deux lois est confirmée, et que les valeurs théoriques X_t sont égales.

Cependant, on doit choisir la loi qui correspond à la valeur calculée la plus petite et c'est celle de **Galton**.

II.4. Calcul des pluies et des intensités de courte durée :

Dans ce volet, on va déterminer les valeurs des pluies de courte durée et leurs intensités. En se basant sur les résultats de l'ajustement à la loi **Galton**.

❖ Pluies de courte durée :

La détermination des pluies de courte durée (les averses) se fait à la base des pluies maximales journalières, par la relation suivante :

$$P_{t,p\%} = P_{\max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{II.11})$$

Avec :

- $P_{t,p\%}$: pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- $P_{\max,j}$: pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- t : durée de l'averse (h)
- b : exposant climatique ; $b = 0.32$.

❖ Intensités de courte durée :

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

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \quad (\text{mm/h}) \quad (\text{II.12})$$

➔ Les calculs sont résumés dans le tableau et les graphes suivants :

Tableau II-7 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités

T	2 ans		5 ans		10 ans		20 ans		50 ans	
X _t	24.3 mm		41.5 mm		54.9 mm		69.5 mm		89.5 mm	
t (h)	P _t (mm)	i _t (mm/h)	P _t (mm)	i _t (mm/h)	P _t (mm)	i _t (mm/h)	P _t (mm)	i _t (mm/h)	P _t (mm)	i _t (mm/h)
0.1	4.20	42	7.18	71.8	9.50	95	12.03	120.3	15.49	154.9
0.2	5.25	26.25	8.96	44.8	11.86	59.3	15.01	75.05	19.34	96.70
0.25	5.64	22.56	9.63	38.52	12.74	50.96	16.13	64.52	20.77	83.08
0.5	7.34	14.68	12.02	24.04	15.90	31.8	20.13	40.25	25.93	51.86
0.75	8.01	10.68	13.68	18.24	18.11	24.14	22.92	30.56	29.52	39.36
1	8.78	8.78	15.00	15.00	19.85	19.85	25.13	25.13	32.37	32.37
2	10.97	5.48	18.73	9.37	24.78	12.39	31.37	15.68	40.40	20.20
3	12.49	4.16	21.33	7.11	28.22	9.40	35.72	11.90	46.00	15.33
4	14.76	3.69	23.39	5.84	30.94	7.73	39.17	9.79	50.44	12.61
6	15.59	2.59	26.63	4.43	35.23	5.87	44.59	7.43	57.43	9.57
12	19.46	1.62	33.24	2.77	43.97	3.66	55.67	4.63	71.69	5.97
24	24.30	1.01	41.5	1.72	54.9	2.28	69.5	2.89	89.5	3.72

Intensité moyenne maximale :

Pour les projets d'assainissement, et concernant l'estimation des débits pluviaux, on s'intéresse généralement à l'intensité moyenne maximale correspondante à une courte durée $t = 15 \text{ min} = 0.25 \text{ h}$ et une période de retour $T = 10 \text{ ans}$, pour des raisons technico-économiques et de sécurité.

D'après les résultats précédents illustrés dans le tableau II-8, On a :

$$i_{15\text{min},10\%} = 50.96 \text{ mm/h}$$

$$i_{15\text{min},10\%} = \frac{50.96 \times 10000}{3600} = 141.55 \text{ L/s/ha}$$

Avec : $\frac{10000}{3600}$ est le terme de conversion du (mm/h) en (L/s/ha)

Conclusion :

L'étude des précipitations maximales journalières nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale ; cela en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton, et les calculs des pluies de courte durée.

$$i = 142 \frac{\text{L}}{\text{s} \cdot \text{ha}}$$

CHAPITRE III :

Calcul de base

Introduction :

L'assainissement des agglomérations, au sens où l'entend la présente instruction a pour objet d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Les eaux pluviales doivent être évacuées pour limiter la submersion des zones urbanisées.

Les eaux usées doivent être évacuées sans stagnation loin des habitations car les déchets qu'elles contiennent sont susceptibles de donner naissance à des nuisances ou même engendrer des épidémies ; les eaux rejetées doivent satisfaire aux objectifs fixés pour le maintien et l'amélioration de la qualité des milieux naturels récepteurs.

Ce chapitre vise à estimer :

- Le nombre d'habitants nécessaire à l'évacuation des débits d'eaux usées domestiques et à l'estimation du régime de rejet.
- Le nombre de sous bassins adoptés qui est fonction de la structure de l'agglomération, utile pour l'estimation du débit d'eaux pluviales.
- Le coefficient de ruissellement correspondant à chaque sous bassin qui représente le paramètre fondamental pour l'estimation du débit pluvial.
- Le choix du système et du schéma du réseau d'évacuation des eaux.

III.1. Situation démographique :

En hydraulique urbaine, l'ingénieur doit prévoir, dès le stade de la conception, quelle sera la population à desservir durant la durée de vie de la structure projetée ; pour répondre aux besoins de cette population.

A cet effet, Nous allons étudier l'évolution de la population aux différents horizons connus en l'occurrence le court, moyen et long terme.

Afin d'optimiser le réseau d'assainissement et de revoir le dimensionnement du collecteur de rejet.

- Population de TELAGH : 34025 (selon l'année 2010).
- Taux d'accroissement daïra de Telagh : 2.55%.

(Source : Dre Sidi bel abbés).

- La population est estimée à la base de la formule suivante :

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

Avec :

P_n : Population à l'horizon de calcul ;

P₀ : Population de référence ;

T : taux de croissance de la population considérée ; T=1,59% d'après le service technique de la commune ;

n : l'écart d'années entre les deux horizons (2020/ 2050) ; n = 30 ans.

Tableau III-1 : Les données relatives à la population

Années	2015	2020	2050
Nombre d'habitant	38590	43768	70256

III.2. Découpage de la superficie d'étude en surfaces élémentaires :

Pour procéder au choix du découpage d'un site en sous-bassins élémentaires, on prend en considération ce qui suit :

- La nature du sol.
- La densité des habitants.
- Les courbes de niveau ; les pentes et les contre pentes.
- Les limites naturelles (talweg, oued, etc...).
- Les routes et les voiries.
- Le réseau existant.

➔ Concernant ce projet, on va découper le site en **17** sous bassins.

III.3. Système d'évacuation des eaux :

III.3.1. Les différents systèmes d'assainissement :

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

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

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

- Système unitaire ;
- Système séparatif ;
- Système pseudo séparatif.

III.3.1.1. Le système unitaire :

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau. Ce dernier est généralement pourvu de déversoir permettant, en cas d'orage, le rejet direct d'une partie des eaux dans le milieu naturel.

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

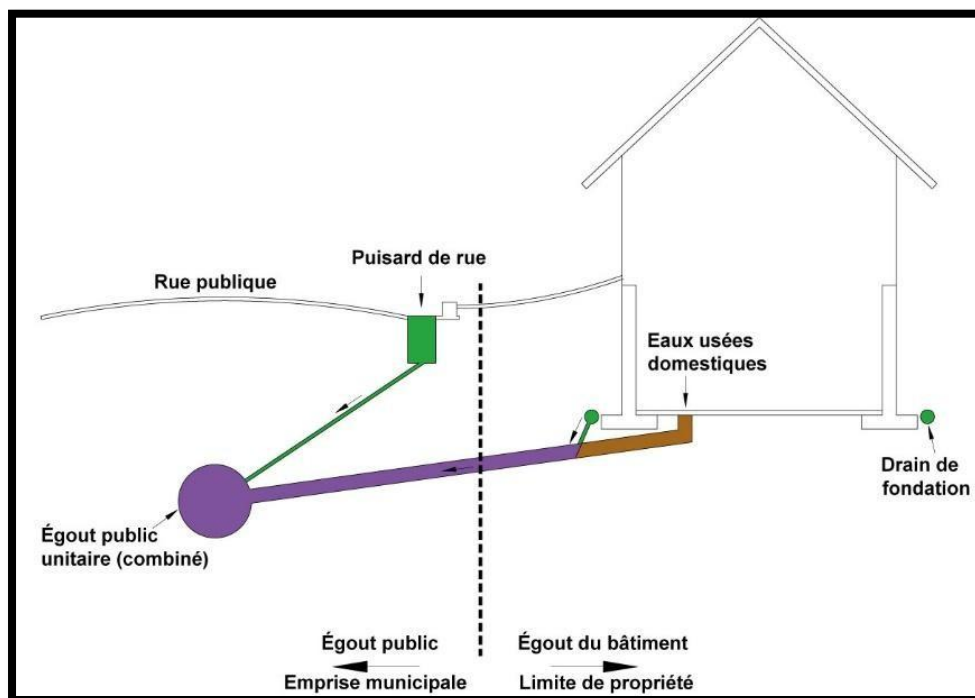


Figure III-1 : schéma représentatif des branchements dans le système unitaire

Source : www.gatineau.ca (2020)

Tableau III-2 : Avantages et inconvénients du système unitaire

Domaine d'utilisation privilégié	<ul style="list-style-type: none"> - Milieu récepteur éloigné des points de collecte. - Topographie à faible relief. - Imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune. - Débit d'étiage du cours d'eau récepteur important
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> - Conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. - Encombrement réduit du sous-sol. - A priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales). - Pas de faux branchement.
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> - Débit à la station d'épuration très variable. - Lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales. - Apport de sable important à la station d'épuration. - Acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche. - Rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - Eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage.
Contraintes d'exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. - Difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.

Source : Office International de l'eau (2000)

III.3.1.2. Le système séparatif :

Dans lequel deux réseaux séparés sont mis en place :

- **Réseau des eaux pluviales** : il est conçu pour évacuer les eaux d'origine pluviale, c'est-à-dire les pointes pluviales. Il suit la ligne de plus grande pente pour déverser les eaux dans le cours d'eau le plus proche et afin d'augmenter la vitesse d'écoulement. Son tracé dépend de l'implantation des espaces producteurs de ruissellement
- **Réseau d'eaux usées** : il est prévu pour l'évacuation des eaux usées d'origine domestique, publique et industrielle jusqu'à la station d'épuration avec une pente adéquate pour l'écoulement. Le tracé du réseau des eaux usées est en fonction de l'implantation des différentes entités à drainer.

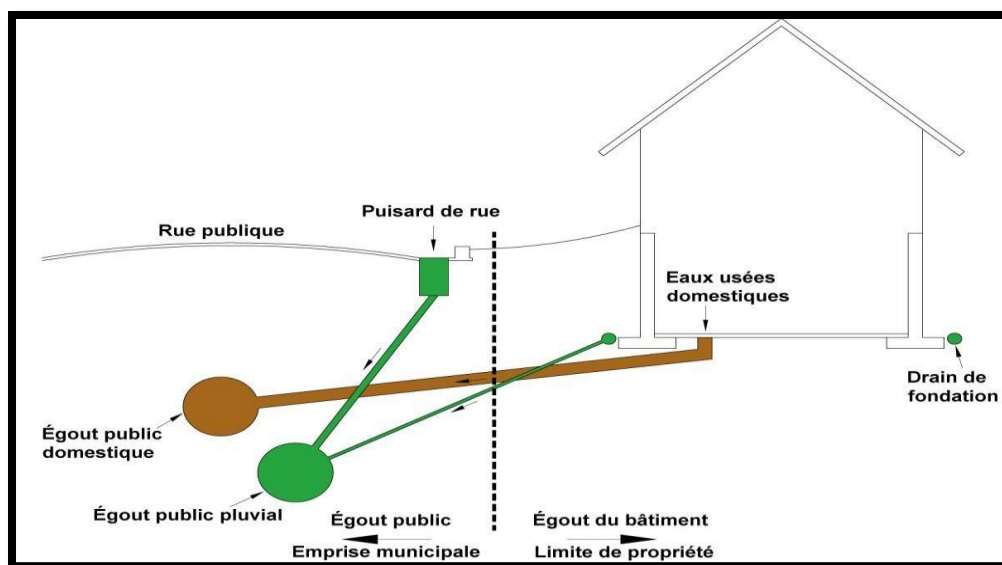


Figure III-2 : schéma représentatif des branchements dans le système séparatif

Source : www.gatineau.ca (2020)

Tableau III-3 : Avantages et inconvénients du système séparatif

Domaine d'utilisation privilégié	<ul style="list-style-type: none"> - Petites et moyennes agglomérations. - Extension des villes. - Faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> - Diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées. - Exploitation plus facile de la station d'épuration. - Meilleure préservation de l'environnement des flux polluants. - Certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents, ...)
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> - Encombrement important du sous-sol. - Coût d'investissement élevé. - Risque important d'erreur de branchement.
Contraintes d'exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements. - Entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales). - Entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs). - Entretien des postes de relèvement et des chambres à sables. - Détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites ...).

Source : Office International de l'eau (2000)

III.3.1.3. Le système pseudo-séparatif :

Ce système repose sur une collecte des eaux usées avec une fraction des eaux pluviales provenant généralement des toitures et des espaces privés, dans un réseau commun. L'autre fraction des eaux pluviales est transitée à travers les caniveaux et les ouvrages pluviaux, dans un autre réseau.

Il est assez comparable au système séparatif, avec un inconvénient au moins ; c'est le risque du mauvais fonctionnement de la station d'épuration, grâce à l'apport des eaux pluviales.

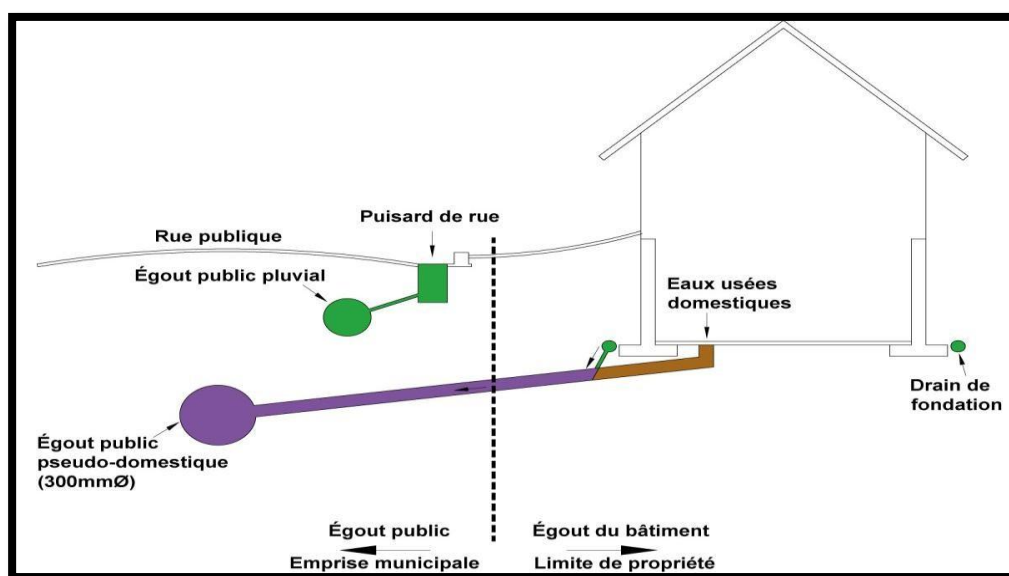


Figure III-3 : schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif

Source : www.gatineau.ca (2020)

Tableau III-4 : Avantages et inconvénients du système pseudo-séparatif

Domaine d'utilisation	-petites agglomérations -présence d'un milieu récepteur proche.
Avantages	-Le problème des faux branchements est éliminé -Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en dehors de la ville de moindre dimension.
Inconvénients	-Le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité.

III.3.1.4. Système autonome :

C'est un système individuel non raccordé à un réseau public (assainissement non-collectif). Ce système est utilisé dans les sites ruraux où on rencontre une faible densité d'habitations (espaces isolés et entités individuelles), ce qui rend la mise en place des réseaux publics très coûteuse.

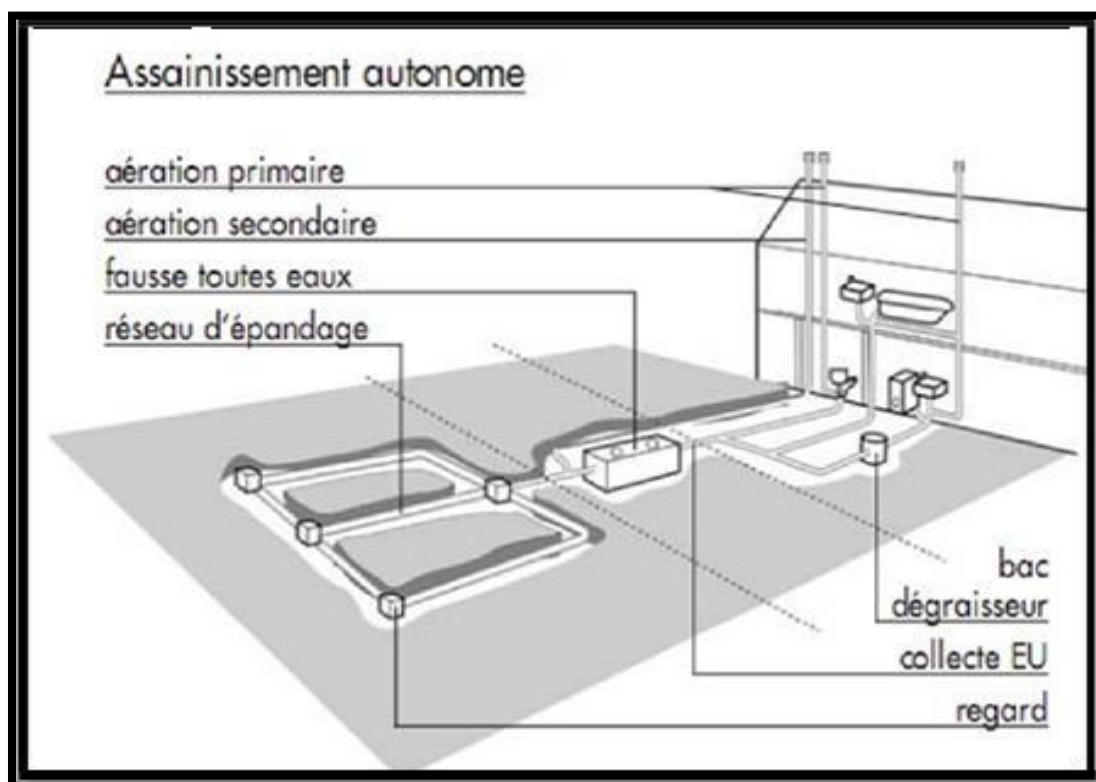


Figure III-4 : schéma représentatif des branchements dans le système autonome.

III.3.1.5. Système mixte :

Dans ce type, une partie de la zone est assainie par un réseau unitaire et l'autre partie par le système séparatif. Il est appliqué dans les villes disposant d'un ancien réseau de type unitaire et dont les débits de l'extension ne pourraient être supportés par le réseau ancien.

III.3.2. Le choix du système d'assainissement :

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

- Une étude technico-économique doit être établie avec la comparaison de plusieurs variantes du point de vue système (séparatif ; unitaire ; ou pseudo séparatif)

- Il faut prendre en considération les conditions de rejet car la station d'épuration ou le milieu naturel influence beaucoup sur le choix.

- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant ;
- La topographie du terrain par exemple, un système séparatif exige une forte pente pour le réseau pluvial et une faible pente pour le réseau domestique.
- Le nombre d'habitants joue un rôle primordial dans le choix car si on a une forte densité d'habitation il vaut mieux favoriser un système séparatif
- L'encombrement du sous-sol.
- Une dilution exigée par la station d'épuration pour un certain débit demander donc il faut favoriser le système unitaire ou prévoir une connexion directe.

➔ Pour notre projet, on va adopter le **système unitaire**, pour les raisons suivantes :

- Il est moins encombrant par rapport aux autres systèmes.
- Ne présente pas des faux branchements.
- Conception simple.

III.4. Schéma d'évacuation des eaux :

III.4.1. Les différents schémas d'assainissement :

Dans les réseaux d'assainissement l'écoulement est en général, gravitaire, sauf dans des cas particuliers, ils sont en fonction du relief et de la topographie, on distingue cinq (05) schémas d'évacuation.

III.4.1.1. Schéma perpendiculaire :

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

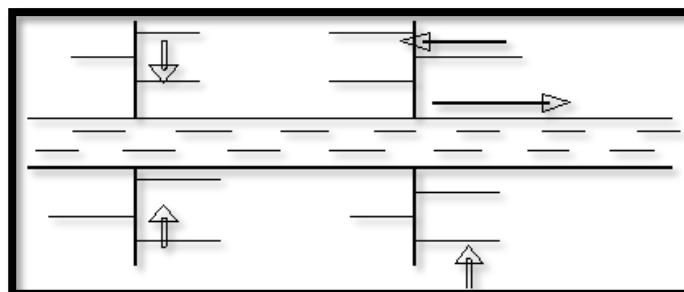


Figure III-5 : Schéma perpendiculaire

Domaines d'utilisation du schéma perpendiculaire :

- Lorsque la pollution est minimale.
- Lorsque le coût du projet est élevé on utilise plusieurs points de rejet pour économiser des tronçons (intercepteur).
- Il est utilisé dans le système séparatif car il est considéré comme meilleure solution pour son rejet direct au milieu récepteur.

III.4.1.2. Schéma par déplacement latéral :

C'est le schéma le plus simple, permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération vers un seul point. Les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau, dans ce cas l'épuration est nécessaire.

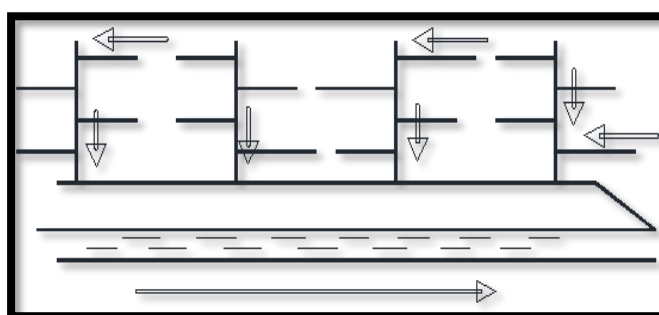


Figure III-6 : Schéma par déplacement latéral

Avantages et inconvénients du schéma par déplacement latéral :

Tableau III-5 : Avantages et inconvénients du schéma par déplacement latéral

Avantages	<ul style="list-style-type: none"> -Préservation du milieu naturel contre la pollution dans le cas où une épuration est envisagée et protection de la nappe phréatique contre la contamination. -Contrôler les eaux usées de l'agglomération avec l'acheminement vers un point précis. -L'utilisation de l'intercepteur comme bassin de retenue en cas de problèmes dans la station d'épuration.
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> -Le coût élevé de la réalisation de l'intercepteur. -Si on a un problème au niveau de l'intercepteur c'est toute la ville qui aura des conséquences négatives sur le réseau. -Le débit demandé par la station d'épuration nécessite un déversoir d'orage ce qui influe aussi sur le coût du projet en l'augmentant par augmentation du coût du génie civil.

III.4.1.3. Schéma transversal ou oblique :

Ce schéma comporte des ramifications de collecteurs qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce type de schéma est adopté lorsque la pente du terrain est faible.

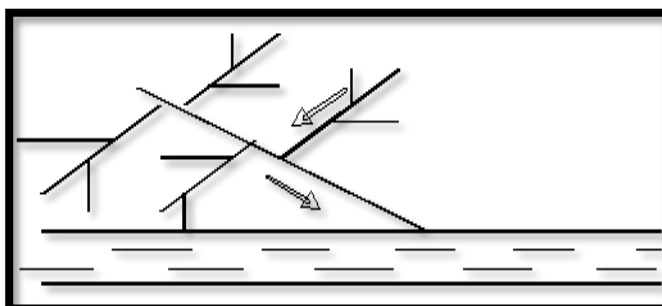


Figure III-7 : Schéma à collecteur transversal ou oblique

III.4.1.4. Schéma par zones étagées :

Ce schéma est une transposition du schéma par déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux ; ils permettent l'évacuation à plusieurs niveaux pour ne pas trop charger le collecteur.

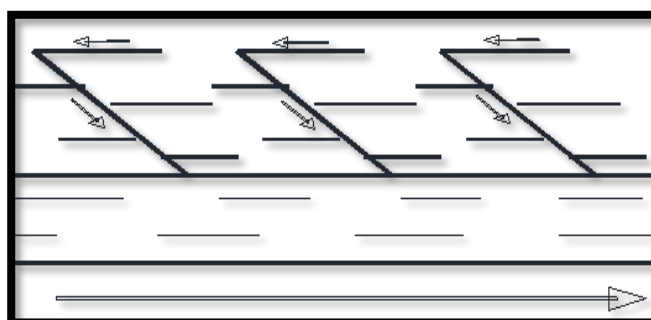


Figure III-8 : Schéma par zones étagées

III.4.1.5. Schéma radial :

Le schéma radial convient pour les terrains plats. Il permet la collecte des effluents en un ou plusieurs points où ils seront évacués, par relevage, vers un point éloigné de l'agglomération (un cours d'eau récepteur ou une station d'épuration).

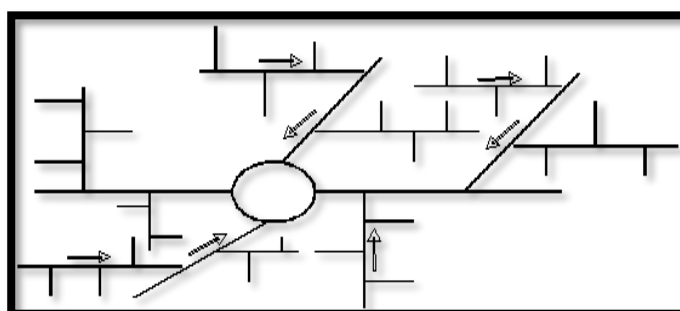


Figure III-9 : Schéma radial

Les avantages et inconvénients du schéma radial :

Tableau III-6 : Avantages et inconvénients du schéma radial

Avantages	<p>-C'est une solution pour l'évacuation des eaux usées d'une agglomération ayant un terrain plat.</p> <p>-Il permet d'élever la contre-pente dans certains points de la ville.</p>
Inconvénients	<p>-Les odeurs désagréables dans toute la ville parce qu'il faut réaliser des bassins de collecte des eaux usées dans chaque lieu de la ville bien défini.</p> <p>-Le coût important parce qu'il y a des stations de relevage dans chaque lieu de l'agglomération (des équipements hydrauliques, des ouvrages en génie civil...)</p> <p>-Le bruit des pompes surtout pendant l'heure de pointe.</p> <p>-Le problème de retour d'eau chez l'habitant n'est pas inévitable en cas de problème dans le réseau de collecte ou de relevage.</p> <p>-Le problème de dépôts est courant dans les conduites de refoulement surtout dans les régions à faibles pluviométrie et à vent de sable fréquent et aussi lorsque la longueur de refoulement est grande.</p>

III.4.2. Le choix du schéma d'évacuation :

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

- Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitats à desservir.
- Les conditions d'environnement : nature de rejet, le milieu récepteur et l'emplacement de la station d'épuration si elle existe.
- Les conditions économiques : le coût et les frais d'investissement et d'entretien.

➔ Pour notre projet, nous adaptons un schéma par **déplacement latéral**.

III.5. Le coefficient de ruissellement :

III.5.1. Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement :

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

La valeur du coefficient de ruissellement dépend de plusieurs paramètres :

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

L'estimation du coefficient de ruissellement est faite à titre empirique, d'une façon approchée vu l'hétérogénéité des surfaces, suivant différents facteurs :

➤ **En fonction du type d'occupation du sol :**

Tableau III-7 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol

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

Source : Satin *et al.* (2006)

➤ **En fonction de la catégorie d'urbanisation :**

Tableau III-8 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

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

Source: Water Environment Federation (1970)

➤ En fonction de la densité de population :

Tableau III-9 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

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

Source: Water Environment Federation (1970)

➤ En fonction de la nature de la surface :

Tableau III-10 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces

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

Source : Polycopie P^F SALAH BOUALEM

III.5.2. Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque surface élémentaire :

On va estimer la valeur de coefficient de ruissellement pondéré pour chaque sous bassin, en se basant sur le plan de masse de la zone d'étude.

➔ Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau III-11 : Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin

N° de surface élémentaire	Surface : A (ha)	Cri
01	27.62	0.74
02	5.08	0.80
03	8.11	0.75
04	8.05	0.75
05	40.48	0.81
06	22.22	0.78
07	9.49	0.8
08	9.59	0.6
09	9.46	0.8
10	7.47	0.78
11	9.58	0.66
12	2.57	0.76
13	5.34	0.8
14	9.72	0.76
15	14.77	0.75
16	11.62	0.72
17	5.39	0.77

III.6. Calcul de la population pour chaque surface élémentaire :

A défaut de connaître le nombre exact du nombre d'habitant de chaque sous bassin, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ces derniers :

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

III.6.1. Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total :

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

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

Avec

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.

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

A_i : Surface élémentaire de chaque sous bassin

A : Surface totale de la zone urbanisée.

Application numérique : $C_{rp} = \frac{158.64}{206.56} = 0,76$ **$C_{rp} = 0,76$**

III.6.2. Calcul de la densité partielle :

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

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

Avec :

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

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.

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

P : Population globale à l'horizon de calcul.

A : Surface totale de la zone urbanisée en (ha)

III.6.3. Calcul du nombre d'habitant de chaque surface élémentaire :

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

$$P_i = D_i \cdot A_i$$

Avec :

P_i : Population partielle du sou bassin considéré.

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

Tableau III-12 : Nombre d'habitants pour chaque sous bassin

N° de surface élémentaire	Surface :A(ha)	Di (hab/ha)	Nombre d'habitats
01	27.62	331.17	9146
02	5.08	358.02	1818
03	8.11	335.64	2722
04	8.05	335.64	2701
05	40.48	362.50	14674
06	22.22	349.07	7756
07	9.49	358.02	3397
08	9.59	268.52	2575
09	9.46	358.02	3386
10	7.47	349.07	2607
11	9.58	295.37	2829
12	2.57	340.12	874
13	5.34	358.02	1911
14	9.72	340.12	3305
15	14.77	335.64	4957
16	11.62	322.22	3744
17	5.39	344.59	1854
/	206.56	/	70256

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'avoir les différents éléments de base qui sont nécessairement utiles pour l'élaboration des prochains chapitres notamment pour le calcul hydraulique des ouvrages formant le système d'évacuation qui sera projeté. Afin de permettre un calcul hydraulique adéquat pour notre agglomération :

Le système adopté est le système unitaire avec un schéma par déplacement latérale la détermination du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin, ainsi que le nombre d'habitants afin de fixer l'horizon de calcul 2050 ; estimée à 70256 habitants.

CHAPITRE IV :

Estimation des débits à évacuer

Introduction :

Le réseau d'assainissement est appelé à assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origine diverse. Avant de consacrer la partie dimensionnement des collecteurs, il est impératif de passer par la phase de l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales qui seront acheminées loin de l'agglomération afin d'éviter toute contamination par des maladies à transmission hydrique.

IV.1. Évaluation des débits d'eaux usées :

IV.1.1. Généralités :

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

Comme ces eaux ont une composition qui peut être source de maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde ; fièvre paratyphoïde ; dysenterie ; diarrhées infectieuses), il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr. D'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

IV.1.2. Nature des eaux usées à évacuer :

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

A / Les eaux usées d'origine domestique :

Ce sont des eaux qui trouvent leur origine à partir des habitations de l'agglomération, Elles sont constituées essentiellement d'eaux ménagères et d'eaux vannes.

-les eaux ménagères englobent les eaux des vaisselles, de lavage, de bain et de douche.

-les eaux vannes englobent les eaux provenant des sanitaires.

Quantités à évacuer :

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

- Type d'habitat et leur degré de confort.
- Dotation en eaux potable.

B / Les eaux des services publics :

Ce sont les eaux usées provenant des établissements ou des équipements publics : administratifs, éducatifs, touristiques, sanitaires et autres services d'utilité publique.

L'estimation de ces eaux tient compte de la dotation en eau potable requise pour chaque activité ; cette dotation est basée sur la notion d'équivalent habitant qui représente une unité de compte homogène pour tous usagers. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire.

C / Les eaux usées industrielles :

Ces eaux proviennent des différentes activités industrielles de diverses usines la quantité d'eau évacuée par les industries dépend des facteurs suivants :

- Nature de l'industrie (de fabrication ou de transformation)
- Procédé de fabrication utilisé.
- Taux de recyclage effectivement réalisé.

Et il y a toujours certains paramètres à prendre en considération à part la quantité d'évacuation :

- La température élevée des eaux qui peut nuire aux caractéristiques mécaniques des canalisations, les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35 °C.

- L'agressivité de l'effluent, ce qui exige un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle, pour éviter les méfaits des matières chimiques corrosives (acides ou bases), des substances toxiques (traitement difficile au niveau de la station d'épuration) et parfois même des métaux lourds (frottement contre les parois des conduites).

Cette quantité peut être évaluée selon deux principes :

-Industrie de production : on s'intéresse aux produits ; c'est-à-dire l'estimation du nombre de produits et la quantité d'eau nécessaire jusqu'au produit fini.

-Industrie de transformation : on s'intéresse au nombre de travailleurs employés par l'industrie, et une estimation de la quantité d'eau utilisée par chacun.

D / Les eaux claires parasites :

Les eaux claires parasites désignent, le plus souvent, l'ensemble des eaux provenant de drainage, des infiltrations après une chute de pluie ou de la remontée de la nappe.

Ces eaux pénètrent dans les collecteurs, généralement à travers :

- Mauvaise pose de canalisation ;
- Mauvais raccordement entre les conduites concernant les joints ;
- Fissuration du collecteur qui est due au tassement créer par les véhicules circulants.
- Les racines des arbres cherchant l'humidité (phénomène d'hydrotropisme) ces dernières soulèvent les collecteurs en le fissurant au niveau des lèvres pour absorber ;
- Absence de bouche d'égout sélectives près des stations de lavage.
- La remontée de la nappe donne des variations de côtes de la génératrices inférieures du collecteur ce qui induit au déboitement niveau des emboitements=>intrusion des eaux parasites.

Les eaux parasites doivent être mesurées sur le réseau, mais en absence de valeurs mesurées les recommandations préconisent de prendre un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha.

IV.1.3. Consommation en eau potable :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération dépend de certains paramètres, à savoir :

- La disponibilité de la ressource.
- Le nombre d'habitants.
- Le développement urbain de la ville.
- Le niveau de vie de la population.

Vu le développement qu'a connu la ville de Telagh en sens d'urbanisme et de mode de vie de la population ainsi que la disponibilité des ressources d'eaux, on a adopté une dotation en eau potable de 150 l/j/ha (D.R.E de Sidi bel abbés).

IV.1.4. Estimation des débits d'eaux usées :

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

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

IV.1.4.1. Débit des eaux usées domestiques :

Les quantités d'eau usée sont plus grandes pendant la journée que pendant la nuit. Toute l'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée dans le réseau en totalité, il est admis que l'eau évacuée n'est que 70% à 80% de l'eau consommée, ce qu'on appelle le coefficient de rejet (K_r).

A. Évaluation du débit moyen journalier :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, on prend comme base la dotation de la consommation d'eau potable.

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

$$Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} = \frac{K_r \times D \times N_{\text{hab}}}{86400} \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}}$: 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 $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

B. Évaluation Débit de pointe :

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe. Ce dernier est donné par la formule suivante :

$$Q_p^{\text{dom}} = K_p \times Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

- Q_p^{dom} : débit de pointe des eaux usées domestiques (L/s).
- $Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}}$: débit moyen journalier rejeté (L/s).
- K_p : coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen de rejet :

$$K_p = 1.5 + \frac{1.3}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}}}} \quad \text{si : } Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} \geq 2.81 \text{ L/s} \quad (\text{IV.3})$$

$$K_p = 3 \quad \text{si : } Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} < 2.81 \text{ L/s} \quad (\text{IV.4})$$

→ Les débits des eaux usées domestiques à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV-1 : Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin

N° de surface élémentaire	N _{hab}	K _r	D (L/j/hab)	Q _{moy,j} ^{dom} (L/s)	K _p	Q _p ^{dom} (L/s)	Q _p ^{dom} (m ³ /s)
01	9146	0.8	150	12.7	2.20	27.94	0.0279
02	1818	0.8	150	2.52	3	7.56	0.0076
03	2722	0.8	150	3.78	2.78	10.50	0.0105
04	2701	0.8	150	3.75	2.79	10.46	0.0104
05	14674	0.8	150	20.38	2.05	41.78	0.0417
06	7756	0.8	150	10.77	2.26	24.34	0.0243
07	3397	0.8	150	4.72	2.65	12.50	0.0125
08	2575	0.8	150	3.57	2.82	10.06	0.0101
09	3386	0.8	150	4.70	2.65	12.45	0.0124
10	2607	0.8	150	3.62	2.81	10.17	0.0102
11	2829	0.8	150	3.93	2.76	10.85	0.0108
12	874	0.8	150	1.21	3	3.63	0.0036
13	1911	0.8	150	2.65	3	7.95	0.0079
14	3305	0.8	150	4.59	2.66	12.21	0.0122
15	4957	0.8	150	6.88	2.45	16.85	0.0168
16	3744	0.8	150	5.20	2.59	13.47	0.0134
17	1854	0.8	150	2.57	3	7.71	0.0077

IV.1.4.2. Débit des eaux usées des établissements publics :

L'évaluation de ces débits se fait de la même manière que les eaux domestiques, en se basant sur la consommation d'eau potable pour chaque type d'usager.

A. Débit moyen journalier :

Le débit moyen journalier des eaux usées des services publics est donné par la relation suivante:

$$Q_{\text{moy,j}}^{\text{éq}} = \frac{K_r \times D_{\text{éq}} \times N_u}{86400} \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,j}}^{\text{éq}}$: débit moyen journalier des eaux usées publiques en (L/s)
- N_u : nombre des usagers (des unités) concernés par chaque service.
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- $D_{\text{éq}}$: dotation de la consommation journalière d'eau potable (L/j/unité) ; une donnée qui diffère d'un type d'utilisateur à un autre.
- Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

B. Débit de pointe :

On est appelé à déterminer le débit de pointe des eaux usées des équipements publics. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_p^{\text{éq}} = K_p \times Q_{\text{moy,j}}^{\text{éq}} \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

- $Q_p^{\text{éq}}$: débit de pointe des eaux usées publiques (L/s).
- $Q_{\text{moy,j}}^{\text{éq}}$: débit moyen journalier rejeté (L/s).
- K_p : coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen de rejet :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.3}{\sqrt{Q_{\text{moy,j}}^{\text{éq}}}} \quad \text{si : } Q_{\text{moy,j}}^{\text{éq}} \geq 2.81 \text{ L/s} \quad (\text{IV.7})$$

$$K_p = 3 \quad \text{si : } Q_{\text{moy,j}}^{\text{éq}} < 2.81 \text{ L/s} \quad (\text{IV.8})$$

→ Les débits des eaux usées des équipements publics à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV-2 : Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin

N° du surfaces élément	Equipment	Unité de mesure	Nu	Déq (L/j/unité)	Débit (L/s)	$Q_{moy,j}^{eq}$	K_p	Q_p^{eq} (L/s)
S1	Ecole primaire	Elève	288	30	0.08	0.11	3	0.33
	Mosquée	Fidèle	200	15	0.03			
S2	C.E.M	Elève	420	20	0.07	0.145	3	0.43
	Ecole Primaire	Elève	270	30	0.075			
S3	B.M.P.G	Agent	150	15	0.02	0.02	3	0.06
S4	Ecole Primaire	Elève	279	30	0,077	0.077	3	0.23
S5	Lycée	Elève	474	30	0.13	0.42	3	1.26
	2 Ecole prim	Elève	559	30	0.15			
	C.F.P.A	Elève	468	30	0.13			
	Hopital	Lit	80	15	0.01			
	Polyclinique	Malade	30	15	0.004			
S6	Ecole Primaire	Elève	279	30	0.077	0.121	3	0.36
	Mosquée	Fidèle	200	15	0.027			
	Stade	m ²	100	10	0.009			
	Siège sureté	Agent	60	15	0.008			
S8	Protection Civil	Agent	90	200	0.16	0.71	3	2.13
	Stade	m ²	6000	10	0.55			
S9	Mosquée	Fidèle	500	15	0.069	0.07	3	0.21
S10	Ecole Primaire	Elève	279	30	0.07	0.07	3	0.21
S12	Sale de soins	Lit	10	30	0.002	0.002	3	0.006
S13	Centre de police	Agent	20	15	0.002	0.054	3	0.16
	Mosquée	Fidèle	380	15	0.052			
S14	Ecole Primaire	Elève	279	30	0.07	0.117	3	0.351
	Mosquée	Fidèle	300	15	0.041			
	Daira	Fonctionnaire	20	15	0.002			
	APC	Fonctionnaire	100	5	0.004			
	Lycée	Elève	474	30	0.13	0.22	3	0.66

S15	C.E.M	Elève	420	30	0.07	0.94	3	2.82
	Gendarmerie	Agent	120	20	0.02			
S16	Stade	m ²	8000	10	0.74	0.94	3	2.82
	C.E.M	Elève	420	30	0.07			
	Lycée	Fidèle	474	30	0.13			

IV.1.4.3. Débits totaux des eaux usées à évacuer :

Pour le calcul du débit total des eaux usées à évacuer, et en l’absence des renseignements précis sur la répartition dans le temps, on doit prendre en considération l’hypothèse de la superposition des débits de pointes de tout type d’eaux usées.

→ Les débits totaux des eaux à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV-3 : Débits totaux des eaux usées pour chaque surface élémentaire

N° SB	A (ha)	Q _p ^{dom} (L/s)	Q _p ^{éq} (L/s)	Q _t ^{EU} (L/s)	Q _t ^{EU} (m ³ /s)
01	27.62	27.94	0.33	28.27	0.028
02	5.08	7.56	0.43	7.99	0.007
03	8.11	10.50	0.06	10.56	0.010
04	8.05	10.46	0.23	10.69	0.010
05	40.48	41.78	1.26	43.04	0.043
06	22.22	24.34	0.36	24.70	0.024
07	9.49	12.50	-	12.50	0.012
08	9.59	10.06	2.13	12.19	0.012
09	9.46	12.45	0.21	12.66	0.012
10	7.47	10.17	0.21	10.38	0.010
11	9.58	10.85	-	10.85	0.010
12	2.57	3.63	0.006	3.636	0.003
13	5.34	7.95	0.16	8.11	0.008
14	9.72	12.21	0.35	12.56	0.012
15	14.77	16.85	0.66	17.51	0.017
16	11.62	13.47	2.82	16.29	0.016
17	5,39	7.71	-	7.71	0.007

IV.2. Évaluation des débits des eaux pluviales :

Les eaux pluviales :

Ce sont les eaux de ruissellement de surface ; composées principalement de celles qui proviennent des précipitations atmosphériques, d'arrosage, de lavage (des marchés, des rues, ...), des espaces publics, des jardins et des cours d'immeubles sont assimilées à des eaux pluviales. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire.

Dans les premières minutes d'une chute de pluie, la teneur en matières organiques est plus importante surtout pour des agglomérations à dominance industrielle ; du fait du balayage des surfaces par les eaux de ruissellement et de lavage.

Ces eaux aussi transportent du sable qui peut se déposer dans la canalisation à la moindre chute de vitesse d'écoulement.

- ➔ Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. Les débits d'eaux pluviales seront calculés pour une précipitation de fréquence décennale et d'une durée de 15mn. Car ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les débordements (inondation).

Deux méthodes essentielles se présentent pour l'estimation des débits pluviaux :

- La méthode superficielle
- La méthode rationnelle

IV.2.1. La méthode rationnelle :

Cette méthode a fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface. Elle exige un découpage de bassin-versant en secteurs limités par les lignes isochrones quand la surface est importante.

Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne « i » supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A » caractérisée par un coefficient de ruissellement « C_r ».

Cependant, on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme (ça veut dire que l'averse a un épicycle et se diffuse dans l'espace). Pour cela, il convient d'appliquer un coefficient « α » de répartition de la pluie.

La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \times C_r \times i \times A \quad (\text{IV.9})$$

Avec :

- Q : débit d'eau de ruissellement (L/s).
- A : surface d'apport (ha).
- C_r : coefficient de ruissellement.
- i : intensité moyenne de précipitation (L/s/ha).
- α : coefficient réducteur (correcteur) de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace.

IV.2.1.1. Coefficient réducteur de l'intensité :

En réalité, la répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies de courte durée et de forte intensité. Pour en tenir compte, on doit ajouter un paramètre de correction pour chaque surface élémentaire ; c'est un coefficient réducteur de l'intensité : $\alpha \leq 1$.

❖ Ce coefficient peut être déterminé d'après une loi de répartition de pluie :

- Pour des bassins longs (rectangles étroits, ...) ; ce coefficient sera égal à :

$$\alpha = 1 - 0.006 \times \sqrt{d/2} \quad (\text{IV.10})$$

- Pour des bassins ramassés (carrés, cercles, ...) :

$$\alpha = 1 - 0.005 \times \sqrt{d/2} \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

- d : longueur du milieu de l'aire élémentaire (m).

IV.2.1.2. Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est efficace pour des surfaces relativement limitées (généralement inférieures à 10 ha). Le résultat est meilleur pour des aires encore plus faibles, du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement.

Ainsi, elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 min.

Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

IV.2.1.3. Hypothèses de la méthode rationnelle :

La méthode rationnelle est fondée sur trois (03) hypothèses de base :

- Le débit de pointe « Q_p » est proportionnel à l'intensité moyenne maximale « i » sur une durée égale au temps de concentration « t_c » du bassin-versant.
- Le débit de pointe « Q_p » est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration « t_c » du bassin-versant.
- Le débit de pointe « Q_p » a la même période de retour que l'intensité « i » qui le provoque, ceci suppose que le coefficient de ruissellement « Cr » du bassin-versant est constant.

IV.2.1.4. Temps de concentration :

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

❖ Le temps de concentration « t_c » se compose de :

➤ t_1 (min) : temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations.

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \quad (\text{IV.12})$$

Avec :

- L : longueur de canalisation (m).
 - v : vitesse d'écoulement (m/s).
 - Le terme $\frac{1}{60}$ pour la conversion de secondes (s) en minutes (min).
- t_2 : temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. En général, il varie de 2 à 20 min.
- t_3 (min) : temps de ruissellement superficiel dans un bassin ne comportant pas de canalisations.

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \quad (\text{IV.13})$$

Avec :

- L_s : parcours superficiel de l'eau dans le bassin (km).
- I : pente moyenne du parcours (%).

❖ Donc, trois (03) cas peuvent être envisagés :

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

- Le bassin comporte un parcours superficiel puis une canalisation : $t_c = t_1 + t_3$.
 - Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $t_c = t_1 + t_2$.
- ❖ Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration « t_c (min) » est donné par la relation suivante :

$$t_c = 3.98 \times \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (\text{IV.14})$$

Avec :

- L : cheminement hydraulique le plus long (km).
- I : pente moyenne du chemin parcouru (%).

IV.2.1.5. Critique de la méthode rationnelle :

- La décomposition du bassin en aires élémentaires est grossièrement approchée.
- Le coefficient de ruissellement « C_r » est constant sur tout le sous bassin et pendant toute la durée de l'averse. La méthode ne tient pas compte du stockage de l'eau de ruissellement sur le bassin ; en négligeant le rôle des surfaces non revêtues (trous, crevasse, ...).

IV.2.2. La méthode superficielle :

La méthode de Caquot ou la méthode superficielle est une variante de la méthode rationnelle. Ce modèle établit le bilan hydraulique du débit précipité sur le bassin versant jusqu'à l'instant à peu près égal au temps de concentration « t_c » où on observe le débit de pointe « Q_p » à l'exutoire. L'expression générale de la formule de Caquot est la suivante :

$$Q_p = K_u^{\frac{1}{u}} \times C_r^{\frac{1}{u}} \times I_u^{\frac{v}{u}} \times A_u^{\frac{w}{u}} \quad (\text{IV.15})$$

Dans laquelle les divers paramètres sont des fonctions de a (F) et (ou) de b (F) qui sont eux-mêmes les paramètres de la relation.

$$i(t, F) = (F) * t^{(F)} \quad (\text{IV.16})$$

$Q(F)$: est le débit de fréquence de dépassement F exprimé en (m³/s) ;

$i(t, F)$: est l'intensité maximale de la pluie de durée t , de fréquence de dépassement F ; i est exprimé en millimètres par minute et t en minutes est compris entre 5 minutes et 120 minutes

I : est la pente moyenne du bassin versant (en mètres par mètre) ;

C : est le coefficient de ruissellement ;

A : est la superficie du bassin versant (en hectares);

k : est un coefficient d'expression $k = \frac{0.5^{(F)} (F)}{6.6}$ (IV.17)

u : est un coefficient d'expression $u = 1 + 0,287 b(F)$; (IV.18)

v : est un coefficient d'expression $v = - 0,41 b(F)$, (IV.19)

w : est un coefficient d'expression $w = 0,95 + 0,507 b(F)$. (IV.20)

Pour un bassin urbanisé dont le plus long cheminement hydraulique « L » est constitué de tronçons successifs «LK» de pente sensiblement constante « IK », l'expression de la pente moyenne qui intègre le temps d'écoulement le long du cheminement le plus hydrauliquement éloigné de l'exutoire (ou temps de concentration) est la suivante :

$$I_{\text{éq}} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \frac{L_i}{\sqrt{i}}} \right]^2 \quad (\text{IV.21})$$

IV.2.2.1. Evaluation du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « Cr » sera pris égal au taux d'imperméabilisation.

Si « A » est la surface totale du bassin versant, « A' » la superficie de surface revêtue

$$Cr = A' / A \text{ avec } Cr \geq 0,2 \quad (\text{IV.22})$$

IV.2.2.2. Evaluation de l'allongement d'un bassin et évaluation du coefficient correcteur :

L'allongement « M » est défini comme étant le rapport du plus long cheminement hydraulique « L » au côté du carré de surface équivalente à la superficie du bassin Considéré, son expression est la suivante :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \geq 0.8 \quad (\text{IV.23})$$

Lorsqu'il apparaîtra utile de rechercher une grande approximation dans l'évaluation des débits, par exemple en vue de déterminer les caractéristiques d'un ouvrage important ou lorsqu'on aura affaire à un bassin de forme très ramassée ou au contraire de forme très allongée, on pourra, après avoir déterminé l'allongement « M » correspondant, corriger le débit calculé en le multipliant par un coefficient d'influence « ni » traduisant quantitativement le fait que, pour une même surface « A », le débit varie à l'inverse de l'allongement

« M » dudit bassin.

IV.2.2.3. Temps de concentration :

D’après DESBORDES, le temps de concentration (valable pour les deux méthode) est donné par l’expression suivante :

$$tc=0.28 \times M^{0.84} \times I^{-0.41} \times A^{0.51} \times Qp^{-0.29} \tag{IV.24}$$

Avec :

- tc (min) ; I (m/m) ; A (ha) ; Qp (m3/s)

IV.2.2.4. Groupement des bassins en série ou en parallèle :

L’application de la méthode de Caquot à un ensemble de bassins versants hétérogènes placés en série ou en parallèle est différent selon la hiérarchie des sous bassins constituant le groupement, des bassins seront dits en série lorsque l’exutoire d’un des bassins constitue l’entrée de l’autre, les bassins seront dits en parallèle lorsque leurs exutoires convergent vers le même bassin versant.

Il est en effet nécessaire de rechercher les caractéristiques du bassin équivalent. Le tableau suivant fourni le mode d’assemblage à utiliser :

Tableau IV-4 : Formules d’assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot

Paramètres équivalents	A _{éq}	C _{éq}	I _{éq}	M _{éq}
Bassins en série	ΣA_i	$\frac{\Sigma(C_i \times A_i)}{\Sigma A_i}$	$\left[\frac{\Sigma L_i}{\Sigma \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right]^2$	$\frac{\Sigma L_i}{\sqrt{\Sigma A_i}}$
Bassins en parallèle			$\frac{\Sigma(I_i \times Q_i)}{\Sigma Q_i}$	$\frac{L(tc_{max})}{\sqrt{\Sigma A_i}}$

Avec :

- A_{éq}, C_{éq}, I_{éq}, M_{éq} : sont les paramètres du bassin équivalent.
- A_i, C_i, I_i, L_i, Q_i : sont les paramètres individuels du sous bassin (i) considéré seul.
- L(tc,max) : cheminement hydraulique le plus long du sous bassin ayant le temps de concentration le plus long.

IV.2.2.5. Critique de la méthode superficielle :

-Les débits livrés par la méthode de Caquot sont sensiblement supérieurs (surestimation) en comparaison avec ceux de la méthode rationnelle. Ce surplus des débits donné par la méthode superficielle est dû essentiellement aux conditions de calcul, notamment les tronçons disposés en parallèle, ainsi que l’effet implicite du temps de concentration et qui ne relève pas le comportement plus au moins réel du réseau.

- Le modèle de groupement des bassins, peut conduire à des anomalies :

- Pour les bassins en série, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit inférieur au maximum des débits de pointe des sous bassins. Donc on prend : $Q_p = \text{Max}(Q_i)$.
- Pour les bassins en parallèle, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit supérieur à la somme des débits de pointe des sous bassins, ce qui est impossible. Donc on prend : $Q_p = \sum Q_i$.

IV.2.3. Choix de la méthode :

Nous avons choisi la méthode rationnelle pour l'évaluation des débits pluviaux, car les conditions de validité de celle-ci sont mieux respectées par rapport à celle de superficielle ; en supposant une homogénéité des pluies même si la superficie dépasse les 10ha.

IV.2.4. Calcul des débits pluviaux :

IV.2.4.1. Intensité moyenne maximale :

L'intensité moyenne maximale est déterminée dans le chapitre II (Etude hydrologique) égale à $i=51\text{mm/h}$, soit un débit spécifique de $q=142\text{ l/s/ha}$.

IV.2.4.2. Coefficient de correction (α) (minuteur) :

Pour tenir compte de la distribution spatiale de la pluie, il y a lieu d'appliquer un coefficient minuteur, il est déterminé d'après une loi de répartition de la pluie.

-Pour des bassins longs (rectangle étroit, largeur =1/2 de la longueur), ce coefficient sera égal

à :

$$\alpha = 1 - 0,006 \sqrt{\frac{d}{2}}$$

-Pour des bassins ramassés (carré ou cercle)

$$\alpha = 1 - 0,005 \sqrt{\frac{d}{2}}$$

d : Distance du milieu du bassin à l'épicentre de l'orage.

Vu le travail qui est très laborieux à déterminer le coefficient réducteur il est déterminé en fonction des surfaces à savoir si $A \leq 10\text{ha}$ donc $\alpha=1$.

$A > 10\text{ha}$ donc $\alpha < 1$.

Tableau IV-5 : Débits totaux des eaux pluviales à évacuer :

N° de surface élémentaire	A (ha)	C _r	α	I (L/s/ha)	Q ^{EP} (L/s)	Q ^{EP} (m ³ /s)
01	27.62	0.74	0.99	142	2873.28	2.87
02	5.08	0.80	1	142	577.08	0.57
03	8.11	0.75	1	142	863.71	0.86
04	8.05	0.75	1	142	857.32	0.85
05	40.48	0.81	0.99	142	4609.45	4.61
06	22.22	0.78	0.99	142	2436.47	2.43
07	9.49	0.80	1	142	1078.06	1.07
08	9.59	0.60	1	142	817.06	0.81
09	9.46	0.80	1	142	1074.65	1.07
10	7.47	0.78	1	142	827.37	0.82
11	9.58	0.66	1	142	897.83	0.89
12	2.57	0.76	1	142	277.35	0.27
13	5.34	0.80	1	142	606.62	0.60
14	9.72	0.76	1	142	1048.98	1.04
15	14.77	0.75	0.99	142	1557.27	1.55
16	11.62	0.72	0.99	142	1176.15	1.17
17	5.39	0.77	1	142	589.34	0.58

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-6 : débit total de chaque sous bassin à évacuer :

N° de surface élémentaire	Débit usé m3/s	Débit pluvial m3/s	Débit total m3/s
1	0.028	2.87	2.898
2	0.007	0.57	0.577
3	0.010	0.86	0.87
4	0.010	0.85	0.86
5	0.043	4.61	4.65
6	0.024	2.43	2.454
7	0.012	1.07	1.082
8	0.012	0.81	0.822
9	0.012	1.07	1.082
10	0.010	0.82	0.83
11	0.010	0.89	0.9
12	0.003	0.27	0.273
13	0.008	0.60	0.608
14	0.012	1.04	1.052
15	0.017	1.55	1.567
16	0.016	1.17	1.186
17	0.007	0.58	0.587

Conclusion :

Dans ce chapitre, La présente phase (évaluation des débits) a eu pour résultat la quantification du débit à évacuer. Ces débits incluent les débits d'eaux usées et d'eaux pluviales ($Q_t = 22.48\text{m}^3/\text{s}$).

D'après les valeurs des débits obtenues, nous constatons que les débits des eaux usées (domestiques et publiques) ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux.

CHAPITRE V :

Dimensionnement du réseau d'assainissement

Introduction :

Dans le cadre de l'assainissement, le dimensionnement du réseau d'assainissement du type unitaire doit dans la mesure du possible permettre l'entraînement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite. Le calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement consiste à dimensionner les ouvrages de ce dernier tout en respectant les normes d'écoulement.

Un réseau d'assainissement devrait assurer, du point de vue sanitaire :

- L'évacuation rapide des eaux usées hors des habitations.
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes.

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

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

- **Les collecteurs** : doivent pouvoir transporter en tout temps la totalité des débits apportés par les conduites qu'ils desservent. Ils sont définis par leurs :
 - Emplacements.
 - Profondeurs.
 - Dimensions (diamètres intérieur et extérieur, ...).
 - Pentes.
- **Les regards** : de différents types (de visite, de jonction, ...). Ils sont également définis par leurs :
 - Emplacements.
 - Profondeurs.
 - Côtes.

Un système d'assainissement fonctionne généralement en écoulement gravitaire, sauf dans des cas particuliers comme les contre-pentes, où il nécessite un relevage.

Avant de procéder au calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement, on considère les hypothèses suivantes :

- L'écoulement est uniforme à surface libre.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.
- Les canalisations d'égouts sont dimensionnées pour un débit en pleine section « Q_{ps} ».

V.2. Mode de dimensionnement des canalisations :

V.2.1. Base de calcul :

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre ; dont le débit est donné par la formule de la continuité :

$$Q = v \times S_m \quad (\text{V.1})$$

Avec :

- Q : le débit capable de l'ouvrage (m^3/s).
- S_m : section mouillée (m^2).
- v : vitesse d'écoulement (m/s).

Les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle de CHEZY ; où la vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

$$v = C \times \sqrt{R_h \times I} \quad (\text{V.2})$$

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_h : rayon hydraulique (m), donné par :

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

Où :

- S_m : la surface de la section transversale mouillée de la conduite (m^2).
- P_m : le périmètre mouillé (m).

V.2.2. Formule de MANNING-STRICKLER :

Le coefficient de Chézy est exprimé comme suit :

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

Avec :

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

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

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

Et le débit capable de l'ouvrage :

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

❖ **Procédé de calcul :**

1- Déterminer le débit et la pente pour chaque point.

2- Le diamètre calculé est exprimé par :

$$D_{\text{cal}} = \left[\frac{3.2 \times Q_t}{K \times \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad (\text{V.7})$$

Avec :

- D_{cal} (m) : diameter calculé ;
- Q_t (m³/s) : debit total ;
- I (m/m) : la pente.

Où :

$$Q_t = Q_{\text{eu}} + Q_{\text{pl}},$$

Avec :

- Q_{eu} (m³/s) : Débit d'eau usée.
 - Q_{pl} (m³/s) : Débit d'eau pluvial.
- 3- Fixer le diamètre normalisé de la conduite « D_N ».
- 4- La vitesse à pleine section est calculée à partir de la relation (V.5) :

Pour un rayon hydraulique $R_h = D_n/4$; on a :

$$v_{\text{ps}} = K \times \left(\frac{D_N}{4} \right)^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{V.8})$$

Avec :

- v_{ps} (m/s) : vitesse de plein section ;
- D_N (m) : Diametre normalisé ;
- I (m/m) : la pente.

5- Le débit à pleine section :

$$Q_{\text{ps}} = v_{\text{ps}} \times \frac{\pi \times D_N^2}{4} \quad (\text{V.9})$$

Avec :

- Q_{ps} (m³/s) : Débit plein section ;
- v_{ps} (m/s) ;
- D_N (m)

6- Le rapport des débits :

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad (\text{V.10})$$

7- Déterminer les vitesses réelles par :

$$v = r_v \times v_{ps} \quad (\text{V.11})$$

Avec :

- r_v : rapport des vitesses.

8- La hauteur de remplissage :

$$H = r_H \times D_N \quad (\text{V.12})$$

Avec :

r_H : rapport des hauteurs.

V.2.3. Formule de BAZIN :

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

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \quad (\text{V.13})$$

Où :

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

A. Réseau unitaire :

Il convient de tenir compte que des dépôts sont susceptibles de se former, ce qui conduit à admettre un écoulement sur des parois semi-rugueuses. Ainsi, le coefficient relatif à la relation de Bazin a été pris $\gamma = 0.46$; le coefficient de Chézy a été, approximativement, représenté par l'expression suivante :

$$C = 60 \times R_h^{1/4} \quad (\text{V.14})$$

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

$$v = 60 \times R_h^{3/4} \times I^{1/2} \quad (\text{V.15})$$

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

B. Les abaques de Bazin :

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

- Les abaques 1 , (2-a) et (2-b) sont utilisés pour simplifier les calculs :
 - Abaque 1 : pour les réseaux pluviaux en système séparatif ou les réseaux unitaire :
 - Abaque 2-a : pour les canalisations circulaires.
 - Abaque 2-b : pour les canalisations ovoïdes.
- Les nomogrammes (3-a) et (3-b) donnent les variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage ; sont fournis pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites ou pour apprécier les possibilités d'autocurage :
 - Abaque 3-a : pour les ouvrages circulaires.
 - Abaque 3-b : pour les ouvrages ovoïdes normalisés.

❖ Procédé de calcul :

1- A l'aide de l'abaque (1), (2-a) ou (2-b) :

En donnant la pente et le débit, on peut tirer le diamètre normalisé « D_N », la vitesse à pleine section « v_{ps} » et le débit à pleine section « Q_{ps} » d'où on peut déterminer le rapport des débits « r_Q » en utilisant la relation (V.9).

2- D'après l'abaque (3-a) ou (3-b) :

En connaissant le rapport des débits « r_Q », on peut tirer le rapport des vitesses « r_v » et le rapport des hauteurs « r_H » ; d'où on peut déterminer la vitesse d'écoulement « v » et la hauteur de remplissage « H » par les relations (V.11) et (V.12).

V.3. Conditions d'auto curage :

Un réseau d'assainissement doit être auto-curé, c'est-à-dire permettre l'évacuation du sable avec des débits couramment atteints, pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

1- Pour $\frac{1}{10} Q_{ps}$: $v \geq 0.6$ m/s.

2- Pour $\frac{1}{100} Q_{ps}$: $v \geq 0.3$ m/s.

Ces limites sont respectées avec :

- $v_{ps} = 1$ m/s ; pour une section circulaire.
($r_Q = 0.1 \Rightarrow r_v = \frac{v}{v_{ps}} = 0.55 \Rightarrow v_{ps} \geq 1$ m/s)
- $v_{ps} = 0.9$ m/s ; pour une section ovoïde.

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

V.4.1. Canalisations :

- Le diamètre minimal des canalisations circulaires est fixé à 300 mm ; pour éviter les risques d'obstruction.
- Il faut prendre la précaution de donner à la canalisation d'amont des pentes qui permettent l'auto curage ; la pente minimale est de 0.5%.
- Le relèvement des eaux par pompage à éviter le plus que possible.
- La couverture minimale de la canalisation est de 80 cm.
- Il est préférable que la vitesse maximale à pleine section soit de l'ordre de 4 m/s (la limite correspondante a été tracée sur les abaques).

V.5. Résultats du dimensionnement :

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

Tableau V-1 : Calculs du réseau projeté (collecteurs principaux & collecteur de rejet) :

Tronçon	L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	V (m/s)	H (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
Réseau EP1														
PA1 - PA2	41,67	3,00	0,14	250,43	300,00	0,62	1,05	0,56	3,38	0,17	3,20	0,23	1,81	vérifié
PA2 - PA3	44,94	3,00	0,14	250,43	300,00	0,62	1,05	0,56	3,38	0,17	3,20	0,23	1,81	vérifié
PA3 - PA4	49,81	3,00	0,14	250,43	300,00	0,62	1,05	0,56	3,38	0,17	3,20	0,23	1,81	vérifié
PA4 - PA5	29,41	3,00	0,14	250,43	300,00	0,62	1,05	0,56	3,38	0,17	3,20	0,23	1,81	vérifié
PA5 - PA6	41,06	2,90	0,14	250,43	300,00	0,62	1,05	0,56	3,38	0,17	3,20	0,23	1,81	vérifié
PA6 - PA7	35,65	3,00	0,14	250,43	300,00	0,62	1,05	0,56	3,38	0,17	3,20	0,23	1,81	vérifié
PA7 - PA8	28,33	3,09	0,14	250,43	300,00	0,62	1,05	0,56	3,38	0,17	3,20	0,23	1,81	vérifié
PA8 - PA9	41,88	1,60	0,14	357,41	400,00	0,74	1,09	0,64	1,64	0,26	1,50	0,19	0,89	vérifié
PA9 - PA10	39,47	1,00	0,14	324,77	400,00	0,57	1,04	0,54	2,02	0,22	1,94	0,24	1,07	vérifié
PA10 - PA11	27,25	3,60	0,14	250,43	400,00	0,29	0,87	0,36	3,37	0,15	3,88	0,49	1,70	vérifié
PA11 - PA12	27,63	3,50	0,14	250,45	400,00	0,29	0,87	0,36	3,39	0,16	3,90	0,49	1,72	vérifié
PA12 - PA13	24,88	3,40	0,03	133,20	300,00	0,11	0,66	0,23	2,10	0,07	3,20	0,23	0,99	vérifié
PA13 - PA14	27,54	1,20	0,03	233,59	300,00	0,51	1,01	0,51	0,72	0,15	0,72	0,05	0,38	vérifié
PA14 - PA15	22,79	0,20	0,03	233,59	300,00	0,51	1,01	0,51	0,72	0,15	0,72	0,05	0,38	vérifié
PA15 - PA16	30,17	0,20	0,03	233,59	300,00	0,51	1,01	0,51	0,72	0,15	0,72	0,05	0,38	vérifié
PA16 - PA17	50,51	2,00	0,23	301,67	400,00	0,47	0,98	0,48	3,81	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifié
PA17 - PA18	14,93	2,00	0,23	301,67	400,00	0,47	0,98	0,48	3,81	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifié
PA18 - PA19	19,45	2,01	0,23	301,67	400,00	0,47	0,98	0,48	3,81	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifié
PA19 - PA20	32,66	3,20	0,23	301,67	400,00	0,47	0,98	0,48	3,81	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifié
PA20 - PA21	34,94	3,30	0,23	301,67	400,00	0,14	0,69	0,25	2,68	0,10	3,88	0,49	2,68	vérifié
PA21 - PA22	30,21	3,00	0,23	301,67	400,00	0,47	0,98	0,48	3,81	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifié
PA22 - PA23	45,76	3,50	0,23	301,67	400,00	0,47	0,98	0,48	3,81	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifié

PA23 - PA24	30,64	4,00	0,23	301,67	400,00	0,47	0,98	0,48	3,81	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifié
PA24 - PA25	49,38	4,00	0,23	301,67	400,00	0,47	1,13	0,48	3,01	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifié
PA25 - PA26	41,02	2,00	0,23	343,54	400,00	0,67	1,07	0,59	2,93	0,24	2,74	0,34	1,58	vérifié
PA26 - PA27	27,74	0,20	0,23	529,03	600,00	0,72	1,08	0,62	1,23	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifié
PA27 - PA28	27,80	0,20	0,23	529,03	600,00	0,72	1,08	0,62	1,23	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifié
PA28 - PA29	34,49	0,20	0,23	529,03	600,00	0,72	1,08	0,62	1,23	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifié
PA29 - PA30	24,16	0,20	0,23	529,03	600,00	0,72	1,08	0,62	1,23	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifié
PA30 - PA31	42,71	0,20	0,23	529,03	600,00	0,72	0,85	0,62	0,97	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifié
PA31 - PA32	25,92	0,20	0,23	529,03	600,00	0,72	1,14	0,62	1,30	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifié
PA32 - PA33	38,56	0,20	0,23	529,03	600,00	0,72	1,08	0,62	1,23	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifié
PA33 - PA34	45,39	0,20	0,23	529,03	600,00	0,72	1,08	0,62	1,23	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifié
PA34 - PA35	47,60	4,00	0,23	301,67	600,00	0,16	0,72	0,27	3,66	0,16	5,08	1,44	1,77	vérifié
PA35 - PA36	36,32	4,00	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifié
PA36 - PA37	43,03	4,00	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifié
PA37 - PA38	26,72	4,00	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifié
PA38 - PA39	34,21	4,00	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifié
PA39 - PA40	22,44	0,20	0,21	511,65	600,00	0,66	1,06	0,59	1,21	0,35	1,14	0,32	0,65	vérifié
PA40 - PA41	49,84	0,20	0,21	511,65	600,00	0,66	1,06	0,59	1,21	0,35	1,14	0,32	0,65	vérifié
PA41 - PA42	27,85	4,00	0,21	291,76	600,00	0,15	0,70	0,26	3,56	0,16	5,08	1,44	1,71	vérifié
PA42 - PA43	20,29	4,00	0,21	291,76	600,00	0,15	0,70	0,26	3,56	0,16	5,08	1,44	1,71	vérifié
PA43 - PA44	31,21	4,00	0,21	291,76	600,00	0,15	0,70	0,26	3,56	0,16	5,08	1,44	1,71	vérifié
PA44 - PA45	43,21	1,26	0,5187	488,29	500,00	2,810	0,551	0,941	0,075	1,139	0,593	0,762	0,584	vérifié
PA45 - PA46	44,84	1,17	0,5575	508,96	600,00	3,054	0,863	0,646	0,055	1,062	0,546	0,580	0,557	vérifié
PA46 - PA47	31,66	0,69	0,5964	576,84	600,00	2,339	0,661	0,902	0,080	1,139	0,603	0,739	0,591	vérifié
PA47 - PA48	41,62	1,57	0,6352	505,56	600,00	3,542	1,001	0,635	0,059	1,059	0,558	0,573	0,563	vérifié
PA48 - PA49	35,42	1,46	0,6740	524,23	600,00	3,412	0,964	0,699	0,067	1,076	0,578	0,613	0,574	vérifié
PA49 - PA50	36,11	1,06	0,7129	568,73	600,00	2,904	0,821	0,869	0,086	1,134	0,613	0,719	0,598	vérifié
PA50 - PA51	18,50	0,51	0,7458	662,09	800,00	2,454	1,233	0,605	0,057	1,050	0,554	0,556	0,561	vérifié
PA51 - PA52	37,29	0,20	0,23	529,03	600,00	0,72	1,08	0,62	1,23	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifié
PA52 - PA53	26,60	0,20	0,23	529,03	600,00	0,72	1,08	0,62	1,23	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifié
PA53 - PA54	32,13	0,20	0,23	529,03	600,00	0,72	1,08	0,62	1,23	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifié

PA54 - PA55	28,51	0,20	0,41	656,43	800,00	0,59	1,05	0,55	1,44	0,44	1,38	0,69	0,77	vérifié
PA55 - PA56	47,25	0,20	0,41	656,43	800,00	0,59	1,05	0,55	1,44	0,44	1,38	0,69	0,77	vérifié
PA56 - PA57	47,12	4,00	0,44	383,11	800,00	0,14	0,69	0,25	4,26	0,20	6,16	3,09	2,04	vérifié
PA57 - PA58	44,14	4,00	0,44	383,11	800,00	0,14	0,69	0,25	4,26	0,20	6,16	3,09	2,04	vérifié
PA58 - PA59	50,50	3,00	0,87	524,36	800,00	0,32	0,89	0,39	4,77	0,31	5,33	2,68	2,44	vérifié
PA59 - PA60	47,20	3,00	0,87	523,91	800,00	0,32	0,89	0,39	4,77	0,31	5,33	2,68	2,44	vérifié
PA60 - PA61	33,72	0,20	0,42	663,53	800,00	0,61	1,05	0,56	1,45	0,45	1,38	0,69	0,77	vérifié
PA61 - PA62	33,45	0,20	0,42	663,53	800,00	0,61	1,05	0,56	1,45	0,45	1,38	0,69	0,77	vérifié
PA62 - PA63	40,08	4,00	0,42	378,37	800,00	0,14	0,69	0,25	4,22	0,20	6,16	3,09	2,02	vérifié
PA63 - PA64	44,29	4,00	0,42	378,37	800,00	0,14	0,69	0,25	4,22	0,20	6,16	3,09	2,02	vérifié
PA64 - PA65	40,87	0,20	0,42	663,53	800,00	0,61	1,05	0,56	1,45	0,45	1,38	0,69	0,77	vérifié
PA65 - PA66	29,25	3,00	0,74	492,58	800,00	0,27	0,86	0,36	4,58	0,29	5,33	2,68	2,29	vérifié
PA66 - PA67	26,34	3,00	0,74	492,58	800,00	0,27	0,86	0,36	4,58	0,29	5,33	2,68	2,29	vérifié
PA67 - PA68	47,77	3,00	0,84	517,88	800,00	0,31	0,89	0,38	4,73	0,31	5,33	2,68	2,41	vérifié
PA68 - PA69	46,48	3,00	0,95	541,27	800,00	0,35	0,91	0,41	4,86	0,33	5,33	2,68	2,52	vérifié
PA69 - PA70	19,97	3,00	1,05	563,08	800,00	0,39	0,93	0,44	4,98	0,35	5,33	2,68	2,62	vérifié
PA70 - PA71	46,90	3,00	1,05	563,08	800,00	0,39	0,93	0,44	4,98	0,35	5,33	2,68	2,62	vérifié
PA71 - PA72	32,77	0,20	0,26	550,30	800,00	0,37	0,92	0,42	1,27	0,34	1,38	0,69	0,66	vérifié
PA72 - PA73	34,74	0,20	0,26	550,30	800,00	0,37	0,92	0,42	1,27	0,34	1,38	0,69	0,66	vérifié
PA73 - PA74	48,27	0,20	0,26	550,30	800,00	0,37	0,92	0,42	1,27	0,34	1,38	0,69	0,66	vérifié
PA74 - PA75	33,54	1,30	0,26	387,42	800,00	0,14	0,70	0,26	2,45	0,21	3,51	1,76	1,18	vérifié
PA75 - PA76	48,50	4,00	9,9	1908,46	2000,00	0,04	0,49	0,13	3,57	0,86	2,34	7,26	1,34	vérifié
Réseau EP2														
PB1 - PB2	24,10	4,00	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifié
PB2 - PB3	30,65	4,00	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifié
PB3 - PB4	45,86	4,00	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifié
PB4 - PB5	40,18	4,00	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifié
PB5 - PB6	42,22	4,00	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifié
PB6 - PB7	25,63	4,00	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifié
PB7 - PB8	39,61	3,40	0,32	350,18	500,00	0,39	0,93	0,43	3,86	0,22	4,15	0,81	2,03	vérifié

PB8 - PB9	26,95	2,44	0,16	287,36	300,00	0,89	1,14	0,73	2,85	0,22	2,50	0,18	1,55	vérifié
PB9 - PB10	32,16	4,00	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifié
PB10 - PB11	34,24	4,00	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifié
PB11 - PB12	29,22	4,00	0,11	228,78	400,00	0,23	0,81	0,32	3,14	0,13	3,88	0,49	1,55	vérifié
PB12 - PB13	45,83	0,40	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifié
PB13 - PB14	39,60	0,40	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifié
PB14 - PB15	33,60	0,40	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifié
PB15 - PB16	45,15	0,40	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifié
PB16 - PB17	36,79	0,40	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifié
PB17 - PB18	18,14	0,40	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifié
PB18 - PB19	30,69	0,40	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifié
PB19 - PB20	38,61	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PB20 - PB21	33,14	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PB21 - PB22	18,76	0,40	0,15	395,75	400,00	0,14	0,69	0,25	0,85	0,10	1,23	0,15	0,85	vérifié
PB22 - PB23	25,35	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PB23 - PB24	49,05	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PB25 - PB26	48,31	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PB26 - PB27	46,85	0,40	0,15	395,75	400,00	0,97	1,13	0,79	4,01	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PB27 - PB28	27,50	3,40	2,7	1128,43	1200,00	0,85	1,13	0,71	3,13	0,85	2,77	2,77	0,75	vérifié
Réseau EP3														
PC1 - PC2	33,23	1	0,15	256,99	300,00	0,66	1,07	0,59	3,41	0,18	3,20	0,23	1,84	vérifié
PC2 - PC3	42,41	1,21	0,15	256,99	300,00	0,66	1,07	0,59	3,41	0,18	3,20	0,23	1,84	vérifié
PC3 - PC4	41,69	0,13	0,15	256,99	300,00	0,66	1,07	0,59	3,41	0,18	3,20	0,23	1,84	vérifié
PC4 - PC5	38,02	0,16	0,15	256,99	300,00	0,66	1,07	0,59	3,41	0,18	3,20	0,23	1,84	vérifié
PC5 - PC6	14,51	1,15	0,15	256,99	300,00	0,66	1,07	0,59	3,41	0,18	3,20	0,23	1,84	vérifié
PC6 - PC7	19,82	2,03	0,15	259,48	300,00	0,68	1,07	0,60	3,34	0,18	3,12	0,22	1,81	vérifié
PC7 - PC8	36,89	2	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifié

PC8 - PC9	25,10	1,77	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifié
PC9 - PC10	49,11	2,93	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifié
PC10 - PC11	41,54	3,14	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifié
PC11 - PC12	40,42	2,85	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifié
PC12 - PC13	47,59	0,94	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifié
PC13 - PC14	41,58	0,85	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifié
PC14 - PC15	47,18	0,93	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifié
PC15 - PC16	34,22	2,15	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifié
PC16 - PC17	42,52	2,16	0,11	228,78	400,00	0,23	0,81	0,32	3,14	0,13	3,88	0,49	1,55	vérifié
PC17 - PC18	25,10	3,57	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifié
PC18 - PC19	48,97	3,6	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifié
PC19 - PC20	50,19	1,68	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifié
PC20 - PC21	40,25	1,62	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifié
PC21 - PC22	39,97	1,94	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifié
PC22 - PC23	39,57	3,07	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifié
PC23 - PC24	34,76	0,85	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifié
PC24 - PC25	34,00	0,11	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PC25 - PC26	31,15	1,21	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PC26 - PC27	37,09	0,63	0,15	395,75	400,00	0,14	0,69	0,25	0,85	0,10	1,23	0,15	0,85	vérifié
PC27 - PC28	35,83	1,87	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PC28 - PC29	47,12	1,07	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PC29 - PC30	26,89	1,46	0,23	529,03	600,00	0,72	1,08	0,62	1,23	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifié
PC30 - PC31	26,89	2,72	0,23	529,03	600,00	0,72	1,08	0,62	1,23	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifié
PC31 - PC32	23,81	3,14	0,23	529,03	600,00	0,72	1,08	0,62	1,23	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifié
PC32 - PC33	32,44	1,01	0,23	529,03	600,00	0,72	1,08	0,62	1,23	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifié
PC33 - PC34	48,64	1,01	0,23	529,03	600,00	0,72	0,85	0,62	0,97	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifié

PC34 – PC35	49,06	2,25	0,23	529,03	600,00	0,72	1,14	0,62	1,30	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifié
PC35 – PC36	41,18	2,88	0,23	529,03	600,00	0,72	1,08	0,62	1,23	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifié
PC36 – PC37	28,88	3,64	0,23	529,03	600,00	0,72	1,08	0,62	1,23	0,37	1,14	0,32	0,67	vérifié
PC37 – PC38	47,50	2,98	0,23	301,67	600,00	0,16	0,72	0,27	3,66	0,16	5,08	1,44	1,77	vérifié
PC38 – PC39	49,38	4	3,5	1230,92	1500,00	0,59	1,04	0,55	3,35	0,82	5,68	3,22	0,78	vérifié
Réseau EP4														
PD1 – PD2	48,27	0,20	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifié
PD2 – PD3	49,91	0,14	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifié
PD3 – PD4	33,38	1,29	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifié
PD4 – PD5	47,93	1,43	0,21	291,76	300,00	0,93	1,14	0,76	3,65	0,23	3,20	0,23	2,00	vérifié
PD5 – PD6	46,27	0,8	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifié
PD6 – PD7	24,69	0,80	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifié
PD7 – PD8	17,90	1,01	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifié
PD8 – PD9	48,02	1,49	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifié
PD9 – PD10	43,58	2,24	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifié
PD10 – PD11	49,48	0,41	0,03	133,20	300,00	0,11	0,66	0,23	2,10	0,07	3,20	0,23	0,99	vérifié
PD11 – PD12	38,88	0,6	0,03	233,59	300,00	0,51	1,01	0,51	0,72	0,15	0,72	0,05	0,38	vérifié
PD12 – PD13	42,75	2,21	0,03	233,59	300,00	0,51	1,01	0,51	0,72	0,15	0,72	0,05	0,38	vérifié
PD13 – PD14	38,13	2,28	0,03	233,59	300,00	0,51	1,01	0,51	0,72	0,15	0,72	0,05	0,38	vérifié
PD14 – PD15	32,42	1,90	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifié
PD15 – PD16	25,37	1,95	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifié
PD16 – PD17	38,64	1,70	0,16	261,93	300,00	0,70	1,08	0,61	3,44	0,18	3,20	0,23	1,87	vérifié
PD17 – PD18	46,33	2,22	0,14	250,43	300,00	0,62	1,05	0,56	3,38	0,17	3,20	0,23	1,81	vérifié
PD18 – PD19	49,91	2,40	0,14	250,43	300,00	0,62	1,05	0,56	3,38	0,17	3,20	0,23	1,81	vérifié
PD19 – PD20	49,77	2,42	0,14	250,43	300,00	0,62	1,05	0,56	3,38	0,17	3,20	0,23	1,81	vérifié
PD20 – PD21	24,01	2,43	0,14	250,43	300,00	0,62	1,05	0,56	3,38	0,17	3,20	0,23	1,81	vérifié

PD21 – PD22	25,33	2,42	0,14	385,64	400,00	0,91	1,14	0,74	1,40	0,30	1,23	0,15	0,76	vérifié
PD22 – PD23	43,59	1,04	0,14	385,64	400,00	0,91	1,14	0,74	1,40	0,30	1,23	0,15	0,76	vérifié
PD23 – PD24	39,9	0,70	0,14	385,64	400,00	0,91	1,14	0,74	1,40	0,30	1,23	0,15	0,76	vérifié
PD24 – PD25	36,79	0,41	0,14	250,43	400,00	0,29	0,87	0,36	3,37	0,15	3,88	0,49	1,70	vérifié
PD25 – PD26	37,22	1,44	0,14	250,43	400,00	0,29	0,87	0,36	3,37	0,15	3,88	0,49	1,70	vérifié
PD26 – PD27	23,54	0,81	0,14	357,41	400,00	0,74	1,09	0,64	1,64	0,26	1,50	0,19	0,89	vérifié
PD27 – PD28	44,61	0,52	0,14	324,77	400,00	0,57	1,04	0,54	2,02	0,22	1,94	0,24	1,07	vérifié
PD28 – PD29	40,15	1,05	0,14	250,43	400,00	0,29	0,87	0,36	3,37	0,15	3,88	0,49	1,70	vérifié
PD29 – PD30	48,51	0,86	0,14	250,43	400,00	0,29	0,87	0,36	3,37	0,15	3,88	0,49	1,70	vérifié
PD30 – PD31	36,04	0,62	0,23	301,67	400,00	0,47	0,98	0,48	3,81	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifié
PD31 – PD32	33,01	2,43	0,23	301,67	400,00	0,47	0,98	0,48	3,81	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifié
PD32 – PD33	34,73	2,89	0,23	301,67	400,00	0,47	0,98	0,48	3,81	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifié
PD33 – PD34	33,83	2,09	0,23	301,67	400,00	0,47	0,98	0,48	3,81	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifié
PD34 – PD35	24,01	1,69	0,23	301,67	400,00	0,14	0,69	0,25	2,68	0,10	3,88	0,49	2,68	vérifié
PD35 – PD36	24,01	1,64	0,23	301,67	400,00	0,47	0,98	0,48	3,81	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifié
PD36 – PD37	32,59	2,00	0,23	301,67	400,00	0,47	0,98	0,48	3,81	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifié
PD37 – PD38	40,09	1,33	0,23	301,67	400,00	0,47	0,98	0,48	3,81	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifié
PD38 – PD39	40,10	0,58	0,23	301,67	400,00	0,47	1,13	0,48	4,01	0,19	3,88	0,49	2,02	vérifié
PD39 – PD40	34,29	1,40	0,23	343,54	400,00	0,67	1,07	0,59	2,93	0,24	2,74	0,34	1,58	vérifié
PD40 – PD41	32,79	2,81	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifié
PD41 – PD42	32,56	2,80	0,11	352,30	400,00	0,71	1,08	0,62	1,33	0,25	1,23	0,15	0,72	vérifié
PD42 – PD43	30,39	3,09	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PD43 – PD44	30,99	2,57	0,15	395,75	400,00	0,97	1,13	0,79	4,01	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PD44 – PD45	29,61	2,33	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PD45 – PD46	32,57	2,17	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PD46 – PD47	44,54	2,92	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié

PD47 – PD48	40,78	1,15	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PD48 – PD49	38,74	3,21	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PD49 – PD50	42,35	1,47	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PD50 – PD51	36,62	2,10	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PD51 – PD52	29,22	3,95	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PD52 – PD53	28,83	2,94	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PD53 – PD54	34,37	2,22	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PD54 – PD55	24,85	3,43	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PD55 – PD56	49,18	0,77	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PD56 – PD57	44,86	3,46	0,15	395,75	400,00	0,97	1,14	0,79	1,40	0,31	1,23	0,15	0,77	vérifié
PD57 – PD58	40,23	3,71	0,13	372,63	500,00	0,46	0,97	0,48	1,39	0,24	1,42	0,28	0,74	vérifié
PD58 – PD59	25,62	2,38	0,13	372,63	500,00	0,46	0,97	0,48	1,39	0,24	1,42	0,28	0,74	vérifié
PD59 – PD60	28,14	2,73	0,13	327,21	500,00	0,32	0,89	0,39	1,80	0,20	2,01	0,39	0,92	vérifié
PD60 – PD61	30,34	1,58	0,13	241,98	500,00	0,14	0,70	0,26	3,14	0,13	4,50	0,88	1,51	vérifié
PD61 – PD62	38,03	3,61	0,26	550,30	800,00	0,37	0,92	0,42	1,27	0,34	1,38	0,69	0,66	vérifié
PD62 – PD63	35,11	3,12	6,38	1802,61	2000,00	0,76	1,09	0,65	2,9	1,30	8,31	2,65	0,52	vérifié
Collecteur de rejet														
R1 - R2	37,11	3,78	9,88	1987,46	2000,00	0,04	0,49	0,13	3,57	0,86	2,34	7,26	1,34	vérifié
R2 - R3	33,19	1,6	9,88	1900,12	2000,00	0,04	0,49	0,13	3,55	0,78	2,33	7,21	1,28	vérifié
R3 – R4	28,26	1,57	9,88	1950,01	2000,00	0,04	0,49	0,13	3,54	0,74	2,01	7,19	1,21	vérifié
R4 – R5	32,26	1,35	9,88	1948,89	2000,00	0,04	0,49	0,13	3,55	0,73	2,32	7,16	0,9	vérifié
R5 – R6	29,81	0,79	12,58	2015,37	2000,00	1,02	1,14	0,83	3,66	1,66	10,03	3,19	2,02	vérifié
R6 – R7	27,90	0,41	12,58	2013,55	2000,00	1,02	1,14	0,83	3,56	1,61	10,01	3,17	2,02	vérifié
R7 – R8	43,98	0,36	12,58	2015,13	2000,00	1,02	1,14	0,83	3,55	1,60	10,01	3,16	2,02	vérifié
R8 – R9	44,01	0,54	12,58	2015,12	2000,00	1,02	1,14	0,83	3,56	1,60	10,01	3,16	2,02	vérifié
R9 – R10	22,63	1,54	12,58	2015,41	2000,00	1,02	1,14	0,83	3,56	1,60	10,01	3,16	2,02	vérifié
R10 - R11	43,28	0,22	22,48	2027,21	2000,00	0,05	0,51	0,19	3,29	3,57	23,34	5,26	1,34	vérifié

R11 - R12	33,82	0,8	22.48	2027,21	2000,00	0,058	0,52	0,19	3,68	5,69	23,34	5,99	4,31	vérifié
R12- R13	35,07	0,32	22.48	2027,21	2000,00	0,057	0,51	0,19	3,68	5,67	23,34	5,98	4,31	vérifié
R13 – R14	35,35	0,48	22.48	2027,21	2000,00	0,05	0,51	0,19	3,68	5,55	23,34	5,98	4,29	vérifié
R14 - R15	30,96	0,6	22.48	2027,21	2000,00	0,05	0,51	0,19	3,68	5,68	23,34	5,98	4,3	vérifié

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et d'eaux pluviales.

Après le dimensionnement des collecteurs principaux et la détermination de leurs paramètres hydrauliques, on constate que les vitesses d'auto curage sont admissibles.

CHAPITRE VI :

**Les éléments
constitutifs du
réseau**

Introduction :

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

- Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie.
- Le transport des eaux usées susceptibles de provoquer une pétrification ;(odeur) dans les conditions d'hygiène favorable.

Afin d'accomplir au mieux ses objectifs, le réseau d'assainissement se compose de plusieurs ouvrages dont on distingue :

- Les ouvrages principaux : constituant l'ensemble du réseau depuis l'entrée de l'effluent jusqu'à sa sortie vers la station d'épuration.
- Les ouvrages annexes : qui comprennent toutes les installations menant à une exploitation rationnelle du réseau tels : les regards, les bouches d'égout, les déversoirs d'orages, ...etc.

VI.1. Les ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux représentent tous les éléments nécessaires à l'évacuation de l'effluent hors du réseau d'assainissement, entre autres les canalisations et les joints.

VI.1.1. Les canalisations :

Ce sont les éléments principaux du système d'évacuation, présentés sous diverses formes :

- Les conduites circulaires : définies par leurs diamètres nominaux en mm.
- Les conduites ovoïdes : désignées par leurs hauteurs intérieures en cm.

➔ Dans notre projet nous adoptons pour les canalisations de forme circulaire.

VI.1.2. Formes et sections de conduites :

- Conduites circulaires : les conduites à section circulaire sont désignées par leurs diamètres nominaux en mm.
- Conduites ovoïdes : Ces conduites sont utilisées pour remplacer les conduites circulaires de diamètre supérieur à 800 mm généralement, et cela afin d'éviter le problème d'auto curage.

VI.1.3. Critères du choix de conduite :

Pour faire le choix des différents types de conduite, on doit tenir compte :

- Des pentes du terrain.
- Des diamètres utilisés.
- De la nature du sol traversé.
- De la nature chimique des eaux usées.
- Des efforts extérieurs due au remblai.

VI.1.4. Types de matériaux :

A. Conduite en fonte :

Ce type de conduite a été imposé à titre de sécurité pour la traversée d'un bassin hydrominéral par un collecteur d'eau usée. Les raffineries de pétrole utilisent couramment ce type de conduites pour évacuer les eaux usées industrielles.

B. Conduite en amiante ciment :

Les conduites en amiante ciment à utiliser sont celles de la série « assainissement » du type sans emboitement. Le revêtement intérieur de la paroi est à base d'enduit antiacide.

Les diamètres couramment utilisés varient de 80 à 500 mm. Les longueurs utiles varient de 0,5 à 5 m.

❖ Joints :

Pour assembler ces types de conduites, on utilise les joints sans emboitement. On distingue :

- Le joint « Everitube »
- Le joint « Eternit », fabriqué pour l'assemblage des conduites à bout lisses.

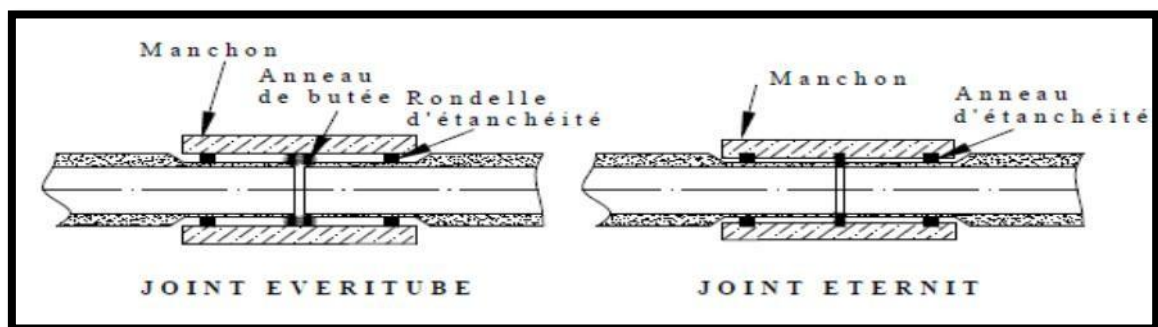


Figure VI-1 : Joints sur tuyaux en amiante ciment

Source : <http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/HU>

C. Conduite en grès :

Les conduites sont livrables en longueur utiles de 1,0 m ; 1,5 m et 2,0 m. l'essai à l'épreuve d'étanchéité s'effectue :

- Soit sous une pression de 1 bar pendant 30 mn.
- Soit sous une pression de 3 bars pendant 30 sec.

La résistance à l'écrasement se calcule par la relation suivante : $P(\text{da N/m}) = \frac{\text{la charge maximale d'essai}}{\text{longueur et la durée de l'action.}}$

❖ Joints :

L'assemblage de ces conduites s'effectue par trois sortes de joints :

- Joints au mortier de ciment.
- Joints avec corde goudronnée et mortier de ciment
- Joints à double anneaux.

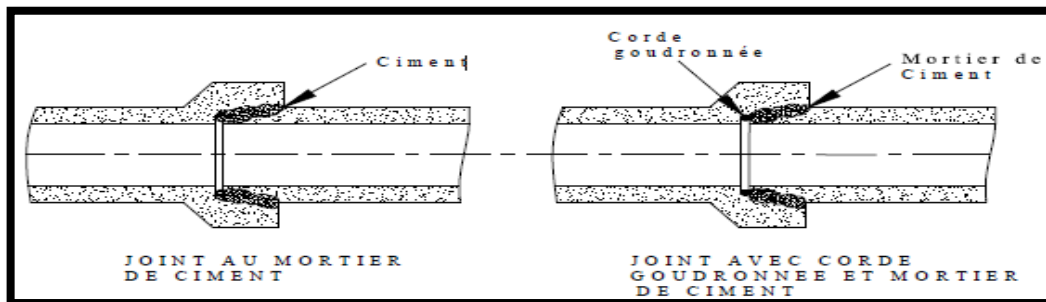


Figure VI-2 : Joints sur tuyau en grès

Source : [http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/\(HU\)](http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/(HU))

D. Conduite en matière plastique :

Les conduites en plastique sont résistantes à la corrosion inertes et stables vis-à-vis de nombreux réactifs chimiques. On peut distinguer :

- Les conduites en matières thermodurcissables.
- Les conduites en matières thermoplastiques.

❖ Joints :

Ces conduites peuvent être assemblées soit par collage, soit par bagues d'étanchéité.

E. Conduite en béton armé :

❖ Nature du matériau :

L'armature formant la conduite en béton armé se compose de :

- Génératrices disposées en parallèle le long de la canalisation.
- Cercles disposés de telle façon à former les grilles avec les génératrices.

❖ Fabrication :

On dispose de trois procédés de fabrication :

- La vibration : les conduites vibrées sont fabriquées à l'aide de trois dispositifs :
 - Vibrateurs fixe ou mobiles.
 - Table vibrante.
 - Noyau vibrant.
- La centrifugation : permet le coulage du béton en présence d'armatures, dans un moule animé d'une vitesse de rotation variable.
- Le compactage : les conduites compactées ne sont généralement pas armées, pour un diamètre de 100 à 1200 mm.

❖ Joints :

Afin d'assembler les conduites en béton armé ou non armé, on a cinq types de joints :

- Joint à 1/2 emboitement.
 - Joint à coller.
 - Joint plastique.
 - Joint type Rocla.
 - Joint torique.
- ➔ Pour notre projet, les conduites utilisées seront en béton armé de profil circulaire vu les avantages qu'elles présentent :
- Etanchéité primordiale.
 - Résistance attaques chimiques.
 - Bonne résistance mécanique.
 - Leur bonne stabilité dans les tranchées.
 - Pose et assemblage facile.
 - La disponibilité sur le marché national.

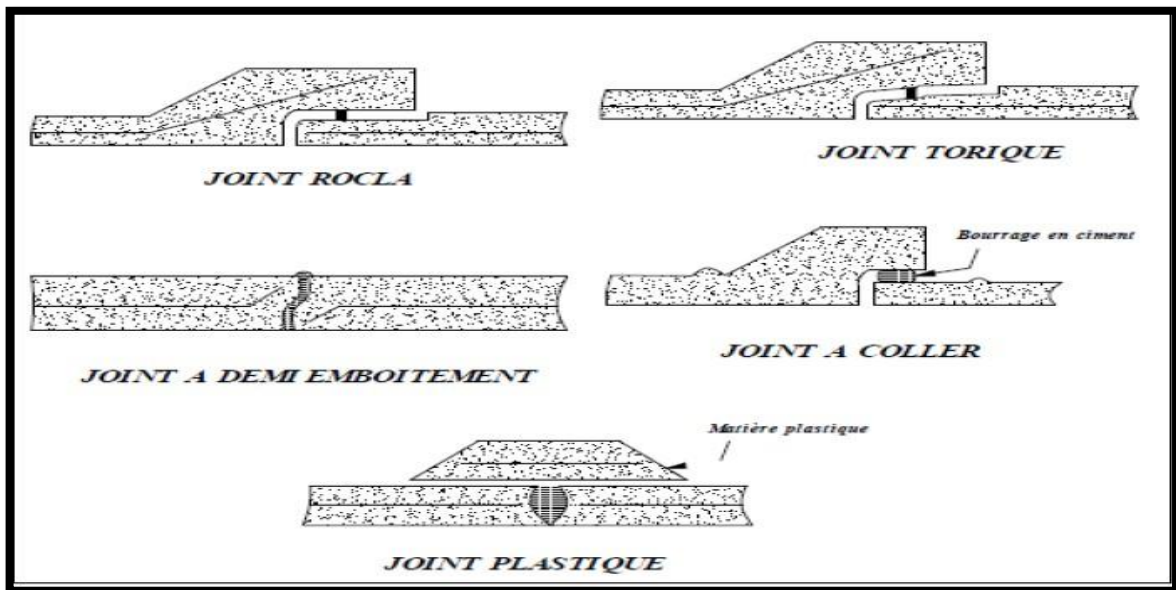


Figure VI-3 : Joints sur tuyaux en béton

Source : [http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/\(HU\)](http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/(HU))

➔ Pour notre projet, nous avons choisi ce type pour les conduites, vu les avantages qu'elles présentent :

- Bonne étanchéité.
- Bonne résistance mécanique.
- Bonne stabilité dans les tranchées.
- Pose et assemblage facile.
- Disponibilité sur le marché national.

VI.1.5. Les essais de conduites préfabriqués :

Pour assurer le bon fonctionnement des conduites préfabriquées, de nombreux essais s'imposent notamment les essais à l'écrasement, à l'étanchéité, et à la corrosion.

A. Essai à l'écrasement :

L'essai à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts, ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite.



Figure VI-4 : L'essai à l'écrasement sur les conduites en béton.

Source : www.prefamaroc.ma

B. Essai d'étanchéité :

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

- A l'usine : La conduite est maintenue debout (béton) remplie d'eau, la diminution du niveau de ce dernier, ne doit pas dépasser 2 cm en 24 heures.
- Sur chantier : Un des trois essais peut être envisagé :
 - L'essai à l'eau : effectué pendant 30 min pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.
 - L'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.

- L'essai à l'air sous pression : sous pression d'un bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0.5 bar durant 3 minutes, pour les conduites circulaires.



Figure VI-5 : L'essai d'étanchéité à l'air sous pression

Source : www.prefamaroc.ma

C. Essai de corrosion (chimique) :

Les conduites en béton ou en amiante ciment, sont les plus utilisées et les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré. La destruction du béton commence par la baisse de PH superficiel suite au lessivage de la chaux en excès et à la carbonatation de la surface par le gaz carbonique.

L'épreuve de corrosion se fait par l'addition de différents acides (acide chlorhydrique, acide nitrique, acide sulfurique). Après le lavage à l'eau douce et l'assèchement à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être alternées.

VI.1.6. Les remèdes :

Les remèdes qu'il est possible de proposer pour lutter contre l'action des sulfures sont de deux natures :

- Remèdes hydrauliques.
- Remèdes Chimiques.

VI.1.7. Pose de canalisation :**A. Les conditions de pose :**

Les principales conditions exigées lors de la pose des canalisations, sont les suivantes :

- La canalisation doit être enterrée sous une couverture d'au moins 80 cm au départ.
- Les canalisations d'eau usée et pluviale sont souvent posées en parallèles dans la même tranchée, mais elles sont décalées de 30 à 40 cm.
- D'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale,
- De réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur.
- De placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches,
- D'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, Vieilles maçonneries, ...) qui constituent des tasseaux naturels.

B. Les modes de pose :

Le mode de pose des canalisations diffère selon la nature du terrain.

❖ Terrain normale :

Dans ce type de terrain, la canalisation doit être posée sur un lit de sable de 10 ou 20 cm.

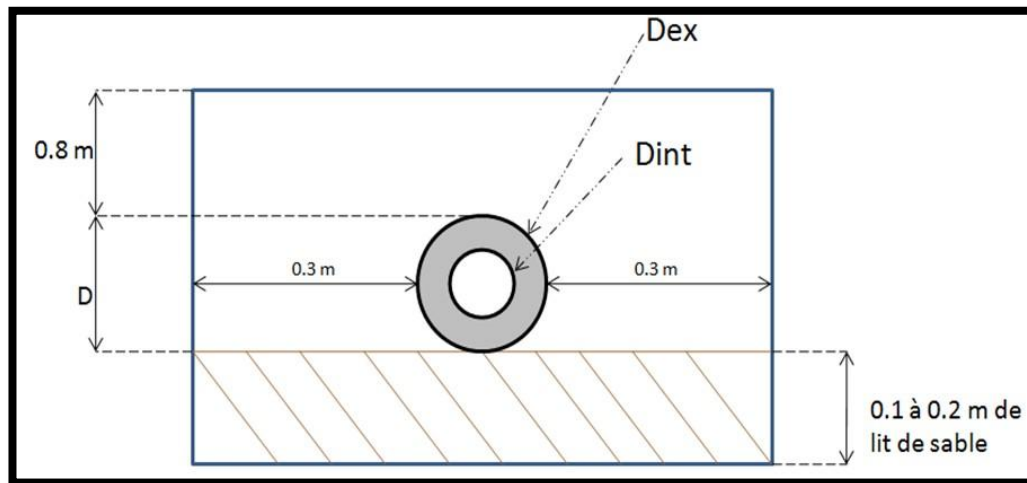


Figure VI-6 : Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

Source : <http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/HU>

❖ Mauvais terrain :

Dans les terrains peu consistants, la canalisation doit reposer sur deux briques posées au fond et le vide sera rempli de sable.

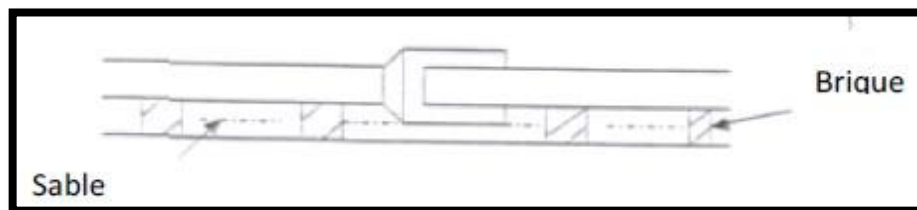


Figure VI-7 : Pose de canalisation sur un mauvais terrain

Source : <http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/HU>

❖ Terrain très mauvais :

Dans ce type de terrain une dalle en béton préfabriqué doit être envisagée au fond de la tranchée.

➔ Pour notre projet, nous avons choisi le type de pose de canalisation dans un terrain ordinaire, vu que le terrain est plat.

VI.2. Les ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes participent au réseau au même titre que les canalisations et notamment dans l'exploitation. Les ouvrages Annexes sont à considérés selon deux types distincts :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

VI.2.1. Les ouvrages normaux :

Les ouvrages normaux, sont les ouvrages courants, qui sont indispensable en amont ou au cours des réseaux, ils assurent généralement la fonction recette des effluents.

On les divise en trois catégories :

A. Les branchements particuliers :

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

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.

➔ Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

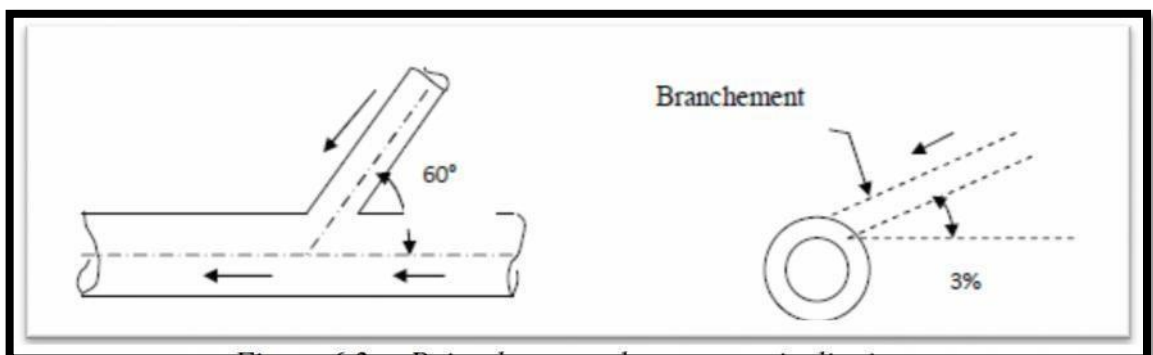


Figure VI-8 : Exemple d'un branchement simple

Source : [http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/Regard_de_visite_\(HU\)](http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/Regard_de_visite_(HU))

B. Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout, appelés aussi regard de chaussée. Elles servent pour l'absorption du ruissellement d'eau pluvial vers le collecteur, et sont placées tous les 50 m.

Elles sont utilisées aux points bas des caniveaux, soit dans le trottoir (absorption par le bas), soit dans la chaussée (absorption par le haut).

On peut classer les bouches d'égout selon le recueil des eaux, en cinq types :

- **Les bouches d'égout avec grille et couronnement métallique** : Ce type de bouche d'égout, permet l'entrée des eaux dans le réseau, soit au moyen d'un siphon, soit directement par sur verse au-dessus du seuil du puisard de décantation.
- **Les bouches d'égout avec bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique** : Afin d'évacuer l'eau, un entonnoir est prolongé par une jupe dont la base doit plonger au moins à 0,05 m au-dessous du niveau permanent du puisard de décantation.
- **Les bouches d'égout avec bavette et couronnement en pierres ou en béton** : Ce type est une variante applicable aux deux types précédents.
- **Les bouches d'égout à avaloir métallique grille et couronnement combiné** : Elles sont comme les précédentes, la seule particularité repose dans le fait que le dispositif métallique supérieur s'emboîte directement sur l'arase supérieure de la cheminée.
- **La bouche d'égout à grille seule** : Les bouches d'égout à grille seule, s'emboîtent directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

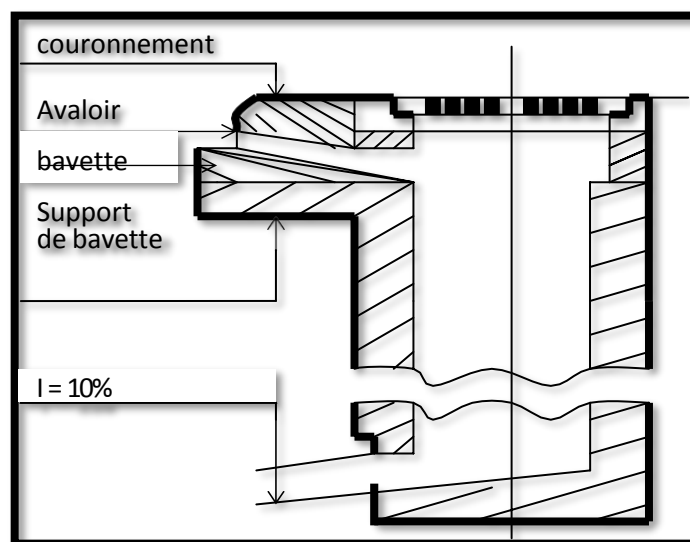


Figure VI-9 : Exemple d'une bouche d'égout sans décantation

Source : [http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/Regard_de_visite_\(HU\)](http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/Regard_de_visite_(HU))

C. Les regards :

Les regards sont des dispositifs donnant accès à l'ensemble du système d'assainissement, et à cet effet, permettent de contrôler et d'entretenir ce dernier plus facilement.

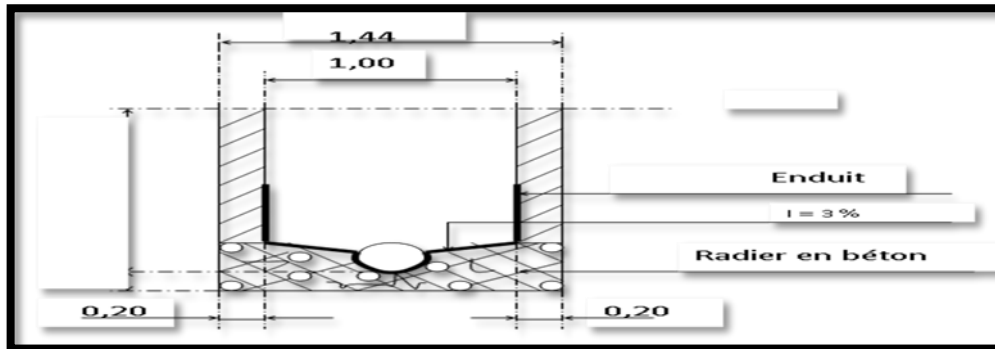


Figure VI-10 : Exemple d'un regard simple

Source : [http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/Regard_de_visite_\(HU\)](http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/Regard_de_visite_(HU))

❖ Fonctions :

Dans le système d'assainissement le regard a quatre fonctions principales, il permet de :

- Réaliser des coudes de 90 degrés (au niveau de la canalisation).
- Insérer des accessoires de nettoyage à tout moment.
- Contrôler toutes les parties composantes du dispositif d'assainissement.
- Surveiller et entretenir l'ensemble du système d'assainissement.

❖ Emplacement :

Un regard doit être installé sur les canalisations :

- A tous les points de jonctions.
- Au changement de direction.
- Au changement de pente de canaux.
- Aux points de chute.

❖ Types de regards :

Les types de regards varient en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain, ainsi que du système d'évacuation, donc on distingue :

- **Regard de visite :** ce sont des regards installés tous les 30 à 50 m le long du collecteur. Leurs dimensions sont fonction du diamètre à utiliser. Ils servent d'accès à l'intérieur du collecteur en cas d'entretien et de réparation.



Figure VI-11 : Regard de visite.

Source : monnet-entreprise.com

- **Regard de ventilation** : La présence d'air dans les égouts, est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydrogène.
 - **Regards simples de jonction** : Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections, ils sont construits de telle manière à avoir :
 - Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard).
 - Les dénivelées entre les radiers des collecteurs.
 - Une absence de reflux d'eau par temps sec.
 - Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.
 - **Regard de chute** : Ces regard sont utilisés en cas de fort pente et sont très utiles pour la gestion de réseau ; la distance entre regards est variable :
 - De 30 à 50 m en terrain accidenté.
 - De 50 à 80 m en terrains plats.
 - **Les regards de toboggan** : ces regards sont utilisés en cas d'exhaussement des remous.
 - **Les regards latéraux** : ils sont placés latéralement par rapport à l'axe du collecteur, lorsque le diamètre est important.
 - **Les regards doubles** : sont utilisé dans le cas d'un système séparatif, recevant la conduite d'eau pluvial et la conduite d'eau usées.
- ➔ Dans notre projet, on va baser sur les regards de jonction et de visite qui sont utilisée dans les terrains plats.

VI.2.2. Les ouvrages spéciaux :

Ces ouvrages ne sont pas systématiquement obligatoires dans le concept général du réseau. Mais dans certains cas, leur présence s'avère indispensable tel le déversoir d'orage.

A. Déversoirs d'orage (Salah, B. 2014) :

Un déversoir d'orage est un ensemble de dispositifs permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau d'aval.

Quelque soit le type d'ouvrage, un déversoir doit assurer trois fonctions essentielles :

- Evacuer sans surverse et sans remous le débit d'eaux usées de temps sec.
- Evacuer sans surverse le débit critique.
- Surverser le débit excédentaire de pluie et d'orage sans mise en remous nuisible du réseau amont et sans surcharge excessive en débit du réseau aval.
- Assurer le partage du flux polluant entre milieu naturel et collecteur aval. Ce partage est différent suivant le type du déversoir d'orage, sa position sur le réseau et les ouvrages annexes.

Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire.

➤ **Emplacement des déversoirs d'orage :**

Avant l'emplacement des déversoirs d'orage il faut voir :

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.
- Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâchers d'effluents dans le milieu récepteur.

-La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.

-Le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval.

-Topographie du site et variations des pentes.

Ils sont placés :

* Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit.

* Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou déchargé un collecteur

Avant leurs projections il faut voir :

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
- La topographie du site et La variations des pentes.

➤ **Types des déversoirs :**

On distingue plusieurs types de déversoir :

A) -1- Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée :

Pour le calcul de cet ouvrage il faut que l'écoulement en amont soit fluvial. La présence d'un seuil élevé (marge de sécurité) conduit à la formation d'un ressaut dans la conduite d'amenée. Les vannes utilisées sur les conduites de décharges peuvent être manipulées en fonction du débit transité par le déversoir.

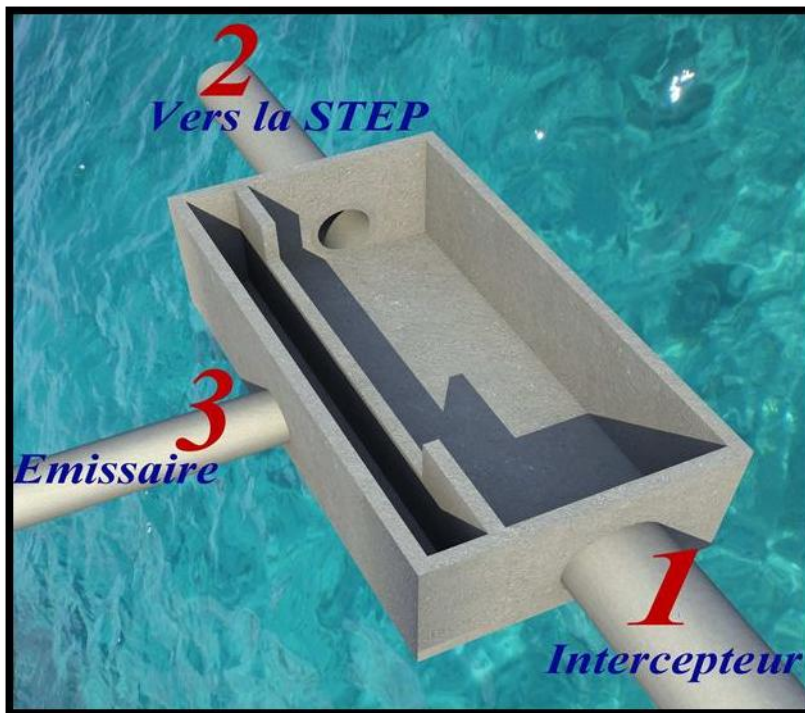


Figure VI-12 : Déversoir d'orage à seuil latéral. Modélisation en trois dimensions.(toubal,2011)

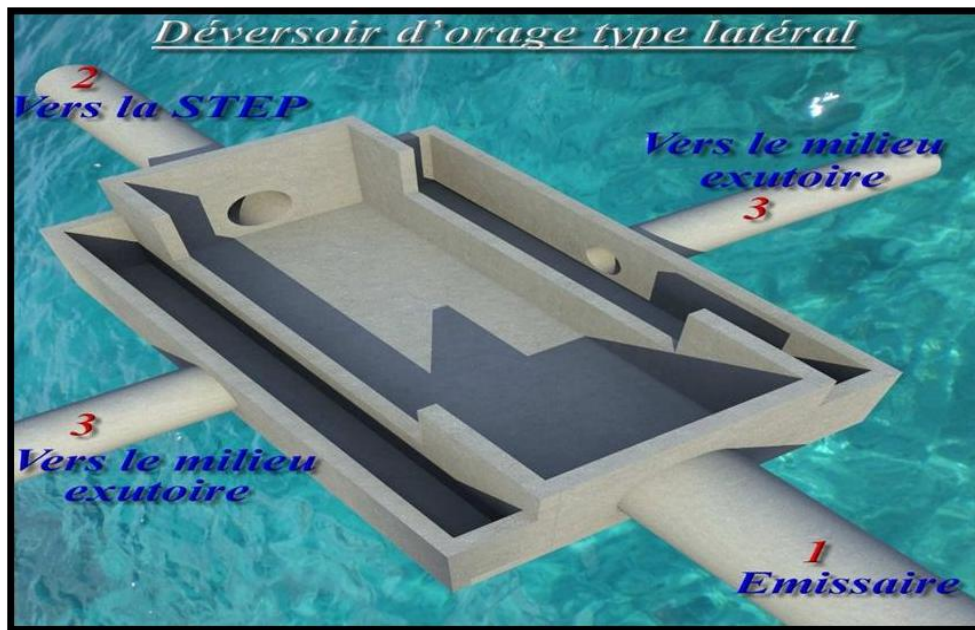


Figure VI-13 : Déversoir d'orage type latéral à double seuil. Modélisation en trois dimensions. .(toubal,2011)

A) -2- Déversoir a seuil latéral et conduite aval libre :

Ce type de déversoir diffère du précédent essentiellement par le fait que la conduite aval à un écoulement libre, si pour le débit max. d'orage la charge sur la crête aval est nulle. Ce type de déversoir assurera un débit aval constant quel que soit le débit déversé.

B) - Déversoir d'orage à ouverture du fond :

Dans ce type d'ouvrage : le débit d'eau usée transite à travers une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation. On a d'autres types de déversoirs comme :

- Les déversoirs à seuil frontal :

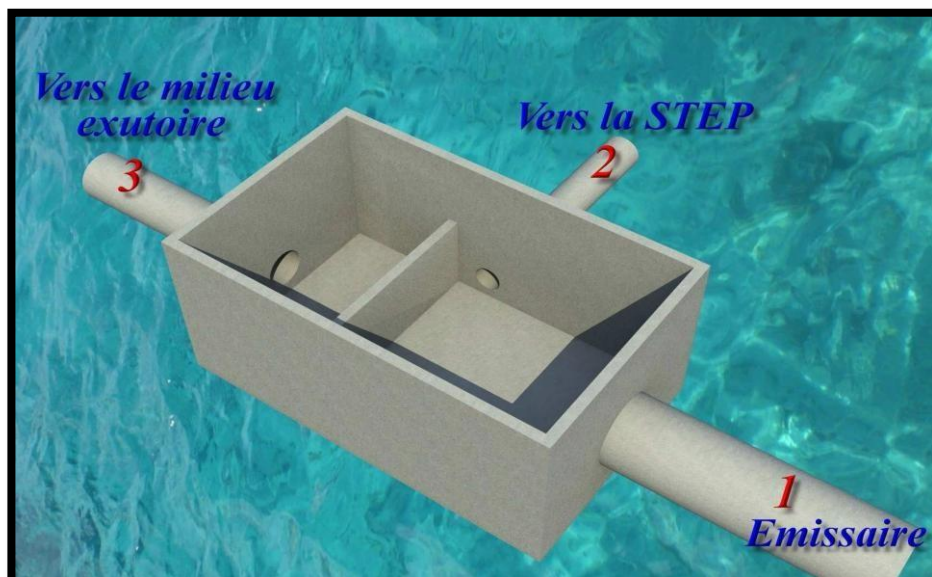


Figure VI-14 : Déversoir d'orage type frontal. Modélisation en trois dimensions. .(toubal,2011)

-Déversoirs type Escalier :

Ce dernier a pour rôle les fonctions suivantes :

Alléger la surcharge dans la partie basse de l'agglomération.

Il est utilisé en cas de décharge de collecteur de part et d'autre, il est placé dans des endroits où il n'y a pas de charriage.

Si le terrain est à forte pente, il est utilisé pour éviter la surcharge.

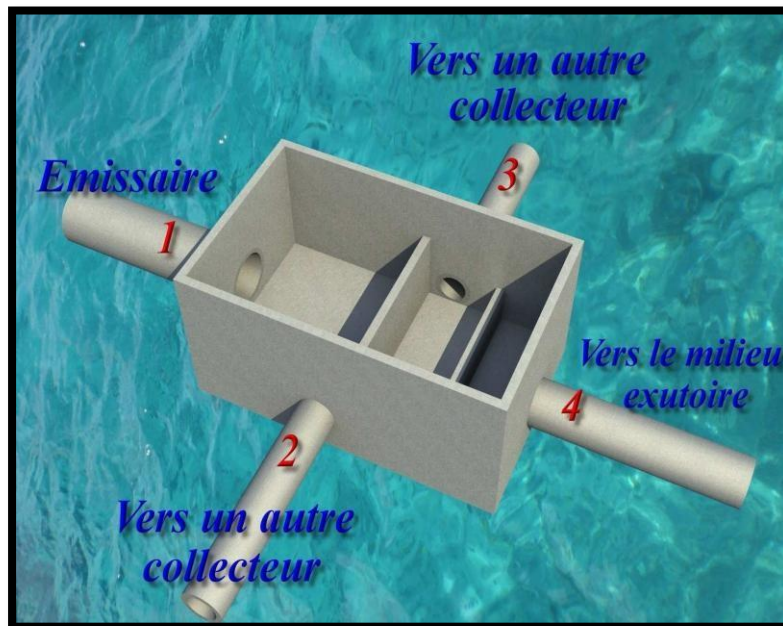


Figure VI-15 : Déversoir d'orage type Escalier. Modélisation en trois dimensions.(toubal,2011)

-Déversoir By-pass :

C'est un déversoir qui a pour rôle de partager le débit en deux directions et l'amélioration des propriétés hydrauliques dans les collecteurs aval.

➤ Dimensionnement des déversoirs d'orage :

Pour notre cas nous optons pour la triple dilution, c'est à dire, le débit qui se dirige vers la station d'épuration par l'intermédiaire du déversoir d'orage est égal à trois fois le débit de temps sec. Le débit restant sera rejeté vers l'Oued par l'intermédiaire d'un émissaire

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil latéral

On doit déterminer :

- Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits en temps sec

(Q_{US}) et du débit pluvial (Q_P)

$$Q_T = Q_P + Q_{US}$$

- Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers la station d'épuration :

$$Q_{ST} = d \times Q_{US}$$

d : représente la dilution ($d=3$).

Le débit rejeté vers l'oued : $Q_R = Q_T - Q_{ST}$

- la hauteur de la lame déversée (H_r)
- la longueur du seuil, déversant (L).

Dimensionnement de déversoir d'orage et leur emplacement :

Pour notre cas nous optons pour la double dilution, c'est-à-dire, une partie d'eau usée domestique pour une partie d'eau pluviale. Donc, le débit qui se dirige vers la station d'épuration par l'intermédiaire du déversoir d'orage est égal à deux fois le débit de temps sec. Le débit restant sera rejeté vers l'oued par caniveaux ou conduite.

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 2000$ mm
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 22.4$ m³/s
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 23.34$ m³/s
- Débit de pointe allant vers la station :

$$Q_{ST} = 1.263 \quad Q_{US} = 0.421 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Calcul du coefficient de retardement**

Le coefficient de retardement a pour but la diminution des débits pluviaux, cette diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs d'orage.

$$Z = 1 - \frac{tc}{100}$$

T_c = temps de concentration (mn)

$T_c = 25$ min.

Donc $Z = 0.75$

- **Calcul du débit critique :**

$$Q_{cr} = Z * Q_t = 0.75 * 22.48 = 16.86 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Calcul du débit dilué :**

On choisit une dilution de 3 donc :

$$Q_{dilué} = 3 * (0.42) = 1.26 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- **Calcul de la hauteur d'eau amont :**

On utilise l'abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de R_h

$D_e = 2000$ mm.

$$R_q = Q_{cr}/Q_{ps} = 16.86/23.34 = 0.72 \Rightarrow R_h = 0.78$$

$$H_{amont} (H_{cr}) = R_h \times D_e = 1560 \text{ mm}.$$

- **Calcul de la hauteur du seuil :**

$D_{amont} = 2000$ mm.

$$R_q = Q_{dilué}/Q_{ps} = 1.26/23.34 = 0.054 \Rightarrow R_h = 0.16$$

$$H_{seuil} = R_h \times D_e = 320 \text{ mm}.$$

$H_{dev} = H_{amont} (H_{cr}) - H_{seuil} = 1560 - 320 = 1240 \text{ mm}$

- **Calcul de la longueur du déversoir:**

$$Qd = \frac{2}{3} * \mu * L * \sqrt{2 * g} * Hd^{\frac{2}{3}}$$

Avec :

- μ : coefficient de contraction de la lame déversante qui tient compte de l'écoulement

$$\mu = 0.6$$

-L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversante) exprimée en mètres

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

- H_d : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir

Donc :

$$L = \frac{Qd}{\frac{2}{3} * 0.6 * (2 * g)^{\frac{1}{2}} * (Hd)^{\frac{2}{3}}}$$

$$L = \frac{16.86 - 1.26}{\frac{2}{3} * 0.6 * (2 * 9.81)^{0.5} * (1.24)^{1.5}} = 6.37 \text{ m.}$$

▪ **La station d'épuration :**

Malheureusement la plupart des rejets se font dans les oueds qui descendent vers la plaine, et l'on peut dire que les impacts des eaux usées sur l'environnement sont préoccupants.

La station d'épuration est un outil fondamental pour la protection des milieux naturels. La valorisation de l'image de la station passe par un ensemble de dispositions qui sont à prendre en considération dès l'élaboration du projet en commençant par le choix de l'emplacement du site.

A cet égard, quelques règles doivent être rappelées :

- Éviter les zones inondables entraînant parfois des dysfonctionnements pendant de longues périodes.

- Éviter de construire à proximité d'habitations, de zones d'activités diverses (sportives, touristiques, ...). Dans la pratique, et pour éviter tout contentieux avec le voisinage, on réserve une distance minimale de 200 m en tenant compte de la dominance des vents.
- S'éloigner le plus possible des zones de captage même si le périmètre de protection est respecté.
- Penser aux extensions ou aux aménagements futurs de la ville et de la station lui-même (disponibilité et réservations de terrains). (R. SALGHI)

Pour pouvoir étudier un projet de réalisation d'une STEP ou proposer un procédé de traitement des eaux usées, il faut au préalable disposer de certaines données de bases requises pour le dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées, telles que :

- Débit total journalier (m^3/j)
- Débit moyen horaire (m^3/h)
- Débits de pointe en temps sec et en temps de pluie (m^3/h)
- Charges polluantes (DBO₅ et MES) (kg/j).
- Un prétraitement (Dégrillage, Dessablage - Déshuilage)
- Un traitement biologique (bassin d'aération, décantation secondaire pour la clarification)
- Un traitement tertiaire (Bassin de désinfection)
- Un traitement des boues (Épaississement, Déshydratation, lit de séchage...).

L'épuration des eaux usées avec les différents procédés élimine une grande partie de polluants, et des boues constituant un sous-produit de l'épuration. Le choix du procédé est conditionné par les caractéristiques de l'eau à épurer et leur réutilisation, ainsi que la nature du milieu récepteur. Une fois l'eau usée est épurée, cette dernière est rejetée sans risque de contamination ou de pollution majeure.



Figure VI-16 : Milieu récepteur. (Dre Sidi bel abbes)



Figure VI-17 : Rejet principal. (Dre Sidi bel abbes)

Conclusion :

Pour exploiter au mieux un réseau d'assainissement est garantir sa durabilité, il est judicieux de l'équiper d'ouvrages nécessaires qui contribuent à son bon fonctionnement ; ces ouvrages sont choisis en se basant sur le paramètre technico-économique ; pour qu'ils puissent montrer aucune difficulté à remplir leurs rôles. Dès lors on a choisi :

Les canalisations en béton et en PVC pour les diamètres inférieurs à 600mm et le béton armé pour les diamètres supérieurs pour supporter la charge.

On a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir :

- Un déversoirs d'orage de type frontal.
- Les regards.
- Une station d'épuration pour la préservation de milieu naturelle contre la pollution.

CHAPITRE VII :

Organisation de chantier

Introduction :

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possible les travaux à exécuter avant d'aller sur chantier et avant le commencement de la réalisation. Pour cela il faut toujours commencer par la partie théorique et ensuite la partie pratique.

Dans le but d'une réalisation optimale avec comme principaux objectifs la rapidité, la qualité et l'économie dans la réalisation, l'organisation de chantier est une phase importante dans le déroulement des travaux. Cette étape doit imposer un bon rythme de travail en définissant avec précision la durée nécessaire pour la réalisation de chaque opération ainsi que la main d'œuvre nécessaire et les moyens matériels (matériaux de constructions, engins, ...).

VII.1. Les étapes de réalisation du projet :

Pour la pose de canalisation, on doit exécuter dans un ordre précis certaines opérations.

VII.1.1. Exécution des travaux :

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- La vérification, manutention des conduites.
- Le décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou de végétation.
- L'emplacement des jalons et des piquets (piquetage).
- L'exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- L'aménagement du lit de pose.
- La mise en place des canalisations en tranchée.
- L'assemblage des tuyaux.
- La construction des regards.
- Les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Remblai des tranchées.

VII.1.2. Manutention et stockage des conduites :

A. Manutention :

Afin de préserver les conduites pendant le transport, il faut éviter les chocs en particulier sur les extrémités, et éviter le déchargement brutal sur le sol

B. Stockage :

Pour le stockage du matériel, il faut absolument respecter ces consignes :

- L'aire de stockage doit être plane et nivelée.
- Les accessoires et les conduites doivent être à l'abri du soleil.
- Préserver les conduites des produits chimiques, des solvants et des huiles.

VII.1.3. Décapage de la terre végétale :

C'est une opération préliminaire, qui consiste à éliminer la couche superficielle du sol (les dix (10) premiers centimètres de la surface) constituée principalement de matière végétale.

VII.1.4. Exécution des tranchées et des fouilles des regards :

Le fond de fouille doit être arasé à la pente du projet, en évitant le remaniement, et en respectant les largeurs minimales des tranchées par mesure de sécurité.

VII.1.5. Aménagement du lit de sable :

Les conduites doivent être posées sur un lit de sable, qui sera bien nivelée suivant les côtes du profil en long comme le montre la figure ci-dessous :

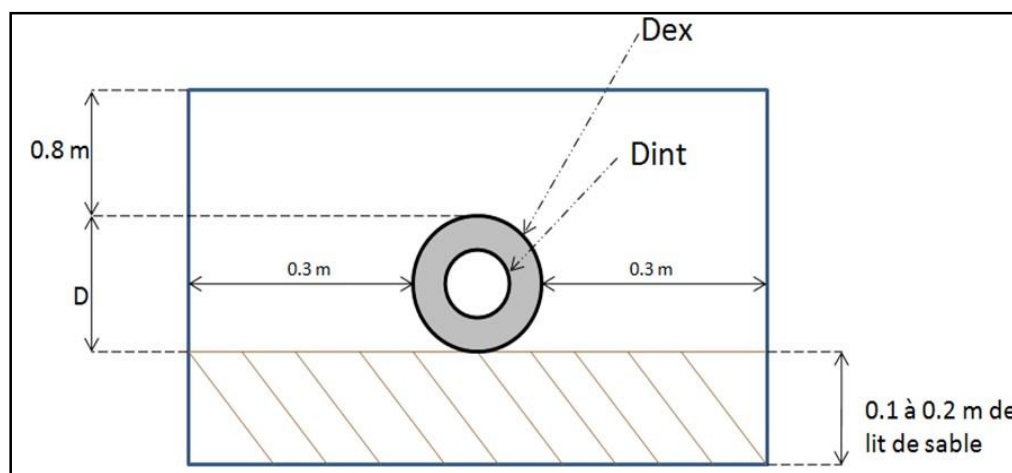


Figure VII-1 : Pose du lit de sable

Source : <http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/HU>

VII.1.6. Emplacement des piquets :

Dans chaque point d'emplacement d'un regard, on doit placer un jalon de piquet.

VII.1.7. Pose des canalisations :

Durant la pose de canalisation, il faut vérifier que :

- La décente du tuyau se fait dans une fouille blindée
- Les surfaces des abouts doivent être débarrassés.
- Les joints doivent être vérifiés et nettoyés.

VII.1.8. Assemblage des canalisations :

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

VII.1.9. Essai d'étanchéité :

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

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

VII.1.10. Exécution des regards :

Les regards ont généralement une forme cubique, leurs dimensions varient en fonction des profondeurs des tranchées. La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé comme on peut avoir aussi des regards préfabriqués.

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

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

- Coffrage de la dalle.
- Bétonnage de la dalle.
- Décoffrage de la dalle.

VII.1.11. Réalisation des branchements :

Les branchements comprennent de l'aval vers l'amont :

- Le raccordement de la canalisation de branchement vers la canalisation principal (généralement un regard)
- La canalisation de branchement proprement dite avec une pente au moins égale à 3% ;
- Eventuellement un regard collecteur de branchement.
- Sur chaque branchement individuel, la boîte de branchement à la limite du domaine public.

VII.1.12. Remblayage et compactage :

Pour assurer la protection de la canalisation, et la transmission des charges, on doit effectuer un remblayage avec un matériau similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral.

A. Choix des engins :

Pour réaliser ces travaux, on doit utiliser différents types d'engins, car chaque opération nécessite un engin précis. Ces engins sont répartis en trois grandes familles :

- **Les engins de chargement :**
 - Les chargeuses.
 - Les pelles hydrauliques.
 - Les pelles mécaniques.
- **Les engins de transport :**
 - Les brouettes.
 - Les camions bennes.
 - Les dumpers.
 - Les motos basculeurs.
 - Les véhicules utilitaires.
- **Les engins de mise en place des matériaux :**
 - Les niveleuses.
 - Les compacteurs.
 - Les finisseurs.

Concernant notre projet, on a utilisé les engins suivants :

❖ **Pour le décapage :**

Le décapage est une opération de terrassement visant à ôter la couche superficielle de terre. Cette dernière se compose en effet de végétaux et de déchets organiques susceptibles de rendre instable le futur édifice. Elle est retirée sur une épaisseur comprise entre 10 cm et 40 cm et stockée afin d'être éventuellement réutilisée lors de l'aménagement du terrain. En effet, la terre végétale de qualité demeure un produit recherché pour les aménagements extérieurs.

Nous utilisons la niveleuse sur les terrains faciles à décapé, elle est le meilleur engin adopter à ce type de travaux ; et on utilise le « Bulldozer » dans les terrains difficiles.



Figure VII-2 : Bulldozer.

Source : <https://www.4geniecivil.com/2017/04/noms-des-engins-de-chantier.html>

❖ **Pour l'excavation des tranchées :**

On utilise une pelle équipée en rétro. Les Pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est-à-dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille.
- Temps de transport.
- Temps de déchargement.
- Temps de remise en position de déblais.

Ces engins sont très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir



Figure VII-3 : Pelle équipée en rétro.

Source : <https://www.4geniecivil.com/2017/04/noms-des-engins-de-chantier.html>

❖ **Pour le remblaiement des tranchées :**

Le remblayage a été fait en utilisant une chargeuse, qui comporte un corps automoteur articulé, et une benne de grande taille à l'avant.

- Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.
- Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.



Figure VII-3 : Chargeuse.

Source : <https://www.4geniecivil.com/2017/04/noms-des-engins-de-chantier.html>

❖ **Pour le compactage :**

Le compactage de la terre après remblayage a été fait avec un compacteur à rouleaux lisses, qui est un engin lourd, qui tasse la terre sous lui grâce à un ou plusieurs rouleaux en font.

VII.2. Détermination des différents volumes des travaux :**VII.2.1. Volume du décapage de la couche végétale :**

$$V_{\text{déc}} = H_{\text{vc}} \times L \times B_{\text{cv}} \quad (\text{VII.1})$$

Tel que :

$V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale décapée (m³).

H_{cv} : profondeur de la couche végétale (m)

L : longueur totale de la tranchée (m).

B_{cv} : largeur de la couche végétale (m).

VII.2.2. Volume du déblai des tranchées :

$$V_{\text{d}} = B \times L \times H \quad (\text{VII.2})$$

Tel que :

V_{d} : volume du déblai des tranchées (m³).

B : largeur de la tranchée (m).

H : profondeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

VII.2.3. Volume occupé par le lit de sable :

$$V_{\text{ls}} = e \times L \times B \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

V_{ls} : volume du lit de sable (m³).

e : épaisseur de la couche de sable (m).

B : largeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

VII.2.4. Volume occupé par les conduites :

$$V_{\text{cond}} = (\pi \times D_{\text{ext}} / 4) \times L \quad (\text{VII.4})$$

Avec :

V_{cond} : volume occupé par les conduites (m³).

D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

VII.2.5. Volume de l'enrobage :

$$V_e = H_e \times L \times B \quad (\text{VII.5})$$

Avec :

H_e : hauteur d'enrobage

B : Largeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

VII.2.6. Volume du remblai de protection :

$$V_{rem} = V_d - (V_{cond} + V_{déc} + V_{ls}) \quad (\text{VII.6})$$

Avec :

V_{rem} : volume du remblai (m³).

V_d : volume du déblai (m³).

V_{ls} : volume du lit de sable (m³).

$V_{déc}$: volume de la couche végétale décapée (m³).

V_{cond} : volume de conduite (m³).

VII.2.7. Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_{rem} \quad (\text{VII.7})$$

Tel que :

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

V_f : Volume du sol foisonné (m³).

V_{rem} : Volume du remblai (m³).

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \quad (\text{VII.8})$$

Avec :

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol.

VII.3. Devis quantitatif et estimatif :

Tableau VII-1 : Devis quantitatif et estimatif du projet :

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage à grande masse	m ³	1860	140	260400.00
2	Déblai de tranchée	m ³	24170	250	6042500.00
3	Pose lit de sable, e=10cm	m ³	2950	1500	4425000.00
4	Remblai de la tranchée	m ³	12420	200	2484000.00
B	Canalisation				
	Fourniture, transport et pose de canalisation				
	Ø300mm	ml	2167	2600	5634200.00
	Ø400mm	ml	2806	3800	1066280.00
	Ø500mm	ml	207	5200	1076400.00
	Ø600mm	ml	1077	6500	7000500.00
	Ø800mm	ml	1254	10000	12540000.00
	Ø1200mm	ml	28	15000	420000.00
	Ø1500mm	ml	50	18000	900000.00
C	Construction :				
1	Regard	U	221	30000	6630000.00
2	Déversoirs d'orage	U	1	300000	300000.00
				Total (HT) :	48779280.00
				T.V.A (19%)	9268063.20
				Total (T.T.C)	58047343.20

Conclusion :

Pour conclure, on peut dire que l'organisation de chantier est nécessaire pour la réalisation d'un système d'assainissement, et cela afin d'économiser le cout, l'énergie et le temps sans oublier l'amélioration du rendement de travail.

Cette discipline nous permet aussi d'établir un devis quantitatif et estimatif qui nous aide à évaluer le coût total de notre projet estimé à **58 04 7343,20 DA**

Conclusion générale

A fin e ce travail, on peut conclure que la réalisation d'un réseau d'assainissement repose sur différentes phases allant de la collecte à l'évacuation des déchets solides et liquides, en passant par leur traitement.

Nous avons commencé par la présentation de la zone d'étude et ses caractéristiques.

Après, on a fait l'étude hydrologique pour déterminer l'intensité moyenne maximale qui est de 142 L/s/ha, en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV.

Après on a déterminé les paramètres de base pour une bonne estimation des débits d'évacuation, Nous avons choisi un système unitaire avec un schéma par déplacement latérale.

Pour l'évaluation des débits des eaux usées, nous avons pris en considération les débits domestiques et publiques vu qu'il n'y a pas des industries au niveau de la zone. Pour l'estimation des débits pluviaux, nous avons découpé la zone en 17 sous-bassins, choisi le coefficient de ruissellement selon la nature de la surface drainée et opté pour la méthode rationnelle.

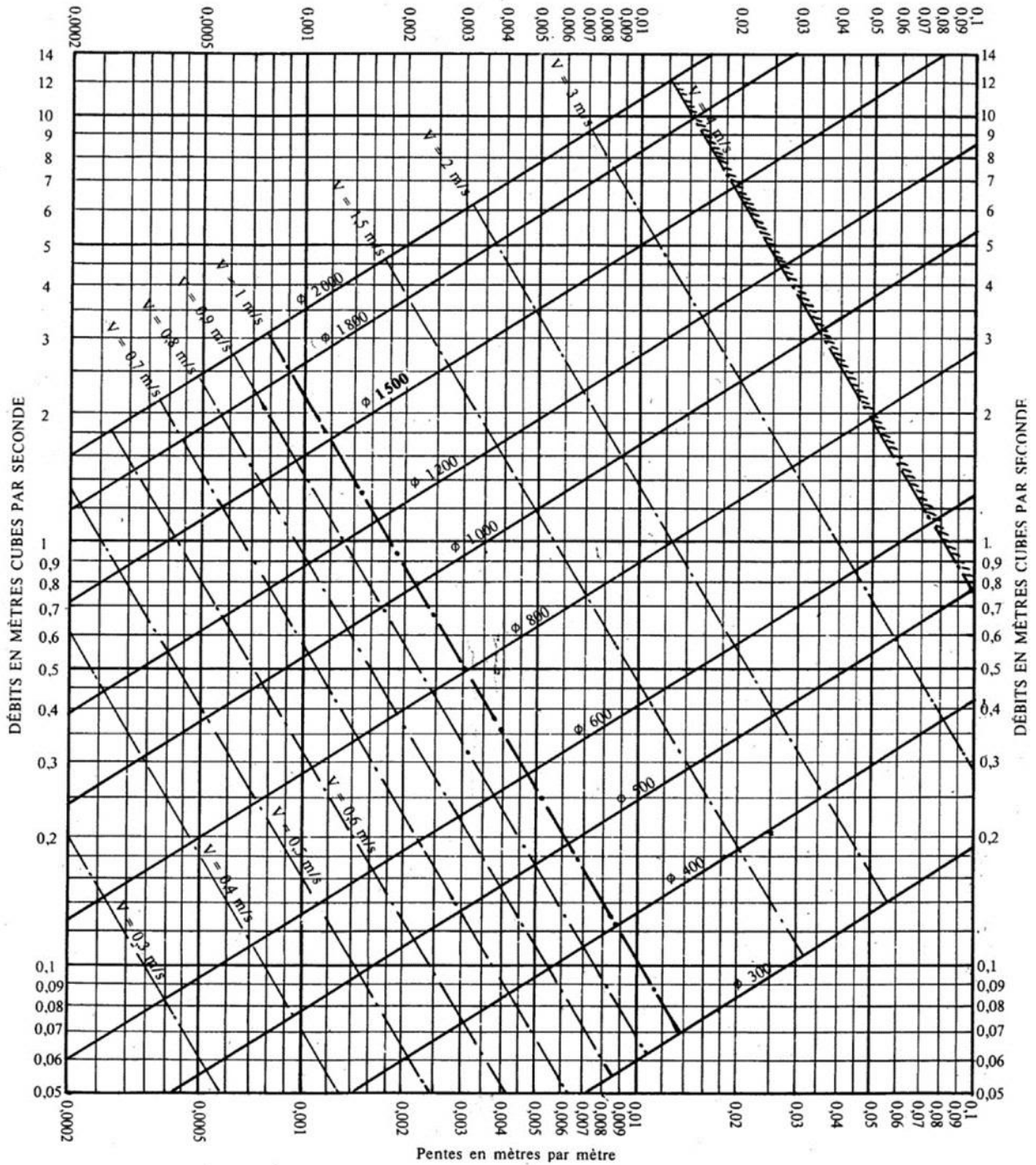
Concernant les ouvrages annexes, le choix du système unitaire et le problème de la charge polluante très élevé, nous ont épargné la conception d'un déversoir d'orage pour les eaux pluviales.

Du coté économique, nous avons élaboré un devis quantitatif et estimatif afin d'évaluer le coût de projet qui est de 58 04 7343,20 DA.

Annexe

ABAQUE 2-a

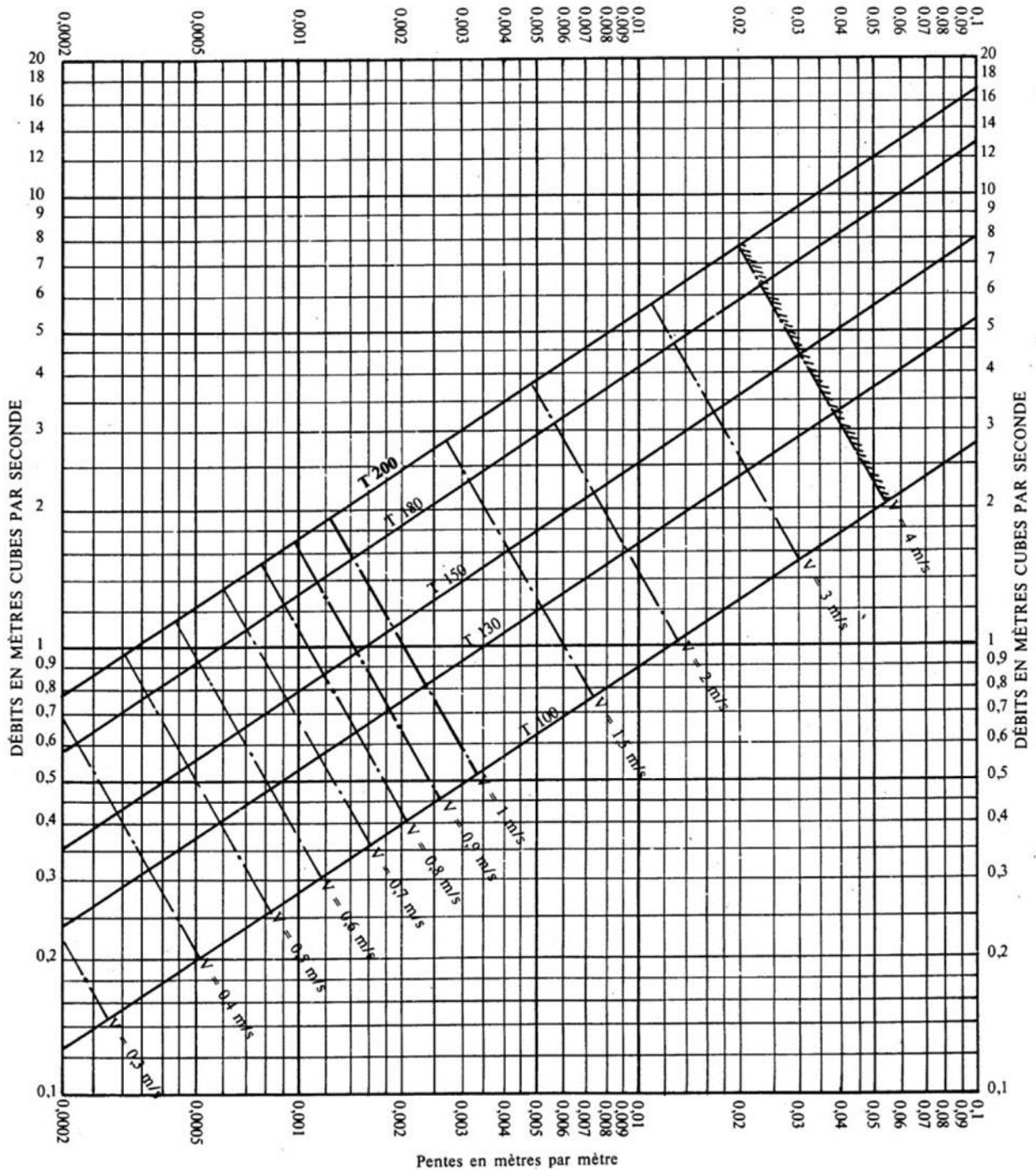
RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)



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 % ($\gamma = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

ABAQUE 2-b

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations ovoïdes)

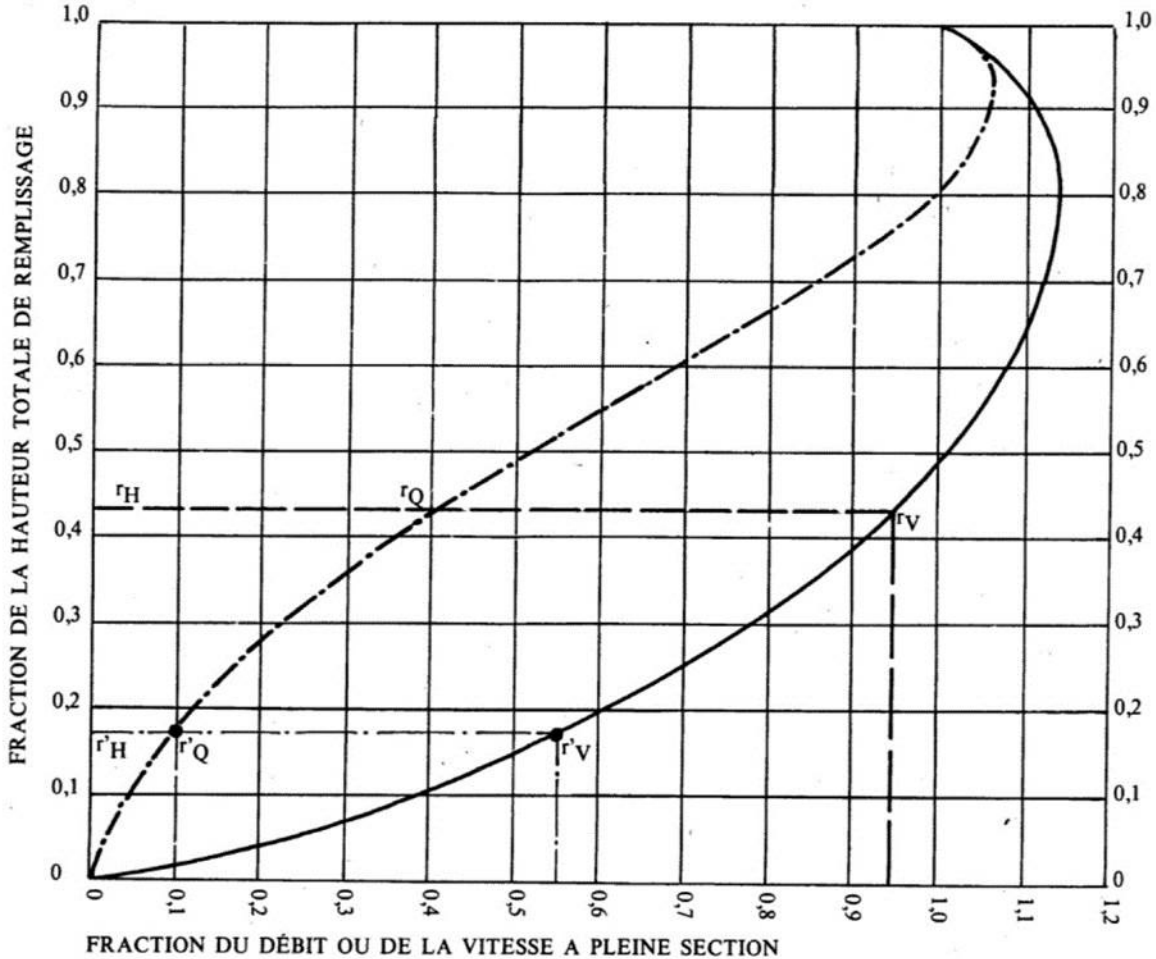


Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

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

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

Exemples :

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

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

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

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

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

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

Références bibliographiques

- 1- Bessine R., 2011. « Etude du dimensionnement du réseau d'assainissement de la ville d'Ain Oussera (W. Djelfa) ». Mémoire de fin d'étude. ENSH, Blida.
- 2- Derouiche Z., 2015. « Réhabilitation du réseau d'assainissement de la commune des Eucalyptus (W. ALGER) ». Mémoire de fin d'étude. ENSH, Blida.
- 3- Instruction Technique, 1977. « Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations ». Imprimerie nationale, Paris.
- 4- Gomella C. et Guerree H., 1967. « Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ». Eyrolles, Paris.
- 5- Gomella C. et Guerree H., 1986. « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1) ». Eyrolles, Paris.
- 6- REGIS B., 1984. Les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective », Paris.
- 7- Salah B., 2014. « Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations : A l'usage des étudiants de l'option Assainissement ». ENSH, Blida.
- 8- Satin M. et al., 2006. « Guide technique de l'assainissement (3e édition) ». Le Moniteur, Paris.
- 9- Touaibia B., 2004. « Manuel pratique d'hydrologie ». Madani Frères, Blida.
- 10- Toubal A., 2011. « Diagnostic et conception du réseau d'assainissement de la nouvelle ville de Relizane (BORMADIA) ». Mémoire de fin d'étude. ENSH, Blida.