الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

Dimensionnement d'un réseau d'assainissement de la nouvelle ville de BOUINAN – PHASE 03 LOT 1– (W. Blida)

Présenté par :
KERBICHE SOUFYANE

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH Boualem	Professeur	Président
KAHLERRAS Malika	M.C.B	Examinateur
BENCHIHEB Nedjoua	M.C.B	Examinateur
TOUMI Samir	M.C.B	Promoteur

Session : Juin 2023

Dédicace :

A chaque fois qu'une étape importante de notre vie est franchie, on fait une pause et on se rappelle de toutes les personnes qui ont partagés nos peines, doublés nos joies, aidés à prendre de l'avant et à franchir tous les obstacles rencontrés tout le long de notre parcours. Ces personnes qui nous ont soutenues sans réserve, aimés sans compter. Ces personnes à qui notre bonheur devient le leur.

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect :

- *A mes parents Pour leurs sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard ;*
- *A mes frères et sœurs ;*
- *A toute ma famille ;*
- *A tous mes enseignants et mes amis sans exception*

Kerbiche soufyane

Remerciement :

Tout d'abord, je remercie Dieu Tout-Puissant de m'avoir donné l'ambition, la force, la volonté et le courage d'accomplir cette humble tâche avec amour, passion et honnêteté.

Ensuite, je tiens à remercier mes chers parents qui se sont dévoués à ma réussite, qui m'ont aidé moralement et financièrement, et qui m'ont toujours encouragé à donner le meilleur de moi-même. Et mes chers frères et sœurs qui sont toujours là pour moi.

Je suis très reconnaissant à mon parrain M. TOUMI S. pour son aide, son assistance et ses conseils opportuns.

Je tiens également à remercier les membres du jury qui auront le privilège d'évaluer et d'apprécier mon travail.

Je suis également très reconnaissant à tous les enseignants de l'ENSH pour leur inspiration, leurs conseils et leur aide tout au long de mon processus de formation.

Sans oublier mes amis qui m'ont beaucoup encouragé, et tous ceux qui ont contribué directement ou indirectement au développement de ce travail.

ملخص:

تهدف هذه المذكرة أساسا لتصميم شبكة الصرف الصحي بالنسبة لحي " 3500 مسكن" في المدينة الجديدة لبوينان (ولاية البليدة). في إطار إنشاء مدينة مثالية لبيئة سليمة، اخترنا نظام منفصل لتصريف مياه الأمطار إلى المجرى المائي ومياه الصرف الصحي نحو محطة المعالجة.

فبعدما جمعنا كامل المعطيات اللازمة لتحقيق هذا المشروع، قمنا بتقدير حجم تدفقات المياه الواجب صرفها ثم حساب الأبعاد و تنفيذ مخطط الشبكة. إضافة إلى تقييم المشروع من الناحية الاقتصادية وذلك بتقدير التكلفة الإجمالية.

الكلمات المفتاحية: المدينة الجديدة لبوينان – شبكة الصرف الصحي – نظام تصريف المياه

Résume :

La projection d'un réseau d'assainissement du Quartier " 3500 logement " de la nouvelle ville de BOUINAN (Wilaya de Blida), fait l'objet de notre mémoire. Dans le but de réalisation d'une ville exemplaire pour un environnement agréable, nous avons opté pour un système séparatif, pour évacuer les eaux usées vers la STEP et les eaux pluviales vers le milieu naturel.

Une fois avoir rassemblé toutes les données nécessaires pour ce travail, nous avons entamer l'estimation des débits à évacuer en premier lieu, puis le dimensionnement et le tracé des réseaux. De plus nous avons élaboré un devis quantitatif et estimatif.

Mots clés : nouvelle ville de Bouinan – système d'assainissement – réseau pluvial – réseau des eaux usées.

Abstract:

The design of a sanitation network for the " 3500 " district in the new city of BOUINAN (BLIDA province) is the object of our dissertation. In order to realize an exemplary city for a pleasant environment, we opted for a separative system to evacuate wastewater to the WWTP and rainwater to the natural environment. Once we have gathered all the necessary data for this work, we have estimated the flows to be evacuated, then the sizing and layout of the networks. In addition, we have prepared a quantitative and estimative cost.

Keywords: new city of Bouinan – sanitation system – rainwater network - sewage network

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. Situation géographique de Bouinan : 2

II. Localisation de la zone d'étude : 2

III. Situation topographique : 4

IV. Situation géologique : 4

V. Sismicité : 4

VI. Situation Climatique : 4

VI.1. Climat : 4

VI.2. Température : 5

VI.3. Pluviométrie : 5

VI.4. Humidité : 6

VI.5. Vent : 7

VI.6. Evaporation : 7

VII. Hydrographie : 8

VIII. Situation hydraulique : 8

VIII.1. Alimentation en eau potable : 9

VIII.2. Assainissement : 9

Conclusion : 10

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Introduction : 11

I. La série des données pluviométriques : 12

II. Homogénéisation des données : 13

III. Etude des précipitations maximales journalières : 15

III.1. Caractéristiques empiriques de la série : 15

III.2. Ajustement de la série : 16
III.3. Calcul des pluies et des intensités de courte durée : 21
IV. Intensité moyenne maximale : 23
Conclusion : 24

CHAPITRE III : Calcul de base

Introduction : 25
I. Situation démographique : 25
II. Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires : 25
III. Système d'évacuation des eaux : 26
III.1. Les différents systèmes d'assainissement : 26
III.2. Le choix du système d'assainissement : 30
IV. Schéma d'évacuation des eaux : 30
IV.1. Les différents schémas d'assainissement : 30
IV.2. Le choix du schéma d'évacuation : 32
V. Le coefficient de ruissellement : 33
V.1. Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement : 33
V.2. Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin : 35
VI. Calcul de la population pour chaque sous bassin : 36
Conclusion : 37

CHAPITRE IV : Estimation des débits à évacuer

Introduction : 38
I. Origine et nature des eaux à évacuer : 38
I.1. Les eaux usées : 38
I.2. Les eaux pluviales : 40
II. Estimation des débits des eaux usées : 40
II.1. Débits des eaux usées domestiques : 41
II.2. Débits des eaux usées des établissements publics : 43
II.3. Débits totaux des eaux usées à évacuer : 45
III. Estimation des débits des eaux pluviales : 46
III.1. La méthode rationnelle : 46
III.2. La méthode superficielle : 49
III.3. Choix de la méthode : 52
III.4. Calcul des débits pluviaux : 52
Conclusion : 54

CHAPITRE V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Introduction : 55

I. Principe de conception d'un système d'assainissement : 55

II. Mode de dimensionnement des canalisations : 56
II.1. Base de calcul : 56
II.2. Formule de MANNING-STRICKLER : 56
II.3. Formule de BAZIN : 58

III. Conditions d'autocurage : 60
III.1. Réseaux des eaux usées : 60
III.2. Réseaux pluviaux : 60

IV. Normes d'écoulement et d'implantation : 60
IV.1. Canalisations des eaux usés : 60
VI.2. Canalisations des eaux pluviales : 61

V. Résultats du dimensionnement : 61

Conclusion : 73

CHAPITRE VI : Les éléments constitutifs du réseau

Introduction : 74

I. Les ouvrages principaux : 74
I.1. Les canalisations : 74
I.2. Formes et sections de conduites : 74
I.3. Critères du choix de conduite : 74
I.4. Types de matériaux : 75
I.5. Les essais de conduites préfabriqués : 79
I.6. Les remèdes : 79
I.7. Pose de canalisation : 80

II. Les ouvrages annexes : 81
II.1. Les ouvrages normaux : 81
II.2. Les ouvrages spéciaux : 84

Conclusion : 85

CHAPITRE VII : Organisation du chantier

Introduction : 86

I. Les étapes de réalisation du projet : 86

I.1. Manutention et stockage des conduites : 86
I.2. Décapage de la terre végétale : 86
I.3. Exécution des tranchées et des fouilles des regards : 86
I.4. Aménagement du lit de sable : 87
I.5. Emplacement des piquets : 87
I.6. Pose des canalisations : 87
I.7. Assemblage des canalisations : 87
I.8. Essai d'étanchéité : 87
I.9. Réalisation des regards : 88
I.10. Réalisation des branchements : 88
I.11. Remblayage et compactage : 88

II. Choix des engins : 89

III. Détermination des différents volumes des travaux : 91
III.1. Volume du décapage de la couche végétale : 91
III.2. Volume du déblai des tranchées : 91
III.3. Volume occupé par le lit de sable : 92
III.4. Volume occupé par les conduites : 92
III.5. Volume de l'enrobage : 92
III.6. Volume du remblai de protection : 92
III.7. Volume excédentaire : 93

IV. Devis quantitatif et estimatif : 94
IV.1. Réseau des eaux usées : 94
IV.2. Réseau des eaux pluviales : 94

Conclusion : 95

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexe

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1 : Répartition mensuelle de la température de la Mitidja Orientale (1980-2010) 5
Tableau I-2 : Précipitations moyennes mensuelles (1979-2022) 6
Tableau I-3 : Répartition mensuelle de la vitesse des vents 7
Tableau I-4 : Répartition mensuelle de l'évaporation 7
Tableau I-5 : Les caractéristiques des forages projetés du champ de captage de Khodem 9

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Tableau II-1 : Identification de la station pluviométrique de Larbaa 11
Tableau II-2 : La série pluviométrique (station de Larbaa) 1979-2022 12
Tableau II-3 : Résultats du test de la médiane 13
Tableau II-4 : Calcul des paramètres du test de la médiane 14
Tableau II-5 : Les caractéristiques de la série pluviométriques 15
Tableau II-6 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran) 16
Tableau II-7 : Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran) 18
Tableau II-8 : Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran) 19
Tableau II-9 : Résultat du test de Pearson $\chi 2$ 21
Tableau II-10 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités 22

CHAPITRE III : Calcul de base

Tableau III-1 : Avantages et inconvénients du système unitaire 27
Tableau III-2 : Avantages et inconvénients du système séparatif 28
Tableau III-3 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol 33
Tableau III-4 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation 34
Tableau III-5 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population 34
Tableau III-6 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces 34
Tableau III-7 : Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin 35
Tableau III-8 : Nombre d'habitants pour chaque sous bassin 36

CHAPITRE IV : Estimation des débits à évacuer

Tableau IV-1 : Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin 42
Tableau IV-2 : Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin 44
Tableau IV-3 : Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin 45
Tableau IV-4 : Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot 51
Tableau IV-5 : Débits totaux des eaux pluviales à évacuer 53

CHAPITRE V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Tableau V-1 : Calculs du réseau projeté des eaux usées 62
Tableau V-2 : Calculs du réseau projeté des eaux pluviales 67

CHAPITRE VII : organisation de chantier

Tableau VII-1 : Devis quantitatif et estimatif du réseau des eaux usées 94
Tableau VII-2 : Devis quantitatif et estimatif du réseau des eaux pluviales 94

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Figure I-1 : Carte géographique de la commune de Bouinan 2
Figure I-2 : Variation des précipitations moyennes mensuelles (1979-2022) 6
Figure I-3 : Cours d'eau de la nouvelle ville de Bouinan 8

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Figure II-1 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel 17
Figure II-2 : Ajustement graphique à la loi Log-normale 18
Figure II-3 : Ajustement graphique à la loi GEV 19

CHAPITRE III : Calcul de base

Figure III-1 : Découpage de la superficie en surface élémentaires 26
Figure III-2 : système unitaire 28
Figure III-3 : système séparatif 29
Figure III-4 : système pseudo-séparatif 30
Figure III-5 : Schéma par déplacement latéral 32
Figure III-6 : Schéma à collecteur transversal ou oblique 32
Figure III-7 : Schéma par zones étagées 32
Figure III-8 : Schéma radial 32

CHAPITRE VI : Les éléments constitutifs du réseau

Figure VI-1 : Joints sur tuyaux en amiante ciment 75
Figure VI-2 : Joints sur tuyau en grès 76
Figure VI-3 : Joints sur tuyaux en béton 78
Figure VI-7 : Exemple d'un regard simple 81
Figure VI-8 : Schéma de principe hydraulique d'un dispositif de rétention-restitutio 84
Figure VI-9 : courbe des hauteurs de la pluie 86

CHAPITRE VII : Organisation du chantier

Figure VII-1 : Pose du lit de sable 91
Figure VII-2 : Pose de canalisation sur un terrain ordinare 94
Figure VII-3 : Pose de canalisation sur un mauvais terrain 94
Figure VII-4 : Pose de canalisation sur un terrain très mauvais 94

Liste des planches

Planche n°1/5 : Plan de masse avec levé topographique

Planche n°2/5 : Tracé du réseau projeté des eaux pluviales

Planche n°3/5 : Tracé du réseau projeté des eaux usées

Planche n°4/5 : Profil en long (réseau pluvial)

Planche n°5/5 : Profil en long (réseau des eaux usées)

Introduction générale

La science de l'assainissement consiste à recueillir, déplacer et éliminer les eaux usées et pluviales par l'intermédiaire d'un réseau de voies navigables de grande envergure, garantissant leur élimination dans un écosystème avec les objectifs finaux de la sauvegarde de la santé humaine, du maintien de la faune et de la préservation de l'environnement.

Aujourd'hui, la wilaya de BLIDA a connu, comme toutes les grandes villes du pays, un boom dans la construction de logements socialement et économiquement sains. Cela entraînera inévitablement une augmentation de la production de déchets et exige l'élimination appropriée de l'eau usée et des eaux d'inondation.

C'est donc dans ce sens que nous avons élaboré ce mémoire, qui est axé sur la conception d'un système d'évacuation des eaux usées et pluviales du la phase 03 (Constructions de série AADL) de la nouvelle ville de BOUINAN, située au centre de la Wilaya de BLIDA.

CHAPITRE I :

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Tout projet de développement urbain doit d'abord présenter la zone d'étude afin d'identifier les facteurs qui influeront sur la conception du projet. Cela inclut la description du site du projet d'un point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydrologique.

I. Situation géographique de Bouinan :

La commune de Bouinan est située dans le cœur de Blida Wilaya, à environ 16 kilomètres au nord-est de la zone de chef-lieu de la Wilaya. Elle est bordée au nord par Boufarik et Chebli, au sud par Chréa et Hammam Melouane, à l'est par Bougara et à l'ouest par la commune de Soumaa.

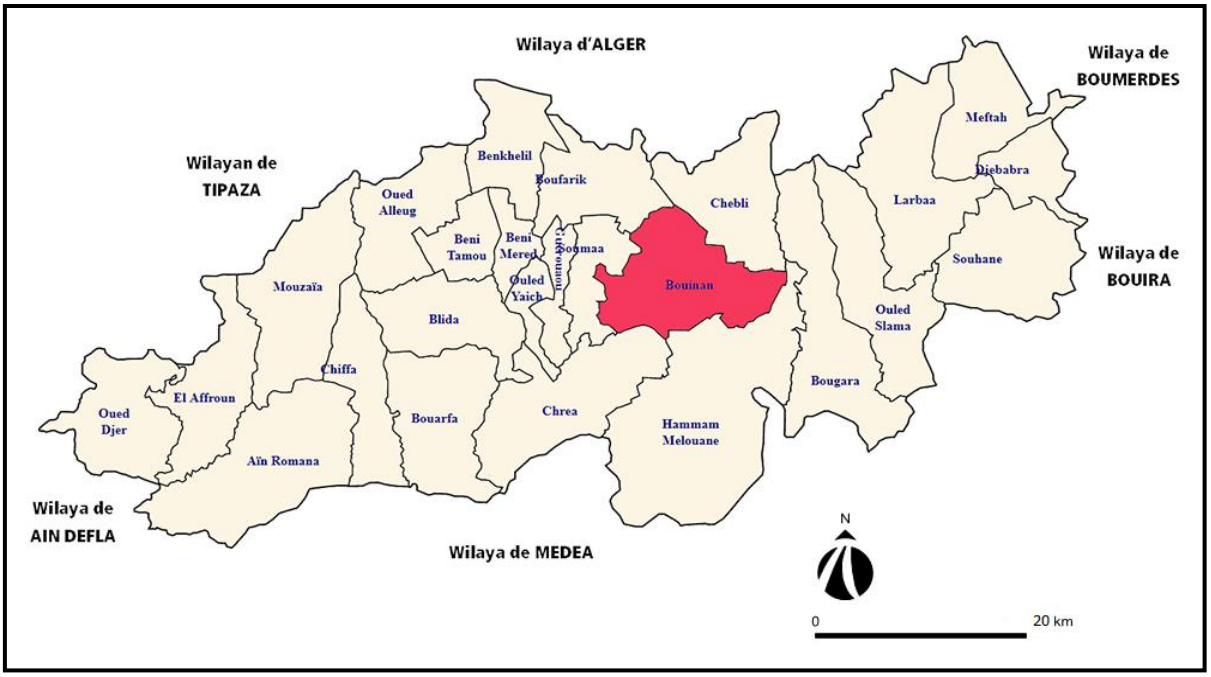


Figure I-1 : Carte géographique de la commune de Bouinan

Source : mémoire (2023)

II. Localisation de la zone d'étude :

La nouvelle ville de Bouinan est située dans la zone d'agglomérations de Bouinan, Elle couvre une superficie totale d'environ 254 hectares.

La zone d'étude est la troisième phase de la nouvelle ville. Il représente un projet AADL de 3500 logements, composé de 89 blocs et plusieurs équipements, sur une superficie de 254ha.

III. Situation topographique :

L'étude topographique 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.

La nouvelle ville de Bouinan se divise en deux zones : zone plaine de petite dénivelée et une autre collinaire de grande dénivelée. La région se caractérise par un relief plat dont les côtes topographiques du site varient entre 130 m et 160 m, sachant que l'altitude augmente en allant vers le sud.

IV. Situation géologique :

La géologie étudie la nature du sol pour déterminer le mode de réalisation des tranchées et les engins à utiliser.

Le périmètre d'étude fait partie de la Mitidja dont elle est très riche par les terres fertiles qui sont favorables pour les exploitations agricultures.

Les faciès géologiques, de la nouvelle ville de Bouinan, sont formés essentiellement des alluvions (argile, limon, sable), représentant plus de 50% de sa composition géologique.

V. Sismicité :

La zone d'étude est géologiquement instable et se trouve au-dessus de la faille tectonique qui divise les continents d'Afrique et d'Europe. Le Centre de recherche appliquée en génie parasismique (CGS) déclare qu'il est situé dans la zone II-b de séismicité modérée, qui se caractérise par une période de retour de 30 à 40 ans.

VI. Situation Climatique :

VI.1. Climat :

La ville de Bouinan possède un climat méditerranéen semi-aride, qui se caractérise par des étés chauds et secs et des hivers doux et humides.

VI.2. Température :

L'un des facteurs à prendre en compte est la température, car elle a un impact significatif sur la viscosité de l'eau.

Les observations de température de la Mitidja Orientale effectuées à la station de Soumaa par l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH) entre 1980 et 2010. (Tableau I.1)

Tableau I-1 : Répartition mensuelle de la température de la Mitidja Orientale (1980-2010)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Moyenne inter-annuelle (°C)
Moy. (°C)	23.57	20.12	15.44	12.5	11.13	11.65	13.25	15.05	18.33	22.25	25.2	26.11	17.88
Min. (°C)	17.6	14.2	10	6.9	5.6	5.1	7.1	9.4	13	16.5	19	20.1	12.04
Max. (°C)	29.54	26.04	20.88	18.1	16.66	18.2	19.4	20.7	23.66	28	31.4	32.12	23.72

Source : ANRH Blida (2023)

Selon le tableau au-dessus, on peut distinguer deux périodes :

- Une période froide qui s'étale de Novembre à Avril ; les mois les plus froids sont Janvier et Février où la température moyenne mensuelle est de 5.1 °C.
- Une période chaude qui s'étale de Mai à Octobre ; les mois les plus chauds sont Juillet et Août où la température moyenne mensuelle dépasse 32 °C.

VI.3. Pluviométrie :

Selon les données de la station de Larbaa, on note que les pluies sont généralement irrégulières et peuvent être torrentielles.

Le tableau suivant (Tableau I-2) présente les précipitations moyennes mensuelles sur une période d'observation de 43 ans (1979-2022) :

Tableau I-2 : Précipitations moyennes mensuelles (1979-2022)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Total
P (mm)	16.827	25.37	29.00	31.14	30.82	24.20	25.94	23.10	21.72	7.14	1.41	3.72	240.4
P (%)	7%	11%	12%	13%	13%	10%	11%	10%	9%	3%	1%	2%	100

Source : ANRH Blida (2023)

L'analyse de la variation des précipitations (Figure I-4) montre que :

- La période pluvieuse s'étale du mois de Novembre au mois de Mars ; avec une hauteur maximale de précipitation de 30.82 mm enregistrée au mois de Janvier.
- Les mois de Juin, Juillet et Août sont les plus secs ; avec un minimum de précipitation de

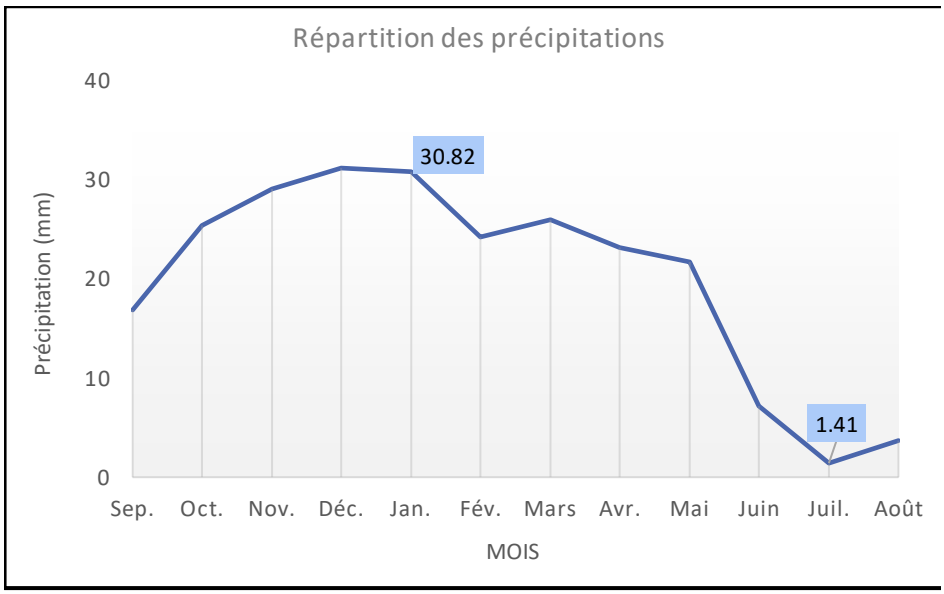


Figure I-2 : Variation des précipitations moyennes mensuelles (1979-2022)

VI.4. Humidité :

En ce qui concerne la ville de Bouinan, l'ANRH de Blida indique que l'humidité relative de l'air varie entre 77% et 80%. C'est un taux important.

VI.6. Evaporation :.

(Le tableau I-4), qui montre la répartition mensuelle de l'évaporation, montre un changement irrégulier d'un mois à l'autre.

Tableau I-3 : Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Moyenne inter-annuelle (mm)
Max. (mm)	156.6	192.3	195.5	224.1	170.3	209.7	186.4	162.7	308.9	277.4	281.4	233.4	2598.7
Min. (mm)	48.41	23.2	38.8	28.4	26.4	44.8	31.1	70.8	80.5	56.6	40	153.6	642.61
Moy. (mm)	102.5	107.8	117.2	126.3	98.35	127.3	108.8	116.8	194.7	167	160.7	193.5	1620.7

Source : ANRH Blida (2010)

Comme on le voit dans le tableau ci-dessus, l'évaporation mensuelle est enregistrée à un minimum de 23,2 mm en octobre et à un maximum de 308,9 mm en mai.

VII. Hydrographie :

Les quatre (04) oueds de Magtaa-Lazreg qui composent le réseau hydrographique du nouveau site de la ville de Bouinan sont Oued Klab (le plus proche de la zone d'étude), Oued Amroussa, Oued El-Had et Oued Safsaf. Pendant la saison sèche, ces oueds ont presque peu de débit ,mais pendant la saison humide, qui commence en novembre et se termine en février, le débit augmente considérablement à mesure que les sédiments sont éliminés. Une partie considérable de ces eaux s'infiltre dans le sol.

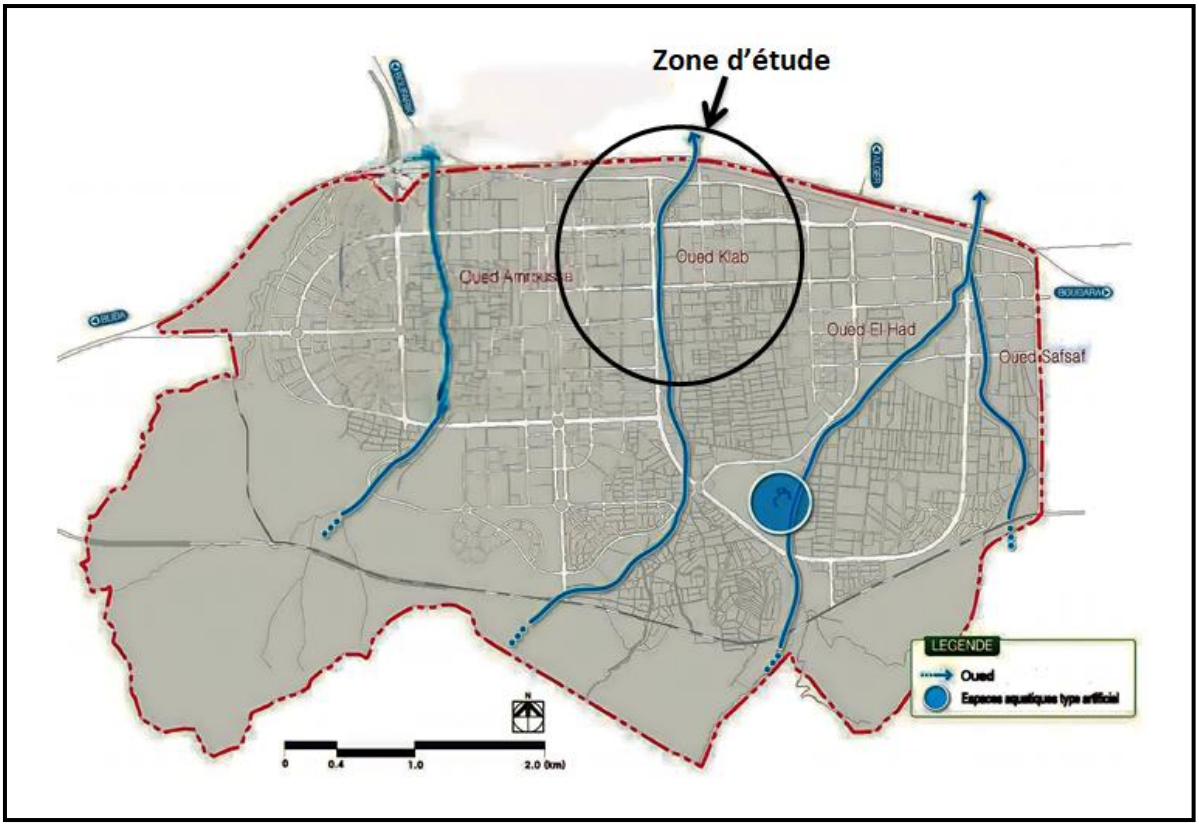


Figure I-3 : Cours d'eau de la nouvelle ville de Bouinan

Source : Dune Architecture (2023)

VIII. Situation hydraulique :

VIII.1. Alimentation en eau potable :

En utilisant un système de collecte d'eau qui a huit (8) forages, le nouveau champ de captage de Khodem fournit de l'eau potable à la nouvelle ville de Bouinan .

Le système d'alimentation de l'eau potable se compose d'un réservoir de 1000 m3 et d'une station de pompage.

La nouvelle ville est équipée d'un réseau de distribution de maillé, principalement composé de PEHD.et dotation d'eau est de 150 l/j/hab (d'après les services hydraulique de la commune de bouinan).

VIII.2. systéme D'Assainissement :

Pour notre projet, on va adopter le système séparatif, Pour les eaux pluviales, le rejet se fait au niveau de bassin de rétention pour réutiliser dans le domaine agriculture. Concernant les eaux usées, le collecteur principal permet d'acheminer ces eaux vers une station d'épuration qui est projetée dans le côté Nord-est de la zone d'étude.

Conclusion :

Dans ce chapitre, un aperçu de la zone d'étude a été fourni, les exigences du site ont été établies, et les données de base pour le projet, qui consiste la conception et la dimensionnement du réseau de pour la Phase 03, Lot 01 de la Nouvelle Ville de Bouinan, ont été établis, tout en respectant les règlements environnementaux et de santé publique.

CHAPITRE II :

Etude hydrologique

Introduction :

D'une façon générale, L'hydrologie peut se définir comme la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature, plus précisément les échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol. Elle s'intéresse aussi à l'estimation de ses différents flux.

Pour la conception des systèmes d'assainissement, l'étude hydrologique est un volet important dont le but est de déterminer l'intensité moyenne maximale d'après l'étude des pluies extrêmes et des averses et le choix de la période de retour, afin de protéger le réseau contre les risques des fortes crues.

I. La série des données pluviométriques :

L'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans un certain nombre de stations sur une surface topographique considérée. Elle est basée sur l'hypothèse que la pluie tombée à une station est représentative de celle tombée tout autour de cette station sur une étendue plus ou moins large selon la densité du réseau que l'on appelle zone d'influence du pluviomètre

La station pluviométrique de Larbaa est prise comme station de référence, ses caractéristiques sont présentées dans le tableau suivant :

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

Nom	Code	Coordonnées		Période d'observation
Larbaa	021403	X (km)	541.15	1979-2022 (**43 ans**)
		Y (km)	362.95	
		Z (m)	100	

Source : ANRH Blida (2023)

La station fournit une série pluviométrique comportant les pluies maximales mensuelles et annuelles. Cette série s'étend sur une période d'observation de 43 ans allant de 1979/1980 jusqu'à 2021/2022. Les données de la série sont présentées dans le tableau suivant (Tableau II-2) :

Tableau II-2 : La série pluviométrique (station de Larbaa) 1979-2022

Année	Précipitations maximales journalières (mm)												Max.
	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	
79-80	34	66.6	25	55	34.5	15	47	68	18.5	1.5	0.5	0.9	**68**
80-81	0	22	26	68	17	23	25	76.1	15.5	1	0	25.5	**76.1**
81-82	1.5	13	9.5	29	39	40.5	12	10	17	16	0	1.5	**40.5**
82-83	26	24	37.5	18.5	1.5	19	7.5	5	6.5	0	8.5	6	**37.5**
83-84	0	19	13	45	55.5	38	12	18.5	46.5	11	0	0	**55.5**
84-85	19.5	84	17	19	25	17	66	5.5	54.5	0.5	0	0	**84**
85-86	22	24	91	11.5	11	34	81	12	2.5	23	19.5	0	**91**
86-87	42	8	28.5	40	33	25.5	4.5	0.5	101.5	32	0.5	0.5	**102**
87-88	17	17.5	35	16.5	19.5	20.5	42	15.5	22	16.6	0	0	**42**
88-89	13	38	19.5	55.5	3	12.5	4.5	28	19	3.5	1	1.5	**55.5**
89-90	1.5	2	2.5	25	2.1	0	8.8	16	10	0	2.4	0	**25**
90-91	2	8	8	16	30	22.8	20	10.8	18	2.4	0	2	**30**
91-92	5	80	16.6	3.4	77.6	14.1	24.9	38.1	37	12.5	2	0	**80**
92-93	5.5	73	69.7	13.9	22.4	24.8	19	18	38.6	0	2.7	2.8	**73**
93-94	19	34.7	26.2	34.6	128	26.5	0	28.5	0.5	0	0	0	**128**
94-95	43	17.1	22.6	40	80	25	41	6.8	0	15.6	0	5	**80**
95-96	8.4	20	15.5	10	43	32.1	16	72	8	14.5	1	1.2	**72**
96-97	40.3	15	9.3	22	14	25.5	16.9	44	13	7	1.7	9.1	**44**
97-98	25	53	42.8	30.5	27.3	33	15.4	31	46	3.9	0	6	**53**
98-99	8.6	11.2	24.5	30	28	55	29.9	7.1	3.6	2.9	0	1.5	**55**
99-00	25	16	18.2	42.8	2.3	7.3	10	12.5	19.5	0	0	0	**42.8**
00-01	4.4	14.8	24.5	24	37	27.5	0	14.3	2.4	0	0	0	**37**
01-02	10.8	8.5	29.6	20.4	28	15.8	22.8	27.2	13.3	0	3.6	26	**29.6**
02-03	24.2	26.5	45	70.5	37	56.3	10	44.4	27	0	0.6	0	**70.5**
03-04	19	10	25.2	33.9	38.4	34.5	43.8	32.2	33	0	8.1	0	**43.8**
04-05	16.5	26.5	62	36.1	32	18.8	14.4	8.1	2.4	0	0	0	**62**
05-06	10.2	26.5	20.9	32	34.2	39	12.1	1	16	0	0	3.8	**39**
06-07	5.5	25	25.8	54	2.1	31.4	76.8	37	3.2	0.9	0	8	**76.8**
07-08	42.2	47.6	40	32	0	13.2	24.7	19	19.6	0.9	5.5	0	**47.6**
08-09	12	6	35	40	36	14.6	22.5	12	12.8	0	0	0	**40**
09-10	45	22	27.3	36	35.2	12.5	56	10	11.3	0	0	24	**56**
10-11	4	18.6	12	20.1	62	27.8	11.5	21.6	47.9	15.2	0	1	**62**
11-12	18.8	18.7	9.5	22.5	15.8	38.5	30.2	21	6.2	0	0	16.5	**38.5**
12-13	4.5	26.1	18.9	12	16	28.5	18.5	30.9	86.3	3.4	0	7.8	**86.3**
13-14	7.4	12.5	31.5	60.3	35	23.7	32.8	1.4	3.1	49.8	0	0	**60.3**
14-15	23.1	15.3	12.8	43.7	40	24.3	28.2	0	5.5	2.8	0	0	**43.7**
15-16	2.6	28.5	15.2	0	48.1	32.7	51.4	26.1	39.4	0	0	0	**51.4**
16-17	2.2	7.2	29.3	50.6	52.9	7.5	22.6	8.8	15.9	16.5	0	0	**52.9**
17-18	43.8	23.2	43.9	35.6	9.7	25.3	21.1	49.1	39.9	37.5	0	0	**49.1**
18-19	15.8	12.9	66.3	34.2	41	7.6	17.8	31.1	11.2	6.2	2.5	2.7	**66.3**
19-20	14.1	13.6	42.4	8.9	13.1	0	26.5	30.6	16.5	10.5	0	7.5	**42.4**
20-21	25.5	17.5	19.1	29.5	10.8	8.8	22.8	9.5	12.1	4.5	1.9	2.5	**29.5**
21-22	15.5	34.7	58.9	25	10.2	21.8	23.1	40.6	26.5	0	0	0	**58.9**

Source : ANRH Blida (2023)

II. Homogénéisation des données :

On doit s'assurer que notre série est dépourvue de ruptures artificielles et vérifier si la série des données est homogène ou pas. Pour cela, on fait appel au test de la médiane, dont les démarches sont les suivantes :

1- Trier la série par ordre croissant.

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

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

On a : $N = 43$, donc : $m = \frac{43+1}{2} = 22$, alors la médiane est : $\mathbf{M = 55\ mm}$.

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

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

4- Calculons les quantités N_S et T_S tel que : Ns est le nombre total des séries (+) ou (-), et Ts est la taille de la plus grande série (+) ou (-).

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

$$N_S > \frac{1}{2}\left(N + 1 - 1.96 \times \sqrt{N+1}\right) \quad \textbf{(II.1)}$$

$$T_S < 3.3\ [\ \log_{10}(N) + 1\ ] \quad \textbf{(II.2)}$$

Tableau II-3 : Résultats du test de la médiane

Paramètre	Valeur	Comparaison
N_S	**22**	24 > 15.50 ➔ condition n°1 **vérifiée**
$\frac{1}{2}\left(N + 1 - 1.96 \times \sqrt{N+1}\right)$	**15.50**	
T_S	**5**	5 < 8.69 ➔ condition n°2 **vérifiée**
$3.3\ [\ \log_{10}(N) + 1\ ]$	**8.69**	

Interprétation : d'après les résultats du test de la médiane (Tableau II-3), on conclut que la série des pluies maximales journalières est homogène.

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

Série triée par ordre croissant			Série non triée	
Année	$P_{max,j}$ (mm)	Ordre m	Année	$P_{max,j}$ (mm)
1993-94	128	44	1979-80	+ 68
1986-87	101.5	43	1980-81	+ 76.1
1985-86	91	42	1981-82	- 40.5
2012-13	86.3	41	1982-83	- 37.5
1984-85	84	40	1983-84	+ 55.5
1991-92	80	39	1984-85	+ 84
1994-95	80	38	1985-86	+ 91
2006-07	76.8	37	1986-87	+ 102
1980-81	76.1	36	1987-88	- 42
1992-93	73	35	1988-89	+ 55.5
1995-96	72	34	1989-90	- 25
2002-03	70.5	33	1990-91	- 30
2018-19	66.3	31	1991-92	+ 80
2004-05	62	30	1992-93	+ 73
2010-11	62	29	1993-94	+ 128
2013-14	60.3	28	1994-95	+ 80
2021-22	58.9	27	1995-96	+ 72
2009-10	56	26	1996-97	- 44
1983-84	55.5	25	1997-98	- 53
1988-89	55.5	24	1998-99	+ 55
1998-99	**55**	**23**	1999-20	- 42.8
1997-98	53	22	2000-01	- 37
2016-17	52.9	21	2001-02	- 29.6
2015-16	51.4	20	2002-03	+ 70.5
2017-18	49.1	19	2003-04	- 43.8
1978-79	48.5	18	2004-05	+ 62
2007-08	47.6	17	2005-06	- 39
1996-97	44	16	2006-07	+ 76.8
2003-04	43.8	15	2007-08	- 47.6
2014-15	43.7	14	2008-09	- 40
1999-00	42.8	13	2009-10	+ 56
2019-20	42.4	12	2010-11	+ 62
1987-88	42	11	2011-12	- 38.5
1981-82	40.5	10	2012-13	+ 86.3
2008-09	40	9	2013-14	+ 60.3
2005-06	39	8	2014-15	- 43.7
2011-12	38.5	7	2015-16	- 51.4
1982-83	37.5	6	2016-17	- 52.9
2000-01	37	5	2017-18	- 49.1
1990-91	30	4	2018-19	+ 66.3
2001-02	29.6	3	2019-20	- 42.4
2020-21	29.5	2	2020-21	- 29.5
1989-90	25	1	2021-22	+ 58.9

III. Etude des précipitations maximales journalières :

Le calcul des valeurs extrêmes ou quantiles nécessite un ajustement statistique à une loi de probabilité. Donc, il faut effectuer un ajustement adéquat à une loi théorique de la série des pluies maximales journalières afin de déterminer les intensités de pluie les plus extrêmes et d'estimer le débit de crue. Les principales étapes de l'étude sont les suivantes :

- Classer la série des $P_{max,j}$ par ordre croissant.
- Calculer la fréquence expérimentale F(x) (au non dépassement).
- Calculer les caractéristiques empiriques de la série.
- Ajuster la série graphiquement.
- Déterminer les quantiles et leurs intervalles de confiance.
- Calculer les averses et les intensités de courte durée.

III.1. Caractéristiques empiriques de la série :

❖ **La moyenne « $\overline{P_{max,J}}$ » :**

Avec $N = 43$, la moyenne interannuelle des précipitations maximales journalière :

$$\overline{P_{max,J}} = \frac{\sum_{i=1}^{N} P_{max,j}}{N} = 57.6 \text{ mm} \qquad \textbf{(II.3)}$$

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

Pour $N = 43$ supérieur à 30 ans, on a :

$$\sigma_{P_{max,\ j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} (P_{max,j} - \overline{P_{max,J}})^2}{N}} = 21.4 \text{ mm} \qquad \textbf{(II.4)}$$

❖ **Le coefficient de variation « C_V » :**

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{max,j}}}{\overline{P_{max,J}}} = 0.371 \qquad \textbf{(II.5)}$$

Tableau II-5 : Les caractéristiques de la série pluviométriques

Nombres d'années d'observation	**43**
Valeur maximale (mm)	**128**
Valeur Minimale (mm)	**25**
Médiane (mm)	**55**
Moyenne (mm)	**57.6**
Ecart-type (mm)	**21.4**
Coefficient de variation	**0.371**

III.2. Ajustement de la série :

L'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de ses caractéristiques. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une loi donnée est efficace.

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

III.2.1. Ajustement à la loi de Gumbel :

❖ La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad \textbf{(II.6)}$$

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

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

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 :

$$x = \alpha\, y + x_0 \quad \textbf{(II.8)}$$

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

$\alpha = \mathbf{16.67}$; $x_0 = \mathbf{48.02}$ mm

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

Tableau II-6 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)

Période de retour **T (ans)**	Fréquence au non dépassement **q**	Valeur théorique $\mathbf{X_T}$ **(mm)**	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0.99	125	12.8	99.6 - 150
50	0.98	113	11	91.5 - 135
20	0.95	97.5	8.6	80.7 - 114
10	0.9	85.5	6.81	72.2 - 98.9
5	0.8	73	5.04	63.1 - 82.9

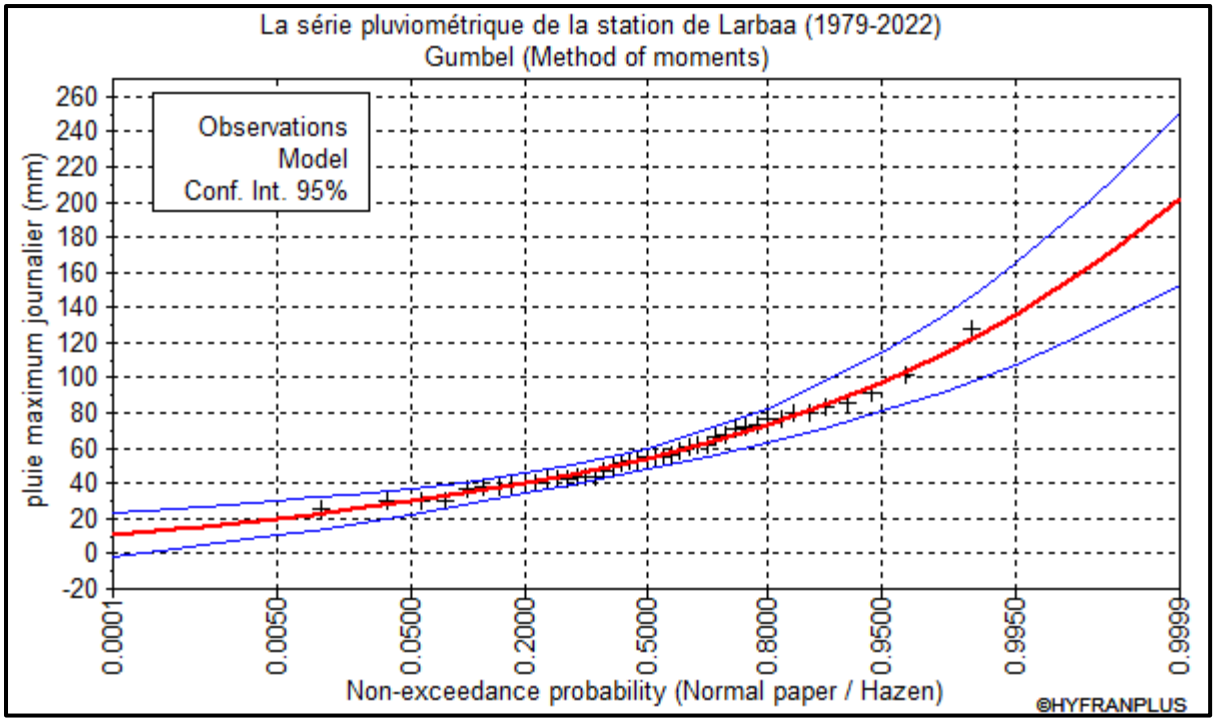


Figure II-1 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel

III.2.2. Ajustement à la loi de Galton (Log-normale) :

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

$$F(x) = \sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^{u} e^{\frac{u^2}{2}} du \qquad \textbf{(II.9)}$$

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

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \qquad \textbf{(II.10)}$$

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 :

$$\ln(x) = u\,\sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \qquad \textbf{(II.11)}$$

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

$\sigma_{\ln(x)} = \mathbf{0.36}$; $\overline{\ln(x)} = \mathbf{3.99}$

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

Tableau II-7 : Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran)

Période de retour **T (ans)**	Fréquence au non dépassement **q**	Valeur théorique $\mathbf{X_T}$ **(mm)**	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0.99	125	13.4	98.9 - 151
50	0.98	113	11.1	91.7 - 135
20	0.95	97.9	8.31	81.6 - 114
10	0.9	85.8	6.4	73.3 - 98.4
5	0.8	73.3	4.7	64.0 - 82.5

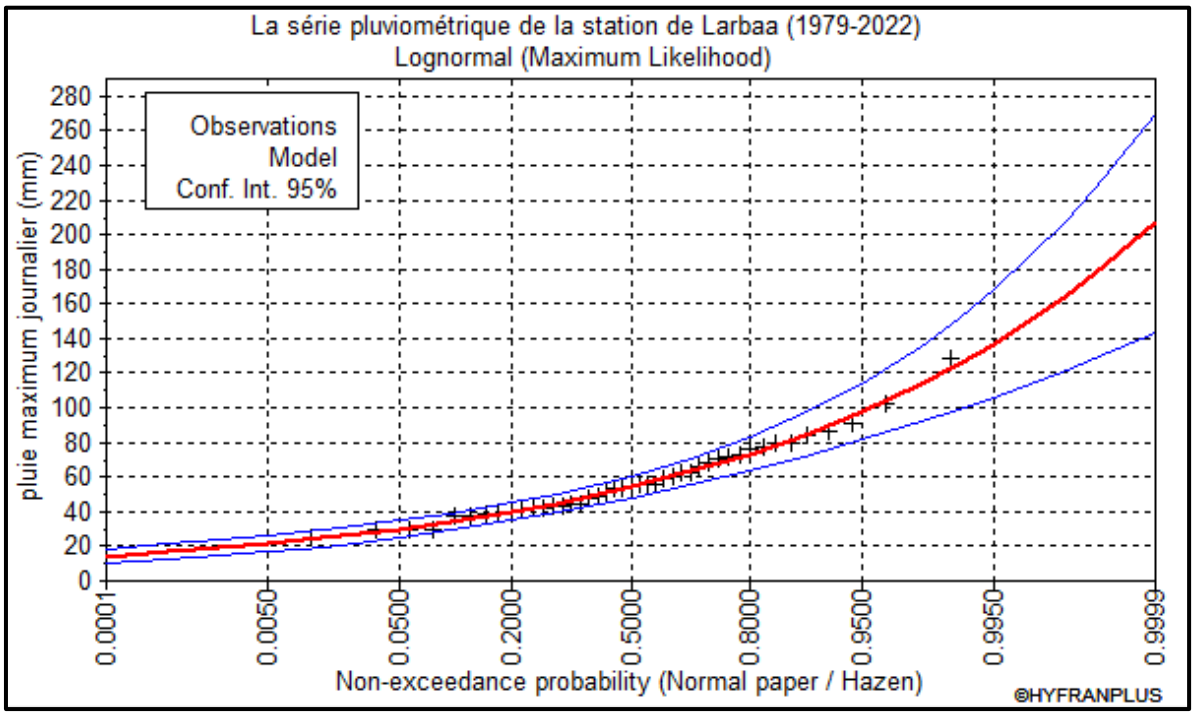


Figure II-2 : Ajustement graphique à la loi Log-normale

III.2.3. Ajustement à la loi GEV :

❖ La fonction de répartition de la loi d'extrémum généralisée :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \qquad \textbf{(II.12)}$$

Sachant que « y » est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{k}\ln\left[1 - \frac{k}{\alpha}(x-u)\right] \qquad \textbf{(II.13)}$$

Avec :

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

❖ L'expression de quantile est alors :

$$x = u + \frac{\alpha}{k}(1 - e^{-ky}) \qquad \textbf{(II.14)}$$

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

$u = \mathbf{48.11}$ mm ; $\alpha = \mathbf{17.12}$; $k = \mathbf{0.020872}$

❖ Résultats de l'ajustement à la loi d'extrémum généralisé :

Tableau II-8 : Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran)

Période de retour **T (ans)**	Fréquence au non dépassement **q**	Valeur théorique $\mathbf{X_T}$ **(mm)**	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	123	18.2	87.5 - 159
50.0	0.9800	112	13.4	86.0 - 138
20.0	0.9500	97.4	8.56	80.6 - 114
10.0	0.9000	85.7	6.19	73.6 - 97.9
5.0	0.8000	73.4	4.77	64.0 - 82.7

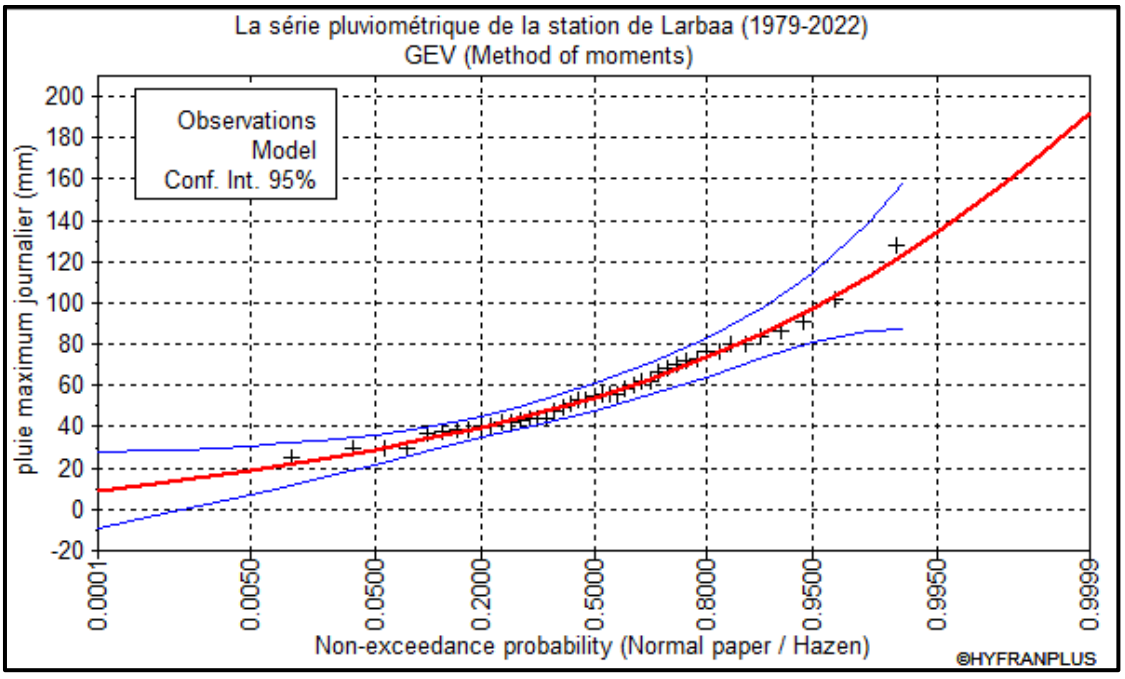


Figure II-3 : Ajustement graphique à la loi GEV

III.2.4. 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-1, II-2 et II-3, on remarque que :

- La loi GEV donne un mauvais ajustement par rapport aux deux autres lois, vu que l'allure des intervalles de confiances compte des valeurs négatives et autres non définies ➔ la loi est inadéquate ; à rejeter.
- L'ajustement graphique à la loi de Gumbel et à celle de 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-9) comme suit :

Tableau II-9 : Résultat du test de Pearson χ^2

Loi d'ajustement	Nombre de paramètres **m**	Degré de liberté **γ**	$\chi^2_{\text{calculé}}$	$\chi^2_{\text{théorique}}$	Observation
Gumbel	2	6	2.84	12.592	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ ➔ Condition vérifiée
Log-normale	2	6	4.09	12.592	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ ➔ 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 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 très proches pour les deux. Mais vu que plusieurs études en Hydrologie montrent que la loi Log-normale est celle qui s'adapte mieux au Nord d'Algérie, donc on opte pour celle-ci : la loi de **Galton (Log-normal)**.

III.3. 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 Log-normale.

❖ **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 :

$$P_{t,p\%} = P_{max,j}\left(\frac{t}{24}\right)^b \qquad \textbf{(II.15)}$$

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 ; selon l'ANRH Blida, $b = 0.37$ pour la région d'étude.

❖ **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 :

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \quad (mm/h) \qquad \textbf{(II.16)}$$

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

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

T	5 ans		**10** ans		20 ans		50 ans		100 ans	
X_t	73.3 mm		**85.8** mm		97.9 mm		113 mm		125 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	9.65	96.48	11.29	112.93	12.89	128.86	14.87	148.73	16.45	164.52
0.2	12.47	62.34	14.59	72.97	16.65	83.26	19.22	96.11	21.26	106.31
0.25	13.54	54.17	**15.85**	**63.40**	18.09	72.34	20.88	83.50	23.09	92.37
0.5	17.50	35.00	20.48	40.97	23.37	46.75	26.98	53.96	29.84	59.69
0.75	20.33	27.11	23.80	31.73	27.16	36.21	31.35	41.79	34.67	46.23
1	22.62	22.62	26.47	26.47	30.21	30.21	34.87	34.87	38.57	38.57
2	29.23	14.61	34.21	17.11	39.04	19.52	45.06	22.53	49.84	24.92
3	33.96	11.32	39.75	13.25	45.36	15.12	52.35	17.45	57.91	19.30
4	37.77	9.44	44.22	11.05	50.45	12.61	58.23	14.56	64.42	16.10

5	41.02	8.20	48.02	9.60	54.79	10.96	63.24	12.65	69.96	13.99
6	43.89	7.31	51.37	8.56	58.62	9.77	67.66	11.28	74.84	12.47
7	46.46	6.64	54.39	7.77	62.06	8.87	71.63	10.23	79.24	11.32
8	48.82	6.10	57.14	7.14	65.20	8.15	75.26	9.41	83.25	10.41
9	50.99	5.67	59.69	6.63	68.10	7.57	78.61	8.73	86.96	9.66
10	53.02	5.30	62.06	6.21	70.81	7.08	81.73	8.17	90.41	9.04
11	54.92	4.99	64.29	5.84	73.35	6.67	84.67	7.70	93.66	8.51
12	56.72	4.73	66.39	5.53	75.75	6.31	87.44	7.29	96.72	8.06
13	58.42	4.49	68.39	5.26	78.03	6.00	90.07	6.93	99.63	7.66
14	60.05	4.29	70.29	5.02	80.20	5.73	92.57	6.61	102.40	7.31
15	61.60	4.11	72.10	4.81	82.27	5.48	94.96	6.33	105.05	7.00
16	63.09	3.94	73.85	4.62	84.26	5.27	97.26	6.08	107.59	6.72
17	64.52	3.80	75.52	4.44	86.17	5.07	99.46	5.85	110.03	6.47
18	65.90	3.66	77.14	4.29	88.01	4.89	101.59	5.64	112.38	6.24
19	67.23	3.54	78.70	4.14	89.79	4.73	103.64	5.45	114.65	6.03
20	68.52	3.43	80.20	4.01	91.51	4.58	105.63	5.28	116.85	5.84
21	69.77	3.32	81.66	3.89	93.18	4.44	107.55	5.12	118.97	5.67
22	70.98	3.23	83.08	3.78	94.80	4.31	109.42	4.97	121.04	5.50
23	72.15	3.14	84.46	3.67	96.37	4.19	111.23	4.84	123.05	5.35
24	73.30	3.05	85.80	3.58	97.90	4.08	113.00	4.71	125.00	5.21

IV. 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 $T = 10$ ans, pour des raisons technico-économiques et de sécurité.

D'après les résultats précédents illustrés dans le tableau II-10, On a :

$$i_{15min,10\%} = 63{,}40\ \text{mm/h}$$

$$i_{15min,10\%} = \frac{63.40 \times 10000}{3600} = 176.11\ \text{L/s/ha}$$

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 Log-normale, et les calculs des pluies de courte durée.

$$\mathbf{i = 176\ \frac{L}{s\,.\,ha}}$$

CHAPITRE III :

Calcul de base

Introduction :

L'objectif de l'assainissement est d'évacuer, hors des agglomérations, les eaux usées de différentes origines. Dans ce contexte, on est contraint de passer par certaines phases préliminaires dont le calcul de base en fait partie ; pour une meilleure estimation des débits à évacuer, par la suite.

Cette phase inévitable consiste en :

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

I. 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.

Concernant la nouvelle ville de Bouinan, et vu qu'il n'y aura pas d'extensions car ce sont des logements sociaux, le bureau d'étude concepteur a fixé un taux d'occupation de sept (07) personnes par logement pour un horizon d'étude de 30 ans.

Et sachant que le site (phase 03) comporte 3500 logements, donc le nombre d'habitants sera :

$$P_{2053} = 3500 \times 7 = \mathbf{24\,500\ habitants}$$

II. Découpage de l'air 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 **22 sous-bassins**.

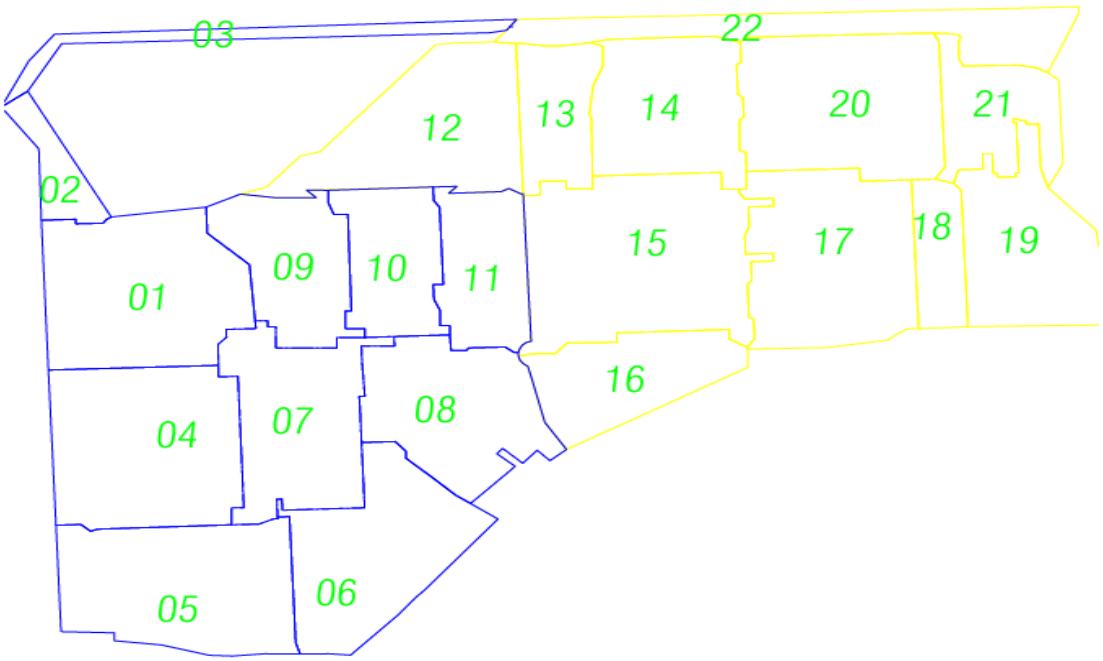


Figure III-1 : Découpage de la superficie en surface élémentaires

III. Système d'évacuation des eaux :

III.1. Les différents systèmes d'assainissement :

Le réseau d'assainissement, quelle que soit sa nature, projeté au niveau d'une zone rurale, urbaine ou industrielle permet d'évacuer :

- Les eaux pluviales, en quantité importante, qui englobent toutes les eaux de ruissellement.
- Les eaux usées d'origine domestique (eaux-vannes, ménagères…), les eaux usées provenant des industries et celles des services publics.
- Et, dans certains cas, les eaux parasites claires ou de drainage.

Plusieurs systèmes d'évacuation des eaux résiduaires et des eaux de pluie sont susceptibles d'être mis en service, on peut citer les suivants :

III.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.

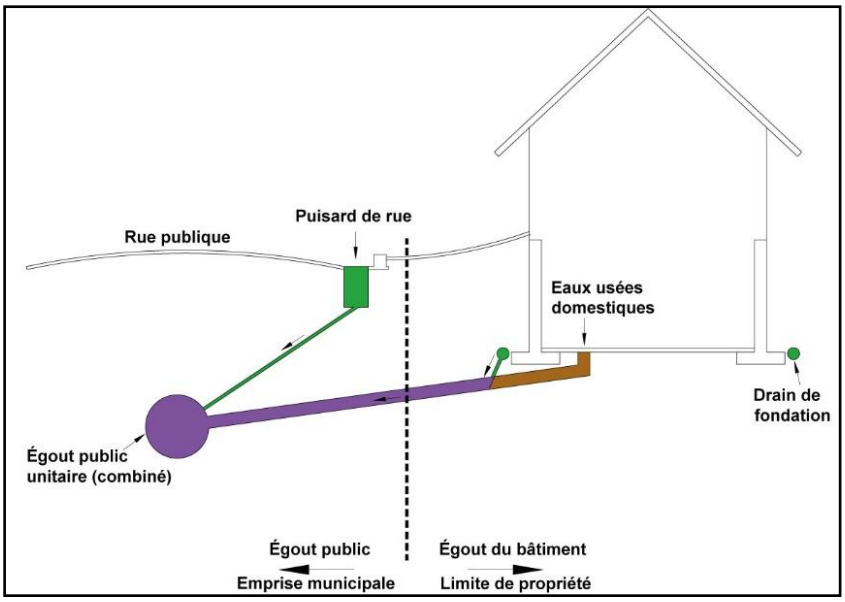


Figure III-2 : système unitaire

Source : www.gatineau.ca (2023)

Tableau III-1 : Avantages et inconvénients du système unitaire

Domaine d'utilisation privilégié	- 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	- 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). - Aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités. - Pas de risque d'inversion de branchement.
Inconvénients	- 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	- Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. - Difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.

Source : mémoire (2019)

III.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.

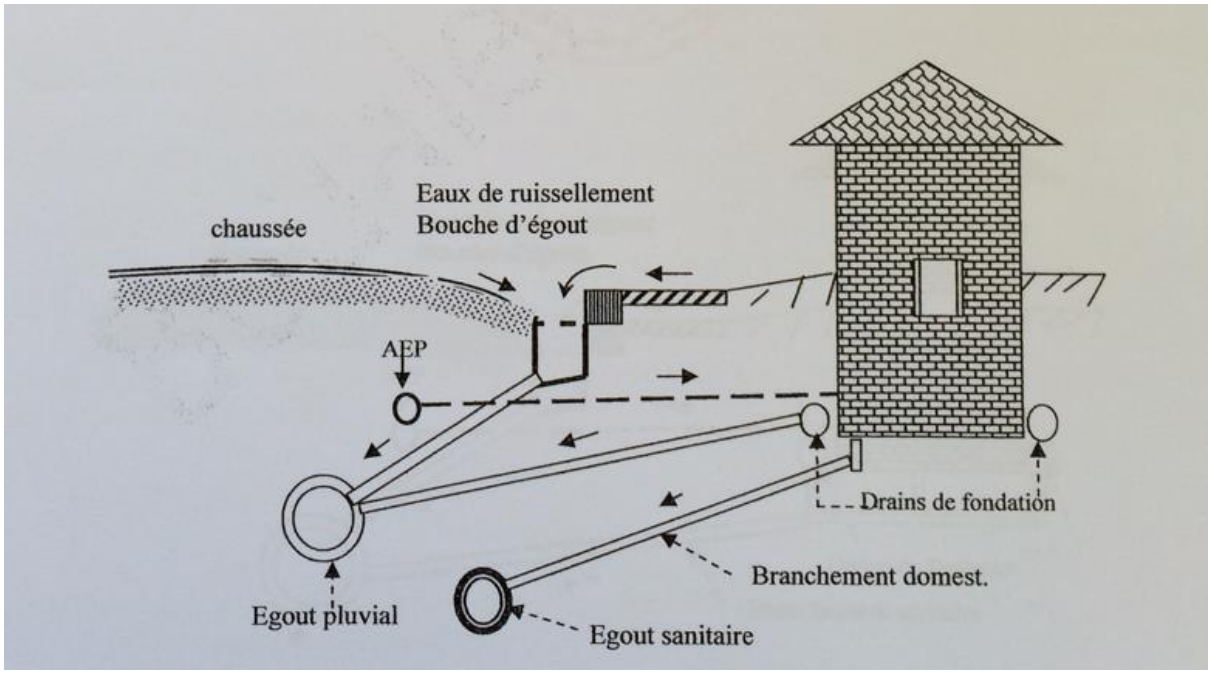


Figure III-1 : système séparatif

Source : SALAH BOUALEM Polycopies

Tableau III-2 : Avantages et inconvénients du système séparatif

Domaine d'utilisation privilégié	- Petites et moyennes agglomérations. - Extension des villes. - Faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.
Avantages	- 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	- Encombrement important du sous-sol. - Coût d'investissement élevé. - Risque important d'erreur de branchement.
Contraintes d'exploitation	- 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 : mémoire (2019)

III.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.

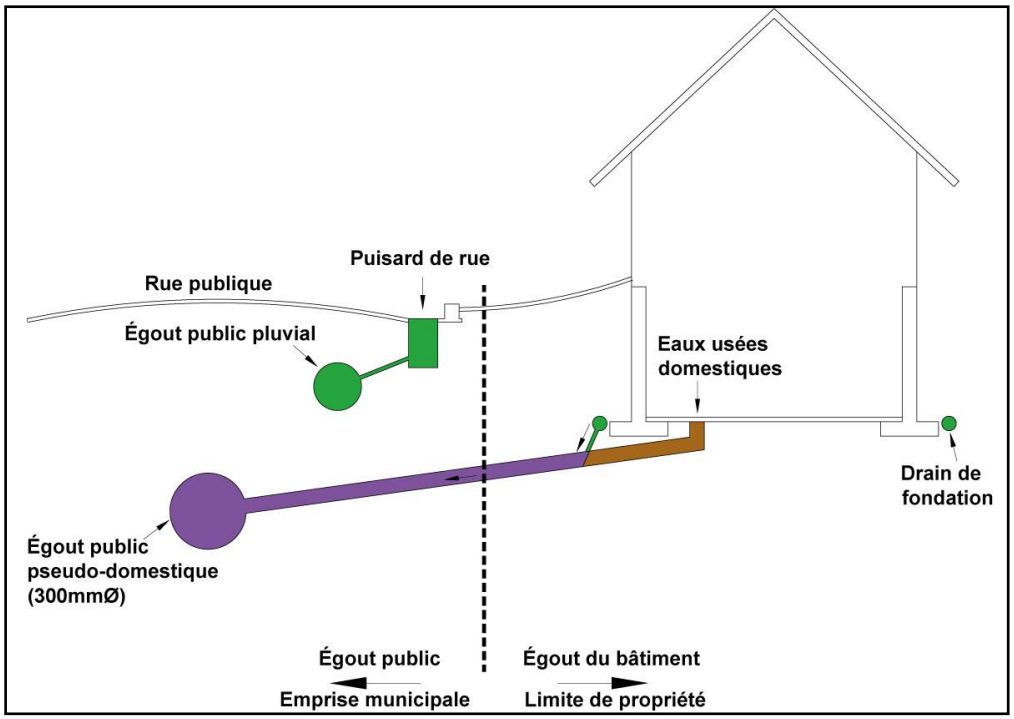


Figure III-2 : système pseudo-séparatif

Source : www.gatineau.ca (2023)

III.1.4. 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.1.5. 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.

III.1.6. Système composite :

C'est une variante du système séparatif. Il prévoit, grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eaux usées en vue de leur épuration.

III.2. Le choix du système d'assainissement :

Pour le choix du système d'assainissement, il faut prendre en considération :

- L'aspect technique et Les conditions locales (la topographie du terrain, le régime des précipitations atmosphériques, les points de rejet, la répartition des masses d'habitations, etc…).
- S'il s'agit d'une extension du réseau (il faut tenir compte du système existant).
- L'aspect économique prenant en compte les dépenses d'investissement et les frais d'entretien, d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations et de pompage des eaux usées.
- Les considérations urbanistiques d'avenir (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels, etc…).

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

- Réalisation d'une nouvelle ville exemplaire, référence nationale en matière de production urbaine et architecturale, avec un réseau d'assainissement hermétique qui répond aux exigences de qualité de l'eau et de la santé, pour un environnement urbain agréable ; vu que le système séparatif offre une meilleure préservation de l'environnement des flux polluants.
- Pour les eaux pluviales, le rejet se fait au niveau de bassin de rétention pour réutiliser dans le domaine agriculture. Concernant les eaux usées, le collecteur principal permet d'acheminer ces eaux vers une station d'épuration qui est projetée dans le côté Nord-est de la zone d'étude.

IV. Schéma d'évacuation des eaux :

IV.1. Les différents schémas d'assainissement :

Les réseaux d'Assainissement fonctionnent généralement, sauf dans des cas particuliers, en écoulement gravitaire ; on distingue cinq (05) schémas différents :

IV.1.1. Schéma perpendiculaire :

L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau. Ce type de schéma 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 en système séparatif.

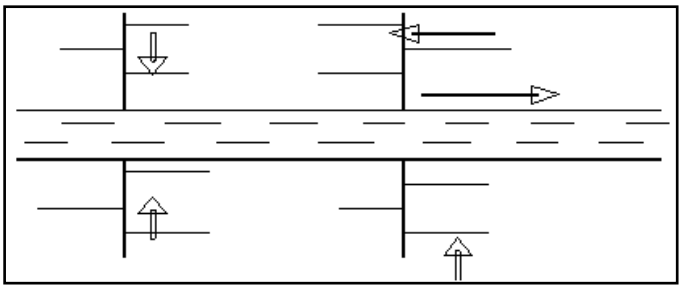


Figure III-3 : Schéma perpendiculaire

IV.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.

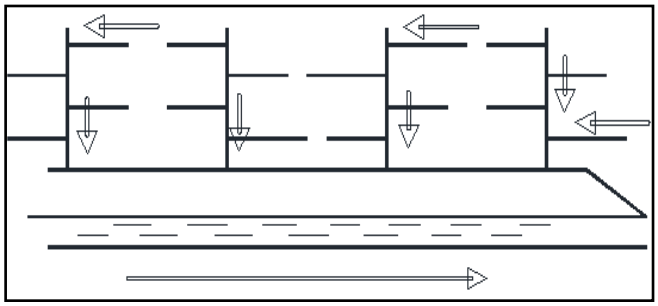


Figure III-4 : Schéma par déplacement latéral

IV.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.

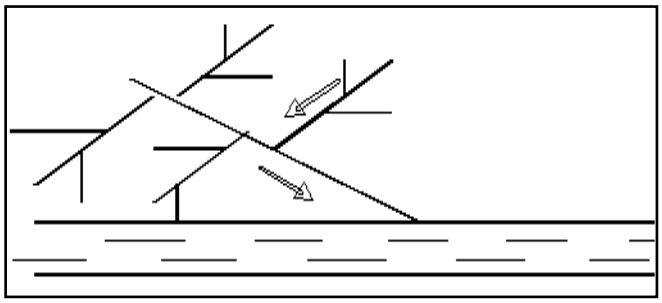


Figure III-5 : Schéma à collecteur transversal ou oblique

IV.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.

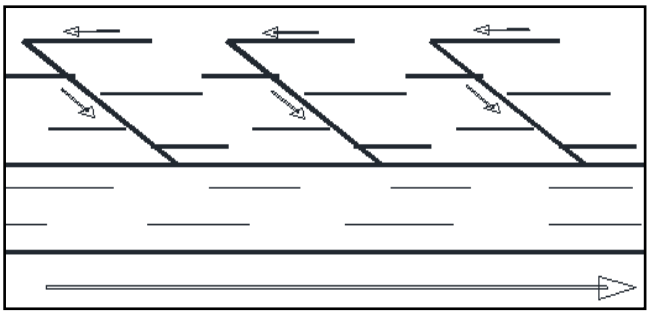


Figure III-6 : Schéma par zones étagées

IV.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).

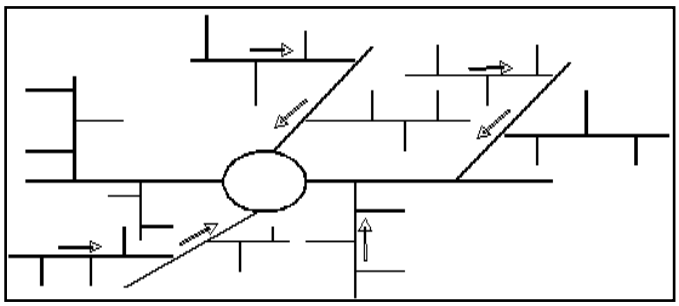


Figure III-7 : Schéma radial

IV.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, on va adopter un schéma par déplacement latérale.

V. Le coefficient de ruissellement :

V.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-3 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol

Type d'occupation du sol		C_r
Commercial		0.70 – 0.95
Résidentiel	Lotissement	0.3 – 0.5
	Collectifs	0.5 – 075
	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 densité de population :**

Tableau III-4 : 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-5 : 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 : Gomella et Guerree (1967)

V.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-6 : Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque surface élémentaire

N° SB	Surface : A (ha)	C_r
1	1.281	0.60
2	0.234	0.50
3	0.272	0.65
4	1.321	0.66
5	1.265	0.71
6	1.107	0.65
7	1.002	0.73
8	0.991	0.65
9	0.716	0.76
10	0.615	0.66
11	0.606	0.65
12	1.099	0.65
13	0.477	0.65
14	0.902	0.69
15	1.588	0.73
16	0.703	0.71
17	1.249	0.65
18	0.322	0.55
19	0.639	0.55
20	1.242	0.65
21	0.537	0.65
22	0.752	0.50
Somme :	18.92	-

Remarque :

Dans notre cas, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction de :

- La densité de la population
- La nature de la surface
- type d'occupation du sol

Calcul de la population pour chaque surface élémentaire :

Tableau III-7 : Nombre d'habitants pour surface élémentaire

N° SB	Surface : A (ha)	Nombre de logements	Nombre d'habitants
1	1.281	280	1960
2	0.234	-	-
3	0.272	-	-
4	1.321	300	2100
5	1.265	280	1960
6	1.107	280	1960
7	1.002	80	560
8	0.991	176	1232
9	0.716	50	350
10	0.615	146	1022
11	0.606	108	756
12	1.099	268	1876
13	0.477	108	756
14	0.902	240	1680
15	1.588	268	1876
16	0.703	36	252
17	1.249	360	2520
18	0.322	-	-
19	0.912	-	-
20	1.242	360	2520
21	0.537	160	1120
22	0.752	-	-
Somme :	18.92	3500	24500

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis la détermination des paramètres de base pour une bonne estimation des débits d'évacuation afin de permettre un calcul hydraulique adéquat pour notre agglomération :

- Le système adopté est le système séparatif avec un schéma par déplacement latérale.
- La détermination du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin, ainsi que le nombre d'habitants.
- le coefficient de ruissellement est estimé en fonction de la densité de la population et la nature de la surface et le type d'occupation du sol .

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 des différentes origines. Donc, il est impératif de passer par la phase d'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales, avant d'entamer le dimensionnement du réseau.

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. Ces rejets, qui varient d'une agglomération à une autre selon la vocation adoptée, doivent être évacués le plus rapidement possible et par le moyen le plus sûr afin d'éviter toute contamination de l'être humain ou pollution de l'environnement ; d'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

I. Origine et nature des eaux à évacuer :

I.1. Les eaux usées :

On distingue, selon la nature des matières polluantes contenues dans l'effluent, quatre (04) origines :

- Les eaux usées d'origine domestique.
- Les eaux usées des services publics.
- Les eaux usées d'origine industrielle.
- Les eaux parasites.

I.1.1. Les eaux usées domestiques :

Ce sont les eaux de ménage qui proviennent des habitations aux centres des agglomérations. Elles sont constituées essentiellement des :

- **Eaux ménagères** : les eaux de cuisine, de vaisselle, de lavage, de bains et de douches ; elles sont évacuées par les éviers des lavabos et des baignoires.
- **Eaux vannes** : les eaux provenant des sanitaires.

La quantité des eaux à évacuer dépend de la consommation en eau potable qui elle-même dépend essentiellement des facteurs suivants :

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

I.1.2 Les eaux usées des services publiques :

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.

I.1.3. 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.

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.

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

- La température élevée peut nuire aux caractéristiques mécaniques des canalisations ; les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C.
- L'agressivité de l'effluent 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).

I.1.4. Les eaux 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 :

- Les joints mal confectionnés (mauvais raccordement) ou déboités à cause d'une mauvaise pose de canalisation.

- Les fissurations dans les collecteurs à cause des tassements de la terre autour de la conduite ou bien des racines des arbres cherchant l'humidité (phénomène d'hydrotropisme).

La présence de ces eaux perturbe le bon fonctionnement de la station d'épuration. Néanmoins leur évaluation est assez difficile, elle ne peut être faite que sur terrain ; seule la modélisation peut donner une approche d'estimation du débit de ces eaux.

En pratique et en absence des valeurs mesurées, on préconise un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 L/s/ha.

I.2. Les eaux pluviales :

Ce sont les eaux de ruissellement de surface ; composées principalement de celles qui proviennent des précipitations atmosphériques. Ces eaux doivent être collectées et conduites vers la canalisation d'évacuation afin d'éviter, essentiellement, les risques d'inondations.

Les eaux provenant 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.

II. Estimation des débits des eaux usées :

L'évaluation de la quantité journalière des eaux usées à évacuer s'effectue à partir de la consommation d'eau potable.

L'évacuation quantitative des rejets est en fonction du type et de la nature de l'agglomération et les diverses catégories d'urbanisation (établissements publics et privés, industries, usines …). Plus l'agglomération est urbanisée, plus la quantité d'eau rejetée est élevée.

II.1. Débits des eaux usées domestiques :

L'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée en totalité dans le réseau, il est admis que l'eau évacuée n'est que 70% à 80% de l'eau consommée.

II.1.1. 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 :

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

Avec :

- $Q_{moy,j}^{dom}$: 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% de la quantité d'eau potable consommée.
- D : dotation journalière estimée à $150\ L/hab/j$.
- Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

II.1.2. 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 :

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

Avec :

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

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}^{dom}}} \quad \text{si :} \quad Q_{moy,j}^{dom} \geq 2.81\ L/s \quad \textbf{(IV.3)}$$

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

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

Tableau IV-1: Débits des eaux usées domestiques pour chaque sourface élémentaire

N° SB	N_{hab}	K_r	D (L/j/hab)	$Q^{dom}_{moy,j}$ (L/s)	K_p	Q^{dom}_{p} (L/s)	Q^{dom}_{p} (m^3/s)
01	1960	0,8	150	2.72	3	8.17	0.00817
02	-	-	-	-	-	-	-
03	-	-	-	-	-	-	-
04	2100	0,8	150	2.92	2.96	8.64	0.00864
05	1960	0.8	150	2.72	3	8.16	0.00816
06	1690	0.8	150	2.34	3	7.04	0.00704
07	560	0,8	150	0.78	3	2.33	0.00233
08	1232	0,8	150	1.71	3	5.13	0.00513
09	350	0,8	150	0.49	3	1.45	0.00145
10	1022	0,8	150	1.42	3	4.26	0.00426
11	756	0,8	150	1.05	3	3.15	0.00315
12	1876	0,8	150	2.6	3	7.82	0.00782
13	756	0,8	150	1.05	3	3.15	0.00315
14	1680	0,8	150	2.33	3	7	0.007
15	1876	0,8	150	2.6	3	7.82	0.00782
16	252	0,8	150	0.35	3	1.05	0.00105
17	2520	0,8	150	3.5	2.84	9.93	0.00993
18	-	-	-	-	-	-	-
19	-	-	-	-	-	-	-
20	2520	0,8	150	3.5	2.84	9.93	0.00993
21	1120	0,8	150	1.56	3	4.66	0.00466
22	-	-	-	-	-	-	-

II.2. Débits 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.

II.2.1. Débit moyen journalier :

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

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

Avec :

- $Q_{moy,j}^{éq}$: 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.
- $D_{éq}$: dotation de la consommation journalière d'eau potable (L/j/unité) ; une donnée qui diffère d'un type d'usager à un autre.
- Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

II.2.2. 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 :

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

Avec :

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

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}^{éq}}} \quad \text{si :} \quad Q_{moy,j}^{éq} \geq 2.81 \text{ L/s} \quad \textbf{(IV.7)}$$

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

➔ 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 sorface élémentaire

N° SB	Equipement	S (m^2)	Unité de mesure	N_u	$D_{éq}$ (L/j/ unité)	$Q^{éq}_{moy,j}$ (L/s)	K_p	$Q^{éq}_p$ (L/s)	$Q^{éq}_p$ (m^3/s)	
7	Ecole primaire	3300	Élève	380	30	0.105	3	0.3167	0.0003167	0.00032
9	centr de soins	690	lit	50	50	0.023	3	0.0694	6.944E-05	0.00030
	Ecole primaire	2250	Élève	280	30	0.077	3	0.23	0.0002333	
15	Ecole primaire	2500	Élève	300	30	0.083	3	0.25	0.00025	0.00025
19	stade	1870	sportif	80	80	0.059	3	0.1778	0.0001778	0.00096
	CEM	5000	Élève	700	40	0.259	3	0.7778	0.0007778	

II.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 sous bassin

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	1.281	8.17	-	8.17	0,0082
02	0.234	8.17	-	8.17	0.0082
03	0.272	16.34	-	16.34	0.016
04	1.321	8.64	-	8.64	0,0086
05	1.265	8.16	-	8.16	0,0082
06	1.107	7.04	-	7.04	0,007
07	1.002	2.33	0.32	2.65	0,0027
08	0.991	5.13	-	5.13	0,0051
09	0.716	1.45	0.3	1.75	0,0018
10	0.615	4.26	-	4.26	0,0043
11	0.606	3.15	-	3.15	0,0032
12	1.099	7.82	-	7.82	0,0078
13	0.477	3.15	-	3.15	0,0032
14	0.902	7	-	7	0,007
15	1.588	7.82	0.25	8.07	0,0081
16	0.703	1.05	-	1.05	0,0011
17	1.249	9.93	-	9.93	0,0099
18	0.322	9.93	-	9.93	0.01
19	0.912	-	0.95	0.95	0,001
20	1.242	9.93	-	9.93	0,01
21	0.537	4.66	-	4.66	0,0046
22	0.752	24.51	-	24.51	0.024

III. Estimation des débits des eaux pluviales :

Le calcul de base pour le dimensionnement d'un réseau pluvial est la pluie la plus forte susceptible de survenir dans une période de 10 ans (débit décennal).

Lors d'une chute de pluie, seule la fraction d'eau ruisselée intéresse le dimensionnement d'un ouvrage appelé à évacuer dans les conditions suffisantes le débit d'eau de cette fraction du bassin considéré.

En fonction de l'étendue du bassin et de son urbanisation, on considère différentes méthodes pour l'évaluation du débit pluvial, dont nous citons :

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle.

III.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 épicentre 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 :

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

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.

III.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 :

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

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

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

Avec :

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

III.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.

III.1.3. Hypothèses de la méthode rationnelle :

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

- Le débit de pointe « Qp » est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration « tc » du bassin-versant.
- Le débit de pointe « Qp » est proportionnel à l'intensité moyenne maximale « i » sur une durée égale au temps de concentration « tc » du bassin-versant.
- Le débit de pointe « Qp » 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.

III.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.

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

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.

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

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 :

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

Avec :

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

III.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, …).

III.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 :

$$Q_p = K^{\frac{1}{u}} \times C_r^{\frac{1}{u}} \times I^{\frac{v}{u}} \times A^{\frac{w}{u}} \quad \textbf{(IV.15)}$$

Avec :

- $Q_p(f)$: le débit pluvial de pointe de fréquence de dépassement « F » ; en (m^3/s).
- C_r : est le coefficient de ruissellement du sous bassin considéré.
- I : la pente moyenne calculée selon le plus long cheminement hydraulique (m/m).
- A : la superficie drainée du sous bassin (ha).
- K, u, v, w : coefficients d'expression, donnés en fonction des paramètres de Caquot par les formules suivantes :

$$K = \frac{a \times \mu}{6 \times (\beta + \delta)} \quad \textbf{(IV.16)}$$

$$u = 1 - b \times f \quad \textbf{(IV.17)}$$

$$v = c \times b \quad \textbf{(IV.18)}$$

$$w = 1 - \varepsilon + d \times b \quad \textbf{(IV.19)}$$

III.2.1. Evaluation des paramètres de Caquot :

- **Paramètres liés à la pluviométrie :**
  - a, b : sont les coefficients de la formule de Montana (courbes IDF). Les valeurs qu'ils prennent sont issues d'un calcul purement hydrologique selon les régions, les périodes de retour et les fréquences.

- ε : abattement spatial de la pluie ;

  $\varepsilon = 0.5$ pour $S < 100$ ha.

  $\varepsilon = 0.03$ la valeur la plus adoptée.

- **Paramètres caractérisant la transformation de la pluie en débit :**

  - $\beta + \delta = 1.1$: représente l'effet de stockage et d'écrêtement, cette valeur devrait augmenter avec la taille des bassins.

- **Paramètres concernant le bassin versant :**

  - $c = -0.41$; $d = 0.51$; $f = -0.29$.

  - μ : coefficient d'ajustement de la forme du bassin, donnée par :

$$\mu = 0.28 \times M^{0.84} \quad \textbf{(IV.20)}$$

Où :

$$M = \frac{L}{\sqrt{S_c}} \quad \textbf{(IV.21)}$$

Avec :

- M : coefficient d'allongement qui caractérise la forme du bassin-versant.
- L : le plus long chemin hydraulique (m).
- S_c : étant la surface du carré équivalent qui est égale à celle du bassin (m^2).

Remarque :

La valeur de « M » doit être supérieure à 0.8 (une valeur qui correspond à un bassin-versant en forme de demi-cercle). La formule de Caquot est donnée pour $M = 2$. Et pour des valeurs de « M » différentes de 2, le débit de pointe « Q_p » donnée par la formule doit être corrigé par le coefficient d'influence :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0.7 \times b} \quad \textbf{(IV.22)}$$

- **Temps de concentration :**

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

$$t_c = 0.28 \times M^{0.84} \times I^{-0.41} \times A^{0.51} \times Q_p^{-0.29} \quad \textbf{(IV.23)}$$

Avec :

- t_c (min) ; I (m/m) ; A (ha) ; Q_p (m^3/s)

III.2.2. Validité de la méthode superficielle :

Il est nécessaire de vérifier les conditions d'application de la formule de Caquot pour pouvoir l'appliquer, ces limites sont celles préconisées par l'instruction technique 1977 :

- Superficie totale : $A < 200$ ha.
- Coefficient de ruissellement : $0.2 < C_r < 1$
- Pente : $0.2\ \% < I < 5\ \%$
- Coefficient d'allongement : $M > 0.8$

III.2.3. Formules d'assemblage et d'équivalence :

Les méthodes de calcul du débit pluvial sont en général valables pour des bassins de caractéristiques physiques homogènes. L'application du modèle superficielle à un groupement de sous bassins hétérogènes nécessite l'emploi de formules d'équivalence.

Ces formules diffèrent 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.

Le tableau suivant fournit les règles 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**	$\sum A_i$	$\frac{\sum(C_i \times A_i)}{\sum A_i}$	$\left[\frac{\sum L_i}{\sum(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}})}\right]^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
Bassins en **parallèle**			$\frac{\sum (I_i \times Q_i)}{\sum Q_i}$	$\frac{L(t_{c,max})}{\sqrt{\sum A_i}}$

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.
- $L(t_{c,max})$: cheminement hydraulique le plus long du sous bassin ayant le temps de concentration le plus long.

- Pour calculer le coefficient d'allongement « $M_{éq}$ » qui est sans unité, les longueurs « L_i ; $L(t_{c,max})$ » et les surfaces « A_i » doivent être exprimés en des unités similaires (par exemple : m et m²).

III.2.4. 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 : $Q_p = \sum Q_i$.

III.3. Choix de la méthode :

Selon les limitations et les critiques de chacune de ces méthodes ; on opte pour la méthode rationnelle pour l'évaluation des débits pluviaux, car les conditions de validité de celle-ci sont respectées sur tous les sous bassins ; des superficies inférieures à 10 ha.

III.4. Calcul des débits pluviaux :

Vu que les surfaces des sous bassins sont petites, les valeurs du coefficient « α » s'approchent de l'unité, par conséquent il sera pris égal à 1. Les résultats de calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire sont reportés respectivement dans le tableau suivant :

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

N° réseau	N° SB	A (ha)	C_r	α	I (L/s/ha)	Q^{EP} (L/s)	Q^{EP} (m3/s)	
EP1	1	1.281	0.6	0.83	176	112	0.11	1.34
	2	0.234	0.5	0.83	176	17	0.017	
	3	0.272	0.65	0.83	176	26	0.025	
	8	0.991	0.65	0.83	176	94	0.094	
	9	0.716	0.76	0.83	176	79	0.079	
	10	0.615	0.66	0.83	176	59	0.059	
	11	0.606	0.65	0.83	176	58	0.057	
	12	1.099	0.65	0.83	176	104	0.104	
	13	0.477	0.65	0.83	176	45	0.045	
	14	0.902	0.69	0.83	176	91	0.090	
	15	1.588	0.73	0.83	176	169	0.169	
	16	0.703	0.71	0.83	176	73	0.072	
	17	1.249	0.65	0.83	176	119	0.11	
	18	0.322	0.55	0.83	176	26	0.025	
	19	0.639	0.55	0.83	176	51	0.051	
	20	1.242	0.65	0.83	176	118	0.117	
	21	0.537	0.65	0.83	176	51	0.050	
	22	0.752	0.5	0.83	176	55	0.054	
EP2	4	1.321	0.66	0.83	176	127	0.127	0.47
	5	1.265	0.71	0.83	176	131	0.13	
	6	1.107	0.65	0.83	176	105	0.105	
	7	1.002	0.73	0.83	176	107	0.106	

III.5. Calcul Coefficient réducteur d'intensité << α > > :

C'est un coefficient déterminé expérimentalement qui tient compte de la répartition irrégulière des pluies courtes de forte intensité.

Supposant un bassin versant assimilé à un rectangle de longueur << x >> et de largeur moyenne << y >> drainé par un collecteur 1-2-3. (figure.01)

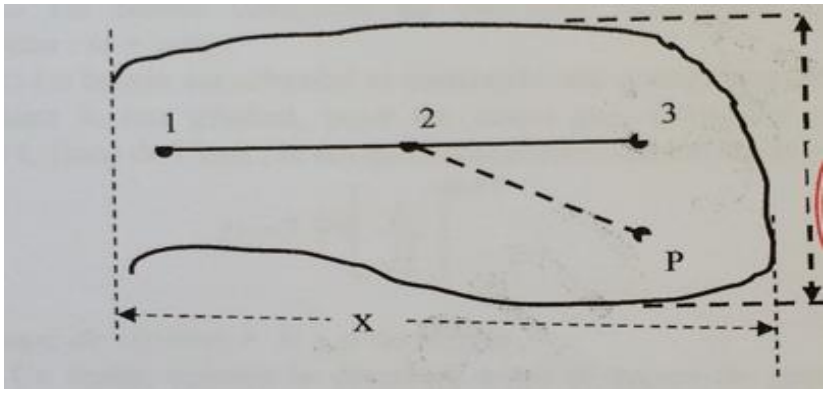


Figure IV-1 : principe schématique de détermination du coefficient << α > >
Source : SALAH BOUALEM Polycopies

(P-2) en m	200	400	600	800	1000	1200	1400
y < x/2	0.91	0.88	0.85	0.83	0.81	0.79	0.77
y>x/2	0.90	0.86	0.83	0.80	0.78	0.76	0.75
(p-2) en m	**1600**	**1800**	**2000**	**2200**	**2400**	**2600**	**2800**
y<x/2	0.76	0.75	0.73	0.72	0.70	0.69	0.68
y>x/2	0.72	0.70	0.69	0.67	0.66	0.64	0.63

Tabl IV-1 : valeurs de coefficient réducteur << α > > en fonction de la distance
Source : SALAH BOUALEM Polycopies

Pour notre cas ona :

X = 540 m et Y = 380 m

Et le chemin le plus long égal 617 m

Donc à partir le tableau on obtient **α = 083**

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a estimé et évalué les quantités des eaux à évacuer. Ces débits incluent des eaux usées et des eaux pluviales ; on signale que la zone d'étude ne comporte aucune unité industrielle.

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

La présente phase constitue une étape importante pour entamer le prochain chapitre ; le calcul hydraulique et le dimensionnement des conduites.

CHAPITRE V :

Dimensionnement du réseau d'assainissement

Introduction :

Une fois que les débits des eaux à évacuer sont déterminés, on passe au calcul hydraulique du système d'assainissement qui consiste à dimensionner les ouvrages (collecteurs et regards) des deux réseaux de ce système séparatif.

Ce calcul hydraulique doit respecter certaines normes d'écoulement et conditions d'implantation des réseaux d'assainissement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire les conditions de résistance mécanique aux charges extérieures, tout en définissant le meilleur tracé possible.

I. 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} » ; malgré qu'en réalité, et dans la plupart du temps, elles ne débitent pas cette quantité.

II. Mode de dimensionnement des canalisations :

II.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 :

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

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 :

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

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 :

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

Où :

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

II.2. Formule de MANNING-STRICKLER :

Le coefficient de Chézy est exprimé comme suit :

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

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 :

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

Et le débit capable de l'ouvrage :

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

❖ **Procédé de calcul :**

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

2- Le diamètre calculé est exprimé par :

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

Avec :

- D_{cal} (m) ; Q (m^3/s) ; I (m/m)

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 :

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

Avec :

- v_{ps} (m/s) ; D_N (m) ; I (m/m)

5- Le débit à pleine section :

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

Avec :

- Q_{ps} (m^3/s) ; v_{ps} (m/s) ; D_N (m)

6- Le rapport des débits :

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

7- Déterminer les vitesses réelles par :

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

Avec :

- r_v : rapport des vitesses, donnée comme suit :

$$r_v = -25.63 \times r_Q^6 + 93.647 \times r_Q^5 - 134.25 \times r_Q^4 + 95{,}24.\, r_Q^3 - 35.151 \times r_Q^2 + 7.0395 \times r_Q + 0.2263 \quad \textbf{(V.12)}$$

8- La hauteur de remplissage :

$$H = r_H \times D_N \quad \textbf{(V.13)}$$

Avec :

- r_H : rapport des hauteurs, donnée comme suit :

$$r_H = -11.423 \times r_Q^6 + 40.641 \times r_Q^5 - 55.497 \times r_Q^4 + 37.115 \times r_Q^3 - 12.857 \times r_Q^2 + 2.8373 \times r_Q + 0.0359 \quad \textbf{(V.14)}$$

II.3. Formule de BAZIN :

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

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \quad \textbf{(V.15)}$$

Où :

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

II.3.1. Réseau des eaux usées en système séparatif :

Au niveau d'une canalisations il se forme une pellicule grasse sur les parois, ce qui améliore les conditions d'écoulement, donc le coefficient relatif à la relation de Bazin a été pris $\gamma = 0.25$. Suivant cette base, le coefficient de Chézy a été, approximativement, représenté par l'expression suivante :

$$C = 70 \times R_h^{1/6} \quad \textbf{(V.16)}$$

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

$$v = 70 \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \quad \textbf{(V.17)}$$

$$Q = 70 \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S_m \quad \textbf{(V.18)}$$

II.3.2. Réseau des eaux pluviales en système séparatif :

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 :

$$C = 60 \times R_h^{1/4} \quad \textbf{(V.19)}$$

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

$$v = 60 \times R_h^{3/4} \times I^{1/2} \quad \textbf{(V.20)}$$

$$Q = 60 \times R_h^{3/4} \times I^{1/2} \times S_m \quad \textbf{(V.21)}$$

II.3.3. 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 des eaux usées en système séparatif.
  - Abaque 2 : pour les réseaux pluviaux en système séparatif ou les réseaux unitaire :
    - Abaque 2-a : pour les canalisations circulaires.
    - Abaque 2-b : pour les canalisations ovoïdes.
- Les nomogrammes (3-a) et (3-b) donnent les variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage ; sont fournis pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites ou pour apprécier les possibilités d'autocurage :
  - Abaque 3-a : pour les ouvrages circulaires.
  - Abaque 3-b : pour les ouvrages ovoïdes normalisés.

❖ **Procédé de calcul :**

1- A l'aide de l'abaque (1), (2-a) ou (2-b) :
En donnant la pente et le débit, on peut tirer le diamètre normalisé « 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.10).

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.13).

III. Conditions d'autocurage :

III.1. Réseaux des eaux usées :

Dans le cas des réseaux d'eaux usées en système séparatif, il faut prendre en compte la condition que :

- A pleine ou à demi-section : un tuyau circulaire doit assurer une vitesse d'écoulement de 0.7 m/s (ou à l'extrême rigueur 0.5 m/s). Dans ce cas, le rapport des vitesses est presque égal à 1 donc on vérifiera que la vitesse à pleine section est supérieure ou égale à 0.7 m/s.

$$r_H = 0.5 \text{ ou } 1 \Rightarrow r_v = \frac{v}{v_{ps}} \approx 1 \Rightarrow v_{ps} = v = 0.7 \text{ m/s}$$

Remarque :

En pratique, on pourra considérer que l'autocurage est respecté si $v > 0.3$ m/s pour éviter le dépôt des vases organiques et fermentescibles.

III.2. Réseaux pluviaux :

Un réseau des eaux pluviales doit être auto-cureur, 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.

IV. Normes d'écoulement et d'implantation :

IV.1. Canalisations des eaux usés :

- Les canalisations des eaux usées sont généralement circulaires.
- Le diamètre minimal est fixé à 200 mm pour éviter les risques d'obstruction.

- A l'amont, les conditions d'autocurage sont difficiles à réaliser (débit faible), donc la pente minimale doit être de 0.4 à 0.5 %. A l'aval, elle doit être de 0.2 à 0.3 %.
- La couverture minimale de la canalisation est de 80 cm ; en dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.
- Bien qu'elle dépende du matériau de la canalisation, il est préférable que la vitesse à pleine section ne dépasse pas l'ordre de 4 m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux ; la limite correspondante a été tracée sur l'abaque. Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

VI.2. Canalisations des eaux pluviales :

- 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'autocurage ; la pente minimale est de 0.5%.
- Le relèvement des eaux par pompage à éviter le plus que possible, car les débits d'eaux pluviales peuvent être importants.
- La couverture minimale de la canalisation est de 80 cm.
- La même chose comme pour les eaux usées, il est préférable que la vitesse maximale à pleine section soit de l'ordre de 4 m/s (la limite correspondante a été tracée sur les abaques).

V. Résultats du dimensionnement :

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

- Tableau V-1 : pour le réseau des eaux usées.
- Tableau V-2 : pour le réseau des eaux pluviales.

Tableau V-1 : Calculs du réseau projeté des eaux usées

Bassin Versant BV	Tronçons	Long 2D (m)	Débit de Pointe Qp (l/s)	Pente I (%)	Diamètre Théorique (mm)	Diamètre Commercial Ø (mm)	Qps (l/s)	Vps (m/s)	Rq	Rh	Rv	H (mm)	V (m/s)	Vmin (m/s)	Vitesse Autocurage
BV 01	U01 - U02	33.20	8.17	0.50	148.45	300	84.447	1.19	0.097	0.204	0.671	61	0.80	0.365	vérifié
	U02 - U03	19.93	8.17	0.50	148.45	300	84.447	1.19	0.097	0.204	0.671	61	0.80	0.365	vérifié
	U03 - U04	30.85	8.17	0.50	148.45	300	84.447	1.19	0.097	0.204	0.671	61	0.80	0.524	vérifié
	U04 - U05	33.20	8.17	0.50	148.45	300	84.447	1.19	0.097	0.204	0.671	61	0.80	0.524	vérifié
	U05 - U06	33.20	8.17	0.50	148.45	300	84.447	1.19	0.097	0.204	0.671	61	0.80	0.365	vérifié
	U06 - U07	14.44	8.17	1.00	130.36	300	119.425	1.69	0.068	0.169	0.620	51	1.05	0.612	vérifié
BV 02+BV 01	U07 - U08	27.00	16.81	1.50	158.35	300	146.266	2.07	0.115	0.224	0.698	67	1.45	0.873	vérifié
	U08 - U09	27.01	16.81	1.50	158.35	300	146.266	2.07	0.115	0.224	0.698	67	1.45	0.873	vérifié
	U09 - U10	12.95	16.81	1.50	158.35	300	146.266	2.07	0.115	0.224	0.698	67	1.45	0.873	vérifié
	U10 - U11	5.50	16.81	1.50	158.35	300	146.266	2.07	0.115	0.224	0.698	67	1.45	0.873	vérifié
	U11 - U12	5.50	16.81	1.50	158.35	300	146.266	2.07	0.115	0.224	0.698	67	1.45	1.241	vérifié
	U12 - U13	5.51	16.81	1.50	158.35	300	146.266	2.07	0.115	0.224	0.698	67	1.45	1.241	vérifié
	U13 - U14	14.12	16.81	1.50	158.35	300	146.266	2.07	0.115	0.224	0.698	67	1.45	0.724	vérifié
1	U15 - U16	13.00	8.17	1.50	120.81	300	146.266	2.07	0.056	0.151	0.591	45	1.22	0.749	vérifié
	U16 - U17	24.81	8.17	1.50	120.81	300	146.266	2.07	0.056	0.151	0.591	45	1.22	0.495	vérifié
	U17 - U07	23.94	8.17	1.50	120.81	300	146.266	2.07	0.056	0.151	0.591	45	1.22	0.495	vérifié
4	U18 - U19	33.20	8.64	1.00	133.12	300	119.425	1.69	0.072	0.174	0.628	52	1.06	0.701	vérifié
	U19 - U20	20.38	8.64	1.00	133.12	300	119.425	1.69	0.072	0.174	0.628	52	1.06	0.876	vérifié
	U20 - U21	21.93	8.64	1.00	133.12	300	119.425	1.69	0.072	0.174	0.628	52	1.06	0.570	vérifié
	U21 - U22	23.25	8.64	1.00	133.12	300	119.425	1.69	0.072	0.174	0.628	52	1.06	0.392	vérifié
	U22 - U23	18.67	8.64	1.00	133.12	300	119.425	1.69	0.072	0.174	0.628	52	1.06	0.570	vérifié
	U23 - U24	23.03	8.64	2.00	116.90	300	168.893	2.39	0.051	0.144	0.579	43	1.38	0.675	vérifié
4+5	U24 - U25	25.02	16.80	2.00	150.00	300	168.893	2.39	0.099	0.207	0.676	62	1.61	0.942	vérifié
	U25 - U26	6.95	16.80	6.00	122.08	300	292.531	4.14	0.057	0.153	0.595	46	2.46	1.241	vérifié
	U26 - U27	16.06	16.80	6.00	122.08	300	292.531	4.14	0.057	0.153	0.595	46	2.46	1.241	vérifié
	U27 - U28	30.55	16.80	6.00	122.08	300	292.531	4.14	0.057	0.153	0.595	46	2.46	1.241	vérifié
	U28 - U29	33.20	16.80	6.00	122.08	300	292.531	4.14	0.057	0.153	0.595	46	2.46	1.241	vérifié
	U29 - U30	14.52	16.80	1.00	170.82	300	119.425	1.69	0.141	0.250	0.732	75	1.24	0.781	vérifié
	U30 - U41	27.34	16.80	1.00	170.82	300	119.425	1.69	0.141	0.250	0.732	75	1.24	0.781	vérifié

7	U32 - U25	20.33	2.65	6.00	61.07	300	292.531	4.14	0.009	0.056	0.389	17	1.61	0.461	vérifié
5+6	U33 - U34	21.23	15.02	4.19	125.21	300	244.458	3.46	0.061	0.159	0.604	48	2.09	1.074	vérifié
	U34 - U30	15.46	15.02	5.42	119.31	300	278.033	3.93	0.054	0.148	0.587	45	2.31	1.143	vérifié
5	U35 - U36	27.75	8.16	1.00	130.30	300	119.425	1.69	0.068	0.169	0.619	51	1.05	0.553	vérifié
	U36 - U37	25.91	8.16	1.00	130.30	300	119.425	1.69	0.068	0.169	0.619	51	1.05	0.553	vérifié
	U37 - U38	33.20	8.16	1.00	130.30	300	119.425	1.69	0.068	0.169	0.619	51	1.05	0.553	vérifié
	U38 - U39	25.45	8.16	1.00	130.30	300	119.425	1.69	0.068	0.169	0.619	51	1.05	0.553	vérifié
	U39 - U40	9.09	8.16	1.00	130.30	300	119.425	1.69	0.068	0.169	0.619	51	1.05	0.553	vérifié
	U40 - U41	10.42	8.16	4.00	100.47	300	238.851	3.38	0.034	0.116	0.528	35	1.78	0.773	vérifié
4+5+6+7	U41 - U42	53.48	26.49	1.00	202.63	300	119.425	1.69	0.222	0.320	0.813	96	1.37	0.939	vérifié
6	U43 - U44	17.33	7.04	6.00	88.10	300	292.531	4.14	0.024	0.095	0.487	29	2.02	0.785	vérifié
	U44 - U45	11.29	7.04	2.56	103.36	300	191.081	2.70	0.037	0.120	0.537	36	1.45	0.643	vérifié
	U45 - U46	47.10	7.04	3.33	98.39	300	217.931	3.08	0.032	0.112	0.521	34	1.61	0.684	vérifié
	U46 - U33	17.58	7.04	0.65	133.65	300	96.284	1.36	0.073	0.175	0.629	52	0.86	0.462	vérifié
8	U47 - U48	13.58	5.13	3.22	87.93	300	214.301	3.03	0.024	0.095	0.486	29	1.47	0.574	vérifié
	U48 - U49	13.54	5.13	6.00	78.24	300	292.531	4.14	0.018	0.080	0.453	24	1.87	0.662	vérifié
	U49 - U50	29.43	5.13	6.00	78.24	300	292.531	4.14	0.018	0.080	0.453	24	1.87	0.662	vérifié
	U50 - U51	40.60	5.13	1.50	101.47	300	146.266	2.07	0.035	0.117	0.531	35	1.10	0.480	vérifié
11+10+8	U51 - U52	27.48	12.54	3.00	124.58	300	206.851	2.93	0.061	0.158	0.603	47	1.76	0.902	vérifié
	U52 - U53	8.96	12.54	3.00	124.58	300	206.851	2.93	0.061	0.158	0.603	47	1.76	0.902	vérifié
9+10+11+8	U53 - U54	29.01	14.29	3.00	130.84	300	206.851	2.93	0.069	0.170	0.621	51	1.82	0.964	vérifié
	U54 - U55	33.20	14.29	3.00	130.84	300	206.851	2.93	0.069	0.170	0.621	51	1.82	0.964	vérifié
	U55 - U56	22.73	14.29	3.00	130.84	300	206.851	2.93	0.069	0.170	0.621	51	1.82	0.964	vérifié
	U56 - B01_	11.65	14.29	0.20	217.39	300	53.409	0.76	0.268	0.355	0.849	106	0.64	0.447	vérifié
11+10	U58 - U59	16.01	7.41	6.00	89.81	300	292.531	4.14	0.025	0.098	0.493	29	2.04	0.807	vérifié
	U59 - U60	17.19	7.41	6.00	89.81	300	292.531	4.14	0.025	0.098	0.493	29	2.04	0.807	vérifié
	U60 - U61	15.13	7.41	0.20	169.94	300	53.409	0.76	0.139	0.248	0.729	74	0.55	0.347	vérifié
	U61 - U62	17.17	7.41	4.39	95.23	300	250.224	3.54	0.030	0.107	0.511	32	1.81	0.750	vérifié
	U62 - U53	21.18	7.41	2.00	110.35	300	168.893	2.39	0.044	0.132	0.559	40	1.34	0.623	vérifié

9+10+11	U63 - U64	16.85	9.16	6.00	97.24	300	292.531	4.14	0.031	0.110	0.517	33	2.14	0.904	vérifié
	U64 - U65	15.80	9.16	6.00	97.24	300	292.531	4.14	0.031	0.110	0.517	33	2.14	0.904	vérifié
	U65 - U66	18.30	9.16	1.18	131.91	300	129.729	1.84	0.071	0.172	0.624	51	1.15	0.611	vérifié
	U66 - U67	23.20	9.16	2.33	116.11	300	182.295	2.58	0.050	0.143	0.577	43	1.49	0.722	vérifié
	U67 - U68	18.30	9.16	6.00	97.24	300	292.531	4.14	0.031	0.110	0.517	33	2.14	0.904	vérifié
	U68 - U69	23.49	9.16	6.00	97.24	300	292.531	4.14	0.031	0.110	0.517	33	2.14	0.904	vérifié
	U69 - U56	27.46	9.16	6.00	97.24	300	292.531	4.14	0.031	0.110	0.517	33	2.14	0.904	vérifié
1+2	U14 - U100	19.40	16.81	4.18	130.67	300	244.166	3.45	0.069	0.169	0.621	51	2.14	1.136	vérifié
	U100 - U101	34.98	16.81	4.18	130.67	300	244.166	3.45	0.069	0.169	0.621	51	2.14	1.136	vérifié
	U101 - U102	41.80	16.81	4.18	130.67	300	244.166	3.45	0.069	0.169	0.621	51	2.14	1.136	vérifié
	U102 - U103	45.00	16.81	4.18	130.67	300	244.166	3.45	0.069	0.169	0.621	51	2.14	1.136	vérifié
	U103 - U104	45.00	16.81	4.18	130.67	300	244.166	3.45	0.069	0.169	0.621	51	2.14	1.136	vérifié
	U104 - U105	45.01	16.81	4.18	130.67	300	244.166	3.45	0.069	0.169	0.621	51	2.14	1.136	vérifié
	U105 - U106	44.99	16.81	4.18	130.67	300	244.166	3.45	0.069	0.169	0.621	51	2.14	1.136	vérifié
	U106 - B06	45.34	16.81	1.80	153.03	300	160.226	2.27	0.105	0.213	0.684	64	1.55	0.916	vérifié
12+8+9+11+10	B01 - B02	18.67	22.11	2.62	158.07	300	193.307	2.73	0.114	0.223	0.698	67	1.91	1.151	vérifié
	B02 - B03	33.20	22.11	4.00	146.01	300	238.851	3.38	0.093	0.199	0.664	60	2.25	1.286	vérifié
	B03 - B04	17.76	22.11	9.61	123.88	300	370.219	5.24	0.060	0.157	0.601	47	3.15	1.602	vérifié
	B04 - B05	35.59	22.11	7.73	129.04	300	332.037	4.70	0.067	0.166	0.616	50	2.89	1.519	vérifié
	B05 - B06	9.62	22.11	3.85	147.06	300	234.330	3.32	0.094	0.201	0.667	60	2.21	1.274	vérifié
15	B07 - B08	34.75	8.07	6.00	92.73	300	292.531	4.14	0.028	0.103	0.502	31	2.08	0.845	vérifié
	B08 - B09	30.68	8.07	6.00	92.73	300	292.531	4.14	0.028	0.103	0.502	31	2.08	0.845	vérifié
	B09 - B10	33.21	8.07	3.00	105.60	300	206.851	2.93	0.039	0.124	0.544	37	1.59	0.718	vérifié
	B10 - B11	21.13	8.07	3.00	105.60	300	206.851	2.93	0.039	0.124	0.544	37	1.59	0.718	vérifié
13+15	B11 - B12	31.93	10.15	6.00	101.06	300	292.531	4.14	0.035	0.117	0.530	35	2.19	0.954	vérifié
	B12 - B13	33.20	10.15	3.00	115.08	300	206.851	2.93	0.049	0.141	0.574	42	1.68	0.809	vérifié
	B13 - B14	16.14	10.15	6.00	101.06	300	292.531	4.14	0.035	0.117	0.530	35	2.19	0.954	vérifié
	B14 - B15	37.22	10.15	6.00	101.06	300	292.531	4.14	0.035	0.117	0.530	35	2.19	0.954	vérifié
	B15 - B16	9.62	10.15	6.00	101.06	300	292.531	4.14	0.035	0.117	0.530	35	2.19	0.954	vérifié

BV15+BV16	B17 - B18	17.76	9.12	6.00	97.08	300	292.531	4.14	0.031	0.110	0.517	33	2.14	0.902	vérifié
	B18 - B19	12.71	9.12	6.00	97.08	300	292.531	4.14	0.031	0.110	0.517	33	2.14	0.902	vérifié
	B19 - B20	11.75	9.12	6.00	97.08	300	292.531	4.14	0.031	0.110	0.517	33	2.14	0.902	vérifié
	B20 - B21	18.77	9.12	6.00	97.08	300	292.531	4.14	0.031	0.110	0.517	33	2.14	0.902	vérifié
	B21 - B22	17.50	9.12	6.00	97.08	300	292.531	4.14	0.031	0.110	0.517	33	2.14	0.902	vérifié
	B22 - B23	17.50	9.12	6.00	97.08	300	292.531	4.14	0.031	0.110	0.517	33	2.14	0.902	vérifié
	B23 - B24	18.48	9.12	6.00	97.08	300	292.531	4.14	0.031	0.110	0.517	33	2.14	0.902	vérifié
BV14+BV15+BV16	B24 - B25	29.53	16.20	3.20	135.49	300	213.635	3.02	0.076	0.178	0.635	54	1.92	1.043	vérifié
	B25 - B26	23.22	16.20	3.20	135.49	300	213.635	3.02	0.076	0.178	0.635	54	1.92	1.043	vérifié
	B26 - B27	18.28	16.20	3.20	135.49	300	213.635	3.02	0.076	0.178	0.635	54	1.92	1.043	vérifié
	B27 - B28	23.49	16.20	3.20	135.49	300	213.635	3.02	0.076	0.178	0.635	54	1.92	1.043	vérifié
	B28 - B29	18.78	16.20	3.20	135.49	300	213.635	3.02	0.076	0.178	0.635	54	1.92	1.043	vérifié
	B29 - B30	13.20	16.20	2.00	147.97	300	168.893	2.39	0.096	0.203	0.670	61	1.60	0.925	vérifié
16+15	B31 - B32	34.50	9.10	6.00	97.00	300	292.531	4.14	0.031	0.110	0.517	33	2.14	0.901	vérifié
	B32 - B33	33.20	9.10	6.00	97.00	300	292.531	4.14	0.031	0.110	0.517	33	2.14	0.901	vérifié
	B33 - B24	20.70	9.10	1.00	135.73	300	119.425	1.69	0.076	0.179	0.635	54	1.07	0.585	vérifié
17	B34 - B35	33.20	9.93	4.00	108.15	300	238.851	3.38	0.042	0.129	0.552	39	1.87	0.857	vérifié
	B35 - B36	25.35	9.93	1.00	140.25	300	119.425	1.69	0.083	0.188	0.648	56	1.10	0.610	vérifié
	B36 - B37	27.75	9.93	1.00	140.25	300	119.425	1.69	0.083	0.188	0.648	56	1.10	0.610	vérifié
20	B38 - B39	33.20	9.93	7.51	96.10	300	327.278	4.63	0.030	0.108	0.514	33	2.38	0.994	vérifié
	B39 - B40	33.19	9.93	6.00	100.23	300	292.531	4.14	0.034	0.115	0.527	35	2.18	0.943	vérifié
	B40 - B37	22.64	9.93	6.00	100.23	300	292.531	4.14	0.034	0.115	0.527	35	2.18	0.943	vérifié
	B37 - B41	30.33	9.93	5.96	100.36	300	291.555	4.12	0.034	0.115	0.528	35	2.18	0.942	vérifié
	B41 - B42	33.20	9.93	6.00	100.23	300	292.531	4.14	0.034	0.115	0.527	35	2.18	0.943	vérifié
	B42 - B43	30.99	9.93	6.00	100.23	300	292.531	4.14	0.034	0.115	0.527	35	2.18	0.943	vérifié
	B43 - B44	13.00	9.93	2.00	123.16	300	168.893	2.39	0.059	0.155	0.598	47	1.43	0.725	vérifié
21	B45 - B46	33.20	4.66	6.00	75.47	300	292.531	4.14	0.016	0.076	0.443	23	1.83	0.628	vérifié
	B46 - B44	30.95	4.66	1.50	97.88	300	146.266	2.07	0.032	0.111	0.519	33	1.07	0.456	vérifié
	B44 - B47	17.37	4.66	1.00	105.61	300	119.425	1.69	0.039	0.124	0.544	37	0.92	0.414	vérifié
	B47 - B48	14.62	4.66	1.00	105.61	300	119.425	1.69	0.039	0.124	0.544	37	0.92	0.414	vérifié

21+19	B49 - B50	11.89	5.61	1.00	113.22	300	119.425	1.69	0.047	0.137	0.568	41	0.96	0.457	vérifié
	B50 - B51	11.89	5.61	6.00	80.91	300	292.531	4.14	0.019	0.084	0.462	25	1.91	0.695	vérifié
	B51 - B52	55.07	5.61	1.00	113.22	300	119.425	1.69	0.047	0.137	0.568	41	0.96	0.457	vérifié
	B06 - B16	10.00	38.62	4.00	179.98	300	238.851	3.38	0.162	0.270	0.756	81	2.55	1.658	vérifié
	B16 - B100	40.00	48.77	4.00	196.44	300	238.851	3.38	0.204	0.306	0.798	92	2.69	1.821	vérifié
	B100 - B101	40.00	48.77	4.00	196.44	300	238.851	3.38	0.204	0.306	0.798	92	2.69	1.821	vérifié
	B101 - B30	37.98	48.77	4.00	196.44	300	238.851	3.38	0.204	0.306	0.798	92	2.69	1.821	vérifié
	B30 - B102	43.50	64.97	4.00	218.74	300	238.851	3.38	0.272	0.358	0.852	107	2.88	2.012	vérifié
	B102 - B103	40.00	64.97	4.00	218.74	300	238.851	3.38	0.272	0.358	0.852	107	2.88	2.012	vérifié
	B103 - B48	43.02	64.97	4.00	218.74	300	238.851	3.38	0.272	0.358	0.852	107	2.88	2.012	vérifié
	B48 - B104	40.18	69.63	4.00	224.50	300	238.851	3.38	0.292	0.372	0.866	112	2.93	2.055	vérifié
	B104 - B52	38.40	69.63	4.00	224.50	300	238.851	3.38	0.292	0.372	0.866	112	2.93	2.055	vérifié

Tableau V-2 : Calculs du réseau projeté des eaux pluviales

Bassin Versant B V	Tronçons	Long 2D (m)	Débit de Pointe Qp (l/s)	Pente I (%)	D_{cal} (mm)	D_N (mm)	Qps (l/s)	Vps (m/s)	Rq	Rh	Rv	H (mm)	V (m/s)	Vmin (m/s)	Vitesse Autocurage
Réseau EP1															
BV 01	P01 - P02	33.20	135.27	0.50	357.98	400	181.866	1.45	0.744	0.641	1.087	256	1.57	0.312	vérifié
	P02 - P03	22.11	135.27	0.50	357.98	400	181.866	1.45	0.744	0.641	1.087	256	1.57	0.312	vérifié
	P03 - P04	25.47	135.27	6.00	224.65	300	292.531	4.14	0.462	0.480	0.965	144	3.99	1.067	vérifié
	P04 - P05	33.20	135.27	6.00	224.65	300	292.531	4.14	0.462	0.480	0.965	144	3.99	1.067	vérifié
	P05 - P06	33.21	135.27	2.00	276.04	300	168.893	2.39	0.801	0.676	1.109	203	2.65	0.456	vérifié
	P06 - P07	19.99	135.27	1.50	291.34	300	146.266	2.07	0.925	0.763	1.149	229	2.38	2.305	vérifié
BV 02+BV 01	P07 - P08	27.00	155.87	1.00	331.51	400	257.198	2.05	0.606	0.562	1.030	225	2.11	2.116	vérifié
	P08 - P09	26.82	155.87	1.00	331.51	400	257.198	2.05	0.606	0.562	1.030	225	2.11	2.116	vérifié
	P09 - P10	12.54	155.87	1.00	331.51	400	257.198	2.05	0.606	0.562	1.030	225	2.11	2.116	vérifié
	P10 - P11	5.50	155.87	1.00	331.51	400	257.198	2.05	0.606	0.562	1.030	225	2.11	2.116	vérifié
	P11 - P12	5.50	155.87	6.00	236.91	300	292.531	4.14	0.533	0.520	0.998	156	4.13	4.146	vérifié
	P12 - P13	5.50	155.87	6.00	236.91	300	292.531	4.14	0.533	0.520	0.998	156	4.13	4.146	vérifié
	P13 - P14	15.68	155.87	2.00	291.10	300	168.893	2.39	0.923	0.761	1.148	228	2.74	2.661	vérifié
BV 01	P15 - P16	33.20	135.27	6.00	224.65	300	292.531	4.14	0.462	0.480	0.965	144	3.99	3.986	vérifié
	P16 - P17	17.84	135.27	3.00	255.832	300	206.851	2.93	0.654	0.589	1.051	177	3.07	3.072	vérifié
	P17 - P18	17.28	135.27	0.50	357.98	400	181.866	1.45	0.744	0.641	1.087	256	1.57	1.557	vérifié
	P18 - P20	8.86	135.27	2.11	273.28	300	173.475	2.45	0.780	0.663	1.101	199	2.70	2.660	vérifié
	P20 - P07	23.94	135.27	0.50	357.98	400	181.866	1.45	0.744	0.641	1.087	256	1.57	1.557	vérifié
BV 01	P19 - P17	10.02	135.27	0.50	357.98	400	181.866	1.45	0.744	0.641	1.087	256	1.57	1.557	vérifié
Réseau EP2															
BV 04	P21 - P22	33.20	153.45	4.50	248.58	300	253.340	3.58	0.606	0.561	1.030	168	3.69	3.702	vérifié
	P22 - P23	15.09	153.45	6.00	235.53	300	292.531	4.14	0.525	0.516	0.994	155	4.11	4.129	vérifié
	P23 - P24	10.62	153.45	6.00	235.53	300	292.531	4.14	0.525	0.516	0.994	155	4.11	4.129	vérifié
	P24 - P25	24.64	153.45	0.47	379.69	400	176.326	1.40	0.870	0.723	1.134	289	1.59	1.549	vérifié
	P25 - P26	10.85	153.45	0.50	375.31	400	181.866	1.45	0.844	0.704	1.125	282	1.63	1.590	vérifié
	P26 - P27	10.00	153.45	0.50	375.31	400	181.866	1.45	0.844	0.704	1.125	282	1.63	1.590	vérifié
	P27 - P28	21.16	153.45	3.00	268.22	300	206.851	2.93	0.742	0.640	1.086	192	3.18	3.145	vérifié
	P28 - P29	10.59	153.45	3.00	268.22	300	206.851	2.93	0.742	0.640	1.086	192	3.18	3.145	vérifié
	P29 - P30	10.00	153.45	3.00	268.22	300	206.851	2.93	0.742	0.640	1.086	192	3.18	3.145	vérifié
	P30 - P31	27.86	153.45	3.00	268.22	300	206.851	2.93	0.742	0.640	1.086	192	3.18	3.145	vérifié

BV 04 +BV 05	P31 - P32	4.15	311.52	3.00	349.79	400	445.479	3.55	0.699	0.615	1.069	246	3.79	3.773	vérifié
	P32 - P33	18.92	311.52	6.00	307.16	400	630.003	5.01	0.494	0.499	0.980	199	4.91	4.926	vérifié
	P33 - P34	25.11	311.52	6.00	307.16	400	630.003	5.01	0.494	0.499	0.980	199	4.91	4.926	vérifié
	P34 - P35	33.20	311.52	6.00	307.16	400	630.003	5.01	0.494	0.499	0.980	199	4.91	4.926	vérifié
	P35 - P36	19.90	311.52	0.50	489.45	500	329.745	1.68	0.945	0.778	1.153	389	1.94	1.880	vérifié
	P36 - P54	30.64	311.52	1.00	429.80	500	466.330	2.38	0.668	0.597	1.056	298	2.51	2.507	vérifié
BV 04	P38 - P39	25.12	153.45	5.50	239.40	300	280.077	3.96	0.548	0.529	1.005	159	3.98	3.997	vérifié
	P39 - P26	5.60	153.45	3.00	268.22	300	206.851	2.93	0.742	0.640	1.086	192	3.18	3.145	vérifié
BV 04	P40 - P41	25.12	153.45	6.00	235.53	300	292.531	4.14	0.525	0.516	0.994	155	4.11	4.129	vérifié
	P41 - P29	5.60	153.45	3.00	268.22	300	206.851	2.93	0.742	0.640	1.086	192	3.18	3.145	vérifié
BV 07	P42 - P43	13.03	128.74	6.00	220.52	300	292.531	4.14	0.440	0.467	0.953	140	3.95	3.927	vérifié
	P43 - P31	12.69	128.74	6.00	220.52	300	292.531	4.14	0.440	0.467	0.953	140	3.95	3.927	vérifié
BV 06	P44 - P45	24.42	126.64	4.00	236.48	300	238.851	3.38	0.530	0.519	0.997	156	3.37	3.381	vérifié
	P45 - P36	12.26	126.64	1.00	306.67	400	257.198	2.05	0.492	0.497	0.979	199	2.00	2.009	vérifié
BV 05	P46 - P47	25.74	158.07	0.94	337.15	400	249.362	1.98	0.634	0.577	1.042	231	2.07	2.071	vérifié
	P47 - P48	12.74	158.07	6.00	238.17	300	292.531	4.14	0.540	0.525	1.001	157	4.14	4.160	vérifié
	P48 - P49	31.35	158.07	0.50	379.51	400	181.866	1.45	0.869	0.722	1.133	289	1.64	1.597	vérifié
	P49 - P50	23.74	158.07	0.47	383.94	400	176.326	1.40	0.896	0.741	1.142	297	1.60	1.556	vérifié
	P50 - P51	33.20	158.07	0.50	379.51	400	181.866	1.45	0.869	0.722	1.133	289	1.64	1.597	vérifié
	P51 - P52	27.53	158.07	0.50	379.51	400	181.866	1.45	0.869	0.722	1.133	289	1.64	1.597	vérifié
	P52 - P53	11.55	158.07	6.00	238.17	300	292.531	4.14	0.540	0.525	1.001	157	4.14	4.160	vérifié
	P53 - P54	7.94	158.07	3.00	271.22	300	206.851	2.93	0.764	0.654	1.095	196	3.20	3.161	vérifié
4+5+6+7	P54 - P55	54.19	566.89	1.00	537.99	600	758.304	2.68	0.748	0.643	1.088	386	2.92	2.892	vérifié
BV 07	P56 - P57	10.00	128.74	4.00	237.94	300	238.851	3.38	0.539	0.524	1.001	157	3.38	3.395	vérifié
	P57 - P58	17.01	128.74	4.00	237.94	300	238.851	3.38	0.539	0.524	1.001	157	3.38	3.395	vérifié
	P58 - P59	9.77	128.74	5.00	228.19	300	267.043	3.78	0.482	0.491	0.974	147	3.68	3.683	vérifié
BV 07 +BV 06	P59 - P60	43.27	255.38	3.00	324.67	400	445.479	3.55	0.573	0.543	1.016	217	3.60	3.618	vérifié
	P60 - P61	15.77	255.38	3.00	324.67	400	445.479	3.55	0.573	0.543	1.016	217	3.60	3.618	vérifié
	P61 - P62	13.67	255.38	3.00	324.67	400	445.479	3.55	0.573	0.543	1.016	217	3.60	3.618	vérifié
	P62 - P63	45.83	255.38	2.00	350.32	400	363.732	2.89	0.702	0.616	1.070	247	3.10	3.083	vérifié
	P63 - P44	17.30	255.38	2.00	350.32	400	363.732	2.89	0.702	0.616	1.070	247	3.10	3.083	vérifié

BV 08	*P64 - P65*	*33.20*	*113.37*	*1.00*	*294.20*	*300*	*119.425*	*1.69*	*0.949*	*0.782*	*1.153*	*235*	*1.95*	*1.890*	*vérifié*
	P65 - P66	*28.09*	*113.37*	*1.00*	*294.20*	*300*	*119.425*	*1.69*	*0.949*	*0.782*	*1.153*	*235*	*1.95*	*1.890*	*vérifié*
	P66 - P67	*12.98*	*113.37*	*2.50*	*247.76*	*300*	*188.828*	*2.67*	*0.600*	*0.558*	*1.028*	*168*	*2.75*	*2.754*	*vérifié*
	P67 - P68	*28.28*	*113.37*	*2.50*	*247.76*	*300*	*188.828*	*2.67*	*0.600*	*0.558*	*1.028*	*168*	*2.75*	*2.754*	*vérifié*
	P68 - P69	*10.48*	*113.37*	*6.00*	*210.25*	*300*	*292.531*	*4.14*	*0.388*	*0.435*	*0.925*	*130*	*3.83*	*3.769*	*vérifié*
	P69 - P70	*24.27*	*113.37*	*6.00*	*210.25*	*300*	*292.531*	*4.14*	*0.388*	*0.435*	*0.925*	*130*	*3.83*	*3.769*	*vérifié*
	P70 - P71	*24.09*	*113.37*	*5.37*	*214.67*	*300*	*276.748*	*3.92*	*0.410*	*0.448*	*0.937*	*135*	*3.67*	*3.632*	*vérifié*
	P71 - P72	*28.08*	*113.37*	*1.50*	*272.67*	*300*	*146.266*	*2.07*	*0.775*	*0.660*	*1.099*	*198*	*2.27*	*2.240*	*vérifié*
08 +11+10	*P72 - P73*	*23.12*	*254.14*	*4.00*	*307.06*	*400*	*514.395*	*4.09*	*0.494*	*0.498*	*0.980*	*199*	*4.01*	*4.021*	*vérifié*
	P73 - P74	*13.55*	*254.14*	*4.00*	*307.06*	*400*	*514.395*	*4.09*	*0.494*	*0.498*	*0.980*	*199*	*4.01*	*4.021*	*vérifié*
	P74 - P75	*23.61*	*254.14*	*4.00*	*307.06*	*400*	*514.395*	*4.09*	*0.494*	*0.498*	*0.980*	*199*	*4.01*	*4.021*	*vérifié*
	P75 - P76	*33.20*	*254.14*	*4.00*	*307.06*	*400*	*514.395*	*4.09*	*0.494*	*0.498*	*0.980*	*199*	*4.01*	*4.021*	*vérifié*
	P76 - P77	*28.12*	*254.14*	*4.00*	*307.06*	*400*	*514.395*	*4.09*	*0.494*	*0.498*	*0.980*	*199*	*4.01*	*4.021*	*vérifié*
	P77- REJET A01 Vers 1800 Logts	*8.44*	*254.14*	*4.00*	*307.06*	*400*	*514.395*	*4.09*	*0.494*	*0.498*	*0.980*	*199*	*4.01*	*4.021*	*vérifié*
BV10	*P78 - P79*	*22.32*	*71.44*	*6.00*	*176.82*	*300*	*292.531*	*4.14*	*0.244*	*0.338*	*0.831*	*101*	*3.44*	*3.152*	*vérifié*
	P79 - P80	*10.88*	*71.44*	*6.00*	*176.82*	*300*	*292.531*	*4.14*	*0.244*	*0.338*	*0.831*	*101*	*3.44*	*3.152*	*vérifié*
	P80 - P81	*22.33*	*71.44*	*6.00*	*176.82*	*300*	*292.531*	*4.14*	*0.244*	*0.338*	*0.831*	*101*	*3.44*	*3.152*	*vérifié*
BV 11	*P81 - P82*	*14.63*	*69.33*	*6.00*	*174.84*	*300*	*292.531*	*4.14*	*0.237*	*0.332*	*0.825*	*100*	*3.42*	*3.112*	*vérifié*
	P82 - P74	*36.30*	*69.33*	*2.00*	*214.83*	*300*	*168.893*	*2.39*	*0.410*	*0.449*	*0.938*	*135*	*2.24*	*2.218*	*vérifié*
BV 09	*P83 - P84*	*17.87*	*95.77*	*6.00*	*197.37*	*300.00*	*292.53*	*4.14*	*0.33*	*0.40*	*0.89*	*118.88*	*3.68*	*3.55*	*vérifié*
	P84 - P85	*15.65*	*95.77*	*6.00*	*197.37*	*300.00*	*292.53*	*4.14*	*0.33*	*0.40*	*0.89*	*118.88*	*3.68*	*3.55*	*vérifié*
BV 09 +BV 10	*P85 - P86*	*20.64*	*167.21*	*1.00*	*340.36*	*400.00*	*257.20*	*2.05*	*0.65*	*0.59*	*1.05*	*234.63*	*2.15*	*2.15*	*vérifié*
	P86 - P87	*10.86*	*167.21*	*1.50*	*315.44*	*400*	*315.001*	*2.51*	*0.531*	*0.519*	*0.997*	*208*	*2.50*	*2.510*	*vérifié*
	P87 - P88	*10.00*	*167.21*	*1.50*	*315.44*	*400*	*315.001*	*2.51*	*0.531*	*0.519*	*0.997*	*208*	*2.50*	*2.510*	*vérifié*
	P88 - P89	*20.55*	*167.21*	*6.00*	*243.24*	*300*	*292.531*	*4.14*	*0.572*	*0.542*	*1.015*	*163*	*4.20*	*4.218*	*vérifié*
09+10+11	*P89 - P90*	*10.95*	*236.54*	*6.00*	*277.02*	*300*	*292.531*	*4.14*	*0.809*	*0.681*	*1.112*	*204*	*4.60*	*4.512*	*vérifié*
	P90 - P91	*10.01*	*236.54*	*6.00*	*277.02*	*300*	*292.531*	*4.14*	*0.809*	*0.681*	*1.112*	*204*	*4.60*	*4.512*	*vérifié*
	P91 - P77	*30.59*	*236.54*	*6.00*	*277.02*	*300*	*292.531*	*4.14*	*0.809*	*0.681*	*1.112*	*204*	*4.60*	*4.512*	*vérifié*
BV 10	*P92 - P87*	*36.13*	*71.44*	*5.00*	*182.97*	*300*	*267.043*	*3.78*	*0.268*	*0.355*	*0.849*	*106*	*3.21*	*2.990*	*vérifié*
BV 11	*P93 - P90*	*36.13*	*69.33*	*2.73*	*202.66*	*300*	*197.323*	*2.79*	*0.351*	*0.412*	*0.904*	*124*	*2.52*	*2.456*	*vérifié*

BV 12	A01 - A02	16.48	380.14	4.00	357.11	400	514.395	4.09	0.739	0.638	1.085	255	4.44	0.780	vérifié
	A02 - A03	33.20	380.14	4.00	357.11	400	514.395	4.09	0.739	0.638	1.085	255	4.44	0.780	vérifié
	A03 - A04	23.08	380.14	6.60	325.11	400	660.752	5.26	0.575	0.544	1.017	218	5.35	1.149	vérifié
	A04 - A05	32.47	380.14	4.00	357.11	400	514.395	4.09	0.739	0.638	1.085	255	4.44	0.780	vérifié
	A05 - A06	12.82	380.14	1.29	441.52	500	529.649	2.70	0.718	0.626	1.077	313	2.90	0.324	vérifié
BV 15	A07 - A08	25.96	200.00	6.00	260.13	300	292.531	4.14	0.684	0.606	1.063	182	4.40	1.067	vérifié
	A08 - A09	10.94	200.00	6.00	260.13	300	292.531	4.14	0.684	0.606	1.063	182	4.40	1.067	vérifié
	A09 - A10	25.26	200.00	6.00	260.13	300	292.531	4.14	0.684	0.606	1.063	182	4.40	1.067	vérifié
	A10 - A11	33.18	200.00	3.00	296.23	300	206.851	2.93	0.967	0.796	1.155	239	3.38	0.625	vérifié
BV13+ BV15	A11 - A12	26.53	200.00	3.00	296.23	300	206.851	2.93	0.967	0.796	1.155	239	3.38	0.625	vérifié
	A12 - A13	26.53	55.00	6.00	160.30	300	292.531	4.14	0.188	0.293	0.782	88	3.24	1.067	vérifié
	A13 - A14	33.20	55.00	3.00	182.55	300	206.851	2.93	0.266	0.354	0.848	106	2.48	0.625	vérifié
	A14 - A15	21.53	55.00	6.00	160.30	300	292.531	4.14	0.188	0.293	0.782	88	3.24	1.067	vérifié
	A15 - A16	34.02	55.00	2.00	196.97	300	168.893	2.39	0.326	0.395	0.888	119	2.12	0.456	vérifié
	A16 - A17	12.82	55.00	2.00	197	300	168.893	2.39	0.326	0.395	0.888	119	2.12	0.456	vérifié
BV 16	A18 - A19	3.00	88.00	3.00	217.74	300	206.851	2.93	0.425	0.458	0.946	137	2.77	0.625	vérifié
	A19 - A20	3.00	88.00	3.00	217.74	300	206.851	2.93	0.425	0.458	0.946	137	2.77	0.625	vérifié
	A20 - A21	3.00	88.00	3.00	217.74	300	206.851	2.93	0.425	0.458	0.946	137	2.77	0.625	vérifié
BV15+BV16	A21 - A22	3.00	88.00	3.00	217.74	300	206.851	2.93	0.425	0.458	0.946	137	2.77	0.625	vérifié
	A22 - A23	6.00	288.00	6.00	298.25	300	292.531	4.14	0.985	0.811	1.156	243	4.78	1.067	vérifié
	A23 - A24	6.00	288.00	6.00	298.25	300	292.531	4.14	0.985	0.811	1.156	243	4.78	1.067	vérifié
	A24 - A25	6.00	288.00	6.00	298.25	300	292.531	4.14	0.985	0.811	1.156	243	4.78	1.067	vérifié
	A25 - A26	6.60	288.00	6.60	292.97	300	306.810	4.34	0.939	0.773	1.152	232	5.00	1.149	vérifié
	A26 - A27	3.00	288.00	3.00	339.64	400	445.479	3.55	0.646	0.585	1.047	234	3.71	0.625	vérifié
	A27 - A28	6.00	288.00	6.00	298.25	300	292.531	4.14	0.985	0.811	1.156	243	4.78	1.067	vérifié
BV14+BV15+BV16	A28 - A29	6.00	288.00	6.00	298.25	300	292.531	4.14	0.985	0.811	1.156	243	4.78	1.067	vérifié
	A29 - A30	3.20	398.00	3.20	378.84	400	460.089	3.66	0.865	0.719	1.132	288	4.14	1.206	vérifié
	A30 - A31	3.00	398.00	3.00	383.45	400	445.479	3.55	0.893	0.739	1.141	296	4.04	1.148	vérifié
	A31 - A32	4.05	398.00	4.05	362.47	400	517.600	4.12	0.769	0.656	1.097	263	4.52	1.445	vérifié
	A32 - A33	0.46	398.00	0.46	545.00	600	514.307	1.82	0.774	0.659	1.099	396	2.00	0.637	vérifié
	A33 - A34	3.20	398.00	3.20	378.84	400	460.089	3.66	0.865	0.719	1.132	288	4.14	1.206	vérifié
	A34 - A35	3.20	398.00	3.20	378.84	400	460.089	3.66	0.865	0.719	1.132	288	4.14	1.206	vérifié
	A35 - A36	3.99	398.00	3.99	363.48	400	513.752	4.09	0.775	0.660	1.099	264	4.49	1.429	vérifié
	A36 - A37	2.50	398.00	2.50	396.78	400	406.665	3.24	0.979	0.806	1.156	322	3.74	0.998	vérifié
BV15	A38 - A24	3.30	200.00	3.30	290.99	300	216.947	3.07	0.922	0.760	1.148	228	3.52	0.673	vérifié

BV15	A39 - A40	6.00	200.00	6.00	260.13	300	292.531	4.14	0.684	0.606	1.063	182	4.40	1.067	vérifié
	A40 - A41	6.00	200.00	6.00	260.13	300	292.531	4.14	0.684	0.606	1.063	182	4.40	1.067	vérifié
	A41 - A29	1.00	200.00	1.00	364.00	400	257.198	2.05	0.778	0.662	1.100	265	2.25	0.493	vérifié
BV14	A42 - A31	5.75	110.00	5.75	209.55	300	286.372	4.05	0.384	0.433	0.923	130	3.74	1.033	vérifié
BV14	A43 - A34	3.49	110.00	3.49	230.12	300	223.105	3.16	0.493	0.498	0.980	149	3.09	0.702	vérifié
BV17	A44 - A45	6.00	140.00	6.00	227.56	300	292.531	4.14	0.479	0.489	0.973	147	4.02	1.067	vérifié
	A45 - A46	6.00	140.00	6.00	227.56	300	292.531	4.14	0.479	0.489	0.973	147	4.02	1.067	vérifié
	A46 - A47	6.00	140.00	6.00	227.56	300	292.531	4.14	0.479	0.489	0.973	147	4.02	1.067	vérifié
	A47 - A48	6.00	140.00	6.00	227.56	300	292.531	4.14	0.479	0.489	0.973	147	4.02	1.067	vérifié
	A48 - A49	6.00	140.00	6.00	227.56	300	292.531	4.14	0.479	0.489	0.973	147	4.02	1.067	vérifié
	A49 - A60	1.00	140.00	1.00	318.43	400	257.198	2.05	0.544	0.527	1.003	211	2.05	0.493	vérifié
BV17	A50 - A51	6.20	140.00	6.20	226.17	300	297.367	4.21	0.471	0.485	0.969	145	4.08	1.095	vérifié
	A51 - A52	1.00	140.00	1.00	318.43	400	257.198	2.05	0.544	0.527	1.003	211	2.05	0.493	vérifié
	A52 - A53	4.50	140.00	4.50	240.18	300	253.340	3.58	0.553	0.532	1.007	159	3.61	0.855	vérifié
	A53 - A44	4.50	140.00	4.50	240.18	300	253.340	3.58	0.553	0.532	1.007	159	3.61	0.855	vérifié
BV17	A54 - A55	3.50	140.00	3.50	251.76	300	223.425	3.16	0.627	0.573	1.039	172	3.28	0.704	vérifié
	A55 - A56	1.00	140.00	1.00	318.43	400	257.198	2.05	0.544	0.527	1.003	211	2.05	0.493	vérifié
	A56 - A57	3.00	140.00	3.00	259.15	300	206.851	2.93	0.677	0.602	1.060	181	3.10	0.625	vérifié
	A57 - A46	1.00	140.00	1.00	318.43	400	257.198	2.05	0.544	0.527	1.003	211	2.05	0.493	vérifié
BV17	A58 - A59	3.00	140.00	3.00	259.15	300	206.851	2.93	0.677	0.602	1.060	181	3.10	0.625	vérifié
	A59 - A49	1.00	140.00	1.00	318.43	400	257.198	2.05	0.544	0.527	1.003	211	2.05	0.493	vérifié
BV18	A61 - A62	6.00	31.00	6.00	129.29	300	292.531	4.14	0.106	0.214	0.685	64	2.84	1.067	vérifié
	A62 - A63	6.00	31.00	6.00	129.29	300	292.531	4.14	0.106	0.214	0.685	64	2.84	1.067	vérifié
	A63 - A60	6.00	31.00	6.00	129.29	300	292.531	4.14	0.106	0.214	0.685	64	2.84	1.067	vérifié
BV17+BV18+BV20	A60 - A64	6.51	140.00	6.51	224.11	300	304.710	4.31	0.459	0.478	0.963	143	4.15	1.136	vérifié
	A64 - A65	6.00	171.00	6.00	245.29	300	292.531	4.14	0.585	0.550	1.021	165	4.23	1.067	vérifié
	A65 - A66	6.00	311.00	6.00	306.97	400	630.003	5.01	0.494	0.498	0.980	199	4.91	1.951	vérifié
BV20	A68 - A69	3.00	140.00	3.00	259.15	300	206.851	2.93	0.677	0.602	1.060	181	3.10	0.625	vérifié
	A69 - A70	2.00	140.00	2.00	279.62	300	168.893	2.39	0.829	0.695	1.119	208	2.67	0.456	vérifié
	A70 - A71	3.00	140.00	3.00	259.15	300	206.851	2.93	0.677	0.602	1.060	181	3.10	0.625	vérifié
	A71 - A72	3.00	140.00	3.00	259.15	300	206.851	2.93	0.677	0.602	1.060	181	3.10	0.625	vérifié
	A72 - A73	3.00	140.00	3.00	259.15	300	206.851	2.93	0.677	0.602	1.060	181	3.10	0.625	vérifié
	A73 - A74	3.00	140.00	3.00	259.15	300	206.851	2.93	0.677	0.602	1.060	181	3.10	0.625	vérifié
	A74 - A75	1.50	140.00	1.50	295.11	300	146.266	2.07	0.957	0.788	1.154	236	2.39	0.365	vérifié

BV20	A77 - A78	5.00	140.00	5.00	235.48	300	267.043	3.78	0.524	0.516	0.994	155	3.76	0.927	vérifié
	A78 - A79	2.00	140.00	2.00	279.62	300	168.893	2.39	0.829	0.695	1.119	208	2.67	0.456	vérifié
	A79 - A80	4.09	140.00	4.09	244.52	300	241.523	3.42	0.580	0.547	1.019	164	3.48	0.794	vérifié
	A80 - A81	3.00	140.00	3.00	259.15	300	206.851	2.93	0.677	0.602	1.060	181	3.10	0.625	vérifié
	A81 - A75	3.00	140.00	3.00	259.15	300	206.851	2.93	0.677	0.602	1.060	181	3.10	0.625	vérifié
	A75 - A76	3.00	140.00	3.00	259.15	300	206.851	2.93	0.677	0.602	1.060	181	3.10	0.625	vérifié
	A76 - A66	3.00	140.00	3.00	259.15	300	206.851	2.93	0.677	0.602	1.060	181	3.10	0.625	vérifié
	A66 - A67	1.00	311.00	1.00	429.53	500	466.330	2.38	0.667	0.596	1.056	298	2.51	0.789	vérifié
BV18	A82 - A83	7.00	31.00	7.00	125.61	300	315.970	4.47	0.098	0.205	0.673	62	3.01	1.202	vérifié
	A83 - A84	6.00	31.00	6.00	129.29	300	292.531	4.14	0.106	0.214	0.685	64	2.84	1.067	vérifié
BV21+BV18	A84 - A85	6.00	92.00	6.00	194.41	300	292.531	4.14	0.314	0.388	0.881	116	3.65	1.067	vérifié
	A85 - A86	6.00	92.00	6.00	194.41	300	292.531	4.14	0.314	0.388	0.881	116	3.65	1.067	vérifié
	A86 - A67	1.50	92.00	1.50	252.12	300	146.266	2.07	0.629	0.575	1.040	172	2.15	0.365	vérifié
	A67 - A87	1.00	403.00	1.00	473.37	500	466.330	2.38	0.864	0.718	1.132	359	2.69	0.789	vérifié
	A87 - A88	1.00	403.00	1.00	473.37	500	466.330	2.38	0.864	0.718	1.132	359	2.69	0.789	vérifié
BV19+BV21	A89 - A90	25.74	61.00	5.87	167.34	300	289.345	4.09	0.211	0.312	0.803	93	3.29	1.049	vérifié
	A90 - A91	11.94	61.00	2.00	204.77	300	168.893	2.39	0.361	0.418	0.910	125	2.17	0.456	vérifié
	A91 - A92	10.00	61.00	6.00	166.65	300	292.531	4.14	0.209	0.310	0.801	93	3.32	1.067	vérifié
	A92 - A93	10.92	61.00	6.00	166.65	300	292.531	4.14	0.209	0.310	0.801	93	3.32	1.067	vérifié
	A93 - A94	22.33	61.00	6.00	166.65	300	292.531	4.14	0.209	0.310	0.801	93	3.32	1.067	vérifié
	A94 - A95	14.69	61.00	1.50	216.12	300	146.266	2.07	0.417	0.453	0.941	136	1.95	0.365	vérifié
	A95 - A97	54.58	61.00	2.00	204.77	300	168.893	2.39	0.361	0.418	0.910	125	2.17	0.456	vérifié
BV21	A96 - A95	20.12	61.00	6.00	166.65	300	292.531	4.14	0.209	0.310	0.801	93	3.32	1.067	vérifié
1+2	P14 - P100	51.27	155.87	3.60	260.73	400	487.998	3.88	0.319	0.391	0.885	156	3.43	3.398	vérifié
	P100 - P101	45.00	155.87	2.80	273.31	400	430.374	3.42	0.362	0.419	0.911	168	3.12	3.064	vérifié
	P101 - P102	45.00	155.87	4.57	249.32	400	549.826	4.38	0.283	0.366	0.860	146	3.76	3.737	vérifié
	P102 - P103	45.00	155.87	4.57	249.32	400	549.826	4.38	0.283	0.366	0.860	146	3.76	3.737	vérifié
	P103 - P104	45.00	155.87	4.57	249.32	400	549.826	4.38	0.283	0.366	0.860	146	3.76	3.737	vérifié
	P104 - P105	45.00	155.87	4.57	249.32	400	549.826	4.38	0.283	0.366	0.860	146	3.76	3.737	vérifié
	P105 - A06	45.34	155.87	4.57	249.32	400	549.826	4.38	0.283	0.366	0.860	146	3.76	3.737	vérifié
10+8+11+1+2+12	A06 - A17	6.80	536.01	3.40	418.79	500	859.870	4.38	0.623	0.571	1.038	286	4.54	4.162	vérifié
10+8+11+12+1+2+13+15	A17 - A100	40.00	591.01	3.47	432.76	500	868.677	4.42	0.680	0.604	1.061	302	4.70	4.710	vérifié
	A100 - A101	40.00	591.01	4.02	420.98	500	934.989	4.76	0.632	0.576	1.041	288	4.96	4.998	vérifié
	A101 - A37	41.21	591.01	3.91	423.18	500	922.108	4.70	0.641	0.581	1.045	291	4.91	4.943	vérifié
10+8+11+12+1+2+13+16+14	A37 - A102	43.47	989.01	3.75	517.34	600	1468.450	5.19	0.674	0.600	1.059	360	5.50	5.028	vérifié
	A102 - A103	40.00	989.01	3.53	523.24	600	1424.724	5.04	0.694	0.612	1.067	367	5.38	5.028	vérifié
	A103 - A88	39.82	989.01	3.00	539.45	600	1313.421	4.65	0.753	0.647	1.091	388	5.07	4.242	vérifié
10+8+11+12+1+2+13+16+14+21+18	A88 - A104	40.18	1392.01	3.00	613.22	600	1313.421	4.65	1.060	0.880	1.127	528	5.23	4.540	vérifié
	A104 - A97	38.40	1392.01	3.00	613.22	600	1313.421	4.65	1.060	0.880	1.127	528	5.23	4.540	vérifié
	A97 - REJET	/	1392.01	3	613.22	601	1319.267	4.65	1.055	0.876	1.131	526	5.26	4.540	vérifié

Conclusion :

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

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

Pour les eaux usées, elles sont toutes acheminées vers l'intercepteur qui les transporte vers la station d'épuration. Concernant les eaux pluviales, le réseau comporte (02) points de rejets vers un système de collecte qui va les transporter vers le cours d'eau.

CHAPITRE VI :

Les éléments constitutifs du réseau

Introduction :

Le réseau d'assainissement a pour but la collecte des eaux usées et pluviales, et par conséquent la protection du milieu naturel.

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.

I. 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.

I.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.

I.2. Formes et sections de conduites :

- Conduites circulaires : Les conduites circulaires sont utilisées pour les faibles sections par rapport aux autres formes.
- 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.

I.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 dus au remblai.

I.4. Types de matériaux :

I.4.1. Conduite en fonte :

La particularité de ce type de conduite, réside dans leur composition à base de fonte, ce qui les rends inoxydables et solides, et par conséquent s'imposent à titre de sécurité. Elles sont utilisées généralement au niveau des raffineries de pétrole pour évacuer les eaux usées industrielles.

I.4.2. Conduite en amiante ciment :

Ce sont des conduites munies d'un revêtement intérieur de la paroi à base d'enduit antiacide. Les diamètres couramment utilisés varient de 80 à 500 mm et 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.

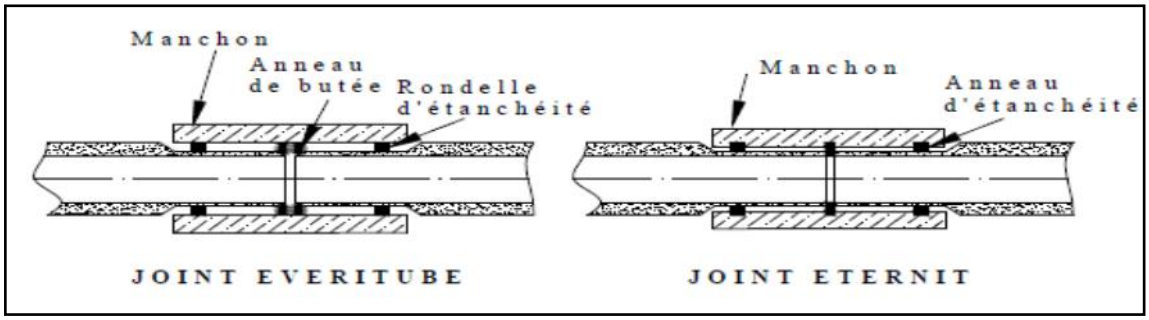


Figure VI-1 : Joints sur tuyaux en amiante ciment

I.4.3. Conduite en grés :

Les conduites en grés sont caractérisées par une très grande dureté, et une excellente résistance aux agressions chimiques ou climatiques. Cette résistance est obtenue grâce à une cuisson à une température supérieure à 1 200 °C. Ces conduites sont livrables en longueur utiles de 1.0m, 1.5m et 2.0m.

❖ **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.

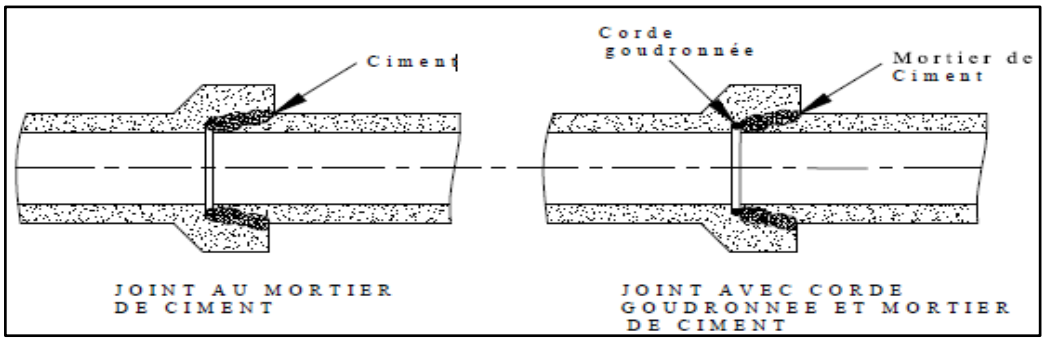


Figure VI-2 : Joints sur tuyau en grès

I.4.4. 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.

➔ Pour notre projet, nous avons choisi des conduites en PVC pour le réseau des eaux usées, vu ses avantages cités au-dessus.

I.4.5. 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 type Rocla.
- Joint torique.
- Joint à 1/2 emboitement.
- Joint à coller.
- Joint plastique.

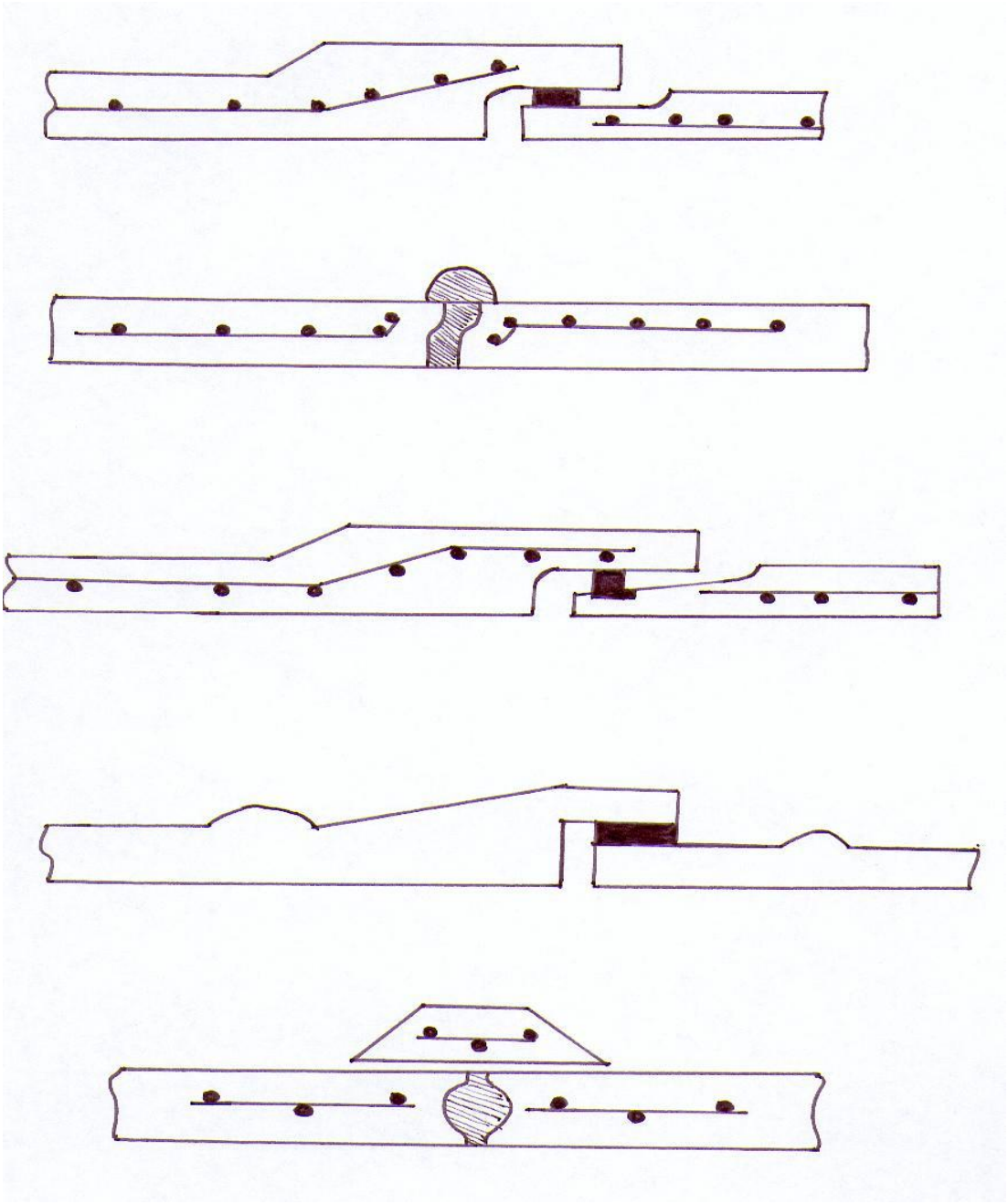


Figure VI-3 : Joints sur tuyaux en béton

➔ **Pour notre projet, nous avons choisi ce type pour les conduites des réseaux pluviaux, 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.

I.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.

I.5.1. 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.

I.5.2. 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.
- L'essai à la fumée.
- L'essai à l'air sous pression.

I.5.3. Essai de corrosion (chimique) :

Les conduites en béton ou en amiante ciment, sont les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré (H_2S) produit par les fermentations anaérobies. Le développement de bactéries, qui amorcent la formation d'acide sulfurique, entraine une baisse du pH superficiel du béton suite au lessivage de la chaux en excès et à la carbonatation de la surface par le gaz carbonique. Celle-ci permet le développement rapide de bactéries acidophiles et s'accompagnent de la progression du processus de corrosion vers l'intérieur du béton.

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

I.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

II. 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.

II.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 :

II.1.1. Les branchements particuliers :

Ce sont des ouvrages qui doivent assurer une meilleure hygiène pour l'habitation. Ces branchements doivent être équipés de dispositifs étanches et de canalisation capable de résister à la pression, résultant de la dénivellation mesurée depuis le niveau de la voie publique.

II.1.2. Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout, appelés aussi regard de chaussée, sont des ouvrages à vocation prioritairement utilitaire et sécuritaire ; il s'agit de limiter et d'absorber les eaux de surfaces (Les eaux pluviales et les eaux de lavages).

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 recueille 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.

Pour notre cas nous choisissons :

La bouche d'égout à grille seule

II.1.3. Les regards :

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

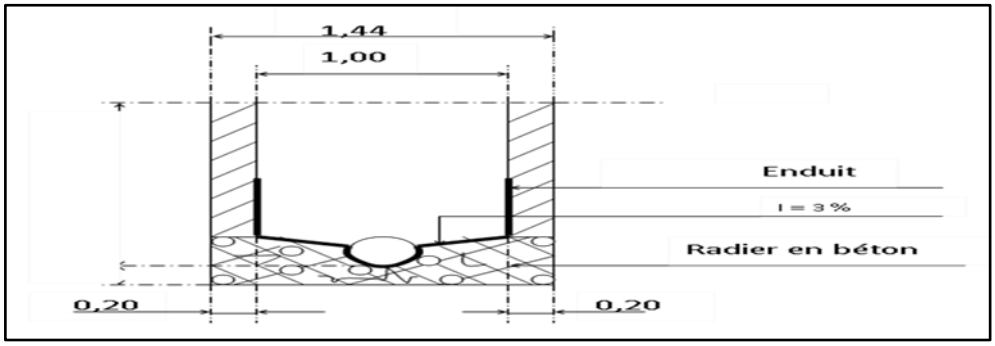


Figure VI-7 : Exemple d'un regard simple

❖ **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 regads :**

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 :** Ces regards sont destinés à l'entretien courant, et le curage régulier des canalisations, tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières.L'intervalle d'espacement est de 35 à 80m.
- **Regard de ventilation :** La présence d'air dans les égouts, est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydrogène.
- **Regard 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 :** C'est l'ouvrage le plus répondu en assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour la chute verticale et la chute toboggan.

II.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.

II.2.1 Bassin de rétention :

Un bassin de rétention des eaux pluviales est une zone de stockage des eaux pluviales, enterrée ou à ciel ouvert. Trois grandes fonctions peuvent être distinguées :

Les bassins destinés à récupérer les eaux pluviales polluées issues de surfaces non-absorbantes créées pour les besoins d'aménagement humains. Ces dernières peuvent prendre de multiples formes comme les toitures d'immeubles ou de hangars, voiries et

parkings, plates-formes de stockage…

Les bassins destinés à provisoirement stocker de l'eau pour éviter des inondations en aval dans le bassin versant ; cette eau peut être peu à peu infiltrée vers la nappe ou lentement libérée en période d'étiage. Une zone tampon peut permettre de gérer les fluctuations dans l'apport des eaux de pluie issu de ces surfaces, afin de les restituer d'une manière homogène dans le milieu. La possibilité de stocké et fixé certain débit et destiné vers l'agriculture

II.2.2 Dispositif de l'ouvrage de stockage:

Le bassin contient orifice calibré de régulation du débit et une surverse de sécurité

II .2.2.1 orifice calibré de régulation

Implanté en sortie de bassin, le régulateur de débit a pour fonction de réduire et calibrer le débit lors d'épisodes pluvieux, et l'évacuer soit en milieu naturel, soit dans les réseaux d'eaux pluviales en zone urbaine. Il permet d'assurer la fermeture du bassin en cas de pollution accidentelle et d'évacuer le trop plein du bassin si nécessaire.

II .2.2.2 Surverse de sécurité

Les ouvrages de rétention doivent être munis d'une surverse de sécurité pour permettre le transit du débit généré par le plus fort événement pluvieux pris en compte (au minimum celui de la période de retour du dimensionnement du dispositif). Une période de retour centennale est à retenir pour les bassins de rétention en remblai. Le dimensionnement hydraulique de l'ouvrage de surverse est à effectuer avec une formule hydraulique adaptée à la configuration de l'ouvrage.

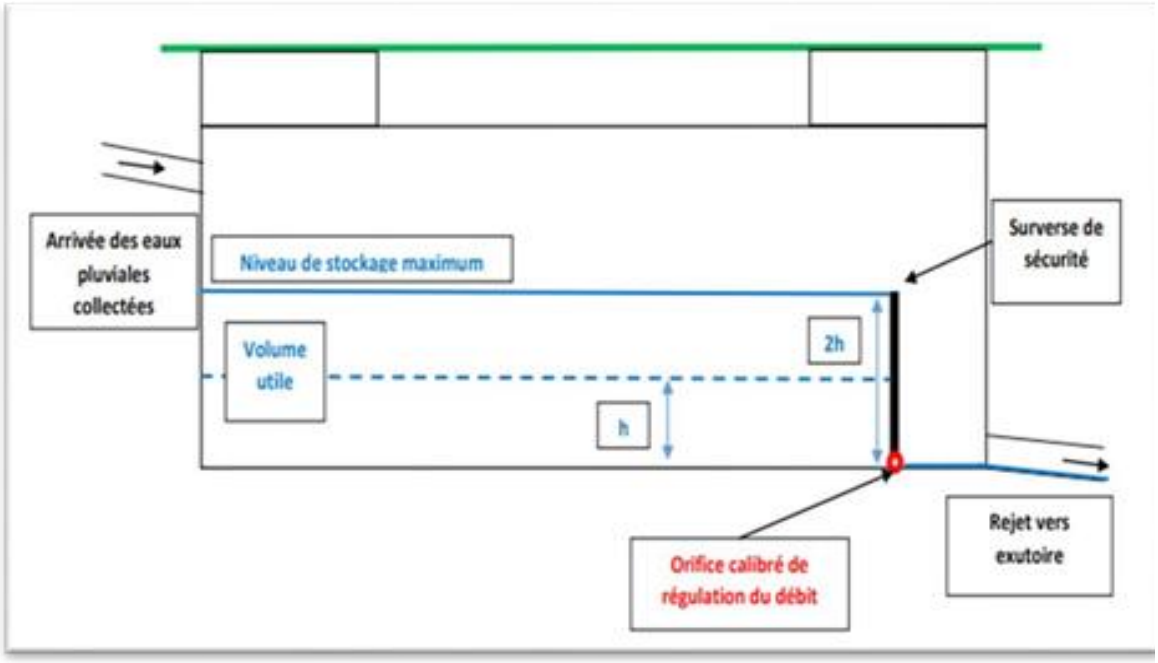


FIGURE VI-8 : Schéma de principe hydraulique d'un dispositif de rétention-restitutio

II.2.3 dimensionnement des dispositifs

Un dispositif de rétention-restitution mettre en place. Le volume de rétention du dispositif de rétention-restitution sera dimensionné pour la période de retour des pluies, Le dimensionnement du volume de rétention-restitution sera effectué avec la méthode des pluies ou méthode de volume.

II.2.4 Méthodes de calculs

II.2.4.1 Méthode des pluies :

Le principe de la Méthode des Pluies est rappelé ci-dessous. La hauteur de précipitation Hp (en mm) est donnée par la formule :

$$Hp = I\ (mm/h) * t(h)$$

Avec :

Hp : hauteur de précipitation (mm), a et b : sont des coefficients de Montana pour la période de retour donnée, t:la durée de la pluie en min

- ✓ La hauteur d'eau évacuée He (en mm) est donnée par la formule suivante

He (en mm)= 360 * (Q fuite * durée de précipitation) / (S * Ca)

Avec :

He : hauteur d'eau évacué par le dispositif de rétention-restitution (mm)

Qfuite : débit de fuite (m3 /s)

S : surface du bassin versant repris sur le dispositif (ha)

Ca : coefficient d'apport du bassin versant (valeur entre 0.05 et 0.6)

Durée de précipitation (s)

- ✓ La hauteur d'eau à stocker (Hs) correspond à la différence entre la hauteur d'eau de précipitation (Hp) et la hauteur d'eau évacuée (He). Elle est donnée par la formule :

Hs = Hp – He

Hs : hauteur de précipitation à stocker (mm) Hp : hauteur de précipitation (mm)

He : hauteur d'eau évacué par le dispositif de rétention-restitution (mm)

- ✓ Le volume de stockage Va (m3) correspond donc à la surface (S en m2) multipliée par le coefficient d'apport (Ca) et multipliée par la hauteur d'eau à stocker (Hs en m). Il est donné par la formule :

Va = 10*S * Ca * Hs

Va : Volume de stockage brut (m3)

S : surface du bassin versant repris sur le dispositif (ha)

Ca : coefficient d'apport du bassin versant (valeur entre 0.05 et 0.6)

Hs : hauteur de précipitation à stocker (mm).

Va : Volume de stockage brut (m3).

Le dimensionnement fait à l'aide de courbe IDF dans l'étude

hydrologique pour une période de retour 20ans.

La méthode de calcul c'est méthode de pluie.

I (mm/h)	T(h)	H_p (mm)	H_e
0,25	72,34	18.085	3.15
0,5	46,75	23.375	6.31
0,75	36,21	27.157	9.47
1	30,21	30.21	12.63
2	19,52	39.04	25.26
3	15,12	45.36	37.89
4	12,61	50.44	50.52

Tableau VI-1 : les hauteurs de pluie en fonction de temps.

Avec :

I : intensité moyenne en mm/h de période de retour égale à 20ans

T : le temps en heure

H_p : Hauteur de pluie en mm

H_e : hauteur d'eau évacué calculé en fonction de débit de fuit fixé à 0.4 m^3/s et la surface active égale à surface total de la zone * coefficient d'apport de ruissellement.

Sachant que S=19 ha et Ca (coefficient d'apport de ruissellement =0.6)

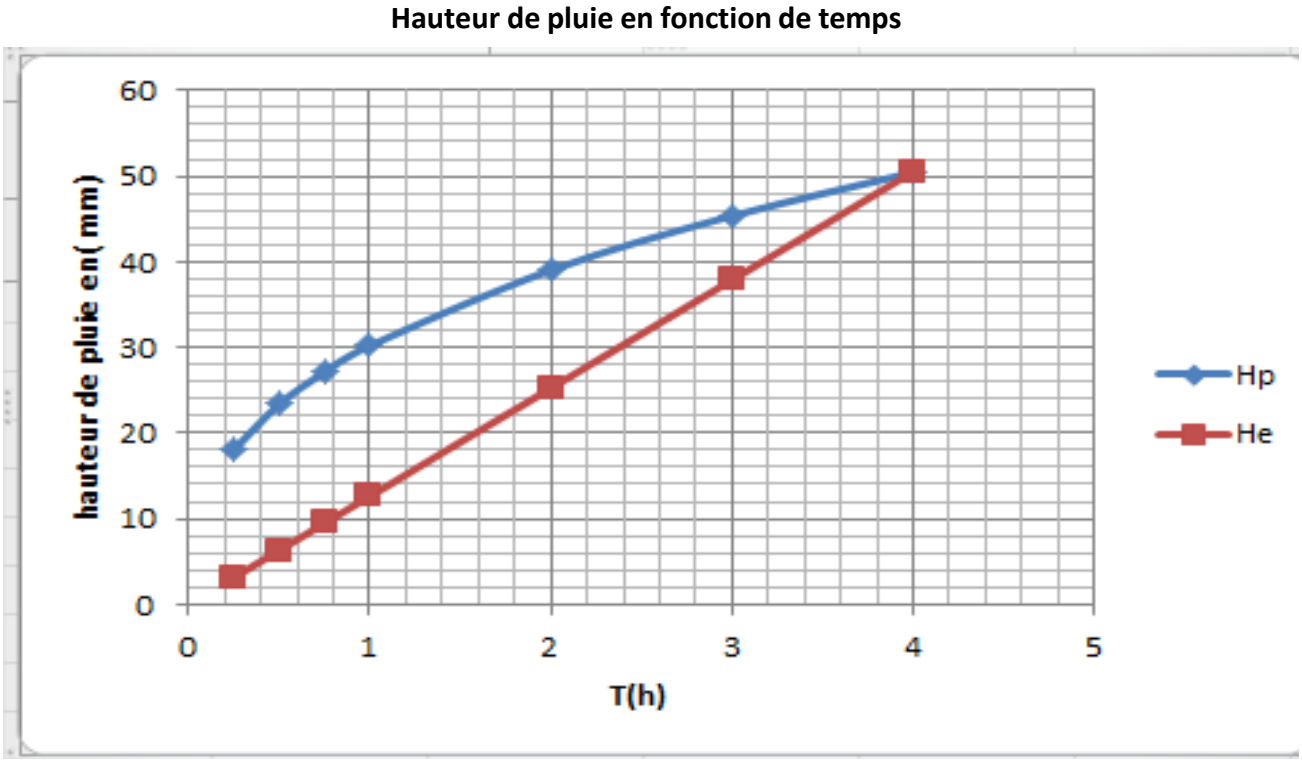


FIGURE VI-9: courbe des hauteurs de la pluie

L'écarte plus large entre courbe d'hauteur de pluie et la courbe d'hauteur de pluie évacuée présenté la hauteur de pluie de stockage.

H_s= 30-12 = 18mm

Le volume d'eau stocké égale alors :

Va = 10*S * Ca * Hs

V_a = 10*19*0.6*18

Va = 2052 m^3

- Concernant notre projet l'implantation de bassin ce fait en exutoire de notre zone par bassin de stockage de 2500 m3

-Le principe et simple un canal rectangulaire collecte les eaux des rejets

-une vidange directe sur le bassin de stockage

-régulateur de débit pour évacuer un débit de 0.4 m3/s

- station de pompage pour dirigé les eaux vers l'agriculture si le volume est très élevé

II.2.4.2 l'emplacement de bassin de rétention par rapport à le shéma d'évacuation

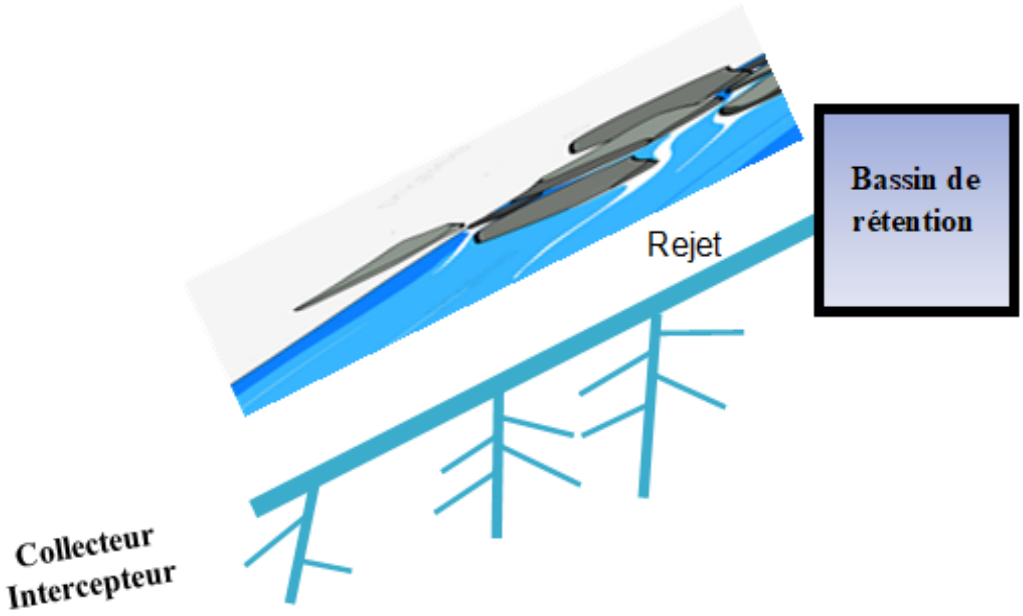


FIGURE VI-12: schéma représente l'emplacement de bassin de rétention

II.2.5 Réutilisation des eaux pluviales :

Au cours de cette crise d'eau, et en parallèle l'augmentation de la consommation d'eau potable à cause de l'augmentation de population.

C'est pour cette raison la réutilisation des eaux pluviale devra une solution obligatoire et efficace avec simple technique

Dans le quartier A le problème d'évacuation nécessité un bassin de rétention. Donc c'est une occasion pour réutiliser dans le domaine agriculture sachant que la zone d'étude c'est « une zone agricole »

Conclusion :

Afin d'assurer un bon fonctionnement du système d'évacuation des eaux usées et pluviales, il est nécessaire de faire un bon choix en matière de canalisation et de joint.

Concernant notre projet, on a opté pour des conduites en béton armé pour les réseaux des eaux pluviales et en PVC pour les canalisations des eaux usées.

De plus, pour une exploitation rationnelle de ce réseau d'assainissement, pour faciliter les opérations de curage et enfin pour éviter quelques problèmes techniques tels l'obscuration, on doit projeter des ouvrages annexes qui seront convenablement dimensionnés. Cependant, la présence de ces ouvrages s'avère inutile dans notre projet, car le système que nous avons choisi est un système séparatif

CHAPITRE VII :

Organisation de chantier

Introduction :

Dans le but de rechercher la rapidité, la qualité, et l'économie dans la réalisation de notre projet, on s'est principalement basé sur l'organisation de chantier qui ordonne le déroulement de nos travaux et nous dirige dans l'exécution ; en imposant un bon rythme de travail, et en précisant le temps nécessaire de réalisation, la main d'œuvre nécessaire et les moyens matériels (matériaux de constructions, engins, …).

I. Les étapes de réalisation du projet :

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

I.1. Manutention et stockage des conduites :

I.1.1. 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.

I.1.2. 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.

I.2. 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.

I.3. 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.

I.4. 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 :

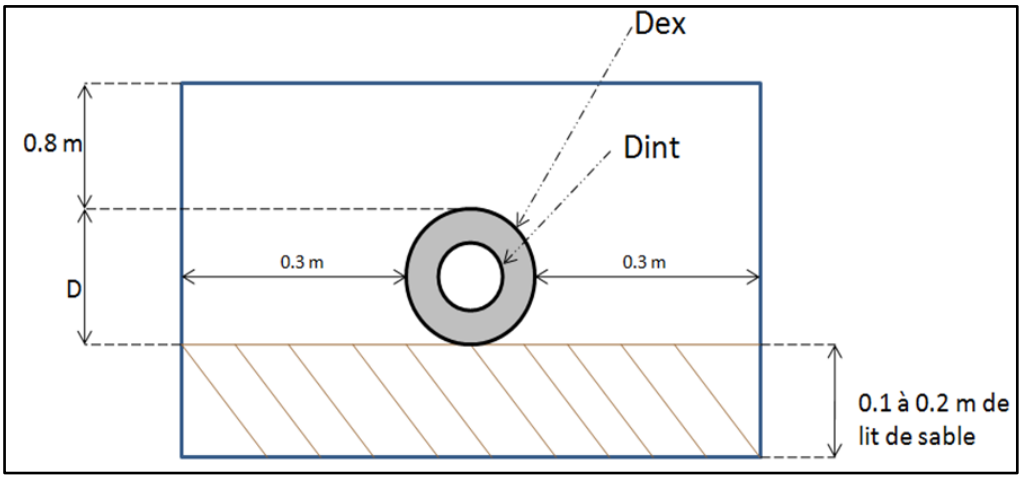


Figure VII-1 : Pose du lit de sable

I.5. Emplacement des piquets :

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

I.6. 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.

I.7. Pose de canalisation :

I.7.1. 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.
- Il ne faut pas en effet que la conduite soit déformée par la surcharge de terre ou le passage de charges.
- 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.

- Il est conseillé de placer le réseau d'eau pluviale au-dessus du réseau d'eaux vannes dans le cas où ils sont voisins.

I.7.2. Les modes de pose :

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

❖ **Terrain ordinaire :**

Dans ce type de terrain, la canalisation doit être posée sur un lit de sable réalisé sur un fond exempt de massifs durs, avec des joints confectionnés avec soins conformément aux prescriptions des Fabricants de conduites.

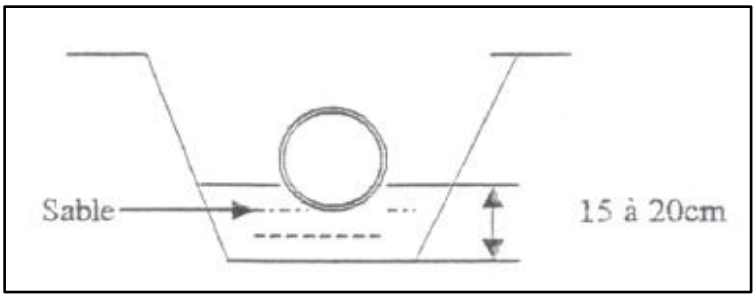


Figure VII-2 : Pose de canalisation sur un terrain ordinaire

❖ **Mauvais terrain :**

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

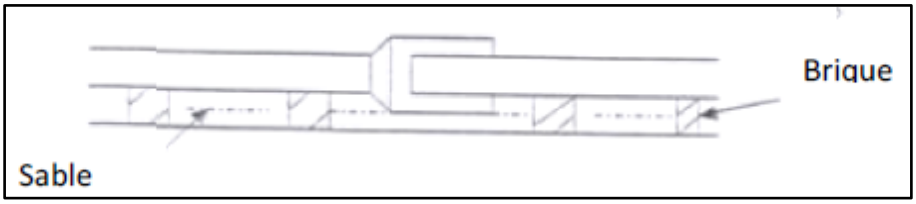


Figure VII-3: Pose de canalisation sur un mauvais terrain

❖ **Terrain très mauvais :**

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

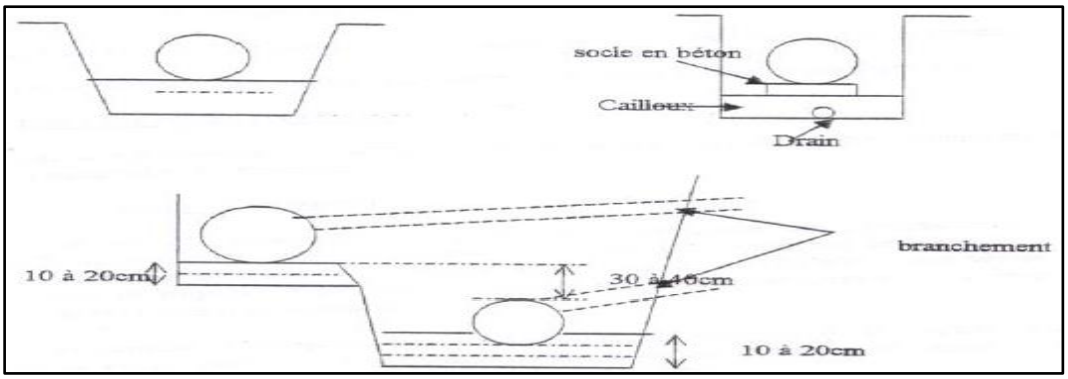


Figure VII-4 : Pose de canalisation sur un terrain très mauvais

I.7. Assemblage des canalisations :

Suivant la section, la forme et la nature du matériau de la conduite, on effectue la jointure de ces dernières.

I.8. Essai d'étanchéité :

Une fois les conduites posées au fond des tranchées, un essai d'étanchéité est effectué en utilisant de l'eau, de l'air ou de la fumée.

I.9. Réalisation des regards :

Pour l'exécution d'un regard, on doit suivre les étapes suivantes :

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

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.

I.10. 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 boite de branchement à la limite du domaine public.

I.11. 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.

II. 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 :**

Pour le décapage de la terre végétale on utilise la « niveleuse » sur les terrains facile à décapé, elle est constituée d'un tracteur à quatre roues dans deux prolongé vers l'avant, une lame montée sur une couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou se déplacer dans son prolongement dans toutes directions.

❖ **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. Dans les terrains difficiles on doit utiliser une pelle à chenille.

❖ **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 le compactage :**

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

III. Détermination des différents volumes des travaux :

III.1. Volume du décapage de la couche végétale :

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

Tel que :

- $V_{déc}$: volume de la couche végétale décapée (m^3).
- H_{cv} : profondeur de la couche végétale (m)
- L : longueur totale de la tranchée (m).
- B_{cv} : largeur de la couche végétale (m).

III.2. Volume du déblai des tranchées :

$$V_d = B \times L \times H \quad \textbf{(VII.2)}$$

Tel que :

- V_d : volume du déblai des tranchées (m^3).
- B : largeur de la tranchée (m).
- H : profondeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

III.3. Volume occupé par le lit de sable :

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

Avec :

- V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).
- e : épaisseur de la couche de sable (m).
- B : largeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

III.4. Volume occupé par les conduites :

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

Avec :

- V_{cond} : volume occupé par les conduites (m^3).
- D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

III.5. Volume de l'enrobage :

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

Avec :

- H_e : hauteur d'enrobage

- B : Largeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

III.6. Volume du remblai de protection :

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

Avec :

- V_{rem} : volume du remblai (m^3).
- V_d : volume du déblai (m^3).
- V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).
- $V_{déc}$: volume de la couche végétale décapée (m^3).

III.7. Volume excédentaire :

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

Tel que :

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire (m^3).
- V_f : Volume du sol foisonné (m^3).
- V_{rem} : Volume du remblai (m^3).

Sachant que :

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

Avec :

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

IV. Devis quantitatif et estimatif :

IV.1. Réseau des eaux pluviales :

Tableau VII-1 : Devis quantitatif et estimatif du réseau des eaux pluviales

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Déblai	m^3	11987.742	1000	11987742
2	Lit de pose	m^3	1532.175	1500	2298262.8
3	Enrobage	m^3	4186.409	200	837281.8
4	Remblai de la tranché	m^3	3838.118	700	2686682.593
B	Canalisation				
1	CR8-0300	ml	6856.010	2390	16385863.9
2	CR8-0400	ml	1314.680	3060	4022920.8
3	CR8-0500	ml	602.070	4244	2555185.08
4	CR8-0600	ml	355.260	5572	1979508.72
C	Construction				
1	Réalisation des regards en BA dim (1,0m x 1,0 m)	u	196	80000	15680000
2	Réalisation des boites de branchement en BA dim (0.7 x 0.7 m)	u	290	55000	15950000
THT					74383447.69
TVA 19%					14132855.06
TTC					88516302.75

IV.2. Réseau des eaux usées:

Tableau VII-2 : Devis quantitatif et estimatif du réseau des eaux usées

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Déblai	m^3	10512.792	1000	10512792
2	Lit de pose	m^3	1401.7056	1500	2102558.4
3	Enrobage	m^3	3504.264	200	700852.8
4	Remblai de la tranchée	m^3	3543.68697	700	2480580.879
B	Canalisation				
1	CR8-0300	ml	8760.66	2390	20937977.4
C	Construction				
1	Réalisation des regards en BA dim (1,0m x 1,0 m)	u	129	80000	10320000
2	Réalisation des boites de branchement en BA dim (0.7 x 0.7 m)	u	497	55000	27335000
THT					74389761.48
TVA 19%					14134054.68
TTC					88523816.16

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 177040118,9 DA

Conclusion générale

En conclusion, nous pouvons dire que dans ce mémoire, nous avons conçus un système d'évacuation des eaux usée et pluviales de la zone (phase 3 lot 01 de la nouvelle ville de Bouinan) vers un exutoire afin de protéger la santé publique et l'environnement.

Nous avons commencé par la présentation de la zone d'étude et ses caractéristiques. Après, on fait l'étude hydrologique pour déterminer l'intensité moyenne maximale qui est de 176 L/s/ha, en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi Log-normale.

Le réseau que nous avons établi, est un réseau séparatif en raison de la topographie du site, avec un schéma d'évacuation par déplacement latéral, acheminant les eaux usées évacuées vers la station d'épuration et les eaux pluviales vers le cours d'eau.

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 22 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 séparatif et le manque d'espace, nous ont épargné la conception d'un déversoir d'orage et d'un bassin de rétention 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 177040118,9 DA.

Références bibliographiques

1- AZARI S., 2018. « Dimensionnement d'un réseau d'assainissement de la

2- nouvelle ville de BOUINAN – Lot : B et D» Mémoire de fin d'étude. ENSH, Blida.

3- SALAH BOUALEM Polycopies de l'assainissement à ENSH Blida.

4- Polycopié DJILALI KAHLERRASE « organisation de chantier », ENSH Blida.

5- Salah B., 2014. « Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations : A l'usage des étudiants de l'option Assainissement ». ENSH, Blida.

6- Touaibia B., 2004. « Manuel pratique d'hydrologie ». Madani Frères, Blida.

7- SALAH BOUALEM 2022, « les ouvrages annexes », ENSH Blida.

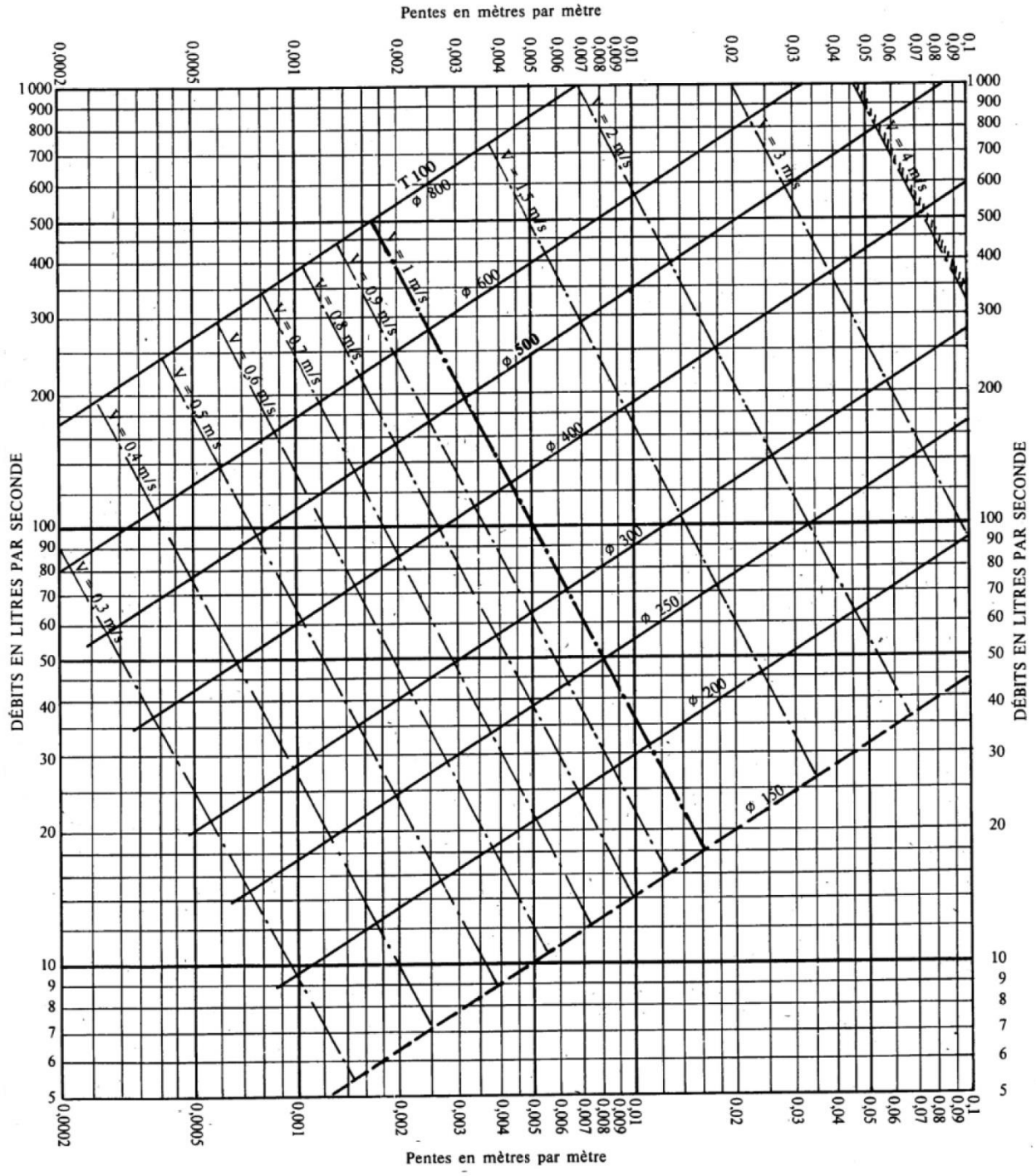
8- Boukoftane A., 2010. « Diagnostic du système d'assainissement de la ville de Bouinan ». Mémoire de fin d'étude. ENSH, Blida.

9- Yahia A., 2018. « Conception du réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville de Bouinan : 5000 logements ». Mémoire de fin d'étude. ENSH, Blida.

Annexe

ABAQUE 1

RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF



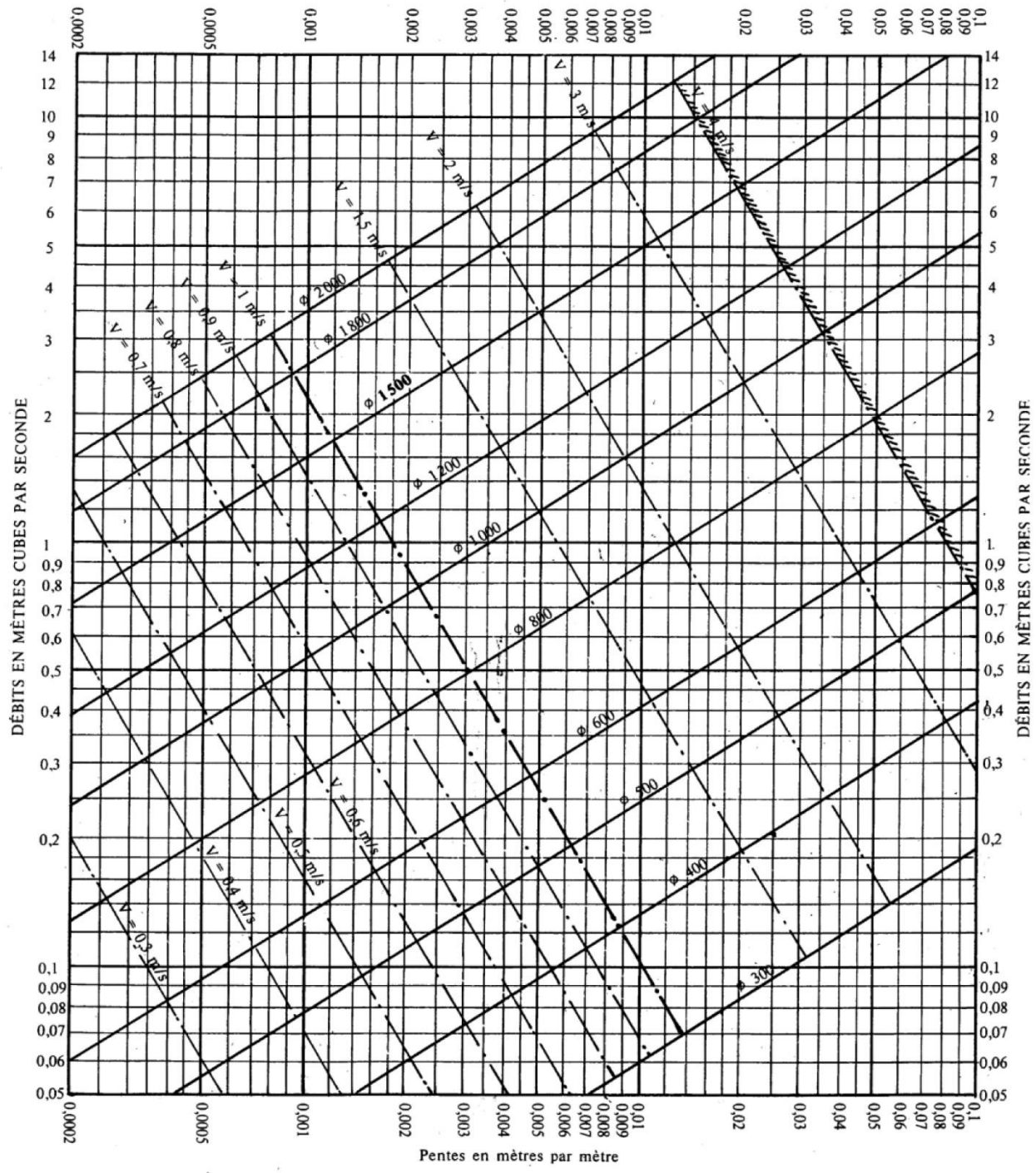
Nota. – La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,25. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,16$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Source : Instruction Technique 1977

ABAQUE 2-a

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

(Canalisations circulaires)



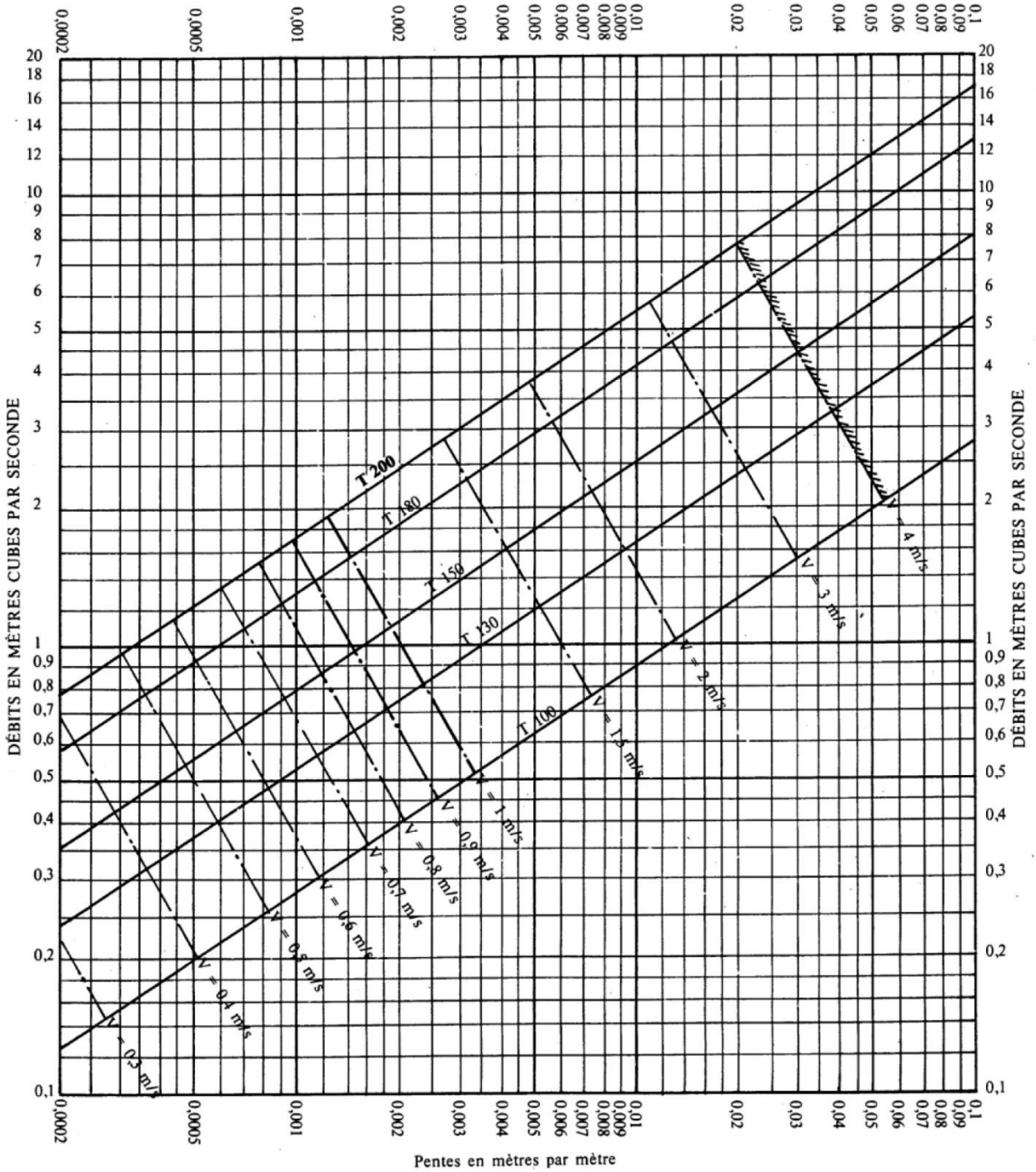
Nota. – La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0{,}30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Source : Instruction Technique 1977

ABAQUE 2-b

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

(Canalisations ovoïdes)



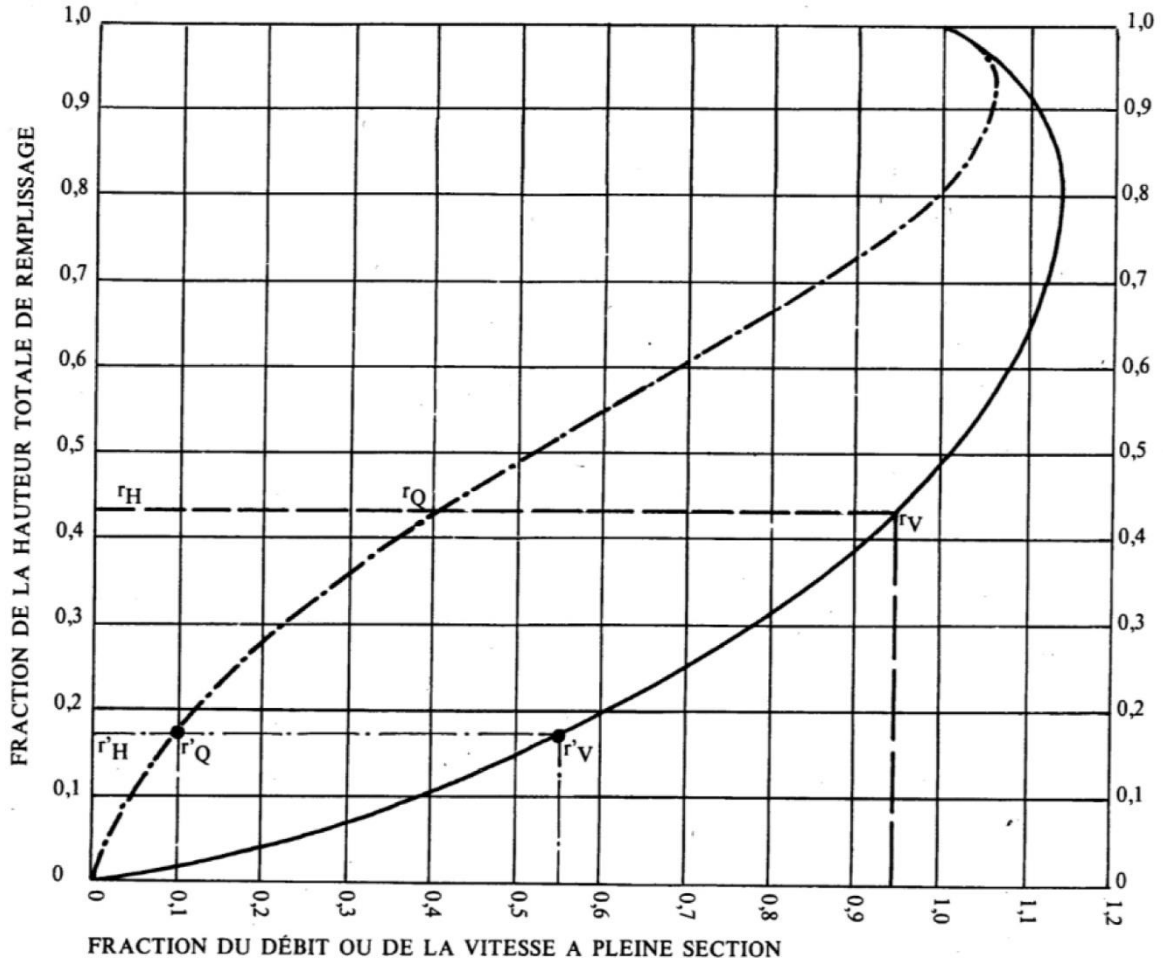
Nota. – La valeur du coefficient de Bazin à été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ( )' = 0,30). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Source : Instruction Technique 1977

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 $r_H = 0{,}80$.

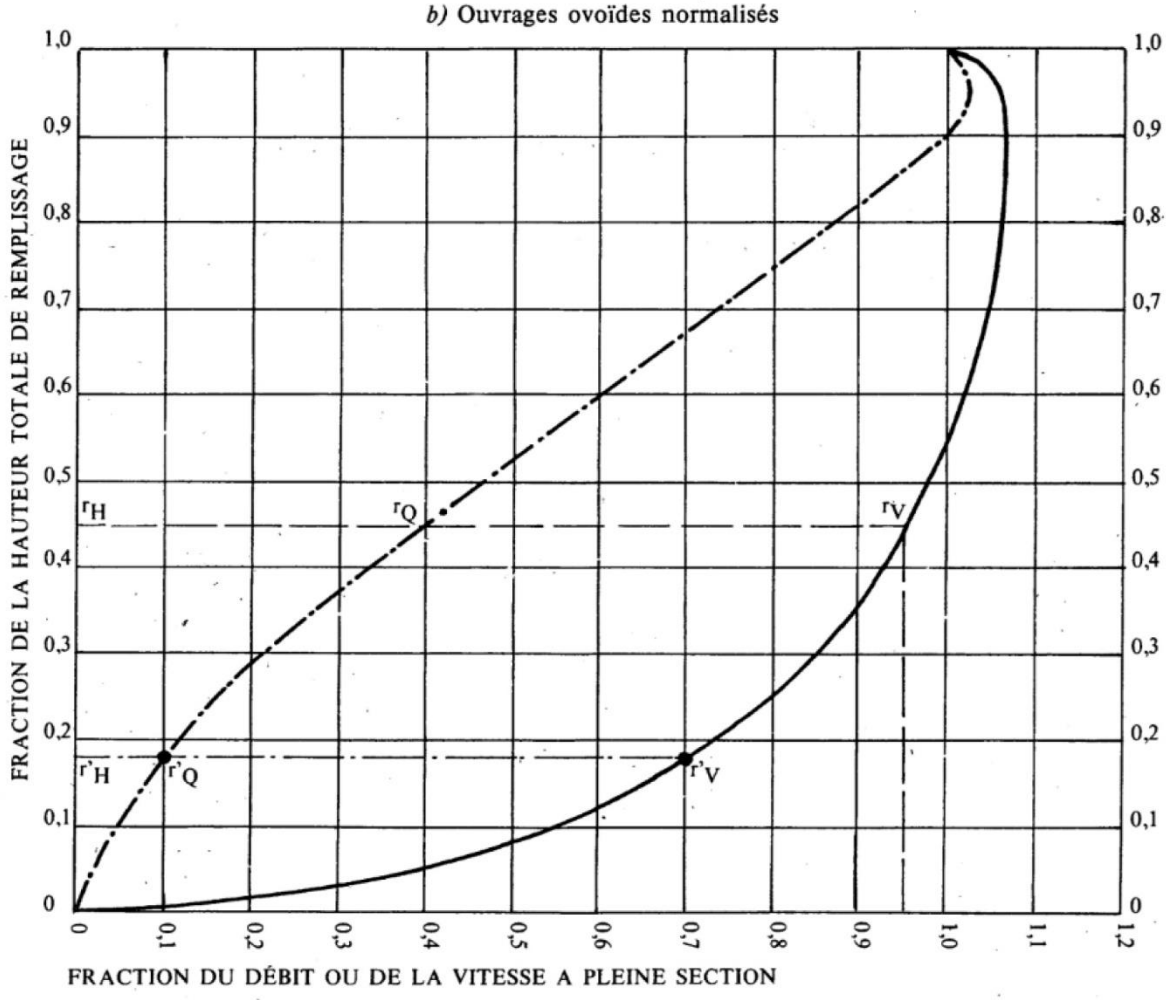
Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

Source : Instruction Technique 1977

ABAQUE 3-b

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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 $r_H = 0{,}45$.

Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r'_V = 0{,}70$ et $r'_H = 0{,}18$ (autocurage).

Nota. – Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1{,}00$ est obtenue avec $r_H = 0{,}90$.

Le débit maximum ($r_Q = 1{,}03$) est obtenu avec $r_H = 0{,}95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1{,}07$) est obtenue avec $r_H = 0{,}90$.

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

Source : Instruction technique 1977