



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des systèmes d'assainissement

THEME :

Etude du système d'assainissement des localités -Ibouyachen, Soubisse,
Iaarkab – de la commune de SIDI GHILES (W. TIPAZA)

Présenté par :

GHILACI Wafa

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH Boualem	Professeur	Président
MOUKRANE Wahiba	M.A.A	Examinatrice
AMMOUR Fadhila	M.A.A	Examinatrice
HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examinatrice
KAHLERRAS Djilali	M.C.B	Promoteur

Session : Septembre 2019

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*Avant tout à mes chers parents Ali et Oum el Kfire,
qui m'ont soutenus durant toutes ces années de
formation.*

*À tous mes proches de la famille GHILACI et plus
particulièrement, ma sœur et mon frère et À tous
mes chers amis et mes collègues de*

l'ENSH -BLIDA-.

*En un mot à tous les gens qui ont contribué ma
réussite de près ou de loin.*

GHILACI Wafa

Remerciements

A l'issu de ce travail, je remercie tout premièrement à DIEU tout puissant pour la volonté, la santé et la patience, qu'il m'a donné durant toutes ces langues années.

Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à :

- ❖ *Mon promoteur Mr KAHLRASSE Djilali pour sa compréhension, ses encouragements, son soutien moral et scientifique accordé tout au long de ce travail.*
- ❖ *Mon enseignant Mr SALAH Boualem pour son suivi rigoureux , sa disponibilité, ces conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.*
- ❖ *L'ensemble des enseignants pour l'aide qu'ils mon apporté et pour leurs savoir, leur patience, leur générosité durant mon cycle d'étude*
- ❖ *Tous ceux et celles de près ou de loin qui m'ont aidé d'une part ou d'une autre à élaborer mon travail.*

Il me reste à ne pas oublier de remercier tant de personnes, que je ne peux nommer, de peur d'en oublier ; que toutes sachent qu'elles sont bien présentes dans mon esprit et dans mon cœur

Mes respects aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier et d'examiner mon étude.

Merci

GHLACI Wafa

ملخص:

ان عملية صرف المياه تتحدد بواسطة مجموعة من الوسائل والمعدات اللازمة لجمع ونقل ومعالجة المياه المستعملة ومياه الأمطار قبل طرحها في الوسط الطبيعي، مع استراتيجيات لإدارة هذه المياه، بهدف حماية الممتلكات والسكان (الصرف

الصحي والفيضانات والبيئة). لهذا الغرض، تتضمن هذه المذكرة دراسة وتصميم شبكة الصرف الصحي من التجمعات السكانية الثلاثة "بويشن، إيعرقاب، سوبيس" من بلدية سيدي غيلاس بولاية تيبازة.

لهذا قمنا بتقسيم دراستنا إلى عدة فصول، بدءًا من عرض المنطقة، وجمع كل المعطيات اللازمة، والحساب الهيدروليكي، وتغيير حجم المجمعات، والعمل بعد تقييم التدفقات المختلفة للصرف الصحي وشبكة الطرح مع مراعاة البيانات (التضاريس، مخطط التعمير)، لضمان صرفه خارج التجمع وتوجيهها إلى محطة المعالجة قبل إعادة استخدامها المحتملة. يقدم هذا العمل مجموعة من الاستنتاجات والحلول للتشغيل السليم للنظام.

Résumé :

L'assainissement désigne l'ensemble des moyens et d'équipements de collecte, de transport, et d'épuration des eaux usées et pluviales avant leur rejet dans le milieu naturel, avec une stratégie de gestion de ces eaux, en vue d'une protection des biens et des personnes (sanitaire, contre les inondations, et l'environnement). C'est dans cet objectif que ce mémoire consiste à étudier et dimensionner un réseau d'assainissement des trois localités « IBOUYECHEN, IAARKAB, SOUBISSE » de la commune de SIDIGHILES (w.TIPASA).

Pour cela nous avons scindé notre étude en plusieurs chapitres, en commençant par la présentation de la zone, la collecte de toutes les données nécessaires, le calcul hydraulique, le dimensionnement des collecteurs et des ouvrages après avoir évalué les différents débits d'eaux usées et pluviales, et on a tracé le réseau d'évacuation tout en prenant en considération les données (topographie, plan d'urbanisation), pour assurer leur évacuation en dehors de l'agglomération et les diriger vers une station d'épuration avant leur réutilisation éventuelle. Ce travail prévoit des conclusions et des recommandations d'exploitation pour le bon fonctionnement du système.

Abstract :

Sanitation refers to all means and equipment for collecting, transporting, and treating wastewater and rainwater before being rejected into the natural environment, in a strategic way for managing these waters to protect property and people (sanitation, flood, and the environment). It is for this purpose that this thesis consists in studying and designing a sewerage network of the three localities "IBOUYECHEN, IAARKAB, SOUBISSE" of the commune of SIDIGHILES (w.TIPASA). For this, we have divided our study into several chapters, starting with the presentation of the area, the collection of all the necessary data, the hydraulic calculation, the sizing of the collectors and works after having evaluated the different sewage flows and the evacuation network. The study takes into account different data (topography, urbanization plan), to ensure their evacuation outside the agglomeration and direct them to a treatment plant before their possible reuse. This work provides operational recommendations for the proper functioning of the system.

Sommaire

Introduction Générale :	01
-------------------------------	----

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Introduction :	04
I.1 Présentation de la commune de Sidi Ghiles :	04
I.2 Situation géographique :	06
I.3 Données naturel du site :	08
I.3.1 situation topographique :	08
I.3.2 Situation géologique :	08
I.3.3 Situation hydrogéologique :	08
I.3.4 Sismicité :	09
I.4 Situation climatique :	09
I.4.1 la température :	10
I.4.2 : Les vents :	10
I.4.3 l'humidité :	10
I.4.4 la pluviométrie :	11
I.5 Situation hydraulique :	11
I.5.1 Alimentation en eau potable :	11
I.5.2 Assainissement :	12
Conclusion :	12

Chapitre II

Etude Hydrologique

Introduction	14
II.1 Notion d'averse	14
II.2 Notion de période de retour	14

II.3.intensité moyenne maximale des précipitations	15
II.3.1 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement :.....	15
II.3.2. Choix de la loi d'ajustement :.....	19
II.3.3.le résultats de test d'adéquations (test de Khi2) par le logiciel de hyfran :.....	26
II.3.4- Calcul de l'intensité de pluie :.....	27
II.3.5- Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI	28

Conclusion :.....	29
--------------------------	-----------

Chapitre III	calcul de bases
---------------------	------------------------

III.1.Introduction :.....	31
III.2. Situation démographique :.....	31
III-3. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins :.....	32
III-3-1. Choix de la limite des sous bassins :.....	33
III.4 choix de coefficient de ruissèlement :.....	35
III.5. Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :.....	38
III.5.1 Coefficient de ruissellement pondéré :.....	38
III-5-2- Calcul de la densité partielle :.....	39
III-5-3- Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin :.....	39
III.6.Systèmes d'assainissement :.....	40
III.7. Choix entre les systèmes d'assainissement	44
III.8. Les schémas d'évacuation :.....	45
III-9. Choix du schéma d'évacuation.....	46
III-10. Principes du tracé des collecteurs :.....	46
Conclusion :.....	46

Chapitre IV	Evaluation des débits
--------------------	------------------------------

IV-1- Introduction :	48
IV.2.Estimation des débits à évacuer :	48
IV.2.1.Evaluation des débits d'eaux usées :.....	48
IV.2.2 Évaluation des débits d'eaux pluviales :.....	52
Conclusion :	58

Chapitre V

calcul hydrauliques

V.1. Introduction :	60
V-2- Conception du réseau :	60
V-3- Dimensionnement du réseau d'assainissement :	60
V-3-1- Conditions d'écoulement et de dimensionnement :.....	60
V.3.2 Mode de calcul :.....	61
V-3-3- Dimensionnement du réseau d'assainissement :.....	63
Conclusion.....	64

Chapitre VI

les éléments constitutifs du réseau d'égout

VI. Introduction :	66
VI.2 Ouvrages principaux :	66
VI.2.1 Canalisations.....	66
VI.2.2 Choix du type de canalisation :.....	68
VI.2.3 Les joints des conduites en béton armé :	70
VI.3 Ouvrages annexes :	72
VI.3.1. Ouvrages normaux :.....	72
VI.3.2 .Ouvrages spéciaux :.....	79
Conclusion	89

Chapitre VII

organisation de chantier et sécurité du travail

VII. Introduction :	92
VII.1 Généralités sur l'emplacement des canalisations :	92
VII.2 Organisation du chantier :	92

VII.2.1 Exécution des travaux :.....	92
VII.2.2 Devis quantitatif et estimatif :.....	99
VII.2.3 Détermination des différents volumes :.....	99
VII.2.4. Planification des travaux :.....	103
VII.3 Sécurité de travail :.....	105
VII.3.1 La prévention des accidents du travail :	105
Conclusion	106
<hr/>	
Conclusion général	107

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : Variation de la température au cours de l'année (2013-2014) :.....	10
Tableau I.2 : Vents moyens mensuels :.....	10
Tableau I.3 : variation annuelle de l'humidité :	10

Chapitre II

Tableau II.1 Identification de la station de SIDI GHILES (w.TIPASA)	15
Tableau II.2 : Précipitations maximales journalières à la station de SIDI GHILES	16.
Tableau II.3 : les valeurs de la variables réduites concernant la série pluviomètre de la station de SIDI GHILES	22
Tableau II.4 : ajustement de la série pluviométrique a la loi de GUMBEL :.....	23
Tableau II.5 : Caractéristiques de l'échantillon.....	24
tableau II.6 :résultats d'ajustement de la loi Log normale (Maximum de vraisemblance.....	25
Tableau II.7 : caractéristiques de l'échantillon par la loi de Galton.....	26
Tableau II.8 : le résultat de test d'adéquation :.....	26
Tableau II.9 : Calculs d'intensité pour des différentes fréquences :.....	27

Chapitre III

Tableau III.1 : répartition de la population a différents horizons de calculs pour les trois localités « Ibouyechen ;Iaarkab ;Soubisse » commune de Sidi Ghilas (w.TIPASA)	32
Tableau III . 2: Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie D'urbanisation....	36
Tableau III. 3: Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de Population.	36
Tableau III.4: Coefficients de ruissellement en fonction de la zone D'influence.....	37
Tableau III.5 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée	37
Tableau III.7 : Estimation Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins.....	38
Tableau III-8 : Nombre d'habitants des sous bassins pour les trois localités :.....	40

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin :	51
Tableau IV.2 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins	56
Tableau IV.3 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle:	
Tableau IV.4 : Evaluation de débit total pour chaque sous bassin	58

Chapitre VI

Tableau VI.1 : dimensionnement du regard en fonction des dimensions des conduites76

Tableau VI- 2 : Dimensionnement des regards de chutes 78

Chapitre VII

Tableau VII.1 :Les différents coefficients de foisonnement en terrassement Selon la nature du matériau ou du sol :101

Tableau VII.2: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.102

Tableau VII.3 : détermination des délais :.....103

Liste des figures

Chapitre I

Figure I- 1: Commune limitrophe de Sidi Ghiles.....	4
Figure I- 2: Commune de Sidi Ghiles	5
FigureI-3 : photo aérienne représente les trois localités	6
Figure I.4 : les zones sismiques de l'Algérie (selon R.P.A 2003)	9
Figure I.5 : réservoir d'eau de 500 m ³	11
Figure I.6 : réservoir d'eau de 250 m ³	11
Figure I.7 : système autonome « fausse septique »	12
Figure I.8: rejet à ciel ouvert	12

Chapitre II

Figure II.1 : tracé de la série de pluie de la station de Sidi Ghiles.(w.TIPASA).....	19
Figure II .2 : ajustement des précipitations maximales journalières a la loi de GUMBEL. ...	23
Figure II.3 : ajustement des précipitations maximales journalières a la loi de Galton.....	25
Figure II.4 : (Graphe N° II-01) Courbes-Intensité-Durée-Fréquence.....	26

Chapitre III

Figure III.1 : l'évaluation de la population pour différents horizon	32
FigureIII.2. plan de délimitation des sous bassin (localité Iaarkab)	33
Figure III.3 :plan de délimitation des sous bassins (localité Ibouyechen)	34
Figure III.4 :plan de délimitation des sous bassins (localité Soubisse)	35
Figure III.5 : système unitaire.....	41
Figure III.6 : système séparatif	41
Figure III.7: système pseudo séparatif.....	41
Figure III.8 : système non collectifs.....	42

Figure III.9 : système non gravitaire.....	42
Figure (III- 10): Schémas types de réseaux.	46

Chapitre VI

Figure VI.1 : Tubes en PEHD pour réseaux d'évacuation	68
Figure VI.2 : Conduites en (PEHD)	69
Figure VI.3 : Différents type de joints	71
Figure VI- 4:Schéma représente un Bouche d'égout à absorption par le haut	74
Figure VI-5 : exemple d'un regard simple	76
Figure VI.6: Schéma de principe du déversoir d'orage.....	79
Figure VI- 7 : Exemple d'un ouvrage type "trou dans le mur"	80
Figure VI-8 : Exemple de déversoir latéral à seuil simple	81
Figure VI-9 :Exemple de déversoir à seuil double	81
Figure VI- 10: Déversoir à seuil latéral pur, vue de dessus.....	82
Figure VI-11 : Déversoir à seuil frontal.....	82
Figure VI- 12 : localisation de la STEP et le déversoir d'orage projeté de la zone d'étude..	83
Figure VI.13 : Conception détaillée d'un déversoir d'orage.....	88

Chapitre VII

Figure VII.1 : lit de pose.....	95
Figure VII.2 : le pipelayers.....	96
Figure VII.2:Réseau a nœud	104

Liste des planches

Planche N°1 : Plan de masse des trois localités « Ibouyechen Soubisse, Iaarkab » de la commune de SIDI GHILES (W.TIPASA)

Planche N°2 : Schéma du tracé du réseau d'assainissement de localité IBOUYECHEN

Planche N°3 : Schéma du tracé du réseau d'assainissement de localité SOUBISSE

Planche N°4 : Schéma du tracé du réseau d'assainissement de localité IAARKAB

Planche N°5 : les éléments constitutifs du réseau d'égouts.

Planche N°6 : Profils en long des trois émissaires de nôtre zone d'étude.

Liste des annexes

Annexe N°1 : Tableaux du calcul hydraulique.

Annexe N°2 : Variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage.

Annexe N°3 : Réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif (canalisation circulaire – formule de Bazin)

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'eau est essentielle à la vie et est indispensable à d'innombrables activités socioéconomiques et récréatives. Son cycle et ses interactions avec les milieux terrestre et atmosphérique sont étudiés par l'hydrologie qui intervient dans plusieurs applications dont la planification et la gestion des ressources en eau (irrigation, production hydroélectrique, etc.) et la prévision des événements extrêmes tels que les inondations et sécheresses.

En évaluons, l'urbanisation rapide de la population correspond à un développement des villes, en nombre d'habitants et en extension spatiale, avec des impacts majeurs sur les cours d'eau, et plus généralement sur les milieux aquatiques. Ce qui engendre aussi des consommations énormes des eaux dans différents activités humaines, d'où l'homme avait toujours des problèmes de se débarrasser de ces quantités d'eaux qu'ils utilisent (plus que 80% de la dotation est rejetée). Donc il a conçu des systèmes d'évacuations qui assurent la collecte, le transit, au besoin la rétention de l'ensemble des eaux pluviales et usées, et de procéder aux traitements avant leur rejet dans le milieu naturel, par des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

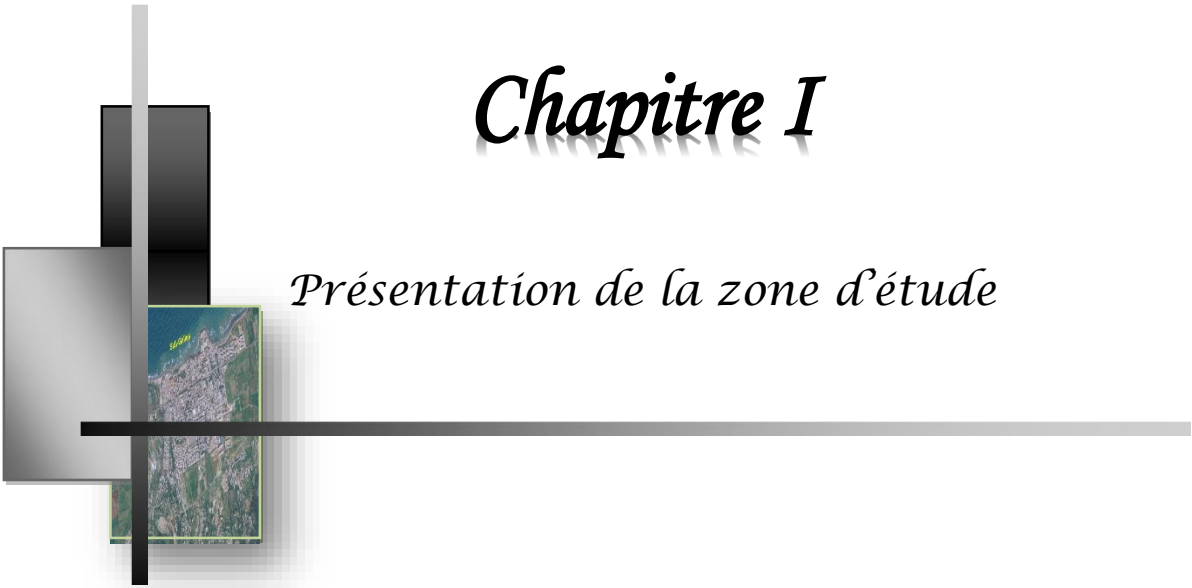
A cette effet, le développement démographique de l'Algérie à créer une multitude de points noirs vis-à-vis l'environnement, ces points noirs se résume essentiellement dans les rejets à ciel ouvert, que ce soit dans les zones urbanisées ou bien dans les zones rurales.

Dans ce contexte, la direction des ressources en eau de la wilaya de Tipaza nous a confié l'étude d'assainissement des trois localités « Ibouyechen ,soubisse,iaarkab »commune de Sidi Ghiless pour trouver des solutions technico économique et unifier les rejets à ciel ouvert, en permettant leurs raccordement au système d'épuration de la commune.

Nous allons en premier lieu donner un aperçu général sur le milieu d'étude, suivi d'une étude hydrologique, ensuite nous passerons aux calculs de dimensionnement du réseau d'assainissement unitaire couvrant la totalité des trois localités de notre one d'étude , on termine par un devis estimatifs et quantitatifs qui englobe l'ensemble des travaux misent en place lors d'exécutions .

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude



Introduction :

L'Assainissement dans le milieu rural est devenu parmi les activités municipales prioritaires. Bien entendu, les communes rurales sont très dispersées et présentent une grande hétérogénéité (suivant les régions) qui conduit à constater que l'aboutissement à ces objectifs constitue un problème préoccupant à l'échelle nationale. Ces communes sont très nombreuses, parmi celles qui sont dépourvues d'un réseau d'Assainissement, car elles sont confrontées à diverses contraintes (tant économique que technique, milieu naturel...).

C'est dans ce cadre que s'inscrit notre projet qui se base sur l'étude du système d'assainissement des trois localités « iboouyechen ;soubisse ;iaarkab » la wilaya de Tipaza commune de Sidi Ghilass. On abordera en premier lieu les caractéristiques de notre agglomération.

I.1 Présentation de la commune de Sidi Ghiles :

Commune de Sidi Ghiles se situe à la wilaya de TIPASA .Le territoire de cette commune est situé au nord –ouest de la wilaya de TIPASA a environ de 32 km et a 7 km au sud-ouest de la commune de Cherchell . Elle dépend administrativement au Daïra de Cherchell.

- Au Nord par la commune la Mer Méditerranée.
- A l'Ouest par la commune de Hadjret Ennous.
- A l'Est par la commune de Cherchell.
- Au sud les communes de Sidi Semian.

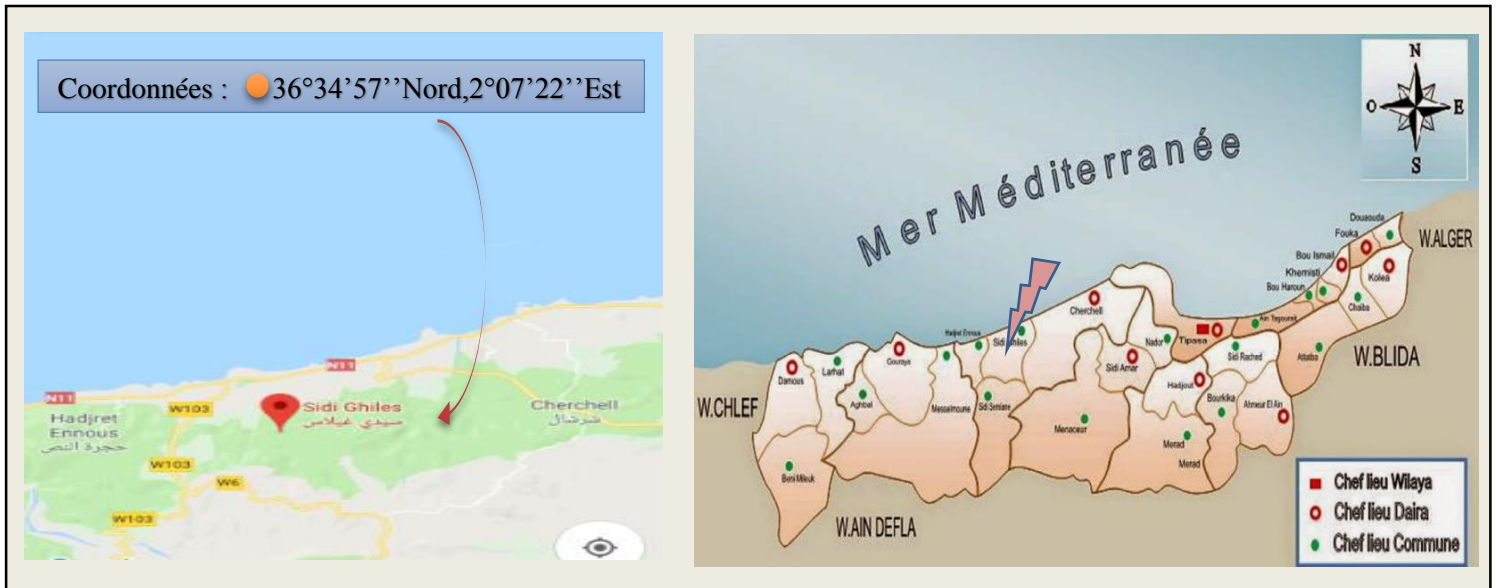


Figure I- 1: Commune de Sidi Ghiles (Source Google Map)

La commune de Sidi Ghiles englobe trois principales localités :

- Au sud-ouest par la Localité Iaaarkab
- Au sud par Localité Soubisse .
- Au sud-Est par la Localité Ibouyechen.



Figure I-3 : photo aérienne représente les trois localités (source : Google Earth/2019)

I.2 Situation géographique des trois localités :

- *Concernant la première localité :*

Douar d'**Iaarkab** se situe vers l'extrême Ouest de la commune de Sidi Ghiles. Situé à 2 Km au Sud-Ouest de chef-lieu de la commune de Sidi Ghiles, daïra de Cherchell, dans la Wilaya de Tipaza., d'après la carte d'état-major ses coordonnées Lambert sont :

- X= 4216.59 m
- Y= 4048.01 m
- Z= 110 m

Le douar d'Iaarkab est limité :

- Au Nord par le chef-lieu de la commune de Sidi Ghiles.
 - Au Sud par la commune de Sidi Semiane.
 - A l'Est par le douar de Soubisse.
 - A l'Ouest par la commune de Sidi Semiene
- Pour la deuxième localité :

Douar Ibouyachen est parmi les principaux douars de la commune de Sidi Ghiles. Situé à 2 Km à Sud Est chef-lieu de la commune de Sidi Ghiles, daïra de Cherchell, dans la Wilaya de Tipaza., d'après la carte d'état-major ses coordonnées Lambert sont :

- X= 423.16 m
- Y= 4048.60 m
- Z= 69,50 m

La vocation agricole de ce douar est essentiellement due à son vaste terrain fertile et à son climat doux et tempéré. Le douar Ibouyachen est limité :

- Au Nord par le chef-lieu de la commune de Sidi Ghiles.
 - Au Sud par la commune de Sidi Semiane.
 - A l'Est par la commune de Cherchell.
 - A l'Ouest par le douar Soubisse.
- Pour la troisième localité :

Douar de Soubisse est parmi les douars de la commune de Sidi Ghiles. Situé à 1 Km au Sud de chef-lieu de la commune de Sidi Ghiles, daïra de Cherchell, dans la Wilaya de Tipaza., d'après la carte d'état-major ses coordonnées Lambert sont :

- X= 422.06 m
- Y= 4048.00 m
- Z= 150.50 m

Le douar de Soubisse est limité :

- Au Nord par le chef-lieu de la commune de Sidi Ghiles.
- Au Sud par la commune de Sidi Semiane.
- A l'Est par le douar Ibouyachen.
- A l'Ouest par le douar Iaakab.

I.3 Données naturel du site :

I.3.1 Situation topographique :

La topographie joue un rôle très important dans la conception du projet. Le périmètre à étudier présente des pentes fortes favorisant un écoulement gravitaire rapide des eaux usées et pluviales. Il est caractérisé par une topographie accidentée à cause de différents cours d'eau traversent les trois localités.

- Iaarkab se situé dans une région montagneuse ou les hauteurs sont compris entre 90 m et 150m d'altitude.
- Soubisse se situé dans une région montagneuse ou les hauteurs sont compris entre 60 m et 170 m d'altitude.
- Le douar de Ibouyachen englobe des petites agglomérations dispersés entre eux et présentent des différent points hauts et points bas.

I.3.2 Situation géologique :

L'étude géologique représente une étape primordiale avant la mise en marche de tous types de projets, elle permet d'analyser les caractéristiques du sol et de justifier les bases de conception d'implantation, de dimensionnement, les caractéristiques techniques, les conditions de réalisation et d'entretien du dispositif d'assainissement, ainsi que le choix du mode et du lieu de rejet des eaux.

Concernant notre étude ; la texture des trois localités est semi rocheuse ; et parfois notre zone est constitué d'alluvions (limons argileux, sableux) ce qui donne un aspect sur différents techniques qui peuvent s'adapter à ce milieu.

I.3.3 Situation hydrogéologique :

L'hydrogéologie est donc la science des eaux souterraines. Elle a pour objet l'étude du rôle des matériaux constituant le sol et le sous-sol et des structures géologiques dans l'origine, la distribution et le mode de gisement, les modalités de l'écoulement et les propriétés physico-chimiques de l'eau. Elle se préoccupe également de l'exploitation (géologie appliquée) et de la conservation des ressources en eaux souterraines (gestion de la ressource).pour notre étude les trois localités se situe à l'extrémité de la plaine alluviale de la Mitidja.

I.3.4 Sismicité :

L'Algérie est découpée en Cinq zones sismiques. La région de Sidi Ghiles qui englobe les trois localités se trouve dans la zone territoriale, elle est caractérisée par une sismicité élevée, elle est classée dans la zone III (zone rouge). Suivant le règlement parasismique Algérien (R.P.A 2003)

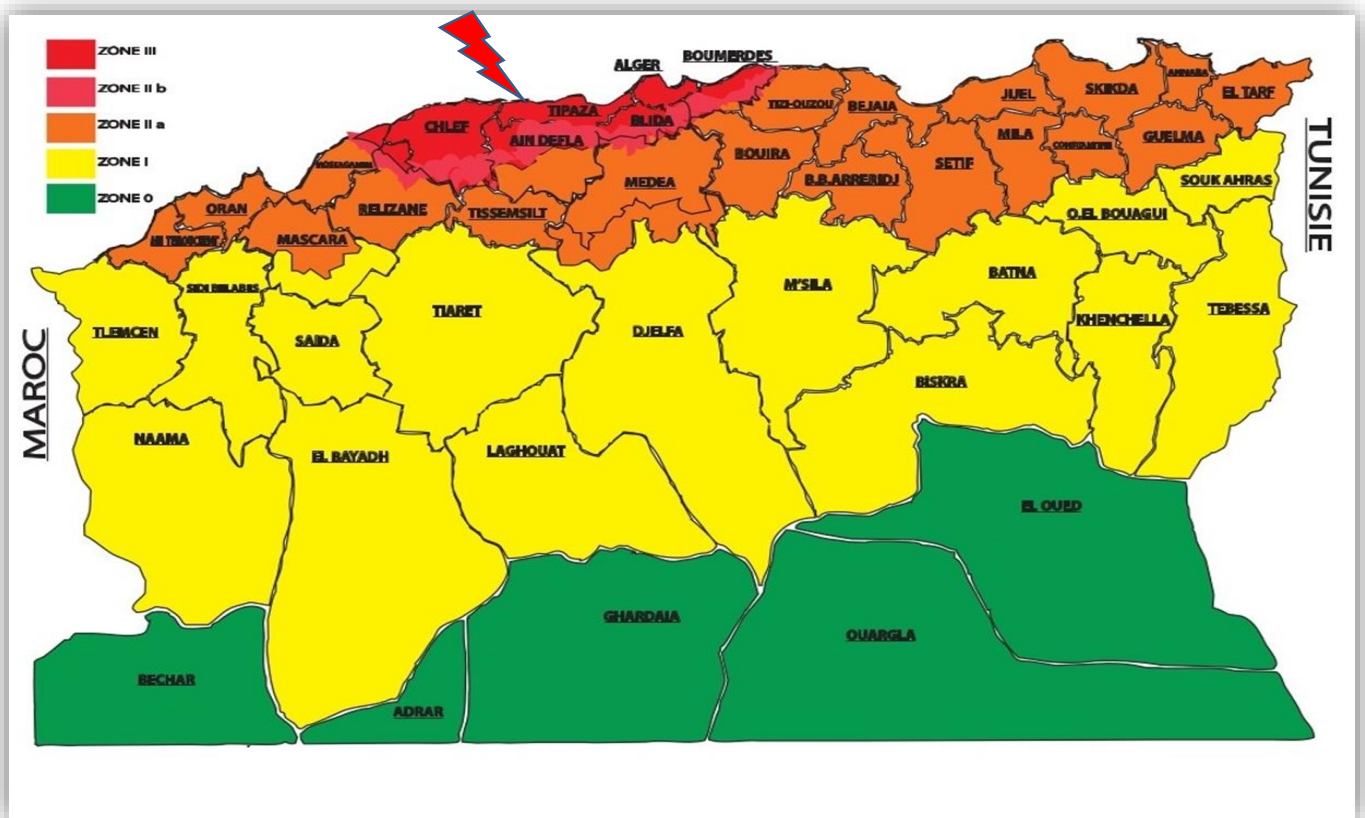


Figure I.4 : les zones sismiques de l'Algérie (selon R.P.A 2003)

I.4 Situation climatique :

L'étude du climat est nécessaire, elle nous informe sur la pluviométrie de la région, les températures et les vents. D'où Le climat de notre région est froid et pluvieux en hivers, chaud et sec en été.

I.4.1 la température :

Les températures sont variables avec un maxima pour le mois de juillet et un minima pour janvier, elle a une valeur moyenne de : 17.8°C.

Tableau I.1 : Variation de la température au cours de l'année (2013-2014) :

Mois	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juil	août
T°C	26.3	21.9	13.7	11.7	8.3	7.7	12	14.7	19.2	23.5	26.2	25.5

SOURCE : ANRH (BLIDA)

I.4.2 : Les vents :

Les vents dominants sont généralement modérés et faibles, ayant des directions Ouest et Nord-Est.

Tableau I.2 : Vents moyens mensuels :

Mois	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juil	août	sep	oct	nov	dec
Vitesse des vents (Km/h)	1.82	1.44	2.06	2.52	2.83	3.02	3.3	4.31	4.13	3.78	3.91	3.78

SOURCE : ANRH (BLIDA)

I.4.3 l'humidité :

Les trois localités appartiennent de la ville côtière de Sidi Ghiles alors que l'humidité de cette région est très forte et le tableau suivant donne une récapitulation de variation de l'humidité au long de l'année

Tableau I.3 : variation annuelle de l'humidité :

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
Humidité %	78	78	77	74	71	75	69	69	70	77	63	75

SOURCE : ANRH (BLIDA)

I.4.4 la pluviométrie :

Tant de raisons qui font que la majorité des études et analyses s'appuient sur les pluviométries bien plus que sur d'autres paramètres du climat, sachant que Toutes les ressources en eaux superficielles ou souterraines sont conditionnées par ce paramètre. L'analyse de la variabilité pluviométrique est très importante pour la prévision, la gestion des

ressources hydriques .Pour déceler d'éventuels changements dans le régime pluviométrique, nous avons utilisé une station pluviométrique de la commune de Sidi Ghilas (wilaya de TIPASA) possédant une série de mesure pour une période allant de 1980 à 2012.

I.5 Situation hydraulique :

I.5.1 Alimentation en eau potable :

D'après une visite de prospection sur site on a constaté que :

- Concernant l'alimentation en eau potable d'Iaarkab, la partie sud est alimentée à partir de réservoir 250 m³ d'Ibouyachen et la partie basse de douar est alimentée à partir de réservoir 500 m³ d'Iaarkab. Les habitants de la partie ouest de douar n'ont pas du réseau d'eau potable et ils s'alimentent avec les puits traditionnels.
- les habitants de Ibouyachen sont alimentés en eau potable à partir du réservoir 250 m³.
- Les habitants de localités soubisse sont alimentés par différentes sources : partie Est par le réservoir Iaarkab 500m³ partie Ouest par le réservoir d'Ibouyechen 250m³ et la partie sud s'alimentent avec des puits traditionnels .

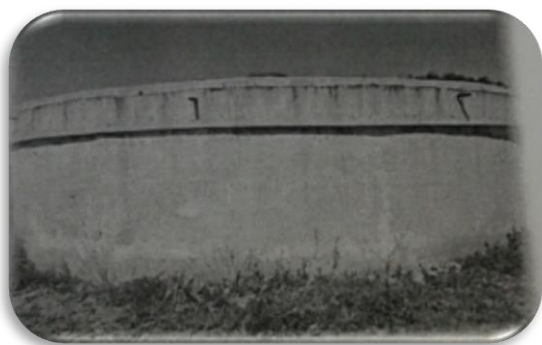


Figure I.5 : réservoir d'eau de 500 m³



Figure I.6 : réservoir d'eau de 250 m³

I.5.2 Assainissement :

Pour ce qui concerne l'assainissement, la grande partie des trois localités ne sont pas dotée d'un réseau d'assainissement ; les habitants ont construit des fosses septiques difficiles à entretenir vu leurs positions sans aucun accès pour le vidange, cette situation a aboutis dans des cas de remplissage au débordement, aux grands risque de contamination des eaux des cours d'eau.

une multitude des rejets des eaux de ménage, et cela pour réduire les débits entrants dans les fosses d'eau l'augmentation de la durée de vie de la fosse.

Sachant que la nature topographique des trois localités qui se rapproche des chaabats a fait faciliter la tâche pour plusieurs habitants en jetant leurs eaux usées directement à ciel ouvert dans le cours d'eau.



Figure I.7 : système autonome « fosse septique »



Figure I.8: rejet à ciel ouvert

Conclusion :+

Dans cette partie d'étude nous avons défini les données nécessaires concernant les trois localités « Ibouyechen ,soubisse,Iaarkab » de la commune SIDI GHILES (w.TIPASA) du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie, ainsi que leurs situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

Chapitre II

Etude hydrologique



Introduction :

L'Hydrologie est la science de la terre qui s'intéresse au cycle de l'eau, c'est à dire aux échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol. Au titre des échanges entre l'atmosphère et la surface terrestre, Elle s'intéresse aussi aux précipitations (pluie et neige), à la transpiration des végétaux et à l'évaporation directe de la couche terrestre superficielle. L'Hydrologie de surface étudie le ruissellement, les phénomènes d'érosion, les écoulements des cours d'eau et les inondations.

L'objectif de l'étude effectuée dans ce chapitre est de présenter, une approche hydrologique afin d'essayer de comprendre le fonctionnement hydrologique et de déterminer les différentes caractéristiques des trois localités « ibouyechen ;soubisse ;iaarkab » de la commune de Sidi Gilas (wilaya de TIPASA) dans le but d'estimer quelques paramètres hydrologiques, notamment les apports et les débits des eaux pluviales ; pour but d'avoir le bon dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages .

II.1 Notion d'averse :

L'averse un ensemble de pluies associé à une perturbation météorologique bien définie. La durée d'une averse peut donc varier de quelques minutes à une centaine d'heures et intéresser une superficie allant de quelques kilomètres carrés (orages) à quelques milliers (pluies cycloniques). On définit finalement une averse comme un épisode pluvieux continu, pouvant avoir plusieurs pointes d'intensité.

La structure d'une averse est définie comme la distribution de la hauteur de pluie dans le temps. Cette distribution influence de manière notoire le comportement hydrologique du bassin versant.

II.2 Notion de période de retour :

Les projets d'aménagements hydrauliques ou hydrologiques sont souvent définis par rapport à une averse type associée aux fréquences probables d'apparition. D'où une pluie de période de retour de T ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les T ans au moins. Pour les projets d'assainissement, on opte généralement pour une pluie décimale, le choix d'une période de retour de 10 ans est issue d'un compromis entre les données techniques et économiques, d'un côté, et que la durée de vie de la plu part des ouvrages projetés en assainissement n'ont pas une durée de vie très importante à cela s'ajoute le phénomène de l'extension et de réaménagement des agglomérations qui ne suit pas les schémas de développement préconisés au préalable.

II.3.intensité moyenne maximale des précipitations :

Pour l'étude de la répartition d'une averse, on doit déterminer les intensités moyennes maximales pour plusieurs valeurs échelonnées de l'intervalle de référence Δt .

Sachant que l'intensité moyenne se définit par le rapport de la hauteur d'eau tombée pendant une durée Δt ,

$$I_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

I_m : intensité moyenne en mm/h.

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Le procédé de calcul de cette intensité maximale nécessaire pour notre projet est simple :

- Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement.
- Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

II.3.1 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement :

Toute étude hydrologique nécessite l'analyse et la vérification des données et les informations de base. De ce fait l'analyse hydrologique se base sur l'exploitation des données présentées souvent sous forme de séries statistiques, elle consiste à :

- La détection et la correction des anomalies dans les séries hydrologiques par des méthodes appropriées.
- L'extension des séries hydrologiques à partir de séries de base homogènes.

Pour cela on prend comme base de calcul la série pluviométrique de la station de la wilaya de TIPASA commune de SIDI GHILES, son identification est présentée dans le tableau II.1 :

Tableau II.1 Identification de la station de SIDI GHILES.(w.TIPASA)

Station	Code	X (km)	Y (km)	Z (m)	Période d'observation	Nombre d'observation
SIDI GHILES	020313	448.45	364.8	15	1980à 2012	32

La série des précipitations maximales journalières est donnée dans le tableau II.2 :

Tableau II.2 : Précipitations maximales journalières à la station de SIDI GHILES.

	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1980	0,4	11,8	37,8	49,3	35,5	22,4	15	19,6	11,4	1	0	0,3	49,3
1981	1,7	29,5	0,5	12,5	23,9	16,3	16,7	7,8	53	0	0	14	53
1982	13,9	23,7	85,8	28,5	0	24,7	13,2	2,4	3,5	0	2,2	5,7	85,8
1983	0	9,3	38,5	32,1	35,5	15,7	22,4	22,3	33,5	8,3	0	0	38,5
1984	3,2	83,2	13,5	30	33,6	28	32	10,7	31,5	9,7	0	0	83,2
1985	2,5	19,7	15	16,2	18,5	28	25,5	6,4	4,5	12,6	22,5	0,2	28
1986	46,5	17	55	49	17,7	44,6	4,9	0,6	9	1,8	0,8	0,6	55
1987	16,5	2,2	22,5	27,3	34,7	15	30,7	15,3	28	8,6	0	0	34,7
1988	8,3	12	41,3	38,5	12,8	7,2	25,2	35	1,7	3	0	5,1	41,3
1989	27,5	6,7	51,2	30,2	21,4	0	21	31,2	8,2	0	2,3	0	51,2
1990	2,1	10	19,5	19	25,3	10,2	23,4	8,5	13,6	3	0	4	25,3
1991	17	29,6	10,2	7,4	73,9	18,4	14	18,5	26,2	10,8	3,2	0	73,9
1992	0	33	32,5	54	1,4	18,6	10,2	18,3	7,5	0,6	0,9	3,5	54
1993	12,2	10,9	10,5	9	49,1	20	4	49,7	7,5	0	0	1,4	49,7
1994	44	21,7	30	25,2	36,7	60	43,5	9,7	0	23	0	40	60
1995	45,4	13	50,2	19,5	18,2	25	25	57,5	2,9	9,7	2,5	1,6	57,5
1996	42,2	49	8	7,8	28	38	4	32,5	6,5	0	2,5	1	49
1997	8	26,2	32,7	20	6,2	14,3	14,5	22,6	57	0	1,2	2,5	57
1998	13	14	20	17,5	45,5	27	32,2	4,5	0	0	0	0	45,5
1999	12	9,7	39	89,9	12,2	0	7	1,4	36,5	0	0,3	0	89,9
2000	0,4	20	49,5	18,5	12,7	18,9	0	44	6	0	0	0	49,5
2001	28,5	1	207,3	23,4	10,5	10,8	44,2	12,8	14,6	0,8	13,6	8,8	207,3
2002	18,5	13,1	28,9	22,3	36	19,6	7,6	11,2	8,2	0,3	2,2	6,1	36
2003	11,7	6,8	40,3	16,2	23,7	14,6	20,1	52,2	28,7	10,2	1,2	6,4	52,2
2004	25,6	11,2	35,6	19,1	16,2	27,2	27	15,4	1,1	0	0	0,4	35,6
2005	2,1	18	30,3	52,6	28,4	12,7	2,7	1,5	70,4	3,2	0	0,6	70,4
2006	30	0	65,1	59,3	7	16,9	16,9	17,4	2,7	0	0	2,6	65,1
2007	64,5	53,1	81,3	87,4	3	7,7	13,6	8,9	16,8	9,2	6,9	0	87,4
2008	24,6	39,3	27,2	26,7	34,5	2,3	15,3	15,5	12,2	0	0	0	39,3
2009	7	1,7	15,5	38,9	34,7	26,4	42	21,3	20,2	10,5	0,1	23,2	38,9
2010	13,4	17,2	40,5	16,6	21,7	37,1	18	44,5	30,9	14,7	0,1	0,1	44,5
2011	4,1	12,5	45,7	16,8	11,1	48,9	15,8	46,9	5,2	2,1	0,4	8,1	48,9
2012	1,4	16,2	16,6	4,9	29	20,1	17,9	49	128,9	0,1	2,6	0,5	128

SOURCE : ANRH (BLIDA)

→ Vérification d'homogénéisation des données de notre série pluviométrique :

-Teste de la médiane :

Il existe deux méthodes pour avoir la médiane de notre série :

-Soit en la tire directement à partie de logiciel HYFRAN : Médiane =**51.2**

-Soit par le classement des valeurs des précipitations maximales annuelles de notre série

Par ordre croissant comme suit :

25.3 -28-34.7-35.6-36-38.5-38.9-39.3-41.3-44.5-45.5-48.9-49-49.3-49.5-49.7-51.2-52.2-53-54-55-57-57.5-60-65.1-70.4-73.9-83.2-58.8-87.4-89.9-128-207.3-

$$M=(52.7+49.7)/2=\mathbf{51.2}$$

-Test de l'homogénéité :

On doit vérifier ces deux conditions :

- $N_s > \frac{1}{2}(N+1-U_{1-\alpha/2}*(N-1)^{1/2})$
- $T_s < 3.3*(\log_{10}(N+1))$

Sachant que :

-N = taille de la station =**33**

- $\alpha=5\%$

- $U_{1-\alpha/2}=1.96$ (d'après le tableau de GAUSS)

- $N_s=c$ 'est le nombre total de série de (+) ou du (-)

- $T_s=c$ 'est la taille de la plus grande valeur de (+) ou de (-)

{Tel que sans oublié qu'on doit donner le signe + pour les valeurs supérieures a la médiane et le signe – pour les valeurs inférieures à la médiane}

D'après le tableau :

$$N_s=\mathbf{18} ; T_s=\mathbf{4}$$

On vérifie les deux conditions :

- $\frac{1}{2}(N+1-U_{1-\alpha/2}*(N-1)^{1/2})=\frac{1}{2}(32+1-1.96*(32-1)^{1/2})=\mathbf{11.4}$
- $3.3*(\log_{10}(N+1))=\mathbf{5.05}$

D'où en remarque que **les deux conditions sont vérifiées**, donc notre série est **homogène**

a. Caractéristiques de cette série sont :

- La somme des précipitations maximales journalières durant 32 ans d'observations :

$$\overline{P_{\max, j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max, j}}{n} = \dots \dots \dots \text{(II.2)}$$

$$P_{\max, j} = 1685.3 / 33 = \mathbf{60.04\text{mm}}$$

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

$$\sigma_{P_{\max, j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (P_{\max, j} - \overline{P_{\max, j}})^2}{n - 1}} \right] \dots \dots \dots \text{(II.3)}$$

$$\sigma_{P_{\max, j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{27} (P_{\max, j} - 60)^2}{33 - 1}} \right] = \mathbf{33.7\text{mm}}$$

- Coefficient de variation :

$$C_v = \frac{\sigma_{P_{\max, j}}}{P_{\max, j}} \dots \dots \dots \text{(II.4)}$$

$$C_v = 33.7 / 60 = \mathbf{0.563}$$

- **Exposant climatique :**

Il est donné par l'A.N.R.H de Blida : **b= 0,41**

D'après le logiciel HYFRAN on a pu prévoir le tracé de notre série pluviométrique de la station de SIDI GHILAS (w.TIPASA)

Pluies maximales journalières de la station de SIDI GHILES

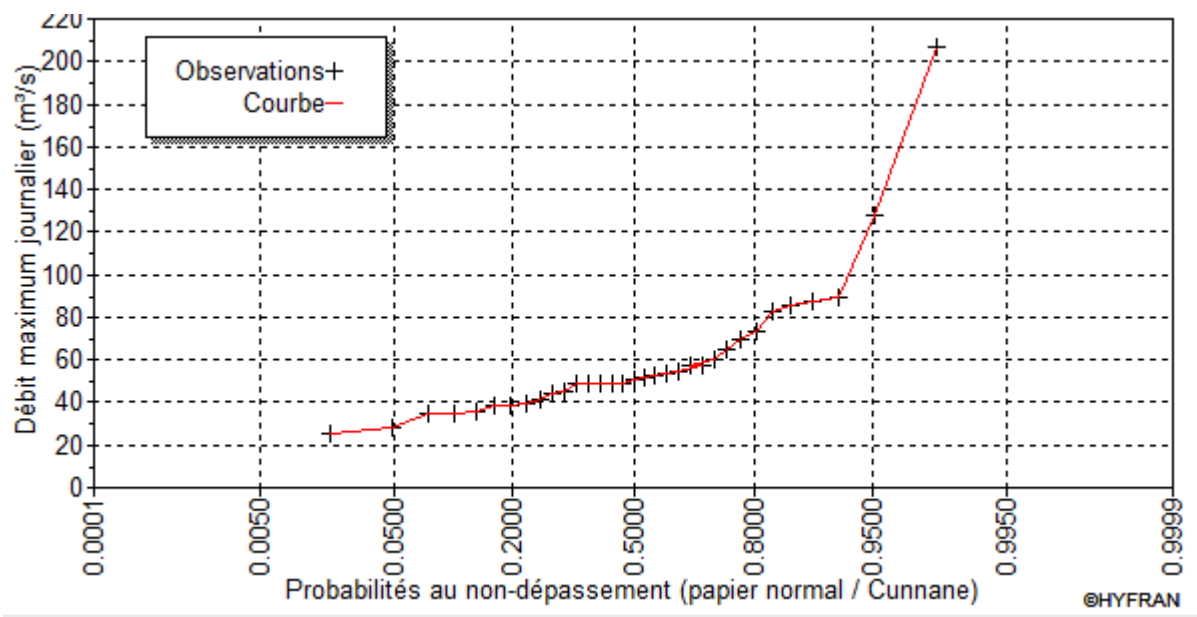


Figure II.1 : tracé de la série de pluie de la station de la commune SIDI GHILES

II.3.2. Choix de la loi d'ajustement :

Le choix du type de loi susceptible de s'ajuster au mieux à l'échantillon s'effectue à l'aide de deux critères expérimentaux :

- Dans une région climatique donnée, une variable hydro pluviométrique déterminée suit généralement la même loi en tout site d'observation, d'où l'intérêt des études régionales systématiques et celui de la connaissance de toute étude antérieure.

- En l'absence d'information régionale, l'utilisation du report graphique sur papier gaussique permet d'envisager le type de loi possible.

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

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

- ❖ La loi de **GUMBEL**.
- ❖ La loi de **GALTON (log normal)**.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par le logiciel **Hyfran** pour une période de retour **10ans**

II.3.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

$$F(x) = e^{-e^{\frac{(x-x_0)}{\alpha}}} \dots\dots\dots (II.6)$$

F(x) : Fréquence au dépassement de la valeur de x.

α, x₀ : Coefficients d'ajustement.

x₀ : Paramètre de position (mode).

α : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex »

Par changement de variable $y = \frac{x - x_0}{\alpha}$

la loi de GUMBEL s'écrit : $F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(II.6)$

Avec :

- $y = \frac{\alpha}{(x - x_0)}$ Variable réduite de GUMBEL.

-L'intervalle de variation de x est ; x ∈]-∞, + ∞ [.

-L'équation présent sous la forme : $x = (\frac{1}{\alpha}) y + x_0$. Est l'équation d'une droite qui représente la loi

de GUMBEL sur papier à probabilité GUMBEL.

a) procédé d'ajustement :

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

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots(II.7)$$

Avec :

-m : nombre d'ordre

-n : taille de la série.

- Calculer les caractéristiques empiriques de la série (**moyenne, écart type ...**).
- Calculer la variable de GUMBEL pour chaque valeur observée.

$$y = -[Ln(-LnF(x))] \dots\dots\dots(II.8)$$

Reporter les valeurs observées sur papier GUMBEL.

- Calculer le coefficient de corrélation entre les valeurs observées et la variable de GUMBEL dont la formule générale est :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \dots\dots\dots(\text{II.9})$$

\bar{x} et \bar{y} : Sont respectivement les moyennes arithmétiques des variables x et y.

- Si la corrélation est bonne, Calculer les paramètres d’ajustement de la droite de GUMBEL .la droite de régression ou droite de GUMBEL est :

$$x = \left(\frac{1}{\alpha}\right)y + x_0 \dots\dots\dots(\text{II.10})$$

Les paramètres $\frac{1}{\alpha}$ et de x_0 peuvent être aussi déterminés par la méthode de moindres carrés.

- Tracer la droite de régression sur papier GUMBEL.
- Calculer l’intervalle de confiance.

b) Calcul des paramètres d’ajustement par la loi de GUMBEL :

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * \sigma_x = 0.78 * \sigma_x$$

$$\frac{1}{\alpha} = 0,78 \times 33.7 = 26.3; \text{ donc } \frac{1}{\alpha} = 26.3\text{mm.}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=27} y_i}{n} = 0.407\text{mm}$$

$$x_0 = \bar{x} - \frac{1}{\alpha} \bar{y} \Rightarrow x_0 = 60 - 26.3(0,407) = 49.3\text{mm}$$

Donc ; la droite de GUMBEL devient :

$$x = 26.3y + 49.30$$

D’où : **Pmaxj,p% = 26.3y + 49.3**

→ Le coefficient de corrélation : **r = 0.9**

Les valeurs de la variable réduite sont représentées par le **tableau (II.3)** :

P maxj	P jmax classées	rang de classement	fréquence expérimentale	variable réduite
48.9	207,3	1	0,01515152	-1,43261833
44.5	128	2	0,04545455	-1,1285084
39.3	89,9	3	0,07575758	-0,94787344
38.9	87,4	4	0,10606061	-0,80814616
128	85,5	5	0,13636364	-0,68935508
207,3	83,2	6	0,16666667	-0,58319808
89,9	73,9	7	0,1969697	-0,4853265
87,4	70,4	8	0,22727273	-0,39312565
85,8	65,1	9	0,25757576	-0,30486465
83,2	60	10	0,28787879	-0,21930882
73,9	57,5	11	0,31818182	-0,13552018
70,4	57	12	0,34848485	-0,05274474
65,1	55	13	0,37878788	0,02965652
60	54	14	0,40909091	0,11225324
57,5	53	15	0,43939394	0,19557835
57	52,2	16	0,46969697	0,28015376
55	51,2	17	0,5	0,36651292
54	49,7	18	0,53030303	0,45522272
53	49,5	19	0,56060606	0,54690743
52,2	49,3	20	0,59090909	0,64227709
51,2	49	21	0,62121212	0,74216375
49,7	48,9	22	0,65151515	0,84757044
49,5	45,5	23	0,68181818	0,95974052
49,3	44,5	24	0,71212121	1,0802603
49	41,3	25	0,74242424	1,2112175
45,5	39,3	26	0,77272727	1,35545828
41,3	38,9	27	0,8030303	1,51702817
38,5	38,5	28	0,83333333	1,70198336
36	36	29	0,86363636	1,92002379
35,6	35,6	30	0,89393939	2,18820965
34,7	34,7	31	0,92424242	2,54108498
28	28	32	0,95454545	3,06787262
25,3	25,3	33	0,98484848	4,18203072

Remarque :

La corrélation est satisfaisante donc à partir du graphe nous tirons la précipitation maximale journalière pour une fréquence au non dépassement de 10%. Le tracé de la droite est représenté sur papier GUMBEL .

c) résultat de l'ajustement par la loi de GUMBEL

En utilisant la méthode de vraisemblance, les résultats obtenues sont représentées par :

Tableau II.4 : ajustement de la série pluviométrique a la loi de GUMBEL :

période de retour	probabilité (q)	Xt	Ecart type	intervalle de confiance
1000	0,9999	218	25	169-267
100	0,99	133	13,3	148-229
50	0,98	120	11,5	97,4-143
20	0,95	103	9,25	84,6-121
10	0,9	89,4	7,54	74,6-104
5	0,8	75,5	5,85	64-86,9

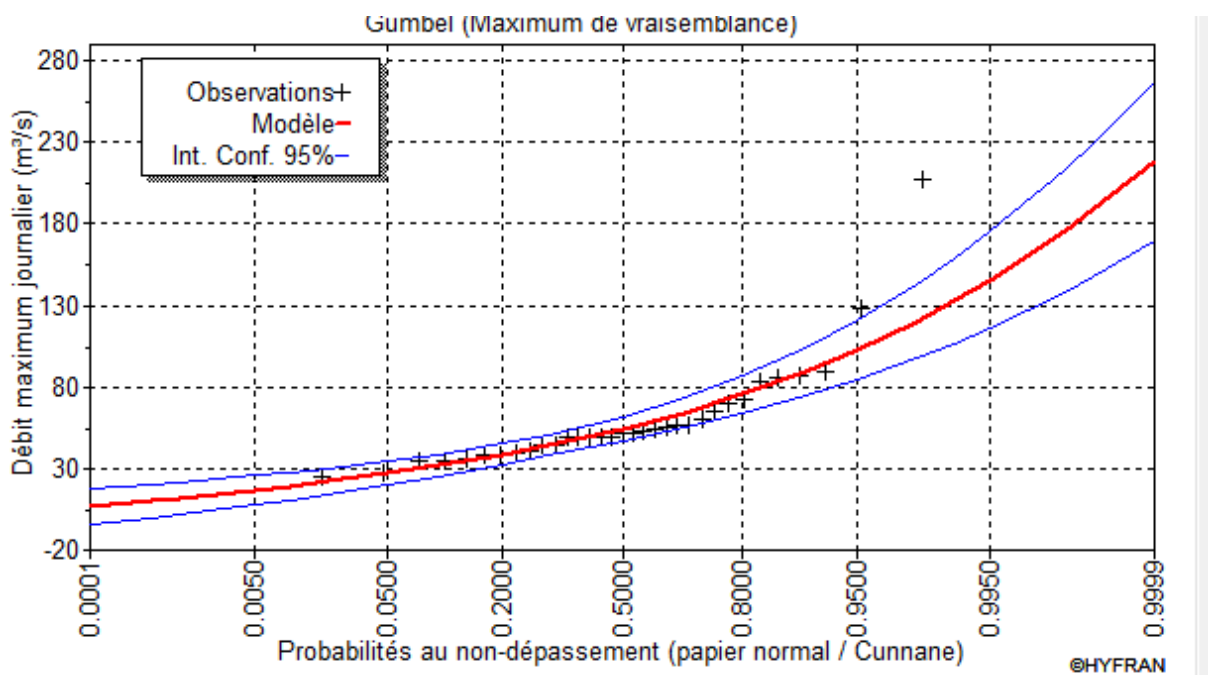


Figure II .2 : ajustement des précipitations maximales journalières a la loi de GUMBEL.

Remarque :

D'après l'interprétation graphique, la série s'ajuste a la loi de GUMBEL mais la borne inférieure de l'intervalle de confiance prend une valeur négative ce qui n'est pas acceptable hydrologiquement.

Tableau II.5 : Caractéristiques de l'échantillon

Gumbel (max de vraisemblance)	Caractéristiques. de l'échantillon
Minimum	25
Maximum	207
Moyenne	58.4
Ecart-type	23.8
Médiane	54.5
Coefficient de variation (Cv)	0.407
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14

II.3.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON :

Une variable aléatoire a une distribution log normale lorsque $y = \ln(x)$ est normale. La loi de Galton résulte de la loi normale mais est rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction de ré partition est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(II.11)$$

Avec : F(x) : Fréquence au non dépassement.

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \dots\dots\dots(II.12)$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme : $\ln x = \overline{\ln x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$, Est l'équation d'une droite sur papier GAUSSO-LOGARITHMIQUE avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

a) Procédé d'ajustement :

1. Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement)
2. Calcul de la fréquence expérimentale.
3. Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale \overline{x} et σ
4. Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $\overline{\ln x}$ et $\sigma_{\ln x}$.
5. Report des valeurs sur papier GAUSSO LOGARITHMIQUE.
6. Détermination de la droite de Galton $\ln x = \overline{\ln x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$

7- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

$$x_{p\%} = e^{\ln p\%} = e^{\overline{\ln x} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\ln x}} \dots\dots\dots (II.13)$$

b) Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton :

$$\overline{\ln x} = \frac{\sum \ln x_i}{N} \Rightarrow \overline{\ln x} = 3.996$$

$$\sigma_{\ln x_i} = 0,42mm$$

L'équation totale devient : $\ln x = 3.996 + u * 0,42$

.c) Résultats de l'ajustement par la loi de Galton

tableau II.6 : résultats d'ajustement de la loi Log normale (Maximum de vraisemblance)

période de retour	probabilité (q)	Xt	Ecart type	intervalle de confiance
1000	0,9999	261	54,9	154-369
100	0,99	145	20,8	104-186
50	0,98	129	17	96-163
20	0,95	109	12,4	84,4-133
10	0,9	93,2	9,33	74,9-112
5	0,8	77,4	6,66	64,-90,4

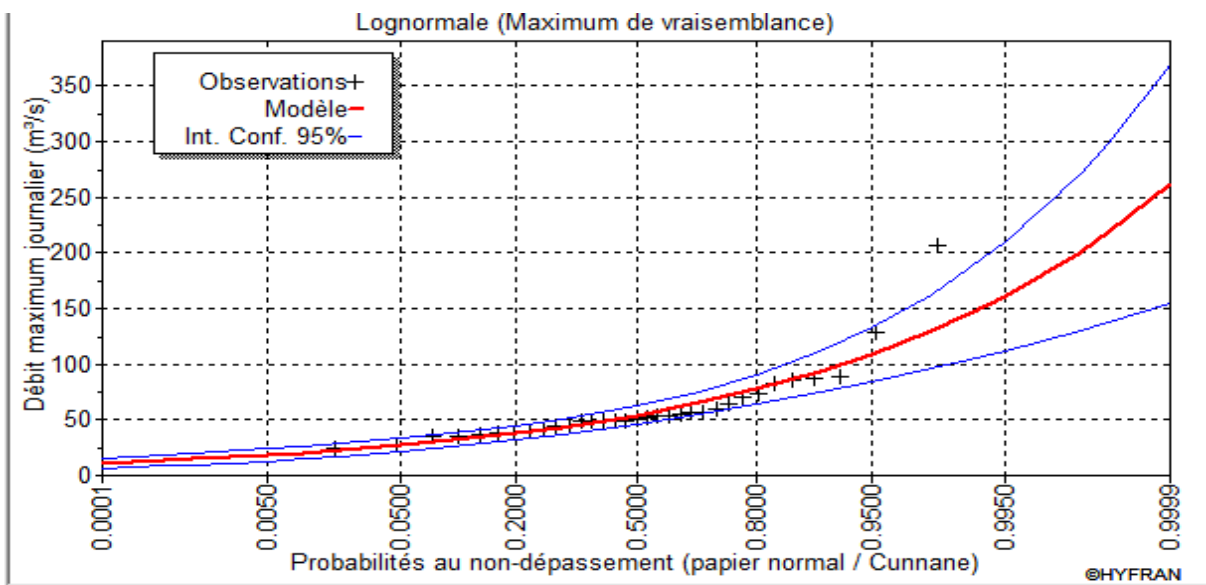


Figure II.3 : ajustement des précipitations maximales journalières a la loi de Galton.

Remarque :

la loi de Galton est la meilleure du moment que les données expérimentales sont proches de la droite théorique. Donc elle s'ajuste bien à notre série pluviométrique .

Tableau II.7 : caractéristiques de l'échantillon par la loi de Galton

Galton (max de vraisemblance)	Caractéristiques. de l'échantillon
Minimum	28
Maximum	128
Moyenne	59.3
Ecart-type	26.2
Médiane	54.2
Coefficient de variation (Cv)	0.443
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.41

II.3.3.le résultats de test d'adéquations (test de Khi2) par le logiciel de hyfran :

Tableau II.8 : le résultat de test d'adéquation :

Loi	Nombre de degrés de liberté	Khi2 calculé	Khi2 théorique (calcul de base sur le tableau de χ^2)
Gembel	5	12.33	15.086
Galton	5	12.33	15.086

Remarque : $\chi^2_{calculé} < \chi^2_{théorique}$ (pour les deux lois)

Donc : pour les deux lois le test a donné les mêmes valeurs ce qui montre la bonne adéquation des deux .

II.3.4- Calcul de l'intensité de pluie :

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation nous utilisons la formule suivante :

$$P_{\max,t,p\%} = P_{\max,j,p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (II.12)$$

$$I_{\max,t,p\%} = \frac{P_{\max,t,p\%}}{t} \dots\dots\dots (II.13)$$

Pour cela on va faire la fréquence de 10%, 20% (pour 5ans,10ans)

Remarque :

- Les résultats sont résumés dans les tableaux N° II-9
- Les résultats seront reportées sur des courbes I.D.F (Intensité, Durée, Fréquence) et cela pour mieux exprimer les variations de l'intensité pour chaque fréquence.

Tableau II.9 : Calculs d'intensité pour des différentes fréquences :

t	5ans			10ans			50ans		
	P _{max,t,p%}	I _{max,t,p%}	I = I _{max,t,p%} *t ^(-b)	P _{max,t,p%}	I _{max,t,p%}	I = I _{max,t,p%} *t ^(-b)	P _{max,t,p%}	I _{max,t,p%}	I = I _{max,t,p%} *t ^(-b)
0,25	10,87	43,49	78,94	13,09	52,37	95,06	18,12	72,49	131,57
0,50	14,65	29,30	39,47	17,64	35,28	47,53	24,41	48,83	65,79
1,00	19,74	19,74	19,74	23,76	23,76	23,76	32,89	32,89	32,89
2,00	26,59	13,29	9,87	32,02	16,01	11,88	44,31	22,16	16,45
3,00	31,65	10,55	6,58	38,11	12,70	7,92	52,75	17,58	10,96
4,00	35,82	8,96	4,93	43,13	10,78	5,94	59,70	14,93	8,22
5,00	39,43	7,89	3,95	47,48	9,50	4,75	65,71	13,14	6,58
6,00	42,64	7,11	3,29	51,35	8,56	3,96	71,07	11,85	5,48
7,00	45,57	6,51	2,82	54,87	7,84	3,39	75,94	10,85	4,70
8,00	48,26	6,03	2,47	58,11	7,26	2,97	80,43	10,05	4,11
9,00	50,77	5,64	2,19	61,13	6,79	2,64	84,61	9,40	3,65
10,00	53,12	5,31	1,97	63,96	6,40	2,38	88,53	8,85	3,29
11,00	55,34	5,03	1,79	66,64	6,06	2,16	92,24	8,39	2,99
12,00	57,45	4,79	1,64	69,18	5,76	1,98	95,75	7,98	2,74
13,00	59,46	4,57	1,52	71,60	5,51	1,83	99,10	7,62	2,53
14,00	61,39	4,38	1,41	73,92	5,28	1,70	102,31	7,31	2,35
15,00	63,24	4,22	1,32	76,15	5,08	1,58	105,39	7,03	2,19
16,00	65,02	4,06	1,23	78,29	4,89	1,49	108,36	6,77	2,06
17,00	66,73	3,93	1,16	80,36	4,73	1,40	111,22	6,54	1,93
18,00	68,39	3,80	1,10	82,36	4,58	1,32	113,99	6,33	1,83
19,00	70,00	3,68	1,04	84,29	4,44	1,25	116,67	6,14	1,73
20,00	71,56	3,58	0,99	86,17	4,31	1,19	119,27	5,96	1,64
21,00	73,08	3,48	0,94	88,00	4,19	1,13	121,80	5,80	1,57
22,00	74,56	3,39	0,90	89,78	4,08	1,08	124,26	5,65	1,50
23,00	76,00	3,30	0,86	91,51	3,98	1,03	126,66	5,51	1,43
24,00	77,40	3,23	0,82	93,20	3,88	0,99	129,00	5,38	1,37

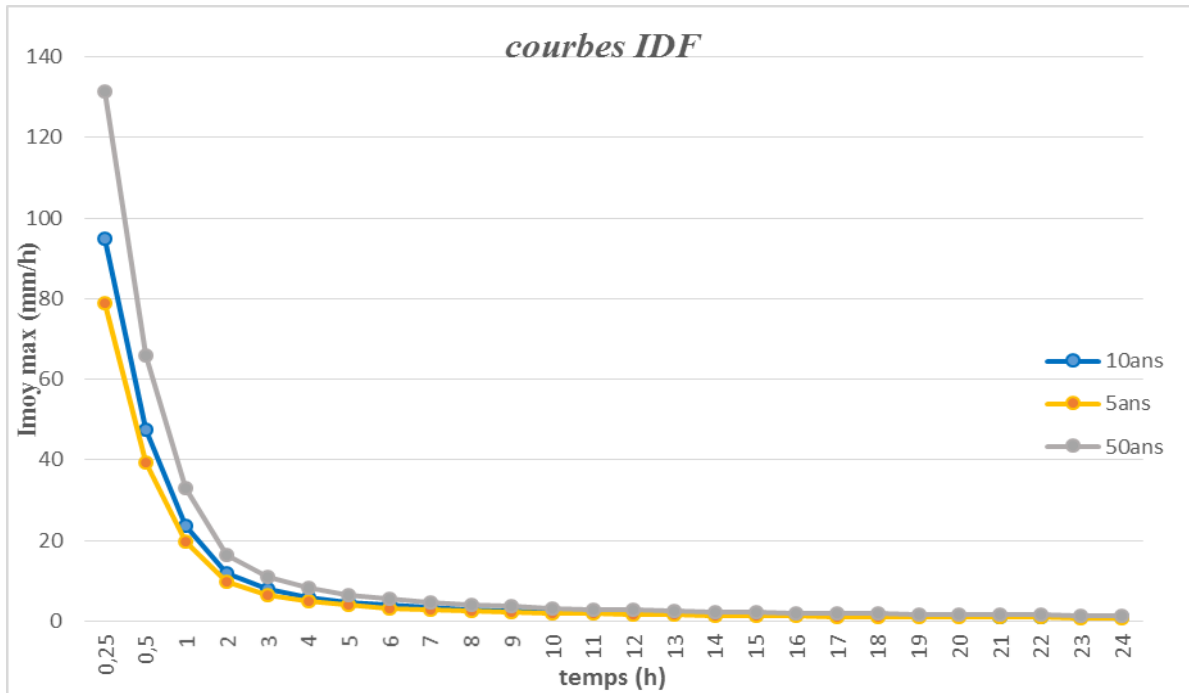


Figure II.4 : Courbes-Intensité-Durée-Fréquence

II.3.5- Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation nous utilisons la formule de MONTANARI :

$$I_{t(15\text{min}),P\%} = I_{24,P\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots(\text{II.14})$$

Où :

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

t : durée de l'averse en heure, $t=0.25\text{h} = 15 \text{ min}$ pour une période de retour de 10 ans.

b : exposant climatique de la région ($b=0.43$), il est donné par l'A.N.R.H DE Blida.

Pour l'estimation de l'intensité, nous n'admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans durant 15 min

D'où :

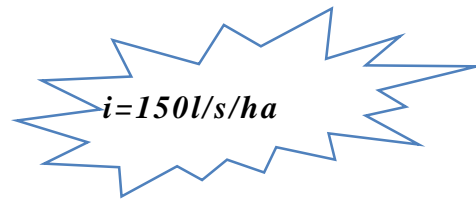
$$I_{15\text{min},10\%} = I_{24,10\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{P_{24,10\%}}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

$$I_{15\text{min},10\%} = \frac{93.2}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,43-1} = 53.72\text{mm} / h$$

$$I_{15\text{min},10\%} = 53.72\text{mm} / h$$

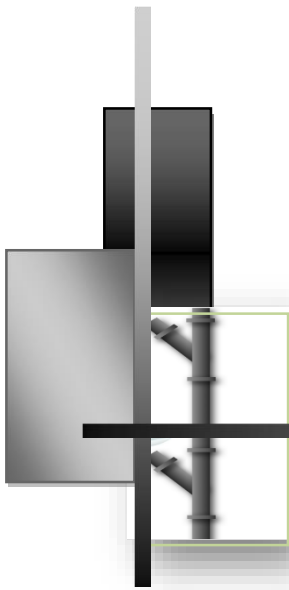
D'où :

$$i = \frac{53.72(10000)}{3600} = 149.56$$



Conclusion:

Dans la présente étude, la partie hydrologique nous aide à déterminer l'intensité moyenne de précipitation. D'après la droite de Galton, elle présente la meilleure loi d'ajustement des précipitations maximales journalières, on s'aperçoit que pour le dimensionnement optimal de notre réseau. ;on déterminera la valeur de l'intensité pluviale nécessaire pour l'évaluation des débits d'eau pluviaux: qui est : *i =150l/ s.ha* .



Chapitre III

Calcul de base



Introduction :

L'urbanisation accélérée des agglomérations peut conduire localement à d'importantes modifications des données physiques et économiques du problème de l'assainissement, justifiant une révision des conceptions en matière de réseau ; d'où la constitution d'une base de données riche et fiable est nécessaire pour établir tous types de projets.

Dans cette partie d'étude, on va s'intéresser à la description des principaux paramètres qui caractérisent notre zone d'étude (Occupation du sol, le développement démographique, types de rejets, le fonctionnement de réseau d'assainissement ...) ,ainsi le calcul de base du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales et le calcul des différents ouvrages de rejets et leurs emplacements, on donnant un aperçus sur le tracé du réseau selon le nombre de sous bassin et leur coefficients de ruissellement adoptées .

III.1. Situation démographique :

Il est nécessaire de prévoir dès le stade de la conception quelle sera la population à desservir durant la vie de la structure projetée. Selon les besoins des prévisions, il existe deux types d'estimations des populations : L'estimation à court terme, de 5ans à 10 ans, et l'estimation à long terme, de 10 ans à 50 ans.

Pour notre cas on a une estimation à long terme (30ans), pour cela on se référera à la formule de la croissance géométrique à l'aide de l'équation de l'intérêt composé.

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

Avec :

- P_n : Population à l'horizon d'étude.
- P_0 : Population actuelle à l'année de base.
- t : Taux d'accroissement de la population.(tel que : $t=2\%$ pour les trois localités)
- n : L'intervalle entre l'année de base et l'année d'étude.

les résultats du calculs de nombre d'habitant pour des horizons différents ,sont regroupés dans le tableau III.1.

Tableau III.1 : répartition de la population a différents horizons de calculs pour les trois localités de notre zone d'étude :

horizon	2008	2019	2029	2039	2049
localité Iaarkab	1317	1638	1997	2434	2967
localité soubisse	1457	1812	2209	2693	3282
localité Ibouyechen	2634	3275	3992	4866	5932

L'évaluation de la population est représentée dans le graphe suivant :

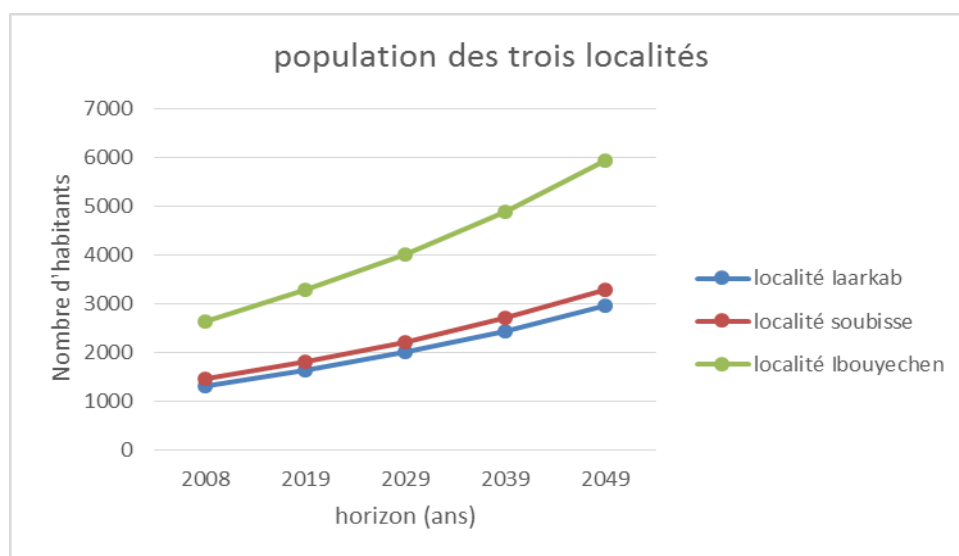


Figure III.1 : l'évaluation de la population pour différents horizon

III.2. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins :

Le bassin est un secteur géographique, limité par les lignes de crête où les lignes de partage des eaux. Dans un bassin, toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par une seule ligne d'écoulement.

III.2.1. Choix de la limite des sous bassins :

Le découpage du bassin en sous bassins élémentaires, considéré comme limites :

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

Pour notre projet, les routes et les voiries existantes sont prises en considération.

(Source Google Earth /2019)



Figure III.2. plan de délimitation des sous bassin a partir d'une image satellitaire (localité Iaarkab) (Source Google Earth /2019)

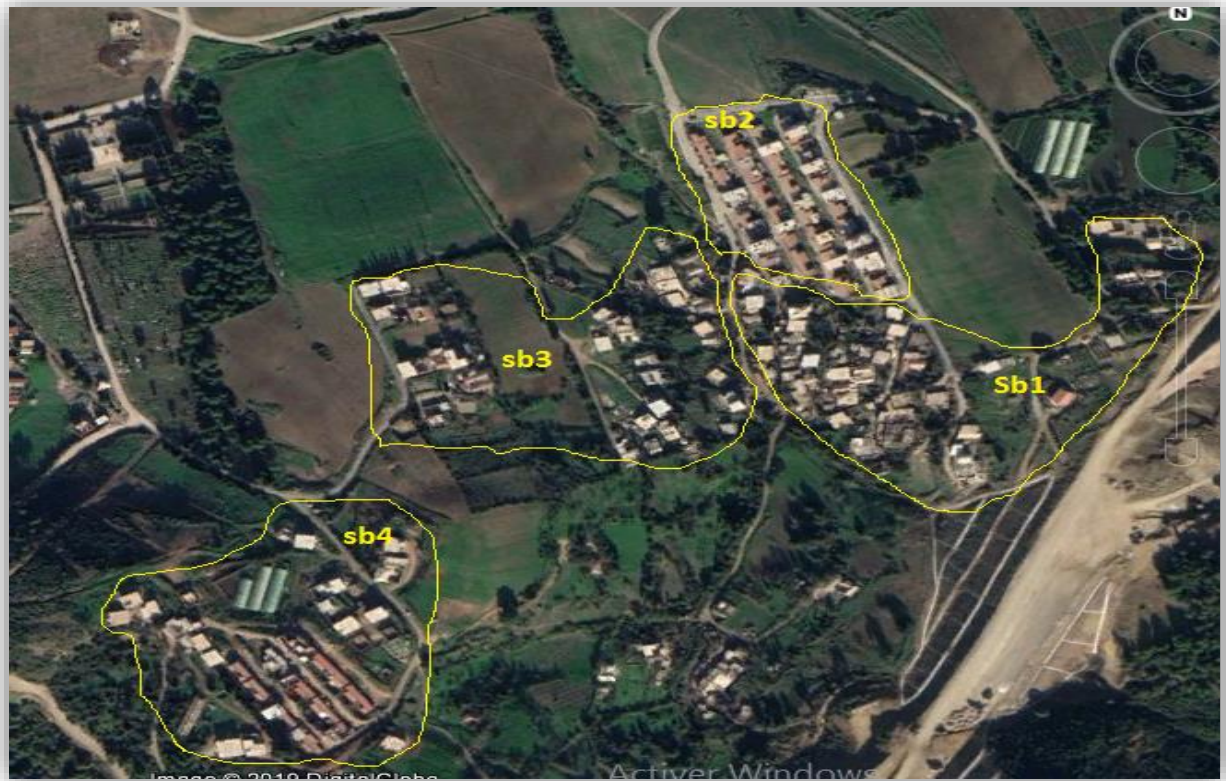


Figure III.3 :plan de délimitation des sous bassins a partir d'une image satellitaire (localité Ibouyechen)_(Source Google Earth /2019)



Figure III.4 : délimitation des sous bassins a partir d'une image satellitaire (localité Soubisse)

III.3 choix de coefficient de ruissèlement :

La capacité d'un bassin versant à ruisseler est caractérisée par le coefficient de ruissèlement qui est très souvent utilisé en hydrologie de surface. Son calcul et son emploi sont simples, mais notons qu'il peut conduire à commettre de grossières erreurs.

Ce coefficient est défini comme étant : le rapport entre la hauteur d'eau ruisselée à la sortie d'une surface considérée (dite "pluie nette") et la hauteur d'eau précipitée (dite "pluie brute").

Il est fonction de plusieurs facteurs dont les principaux sont :

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

Les tableaux suivants indiquent quelques valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de quelques facteurs d'influences.

Tableau III. 2 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie D'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissellement (Cr)
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moyennement denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – jardin – prairie	0.05 – 0.20

Tableau III. 3: Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de Population.

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

Tableau III.4: Coefficients de ruissellement en fonction de la zone D'influence.

Zones d'influence	Coefficient de ruissellement (Cr)
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnées	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

Tableau III.5 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée

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

Remarque :

Vu la non uniformité de la répartition de la population sur la totalité de notre zone d'étude, et tenant compte que les bassins versants, présentent des pentes plus ou moins uniformes de l'amont vers l'exutoire, nous n'avons tenu compte que du mode d'occupation du sol pour l'estimation du coefficient de ruissellement.

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

		N-de sous bassin	surface de chaque S,B	surface total (ha)	Cr(i)	Cr(p)
localité	laarkab	1	4,357		0,49	
		2	2,182		0,52	
		3	4,648	17,792	0,58	0,538
		4	2,173		0,56	
		5	4,432		0,54	
localité	soubisse	1	7,134		0,33	
		2	5,387		0,35	
		3	4,71	29,348	0,44	0,462
		4	3,762		0,48	
		5	3,619		0,68	
		6	4,736		0,49	
localité	lbouyechen	1	3,878		0,4	
		2	6,952		0,65	
		3	6,905	21,325	0,32	0,471
		4	3,59		0,49	

III.4. Calcul du nombre d’habitants pour chaque sous bassin :

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

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

III.4.1. Coefficient de ruissellement pondéré :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \dots\dots\dots(III.2)$$

Avec :

- Crp : Coefficient de ruissellement pondéré total.
- Cri : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.
- Ai : Surface élémentaire de chaque sous bassin.
- A : Surface totale de la zone urbanisée.

III.4.2. Calcul de la densité partielle :

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

$$D_i = \frac{C_{ri}.P_t}{C_{rp}.A} \dots\dots\dots (III -3)$$

Avec :

- Di : Densité partielle du sous bassin considéré.
- Crp : Coefficient de ruissellement pondéré.
- Cri : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.
- P : Population globale à l’horizon de calcul.
- A : Surface totale de la zone urbanisée.

III.4.3. Calcul du nombre d’habitant de chaque sous bassin :

Le nombre d’habitant de chaque sous bassin est donné par l’expression :

$$P_i = D_i * A_i \dots\dots\dots(III-4)$$

Avec :

- : Densité partielle du sous bassin considéré.
- : Population de chaque sous bassin à l’horizon de calcul.
- Ai : Surface élémentaire de chaque sous bassin.

Les résultats de calcul du nombre d’habitants des sous bassins de la zone I sont reportés dans les tableaux III-5 :

Tableau III-5 : Nombre d’habitants des sous bassins pour les trois localités :

	N-de sous bassin	surface de chaque S,B	surface total (ha)	Cr(i)	Cr(p)	population en 2049	densité pou chaque SB	Nombre d'habitants
localité laarkab	1	4,357		0,49			151,88	662
	2	2,182		0,52			161,18	352
	3	4,648	17,792	0,58	0,538	2967	179,78	836
	4	2,173		0,56			173,58	377
	5	4,432		0,54			167,38	742
localité soubisse	1	7,134		0,33			73,71	521
	2	5,387		0,35			78,18	506
	3	4,71	29,348	0,44	0,462	3282	98,28	482
	4	3,762		0,48			107,22	395
	5	3,619		0,68			151,89	1154
	6	4,736		0,49			109,45	227
localité lbouyechen	1	3,878		0,4			235,96	915
	2	6,952		0,65			383,89	2669
	3	6,905	21,325	0,32	0,471	5932	188,99	1305
	4	3,59		0,49			289,39	1039

III.5. Systèmes d’assainissement :

Pour la collecte et l’évacuation des eaux usées et pluviales on a divers systèmes d’évacuation qui se présentent :

1. système unitaire
2. système séparatif ;
3. système pseudo séparatif.
4. les systèmes non collectifs ;
5. les systèmes non gravitaires ;

III.5.1. Système unitaire :

Il correspond au « tout-à-l’égout », c’est –à- dire l’évacuation de l’ensemble des eaux usées et pluviales par un réseau unique généralement pourvu de déversoirs qui permettent, en cas d’orage, le rejet d’une partie des eaux par sur verse, directement dans le milieu naturel. (Figure III-1.).

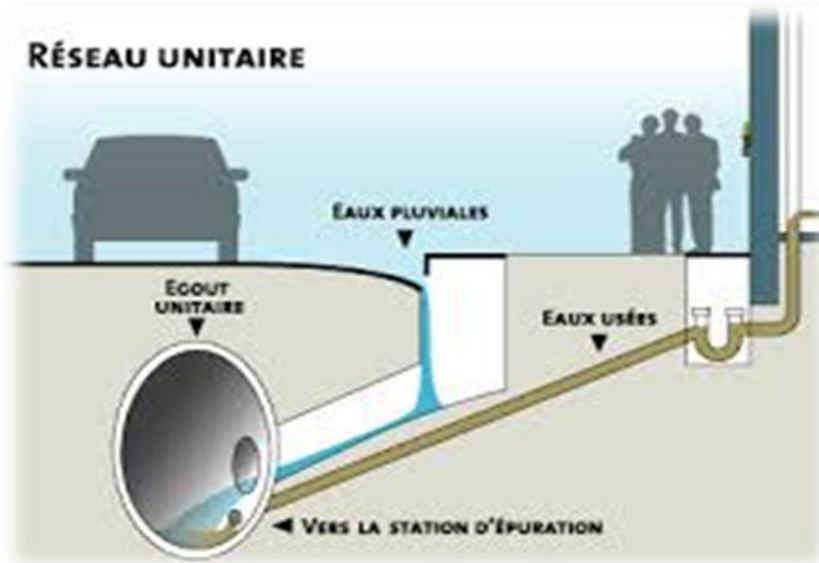


Figure III.5 : système unitaire

III.5.2. Système séparatif :

C'est un réseau qui consiste à l'évacuation des eaux domestiques (eaux vannes et eaux ménagères) et avec réserves, certains effluents industriels dans un collecteur et l'évacuation de toutes les eaux pluviales est assurée par un autre collecteur (figure III-2).

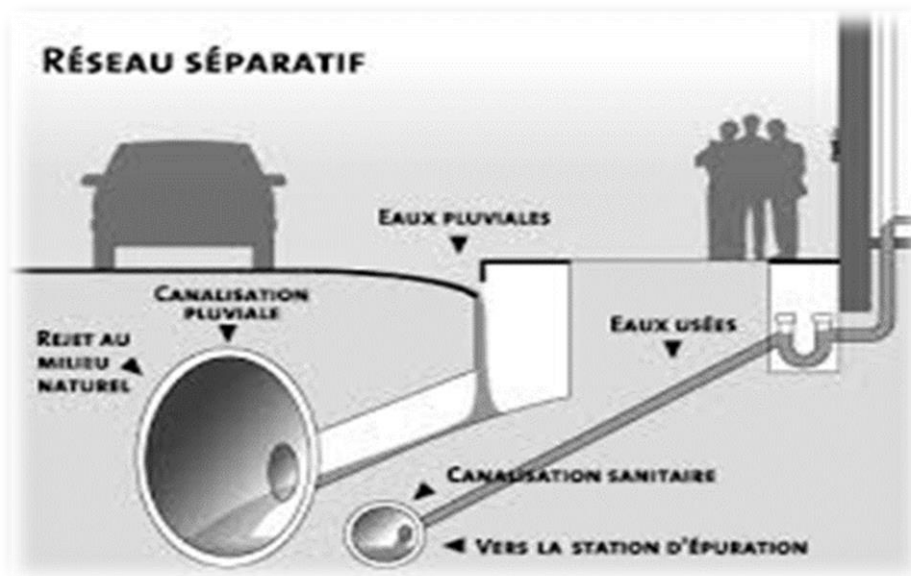


Figure III.6 : système séparatif

III.5.3. Système pseudo séparatif :

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

- L'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoule par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature.
- L'autre provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques.

On recoupe ainsi les évacuations des eaux d'un immeuble. (Figure III-3).

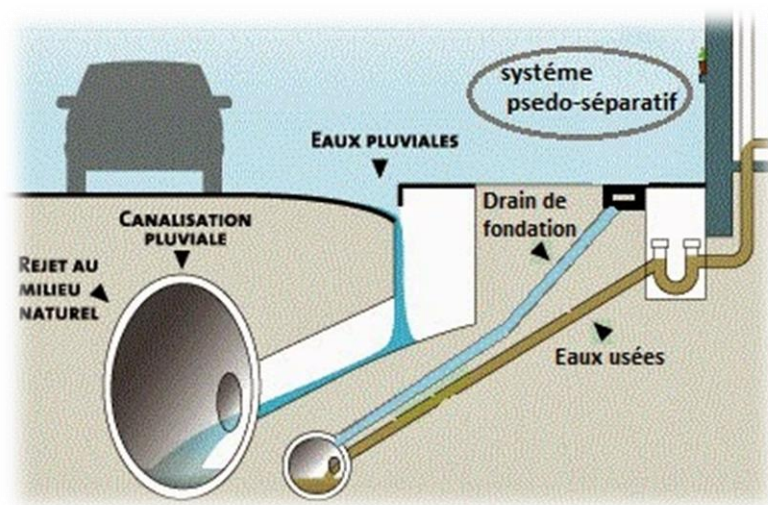


Figure III.7 : système pseudo séparatif

III.5.4. Les systèmes non collectifs :

Ils sont proposés lorsque la faible densité de l'habitat rend trop coûteuse la mise en place de réseaux publics. (Figure III-4).

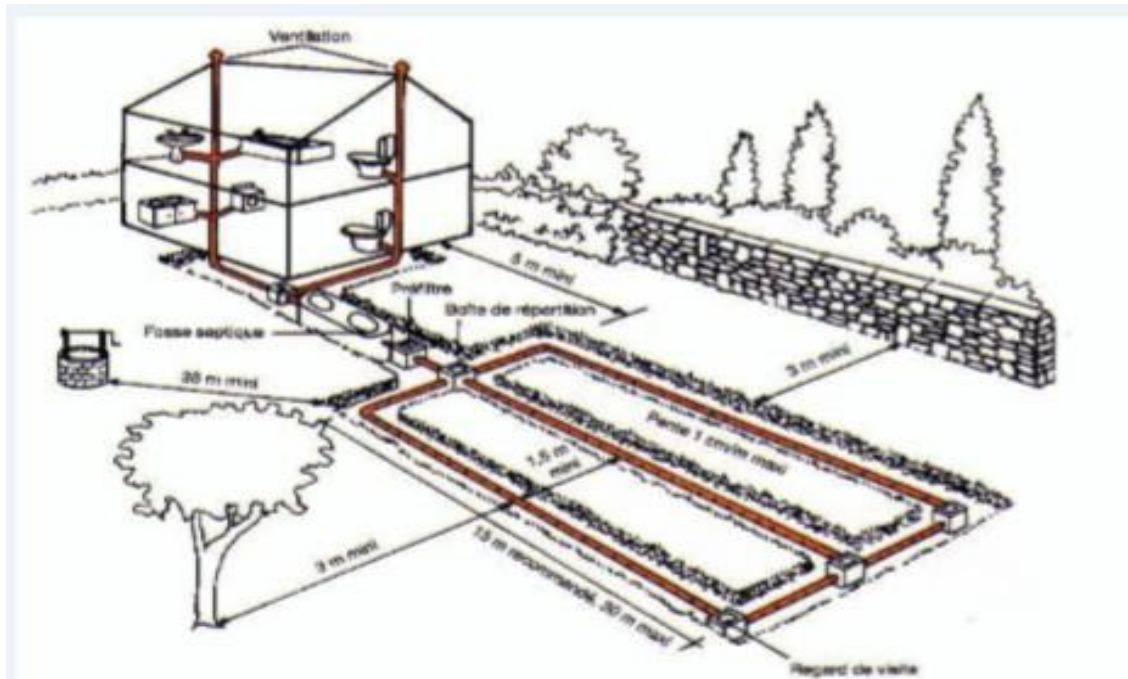


Figure III.8 : système non collectifs (Bourier .R ,1997)

III.5.5. Les systèmes non gravitaires

Que l'on appelle court transfert forcé mis en œuvre chaque fois que la topographie l'exige. (Figure III-5).

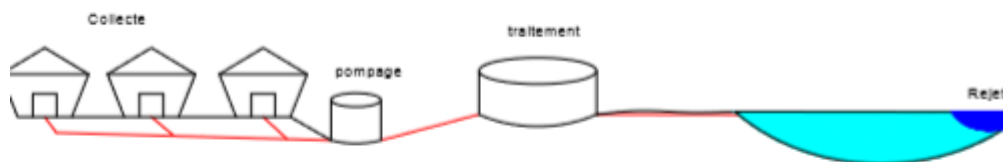


Figure III.9 : système non gravitaire(Bourier .R ,1997)

III.6. Choix entre les systèmes d'assainissement

Généralement le choix entre les systèmes d'assainissement résulte :

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

- Liées à des objectifs de qualité, lorsque le pouvoir autoépuration du milieu est limité.
- De l'économie, prenant en compte les dépenses d'investissement et d'entretien d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations (réseau, pompage et épuration).
- Urbanistiques (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux, et industriels, etc....) ; généralement ; les annexes du pose fixent le périmètre de chaque système d'assainissement ;
- Politiques (acceptation ou refus de la transformation du système d'assainissement en autre par exemple : système unitaire ou séparatif) ;
- Environnementales, qui interdiront par fois de recourir à un équipement unitaire si le milieu récepteur ne permet pas le rejet de surverses d'orage.
- D'exploitation tenant, par exemple : à des difficultés d'entretien en raison de la faiblesse des pentes du terrain. ces raison pourront amener à utiliser un système d'assainissement relativement coûteux, voire des dispositifs spéciaux pour faciliter l'écoulement (pompage),
- De réduction des débits de pointe des eaux pluviales.
- De la sensibilité d'une nappe qui exclut l'assainissement autonome. ce qui limite économiquement la profondeur des tranchées.
- De proximité des réseaux voisins et de leurs positions en profondeur (conduites d'eaux potable, canalisation de gaz, câbles électriques ou téléphoniques, etc.).

III.7. Les schémas d'évacuation :

Bien que les réseaux d'évacuation revêtent des dispositions très diverses selon le système choisi et les contraintes, leur schéma plus proche le plus souvent de l'un des cinq suivants

III.7.1. Le schéma perpendiculaire au cours d'eau

Avec ses multiples découchés, transversalement à la rivière, et l'orientation de ses artères dans le sens des pentes. Il représente le prototype des réseaux pluviaux en système séparatif. C'est aussi trop souvent celui des villes et des communes rurales qui ne se préoccupent que de l'évacuation par les voies les plus économiques et les plus rapides, sans avoir le souci d'un assainissement efficace des eaux rejetées.

III.7.2. Le schéma par déplacement latéral ou à collecteur latéral

Il est le plus simple par rapport au système qui reportent, le déversement de l'effluent à l'aval de l'agglomération. Dans ce but, il reprend l'ensemble des eaux débouchant par les artères perpendiculaires au moyen d'un collecteur de berge, mais avec dispositif, on trouve souvent le problème, si l'on a recours à l'écoulement gravitaire, par le défaut de pente.

III.7.3. Le schéma à collecteur transversal ou de collecte oblique :

Il comporte des réseaux secondaires ramifiés sur le ou les collecteurs principaux. Ceux-ci disposent ainsi d'une pente plus forte et permettent de reporter facilement, par simple gravité, l'ensemble des effluents plus loin à l'aval que dans le dispositif précédent.

III.7.4. Le schéma par zones étagées ou par intercepteur :

Il s'apparente au schéma par déplacement latéral avec une multiplication des collecteurs longitudinaux ou obliques dans la rivière. Chacun des bassins de collecte de l'agglomération dispose ainsi d'un collecteur principal indépendant. Les collecteurs, qui sont généralement à faible pente et dont l'effluent doit souvent faire l'objet de relèvement, se trouvent alors soulagés des apports des bassins en amont. Les collecteurs à mi-hauteur du versant pouvant être réalisés initialement ou a posteriori, dans le cadre d'une restructuration, que l'on appelle intercepteurs, sont au contraire plus faciles à projeter parce que la pente du terrain est plus forte.

III.7.5. Le schéma à centre collecteur unique et schéma radial

Selon que le réseau convergent sur un ou plusieurs points bas de l'agglomération, ou l'on peut reprendre l'effluent pour le relever ou le refouler dans des émissaires importants de transports à distance. Ces schémas s'appliquent plus particulièrement aux zones uniformément plates : Il permet de donner artificiellement la pente suffisante aux canalisations.

Remarque :

Les collecteurs principaux et secondaires assurant l'évacuation rapide des effluents urbains se situent naturellement sous les voies publiques. Ils suivent donc l'ensemble des rues qu'ils desservent, c'est pourquoi les réseaux d'assainissement appartiennent le plus généralement au type dit « ramifié », un certain nombre de branchements pouvant se terminer en impasse.

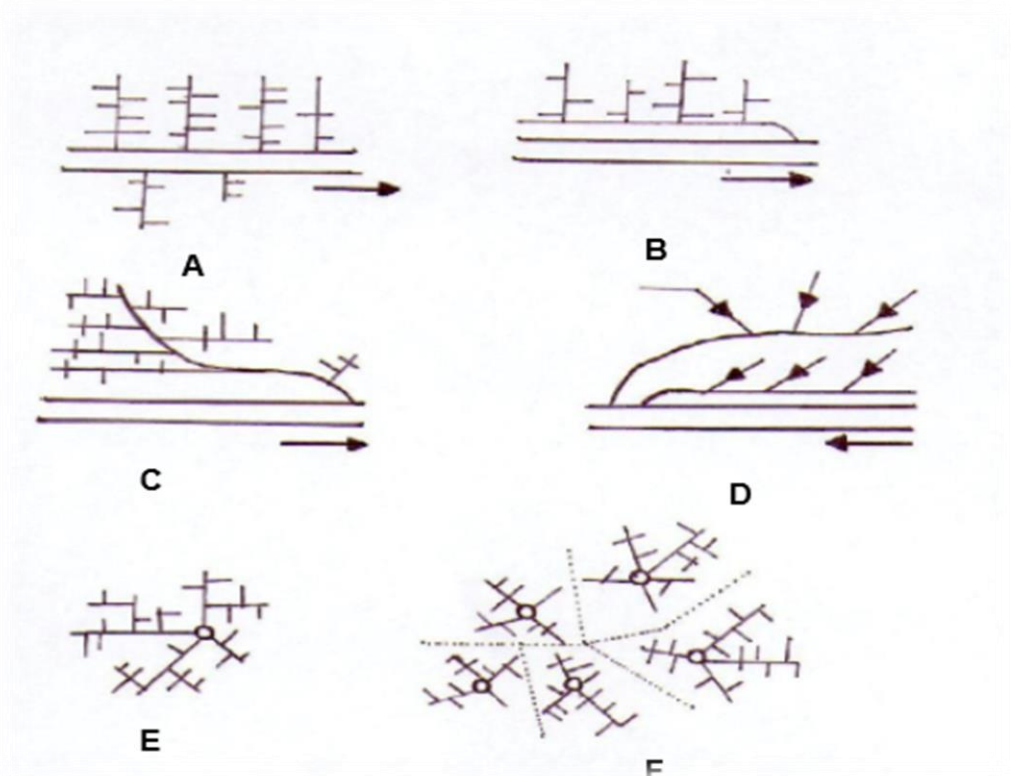


Figure (III- 10): Schémas types de réseaux.

Avec :

- A. Schéma perpendiculaire ;
- B- Schéma par déplacement latéral ou à collecteur latéral ;
- C- Schéma à collecteur transversal ou oblique ;
- D- Schéma par zone étagée ou par interception ;
- E- Schéma radial unique ;
- F- Schéma radial par zone.

Remarque :

Pour notre cas, en tenant compte de la disposition des voiries et de la topographie de la ville (pente variable), on est en train d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux ; d'où on optera à un **schéma à collecteur transversal**

III.8. Choix du schéma d'évacuation

Le tracé du réseau dépend de plusieurs paramètres, dont les principaux sont les suivantes :

- La topographie du terrain ;
- La répartition des habitants à travers la zone urbaine ;
- L'emplacement de la station d'épuration si elle existe ;
- L'implantation des canalisations dans le domaine public ;
- Les conditions de rejet.

III.9. Principes du tracé des collecteurs :

1. Les collecteurs doivent être placés dans les rues prévues par le plan d'urbanisation ;
2. Les contre inclinaisons sont à éviter, si possible ;
3. Les égouts collecteurs principaux et secondaires doivent être placés dans les rues larges avec aussi peu de virages que possible. C'est pourquoi les rues à circulation peu intense et situées dans le fond de la vallée sont à préférer;
4. Lors de choix de la profondeur à laquelle on place les canaux d'eaux usées, on doit tenir compte des points suivants :
 - Les profondeurs des caves des maisons avoisinantes Si les caves sont anormalement profondes, les maisons doivent être reliées à l'aide de pompage aux collecteurs. En général, les épaisseurs de terre au-dessus des canaux ne devaient pas dépasser 2m à 2.5m.
 - La résistance au gel des canaux L'épaisseur de terre nécessaire et minimale pour empêcher la congélation du contenu, des canaux dépend du climat local.

Conclusion :

Après avoir fixé l'horizon d'étude 2049 avec l'estimation de la population pour différents sous bassins et déterminer les paramètres qui influent directement sur l'évaluation des débits tels que le coefficient de ruissellement, les surfaces des sous bassins, la densité de la population, nous avons adopté un système d'évacuation unitaire avec un Schéma transversal ou oblique.



Chapitre IV

Evaluation des débits à évacuer

Introduction :

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

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

IV.1.Estimation des débits à évacuer :**IV.1.1Evaluation des débits d'eaux usées :****IV.1.1.1. Généralités :**

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets à traiter (liquides provenant des habitations). Car les eaux usées sont constituées par des effluents pollués et nocifs qui peuvent être une source de plusieurs maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde, dysenterie...). Donc il est nécessaire d'évacuer ces eaux hors limite de l'agglomération.

IV.1.1.2. Nature des eaux usées à évacuer :

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

- a) Les eaux usées d'origine domestique ;
- b) Les eaux usées d'origine industrielle ;
- c) Les eaux usées du service public ;
- d) Les eaux parasites ;

(source :« Marc Satin ,Bécher Selmi » -3ème édition)

a).les eaux usées domestiques :

Les eaux usées d'origine domestique sont les eaux de consommation après usage, on les désigne souvent par l'expression de retour à l'égout, ces eaux sont provenues de : eaux vannes ; eaux de ménage, de bains et de douches ; eaux des cours

Ces eaux sont d'une extrême pollution et la fréquence de leur rejet suit le train de vie des habitants pendant la journée. La quantité des eaux à évacuer dépend des chiffres de consommation en eaux potable et qui à leurs tours dépendent de :

- Type d'habitants et leur degré de confort,
- Dotation en eaux potable,
- Conditions climatiques,
- Augmentation du niveau de vie des desservies,
- Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles.

b).les eaux usées industrielles :

Lors de l'évaluation des débits des eaux usées industrielles à prendre en compte pour la détermination du réseau il conviendra de distinguer :

- D'une part, les industries existantes dont l'évaluation des débits doit résulter des mesures « in situ ».
- Que certaines industries traitent directement leurs effluents permettant ainsi le rejet dans le milieu naturel ou dans le réseau pluvial.

Notre agglomération ne comporte pas d'industries. Les eaux usées provenant de l'agglomération sont d'origine domestique et publique

c).eaux des services publics :

Les eaux de lavage des espaces publics (cours, rue...) sont évacuées vers le réseau par l'intermédiaire de puisard menu d'une grille. Les eaux usées des services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique seront pris en compte avec les besoins domestiques.

d).les eaux parasites :

Une eau parasite est une eau qui transite dans un réseau d'assainissement non conçu pour la recevoir ; généralement c'est une eau faiblement polluée.

Ces eaux parasites ont plusieurs origines, dont 3 majeures :

- Les eaux parasites pluviales. Dans ce cas, les eaux parasites peuvent venir de deux causes. D'une part, certaines gouttières sont branchées sur le réseau d'eaux usées. D'autre part, lors de périodes de fortes pluies, du fait de la détérioration de certaines canalisations du réseau pluvial, les eaux débordent du réseau pluvial pour se déverser dans le réseau d'eaux usées.
- Les eaux parasites provenant du réseau d'eau potable. A cause des détériorations présentes sur les réseaux d'eaux potables et d'eaux usées, des infiltrations d'eau potable ont lieu dans le réseau d'eaux usées.

- Les eaux parasites provenant des canaux d'irrigation.

Le débit de ses eaux est compris entre 0.05 et 0.15 (l/s/ha).

IV.1.1.3. Estimation du débit d'eau usée domestiques

a) Evaluation du débit moyen journalier rejetée :

La base de calcul de ce débit est la consommation en eau potable, à laquelle on ajoute un coefficient de rejet K_r , ($K_r < 1$).

$$Q_{moyj} = K_r \cdot D \cdot N / 86400 \text{ (l/s)} \dots\dots\dots (IV - 1)$$

Avec :

Q_{moyj} : Débit d'eau usée rejetée quotidiennement (l/s).

K_r : Coefficient de rejet, on estime que 80% de l'eau potable consommée est rejetée.

D : Dotation journalière en eau potable, estimée à 180 l/j / hab.

N : Nombre d'habitants total,

b) Evaluation du débit de pointe :

L'évaluation de débit de pointe s'effectue en fonction du nombre d'habitants, du degré de développement de l'installation sanitaire et du régime de consommation.

Le débit de pointe est donné par la relation suivante :

$$Q_p = K_p \cdot Q_{moyj} \dots\dots\dots (IV-2)$$

Avec :

Q_p : Débit de pointe.

Q_{moyj} : Débit moyen journalier (m³/j).

K_p : Coefficient de pointe.

Ce coefficient est calculé à partir du débit moyen journalier :

$$K_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{Q_{moyj}} \quad \text{Si } Q_{moyj} \geq 2,8 \text{ l/s} \dots\dots\dots (IV-3)$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si } Q_{moyj} < 2,8 \text{ l/s} \dots\dots\dots (IV-4)$$

Remarque :

Pour notre étude l'évaluation du coefficient de pointe K_p est estimée à partir du débit moyen, selon la relation (IV-2).

Les résultats de calcul pour l'évaluation des débits d'eaux usées, sont illustrés dans les tableaux IV- 1 :

Tableau IV.1 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin :

	N-de sous bassin	Nombre d'habitants	dotation (l/j/hab)	Q moy jrn (l/s)	Q moy rejte (l/s)	Q moy rejte (m3/s)	Kp	Q pt rejte (m3/s)
localité laarkab	1	662		1,38	1,10	0,0011	3	0,004
	2	352		0,73	0,59	0,0006	3	0,002
	3	836	180	1,74	1,39	0,0014	3	0,005
	4	377		0,79	0,63	0,0006	3	0,002
	5	742		1,55	1,24	0,0012	3	0,004
localité soubisse	1	521		1,09	0,87	0,0009	3	0,003
	2	506		1,05	0,84	0,0008	3	0,003
	3	482	180	1,00	0,80	0,0008	3	0,003
	4	395		0,82	0,66	0,0007	3	0,002
	5	1154		2,40	1,92	0,0019	3	0,006
	6	227		0,47	0,38	0,0004	3	0,001
localité Ibouyechen	1	915		1,91	1,53	0,0015	3	0,002
	2	2669		5,56	4,45	0,0044	2,62	0,012
	3	1305	180	2,72	2,18	0,0022	3	0,003
	4	1039		2,16	1,73	0,0017	3	0,006

IV.1.2 Évaluation des débits d’eaux pluviales :

Lors d’une chute de pluie, seule la fraction d’eau ruisselée est prise en compte dans le dimensionnement des réseaux d’assainissement, appelés à évacuer ces eaux pour une fréquence décennale.

En fonction de l’étendue du bassin et de son urbanisation, nous considérons les deux méthodes les plus utilisées pour l’évaluation du débit pluvial :

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle

IV.1.2.1. La méthode rationnelle :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées généralement inférieures à 10 ha, Elle est facilement applicable pour des agglomérations de petite importance, et aussi peut être intéressante pour des installations dont la surface est relativement limitée (usine, caserne, centre commerciaux...).

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 Cr, La méthode rationnelle s’exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha * Cr * i * A \dots\dots\dots (IV-5)$$

Avec :

- Q : débit d’eau de ruissellement (l/s).
- A : surface de l’aire d’influence (ha).
- Cr : coefficient de ruissellement, limite 0 < Cr <1.
- i : intensité de précipitation (l/s/ha).
- α : Coefficient correcteur de l’intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l’espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin,

Les hypothèses de base de la méthode rationnelle sont les suivants :

- L’intensité de l’averse en l/s/ha est uniforme, dans le temps et dans l’espace, sur l’ensemble du bassin drainé.
- Le débit de pointe Qp en m3/s de l’hydrogramme de ruissellement est une fraction du débit précipité (i*A).
- L’intervalle de récurrence du débit de pointe Qp est le même que celui de l’averse d’intensité uniforme i.
- Le coefficient de ruissellement est invariable d’une averse à l’autre

a) Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est efficace pour des aires relativement limitées (généralement inférieures à 10 ha), le résultat est meilleur pour des aires plus faibles du faite de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, Aussi, elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

b) Temps de concentration :

Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la pluie tombée du point le plus éloigné pour Atteindre à l'exutoire du bassin versant,

$$t_c = t_1 + t_2 + t_3 \dots\dots\dots (IV-7)$$

Où :

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

$$t_1 = L / v \dots\dots\dots (IV-8)$$

- L : La longueur du tronçon considéré (m),
- v : La vitesse de l'eau dans le tronçon (m/s),
- t2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage (bouche d'égout), ce temps varie de 1 à 20 min,
- t3 : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations :

$$t_3 = L / \sqrt{I} \quad [min] \dots\dots\dots (IV-9)$$

Avec :

- I : La pente du terrain,
- L : Longueur du plus long parcours de l'eau (Km), Trois cas peuvent être envisagés :

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

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

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

4- Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration est donné par la relation explicite concernant les bassins situés au nord Algérien définit comme suit :

$$t_c = 0,0195 [L / \sqrt{I}]^{0,77} \dots\dots\dots (IV-10)$$

Où :

- L : Longueur du plus grand parcours de l'eau du sous bassin considéré (Km).
- I : La pente de sous bassin considéré.

c) Coefficient de correction (α) :

Pour tenir compte de la distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu d'appliquer un coefficient correcteur α déterminé d'après une loi de répartition de pluie,

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

$$\alpha = 1 - 0,006\sqrt{d/2} \dots\dots\dots (IV-11)$$

- Pour des bassins ramassés (carré ou cercle) :

$$\alpha = 1 - 0,005\sqrt{d/2} \dots\dots\dots (IV-12)$$

Où :

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

Remarque :

Nous supposons que la répartition de la pluie dans chaque sous bassin est régulière et constante durant la chute de pluie, vu que la surface de l'agglomération est faible, les valeurs du coefficient réducteur α s'approchent de l'unité, par conséquent sera pris égal à 1.

IV.1.2.2. Méthode superficielle :

Cette méthode a été proposée par CAQUOT en 1949, Elle tient compte de l'ensemble des paramètres qui influent sur le ruissellement, elle s'écrit comme suit :

$$Q(f)=K^{1/u}*I^v/u*Cr^{1/u}*A^{w/u} \dots\dots\dots(IV.13)$$

Où :

- Q (f) : Débit d'eau pluvial de fréquence f= 90%, Q en [m3/s].
- K, u, v, w : Coefficients d'expression.
- I : Pente moyenne du collecteur du sou bassin considéré [m/m].
- K, u, v, w : Coefficients d'expression.
- I : Pente moyenne du collecteur du sou bassin considéré [m/m].
- Cr : Coefficient de ruissellement.
- A : Surface du sous bassin considéré [ha].

Les coefficients d'expression K, u, v, w sont donnés par les relations :

$$K =(0,5)(f)*a(f) /6,6 \dots\dots\dots (IV-14)$$

$$v = -0,4(f) \dots\dots\dots (IV-15)$$

$$u = 1 + 0,287(f) \dots\dots\dots (IV-16)$$

$$w = 0,95+ 0,507(f) \dots\dots\dots(IV-17)$$

Avec :

$a(f)$ et $b(f)$ sont des paramètres de la relation :

$$i(t,f) = a(f) * tb(f) \dots\dots\dots (IV-18)$$

Où :

$i(t, f)$: Intensité de pluie de durée t ($t = 15$ min) et de fréquence f ($f = 90$ %)

a) Correction d’allongement :

La formule de QUACOT n’est valable que pour un allongement moyen du bassin versant égale 2 ($M=2$) :

$$All = M = L \sqrt{A} = 2 \dots\dots\dots (IV-19)$$

Avec :

- L : largeur du BV en [hectomètre],
- A : surface du BV en [ha],

Si $M \neq 2$ on doit corriger Q_p par un paramètre :

$$\beta = [M/ 2]^{0,7b(t)} \dots\dots\dots (IV-20)$$

(Généralement $b(t)=-0,5$).

Remarque :

La valeur de M doit obligatoirement être supérieure à 0,8. Valeur qui correspond à un bassin versant en forme de demi-cercle.

b) Détermination de la pente moyenne et le coefficient d’allongement équivalent :

L’application de la méthode de CAQUOT à un ensemble de bassins versants hétérogènes placés en série ou en parallèle est délicate.

Il est en effet nécessaire de rechercher les caractéristiques du bassin versant équivalent, le tableau suivant fournit les règles d’assemblage à utiliser, sachant que dans certains cas des anomalies peuvent apparaître.

Tableau IV.2 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins

Paramètres Equivalentes	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	M_{eq}
Bassins En série	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\left(\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$
Bassins En parallèle	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2$	$\left(\frac{L(Q_{pjMAX})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$

c) Validité de la méthode superficielle :

La méthode superficielle est applicable si seulement si les conditions suivantes sont :

- La limite supérieure de la surface du bassin est 200 ha,
- La pente est comprise entre 0,2 % et 5%,
- Le coefficient de ruissellement supérieur à 20 %,
- Le coefficient d'allongement $M \geq 0,8$,

Remarque :

De façon plus qualitative, la méthode de CAQUOT ne s'applique correctement qu'à des bassins versants urbains, homogènes, équipé d'un réseau d'assainissement correctement dimensionné, sans ouvrages spéciaux (particulièrement de stockage), et fonctionnant à surface libre.

IV.1.2.3. Choix de la méthode de calcul :

Selon cette démarche théorique, nous pouvons conclure d'après les caractéristiques des trois localités « Ibouyechen , Soubisse ,Iaarkab » à savoir leurs caractères ruraux, ainsi que la superficie moyenne <10 ha, que la méthode rationnelle est la plus fiable que la méthode superficielle.

Les résultats de calcul pour l'évaluation des débits d'eaux pluviales par la méthode rationnelle, sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Avec :

- Qep : Débit d'eau pluviale en (l/s).
- Cr : Coefficient de ruissellement, limite.
- i : Intensité de précipitation (l/s /ha).
- α : Coefficient correcteur de l'intensité.

Tableau IV.3 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle :

		N-de sous bassin	surface de chaque S,B	surface total (ha)	Cr(i)	coeff correcteur α	I moy (l/s/ha)	Qpl (l/s)	Qpl (m3/s)
localité	Iaarkab	1	4,357		0,49	1	150	320,24	0,32
		2	2,182		0,52	1	150	170,20	0,17
		3	4,648	17,792	0,58	1	150	404,38	0,40
		4	2,173		0,56	1	150	182,53	0,18
		5	4,432		0,54	1	150	358,99	0,36
localité	Soubisse	1	7,134		0,33	1	150	353,13	0,35
		2	5,387		0,35	1	150	282,82	0,28
		3	4,71	29,348	0,44	1	150	310,86	0,31
		4	3,762		0,48	1	150	270,86	0,27
		5	3,619		0,68	1	150	369,14	0,37
		6	4,736		0,49	1	150	348,10	0,35
localité	Ibouyechen	1	3,878		0,4	1	150	232,68	0,23
		2	6,952		0,65	1	150	677,82	0,68
		3	6,905	21,325	0,32	1	150	331,44	0,33
		4	3,59		0,49	1	150	263,87	0,26

Tableau IV.4 : Evaluation de débit total pour chaque sous bassin

		N-de sous bassin	Qpl (m3/s)	Q pt rejeté (m3/s)	Q total (m3/s)
localité	laarkab	1	0,32	0,004	0,3239
		2	0,17	0,002	0,1722
		3	0,40	0,005	0,4090
		4	0,18	0,002	0,1846
		5	0,36	0,004	0,3631
localité	soubisse	1	0,35	0,003	0,3560
		2	0,28	0,003	0,2856
		3	0,31	0,003	0,3135
		4	0,27	0,002	0,2731
		5	0,37	0,006	0,3755
		6	0,35	0,001	0,3494
localité	Ibouyechen	1	0,23	0,002	0,2344
		2	0,68	0,013	0,6908
		3	0,33	0,003	0,3344
		4	0,26	0,006	0,2697

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculé les débits de rejet de cette agglomération et les débits pluviale tout en partageant notre agglomération en sous bassins dont chacun a un coefficient de ruissellement déterminé pour les trois localités « Iaarkab, Ibouyechen,Soubisse » commune de SidiGhiles (w.Tipasa)

Chapitre V

Calcul hydraulique



Introduction :

La phase qui vient après la détermination des débits c'est bien le dimensionnement et le calcul hydraulique du réseau et sa conception. Du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer une évacuation des eaux usées dans des bonnes conditions en d'hors des zones urbaines. Ainsi que les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement, notamment la vitesse qui permettant l'auto curage tout en évitant la dégradation des conduites.

A cet égard, nous allons dimensionner notre réseau d'assainissement avec un meilleur choix du tracé afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau.

V.1. Conception du réseau :

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

Les collecteurs sont définis par leur :

- Emplacement (en plan).
- Profondeur.
- Diamètres (intérieur et extérieur).
- Pente.
- Leur joints et confection.

Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur :

- Emplacement (en plan).
- Profondeur.
- Côtes.

V.2. Dimensionnement du réseau d'assainissement :**V.2.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement :**

Le système d'évacuation adopté dans notre projet est un système gravitaire. Ce dernier est caractérisé par un écoulement uniforme et à surface libre ;il doit aussi assurer une vitesse permettant l'auto curage tout en évitant la dégradation des conduites.

La vitesse d'auto curage qui empêchera les dépôts de sable, dans les collecteurs est de l'ordre de :

- 0,6 m/s au moins pour le un dixième du débit de pleine section.
- 0,3 m/s au moins pour le un centième du débit de pleine section.
- La vitesse d'érosion représente la limite supérieure (entre 4 et 5 m/s), au-dessus de laquelle les parois internes des conduites seront soumises à une forte érosion compte tenu du fait que les eaux sont chargées.

V.2.2. Mode de calcul :

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère l'hypothèse suivante :

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.
- 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 dimensionnées pour un débit en pleine section Q_{ps} ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau on définit les paramètres suivants :

- 1) Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact de l'eau [m].
- 2) Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau [m²].
- 3) Rayon hydraulique (Rh) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé [m].
- 4) Vitesse moyenne (v) : c'est le rapport entre le débit volumique [m³/s] et la section [m²].
- 5) L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régie par la formule de la continuité :

$$Q = V.S \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

S : Section mouillée (m²).

V : Vitesse d'écoulement (m/s)

Pour le dimensionnement de notre réseau on utilise la formule de CHEZY qui nous donne la vitesse moyenne :

$$v = c * \sqrt{Rh * I} \dots\dots\dots (V-2)$$

Où :

- c : Coefficient de CHEZY, il dépend des paramètres hydraulique et géométrique de l'écoulement. Le coefficient "c" est donné à son tour par la formule de BAZIN :

$$c = (87 * R_h) / (n + \sqrt{R_h}) \dots\dots\dots (V-3)$$

- n : Coefficient de BAZIN qui dépend de la nature des parois.
 $n = 0,009$ pour les tuyaux en PVC.
 $n = 0,013$ pour les tuyaux en béton.

6). Calcule de diamètre de réseau d'assainissement :

$$\varnothing = [(n / 0.03117) * (Q_p / \sqrt{I})]^{3/8} \dots\dots\dots (V-4)$$

Avec :

- Q_p : débit de pointe à l'amont de la conduite [m³/s].
- I : la pente de pose de conduite en %.
- D : Diamètre approximatif ou théorique [m].
- n : Coefficient de Manning sans unité qui dépend du matériau utilisé pour la fabrication de l'ouvrage de drainage utilisé.

7)- Normaliser le diamètre (D) en fonction du diamètre calculé (\varnothing) de façon à avoir $D \geq \varnothing$ disponible sur le marché.

8)- Calculer les caractéristiques à pleine section :

$$Q_{ps} = (0.03117 / n) * D^{8/3} \sqrt{I} \dots\dots\dots (V-5)$$

$$V_{ps} = 4Q_{ps} / \pi D^2 \dots\dots\dots (V-6)$$

$$r_q = Q_p / Q_{ps} \dots\dots\dots (V-7)$$

En fonction de la valeur calculée pour " r_q " on déterminé à partir de l'abaque (.Annexe 3) deux valeurs correspondant qui sont r_h et r_v :

- Rapport des vitesses : $r_v = v / v_{ps} \dots\dots\dots (V-8)$
- Rapport des hauteurs : $r_h = h / D \dots\dots\dots (V-9)$

Avec :

Q_p : Débit véhiculé par la conduite circulaire [m³/s].

V : Vitesse de circulation de l'eau [m/s].

h : Hauteur de remplissage dans la conduite [m].

I : Pente du collecteur [m/m].

Q_{ps} : Débit de pleine section [m³/s].

V_{ps} : Vitesse à pleine section [m/s].

D : Diamètre normalisé de la conduite [mm].

9- Evaluer de la vitesse effective ainsi que la hauteur de remplissage :

$$v = r_v * v_{ps} \dots\dots\dots (V-10)$$

$$h = r_h * D \dots\dots\dots (V-11)$$

Après le calcul de la vitesse d'écoulement à l'intérieur de la conduite $v = f(QP, I, D)$, on passe à l'étape de vérification de façon à avoir $v \leq 4$ à 5 m/s.

D'après la méthode des régressions polynomiales et à partir des formules de Bazin nous avons établi les relations entre R_q et R_v , ainsi entre R_q et R_h .

Les relations sont les suivantes :

$$\rightarrow R_v = -25,63 * R_q^6 + 93,647 * R_q^5 - 134,25 * R_q^4 + 95,24 * R_q^3 - 35,151 * R_q^2 + 7,0395 * R_q + 0,2263 \dots\dots\dots (V-12)$$

$$\rightarrow R_h = -11,423 * R_q^6 + 40,641 * R_q^5 - 55,497 * R_q^4 + 37,115 * R_q^3 - 12,857 * R_q^2 + 2,8373 * R_q + 0,0359 \dots\dots\dots (V-13)$$

V.2.3. Dimensionnement du réseau d'assainissement :

Les résultats de calcul des dimensions des collecteurs et des paramètres hydrauliques (condition d'écoulement et la vitesse d'auto curage) sont reportés l'ANNEXE 1

Avec :

C_{am} : côte de terrain naturel amont (m) ;

C_{av} : côte de terrain naturel aval (m) ;

$C_{am,r}$: côte projet amont (m) du terrain ;

$C_{av,r}$: côte projet aval (m) du terrain ;

L : longueur de conduite entre deux regards (m) ;

I : pente (m/m);

Q_t : débit totale d'eau pluviale et d'eau usées (m^3/s) ;

Q_{ps} : débit à pleine section (m^3/s) ;

V_{ps} : vitesse à pleine section (m/s) ;

D_{cal} : diamètre calculé (mm) ;

D_{nor} : diamètre normalisé (mm) ;

R_q : rapport des débits ;

R_h : rapport des hauteurs ;

R_v : rapport des vitesses ;

H : hauteur de remplissage (mm) ;

V : vitesse de l'écoulement (m/s) ;

V_{\min} : vitesse de l'écoulement en temps sec (m/s).

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales, nous avons suivi une méthode de calcul déjà expliquée au préalable. Nous remarquerons sans doute que notre dimensionnement a pris en considération : La vitesse d'auto curage et la distance entre la génératrice supérieure de la conduite et La côte de terrain naturel qui est supérieure ou égale à 1m.

Chapitre VI

les éléments constitutifs du réseau d'égout



Introduction :

Le réseau d'assainissement est une ossature composée de plusieurs éléments, ces derniers assurent l'arrivée de l'eau en écoulement libre gravitaire de l'agglomération jusqu'à l'exutoire sans débordement. Le choix du type des éléments et de la matière de fabrication dépend de la qualité et de la quantité des eaux évacuées d'une part, et la nature du terrain et les surcharges d'autre part.

L'ensemble des canalisations est caractérisé par des conduites amont (égout), collecteur et des émissaires. En ce qui concerne les ouvrages annexes, ils ont pour but d'améliorer le fonctionnement du réseau (déversoir d'orage, bassin de rétention...), ainsi que les ouvrages principaux ayant pour effet de faire la liaison surface-réseau.

VI.1 Ouvrages principaux :

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

VI.1.1 Canalisations :

Elles se présentent sous plusieurs formes :

- Cylindriques préfabriquées en usine, elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dit diamètres normalisés exprimés en millimètres.
- Ovoïdes préfabriqués, désignés par leur hauteur exprimée en centimètres.

VI.1.2 Types de canalisation :

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant leur matériau et leur destination, on distingue :

- Conduite en béton non armé :

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

- Conduite en béton armé :

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

- Conduites en grès :

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C. Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable aux agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce genre de conduite est recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1 m.

- Conduite en chlorure de polyvinyle (PVC) non plastifiées :

Les tuyaux sont sensibles à l'effet de température au-dessous de 0°C. Ils présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose. La longueur minimale est 6m.

- Conduit ovoïde :

Ce sont des conduites de forme parabolique évasées, fermées à leur partie supérieure. Cette forme de conduite a été mise au point afin d'obtenir une vitesse d'écoulement aussi constante que possible quel que soit le débit. Un autre intérêt de cette forme de conduites est de permettre un accès relativement facile au réseau. Généralement les conduites ovoïdes remplacent le profil circulaire quand celui-ci dépasse 800mm de diamètre (problème d'auto curage). La longueur utile de ces conduites est au minimum de 1m

- Conduites en Polyéthylène haute densité (PEHD) :

Propriétés du PEHD ondulée :

- Polyoléfine semi-cristalline
- Température maximale d'emploi : 105 °C
- température de fragilisation : -50 °C
- Compatible aux micro-ondes
- Bonne flexibilité
- Très bonne résistance aux acides, alcools aliphatiques, aldéhydes, hydrocarbures aliphatiques et aromatiques
- Faible résistance aux agents oxydants
- Il est régénéré et recyclé sous forme de granulés

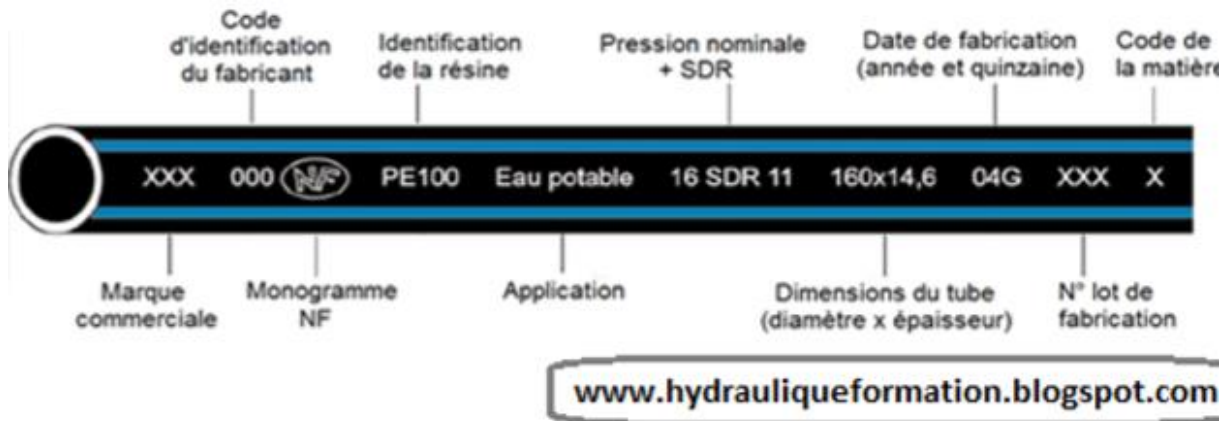


Figure VI.1 : Tubes en PEHD pour réseaux d'évacuation

Avantages :

- Légèreté, facilité de manutention, de transport et rapidité de mise en œuvre.
- Manipulation manuelle possible pour les faibles diamètres.
- Flexibilité.
- Simplification de mise en place du réseau (pièces de branchement, coudes, etc).
- Pas de corrosion.
- Résistance à l'abrasion.
- Rugosité faible (plus facilement utilisable pour des faibles pentes).

VI.1.2 Choix du type de canalisation :

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 remblais

Remarque :

Dans notre projet, nous avons opté pour :

→ Les conduites en PEHD ondulée pour les extensions pour les conduites des diamètres inférieur ou égale 600 mm ($\varnothing \leq 600\text{mm}$).

Ces canalisations peuvent se présenter sous un aspect extérieur lisse ou annelé, l'intérieur étant toujours lisse. Les canalisations en matière plastique sont souples et cette flexibilité leur permet de s'adapter aux tassements différentiels. Elles s'ovalisent sous l'effet des contraintes lors de leur remblaiement et de l'exploitation de la route. Cette ovalisation nécessite de vérifier le module de rigidité en fonction des contraintes du projet.

Ces canalisations sont reconnues pour leur étanchéité, leur résistance à la corrosion, leur facilité de pose et leur faible poids. Généralement, le diamètre nominal des canalisations en matières plastiques correspond à leur diamètre extérieur.

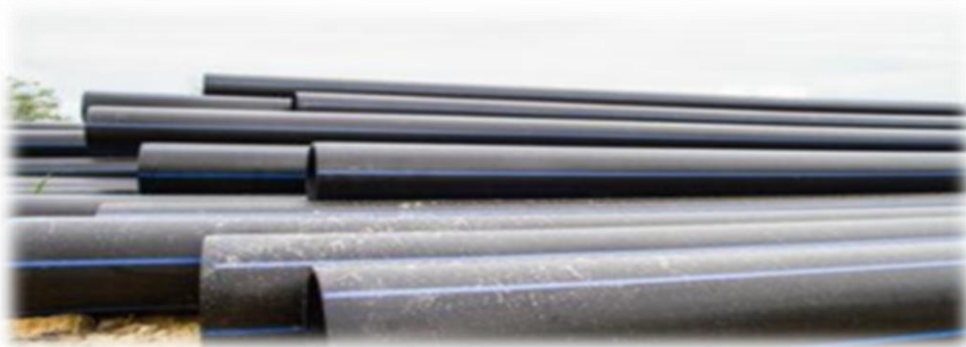


Figure VI.2 : Conduites en (PEHD)

→ les conduites dépassants 600 mm seront en béton armé de classe 135A.

Le choix de la classe 135 A, est motivé par l'importance des charges roulantes au-dessus des remblais. Il est important de noter que généralement les collecteurs de grand diamètre projeté en béton armé se trouvent en fin de réseau (vers les points de rejets), ce qui fait que les profondeurs à ce niveau ne sont pas très importantes. Cette faible profondeur expose le réseau à diverses charges roulantes (poids lourds).vue leurs avantages ,ils sont les plus adaptées :

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

VI.1.3 Les joints des conduites en béton armé :

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Ce dernier est fonction de la nature des eaux, de leur adaptation vis à vis de la stabilité du sol, de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques géométriques (diamètre, épaisseur).

Pour les tuyaux en béton armé on a différents types de joints à utiliser :

a. Joint type Rocla :

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

b. Joint à demi-emboîtement :

Avec cordon de bourrage en mortier de ciment, ce joint est utilisé dans les terrains stables. Il y a risque de suintement si la pression est trop élevée. Il est à éviter pour les terrains à forte pente.

c. Joint à collet :

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

d. Joint torique :

Il est remplacé dans la plupart des cas par le Rocla. Il s'adapte pour les sols faibles (sol devient saturé et perd une grande partie de sa résistance mécanique) à condition que la pression ne soit pas très élevée. Il s'adapte également pour les terrains en pente grâce au jeu de 1cm.

e. Joint plastique :

Ce joint est étanche et résistant même si la conduite est en charge. La présence du cordon en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribue à la bonne étanchéité. Il s'adapte presque à tous les sols si la confection est bien faite.

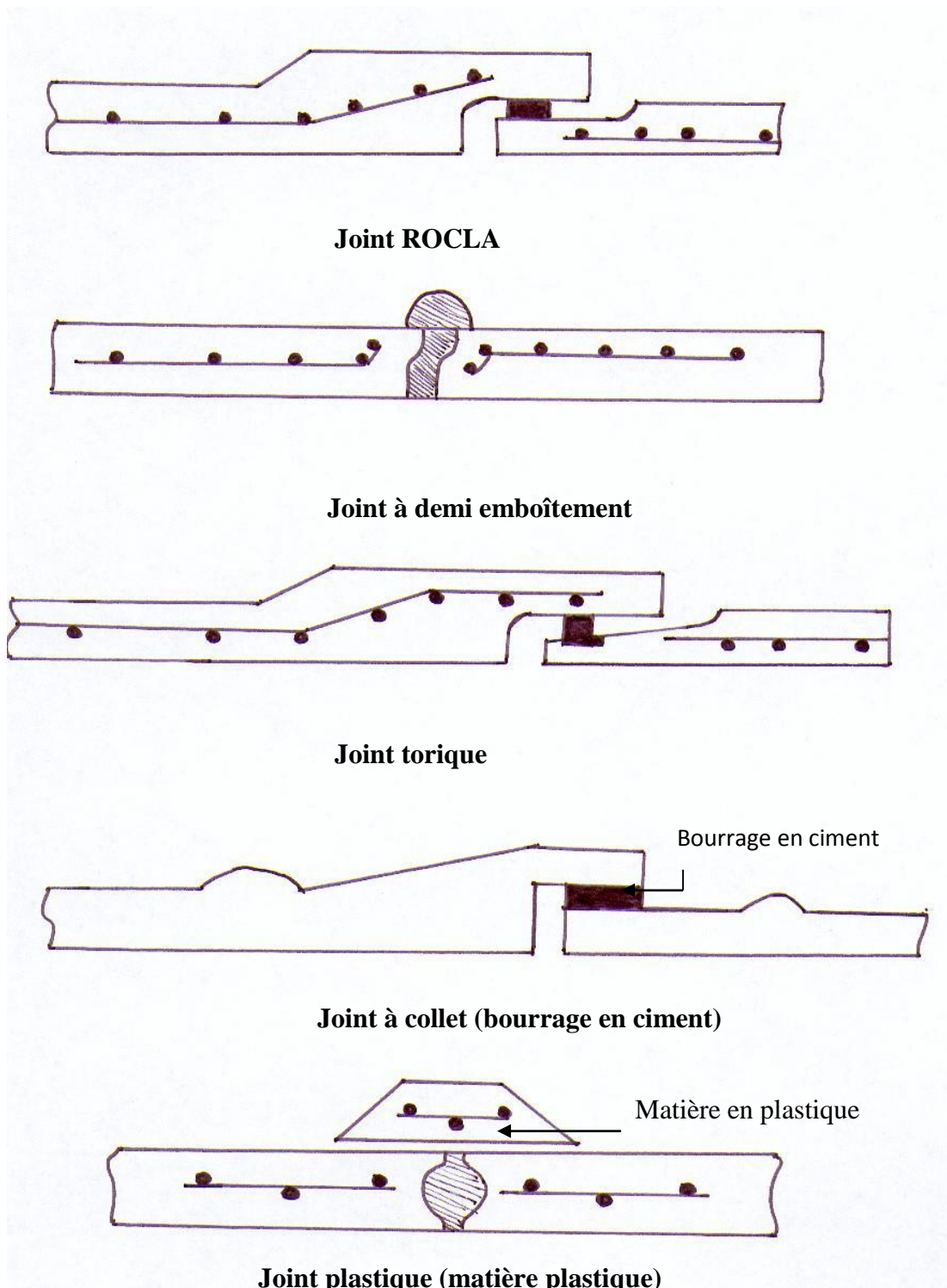


Figure VI.3 : Différents type de joints

VI.2. Ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but l'exploitation rationnelle et correcte du réseau. Ils sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

VI.2.1 Ouvrages normaux :

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants. On les trouve aussi bien en amont ou le long du réseau. Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

VI.2.1.1 Branchements :

Les branchements doivent assurer les meilleures conditions d'hygiène pour l'habitation tout en sauvegardant le bon fonctionnement du réseau de collecte. Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles. Un branchement comprend trois parties essentielles :

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

VI.2.1.2 Les fossés :

Les fossés sont destinés à recueillir les eaux provenant des chaussées en milieu rural ; suivant les caractéristiques du relief, ils sont soit des ouvrages de transport à faible pente, soit des ouvrages de stockage d'eaux lesquelles sont soumises au double phénomène de l'évaporation et de l'infiltration dans le sol. Il faut procéder à un entretien périodique afin de débarrasser des déchets putrescibles qui peuvent s'y accumuler et provoquer notamment des odeurs de fermentation

VI.2.1.3 Caniveaux :

Les caniveaux ce sont des accessoires de la voirie destinés à la recueille des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs et au transport de ces eaux

jusqu'aux bouches d'égout (bouche à avaloir ou bouches à grille). La capacité de transport des caniveaux doit être limitée en remplissage à l'arase supérieure de la bordure

VI.2.1.4 bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et de lavage des chaussées). On les trouve au point bas des caniveaux, soit sous le trottoir.

La distance entre deux bouches d'égout est en moyenne de 50 m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouts afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères :

→ La manière de recueillir les eaux :

- Bouche à accès latéral aménagées au bord des trottoirs.
- Bouche à accès, par le dessus situées sous les promenades, parcs de stationnement ou sous caniveaux dans le cas de trottoirs étroits ou particulièrement encombrés de câbles et de canalisations diverses ou en bordure des voies à forte pente.

→ La manière dont les déchets sont retenus :

- Avec décantation
- Sans décantation (dans ce cas les bouches doivent être sélectives, c'est-à-dire comporter un panier amovible permettant d'arrêter les déchets).

a. Bouches d'égout à accès latéral (avaloirs) : Ce sont des ouvrages à ouverture latérale largement dimensionnée. Ils sont préférables aux grilles de caniveaux assez fragiles, souvent glissantes, que l'apport des feuilles et déchets divers risque d'obstruer au début du ruissellement et de les rendre par suite inefficace.

b. Bouches d'égout à accès sur le dessus (bouche à grilles) : Ces ouvrages collectent les eaux de ruissellement au niveau du sol, en général en dehors de celle rassemblées dans les caniveaux de trottoirs. Elles pourront dans les mêmes conditions que les bouches à avaloir être munies de puisards de décantation. Il sera judicieux de placer ces bouches à grille en des points accessibles aux engins de curage et d'orienter les barreaux de grille perpendiculairement au sens de circulation

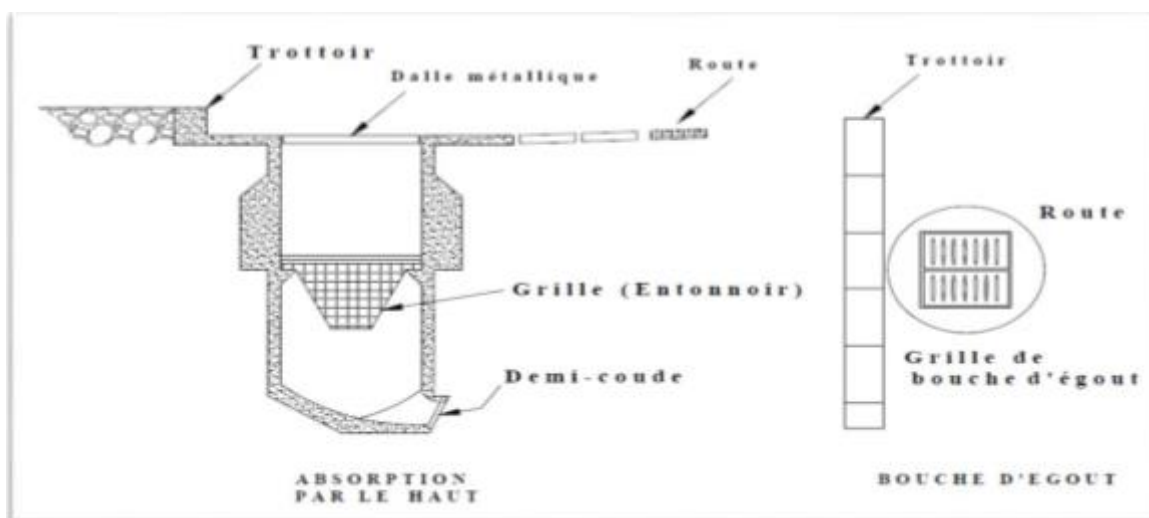


Figure VI- 6:Schéma représente un Bouche d'égout à absorption par le haut

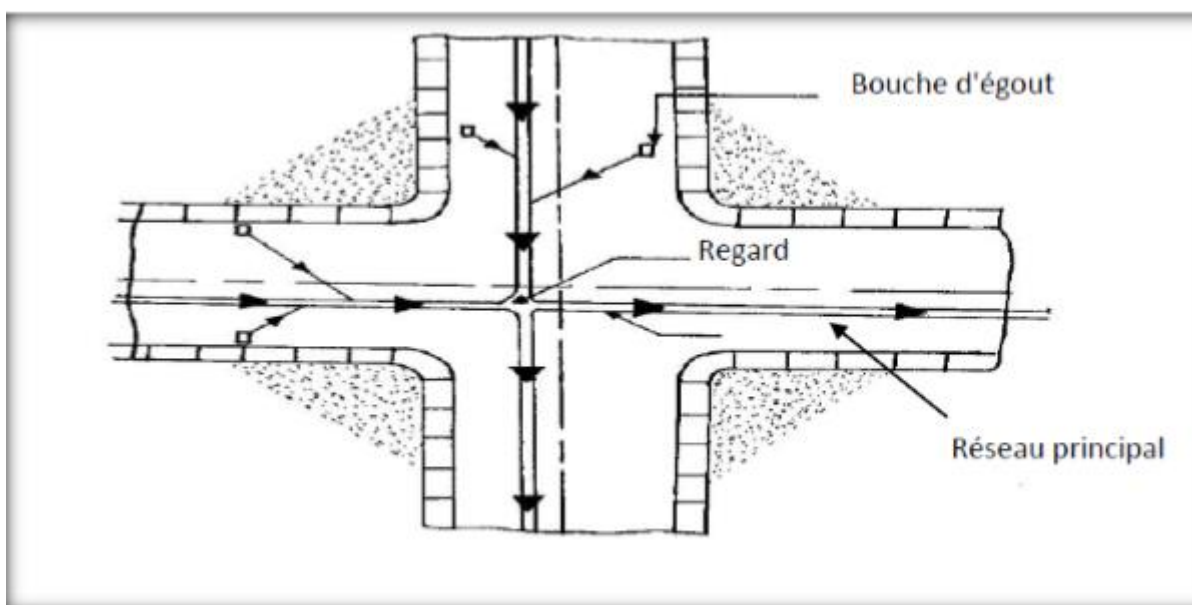


Figure VI- 7:Schéma représente emplacement des bouches d'égout

VI.2.1.5 Les Regards :

Ce sont des boîtes enterrées de forme parallélépipédique ou cylindrique, en béton ou en matière plastique, fermées par un couvercle appelé tampon.

Les regards sont des ouvrages d'accès au réseau ou des fenêtres qui permettent l'accès facile pour la vérification de l'état du réseau et par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau notamment l'accumulation de matière solides qui pourraient gêner l'écoulement.

→ Fonction des regards

Les regards ont plusieurs fonctions :

- permettre de contrôler les différentes parties du système d'assainissement ;
- permettre d'entretenir et de maintenir le système d'assainissement ;
- permettre d'introduire matériels et outils de nettoyage ;
- permettre de faire des coudes à 90° pour la canalisation.

Lorsque le tracé nécessite des changements de direction à 90°, il faut éviter les coudes à angles droits qui risquent de bloquer l'écoulement de l'eau. Dans ce cas, on peut opter plutôt pour deux coudes à 45° avec un tronçon de tuyau entre ces deux pièces ou créer un regard de visite étanche.

→ La mise en place des regards suit les critères ci-cités :

- Au début de tout réseau.
- A chaque changement de diamètre.
- A chaque changement de direction.
- A chaque changement de pente.
- Au droit de chute.
- A tous les points de jonction.

Sachant que La distance entre deux regards est variable :

- 35 à 50m en terrain accidenté ;
- 50 à 80m en terrain plat.

→ Types des regards :

On distingue différents types qui sont :

- 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'hydraulique gazeux, la ventilation s'opère par :
 - Les tampons des regards munis d'orifices appropriés.
 - Les tuyaux de chute qui doivent être prolongés jusqu'à l'air libre.
 - Les cheminées placées sur l'axe de la canalisation.
- 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 simple : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.
- Regard latéral : en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.

- Regard double : pour un système séparatif;
- Regard toboggan : en cas d'exhaussement de remous;
- Regard de chute : C'est l'ouvrage le plus répandu 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

Remarque:

Pour notre zone d'étude , on utilisera des regards de chutes (pour certains tronçons selon la topographie du terrain) , des regards de visite simples qui facilite au période d'entretien les opérations de nettoyages comme nous montre la figure(VI.5)

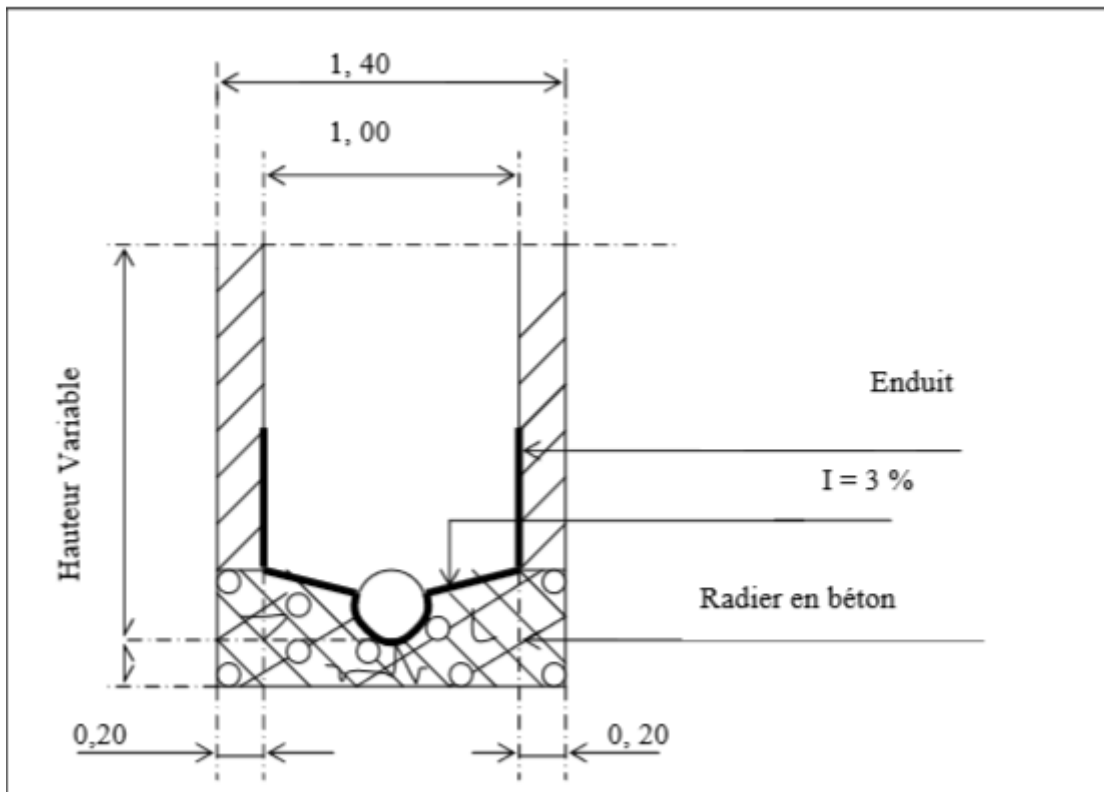


Figure (VI-8) : exemple d'un regard simple

→ Dimensionnement du regard

On dimensionne un regard de forme carré ou la largeur est en fonction du diamètre, mais il arrive qu'on dimensionne la largeur dans le cas d'un regard de chute, dans certain cas on prend comme diamètre le grand diamètre (section ellipsoïde)

Les dimensions d'un regard sont données dans le tableau suivant :

Tableau N°VI.1 : dimensionnement du regard en fonction des dimensions des conduites

Diamètre des conduites	Dimensionnement du regard (m*m)
300	1,1*1,1
400	1,1*1,1
500	1,2*1,2
600	1,2*1,2
800	1,6*1,6
1000	2*2
1200	2,2*2,2
1500	2,5*2,5
1800	3 *3

→ Dimensionnement des regards des chutes :

Dans notre projet on a implanté plusieurs regards des chutes pour démunie quelques pentes et réduire les vitesses dans certains tronçons

Exemple : dimensionnement du regard du chute S5 :

On a les donnes suivantes :

- La profondeur du regard $h = 2.02$ m
- La vitesse d'arrive de l'eau $v = 3.62$ m/s
- On va détermine la largeur b du regard :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = (1/2) * g * t^2 \\ b = v.t \\ t = \sqrt{(2.h/g)} \end{array} \right.$$

➔ $b = v.\sqrt{(2.h/g)} = 3.62 * \sqrt{(2 * 2.02 / 9.81)} = 2$ m

Remarque :

Si la largeur du regard dépasse les 2m ,on doit faire un dispositifs appelé le déflecteur pour briser l'énergie et minimiser l'effort de la vitesse aussi que pour protéger les parois contre l'érosion crier par l'effet du contact entre l'eau et le béton .

Les dimensions des regards de chute sont illustrées dans le tableau VI-2

Tableau VI-2: les dimensions des regards de chutes :

Localités	regard	collecteur	vitesse (m/s)	profondeur	Largeur (m)
Ibouyechen	S19	coll princ 1	4,01	1,51	2,225
	S20	coll princ 1	4,02	1,51	2,230
	S3"	coll princ 1	4,03	1,03	1,847
	S7"	coll princ 1	4,03	0,80	1,628
	s52	coll princ 1	4,12	1,49	2,271
	s 11	coll princ 1	4,06	0,80	1,638
	s57	coll princ 1	4,50	1,68	2,634
	s58	coll princ 1	4,33	1,78	2,608
	s64	emissaire A	4,12	1,72	2,440
	s65	emissaire A	4,11	1,69	2,412
	s66	emissaire A	4,13	1,70	2,431
	s67	emissaire A	4,18	2,18	2,787
	s68	emissaire A	3,97	3,20	3,207
	s69	emissaire A	3,98	2,54	2,864
	s70	emissaire A	3,88	2,12	2,551
	s71	emissaire A	3,97	2,15	2,628
	s72	emissaire A	3,96	2,15	2,622
	s73	emissaire A	3,47	2,15	2,297
	s25	coll princ 2	1,95	3,90	1,739
	s26	coll princ 2	2,90	2,92	2,238
s27	coll princ 2	2,90	2,49	2,066	
soubisse	T2	coll princ 1	4,02	0,98	1,797
	T16	coll princ 1	4,02	0,88	1,703
	T17	coll princ 1	4,01	1,00	1,811
	T25	coll princ 1	4,03	1,50	2,229
	T26	coll princ 1	4,02	1,50	2,223
	T28	coll princ 1	4,08	1,50	2,256
	T29	coll princ 1	4,09	1,50	2,262
	T36	coll princ 1	4,06	1,50	2,245
	T86	coll princ 2	4,12	1,50	2,280
	T87	coll princ 2	4,02	1,50	2,220
	T88	coll princ 2	4,18	1,50	2,312
	T89	coll princ 2	4,13	1,50	2,283
	T20	coll princ 1	3,68	2,26	2,498
	T21	coll princ 1	3,97	2,53	2,853
	T60	coll princ 2	2,93	2,84	2,229
	T65	coll princ 2	1,74	3,07	1,377
T66	coll princ 2	4,01	3,08	3,178	
Iaarkab	N8	coll princ 1	4,13	1,00	1,864
	N13	coll princ 1	4,02	0,94	1,760
	N14	coll princ 1	4,04	0,80	1,630
	N15	coll princ 1	4,06	0,70	1,534
	N38	coll princ 1	4,14	1,00	1,868
	N47	emissaire B	4,14	1,00	1,868
	N45	emissaire B	4,03	1,46	2,199
	N46	emissaire B	4,04	1,00	1,824
	n11	coll princ 2	4,11	1,20	2,031
	n28	coll princ 2	4,12	1,00	1,860
n33	coll princ 2	4,08	0,90	1,748	

VI.2.2 Ouvrages spéciaux :

VI.2.2.1 Les déversoirs d'orage :

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eau pluviale de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduisant les dimensions du réseau aval. Les déversoirs sont aussi appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire.

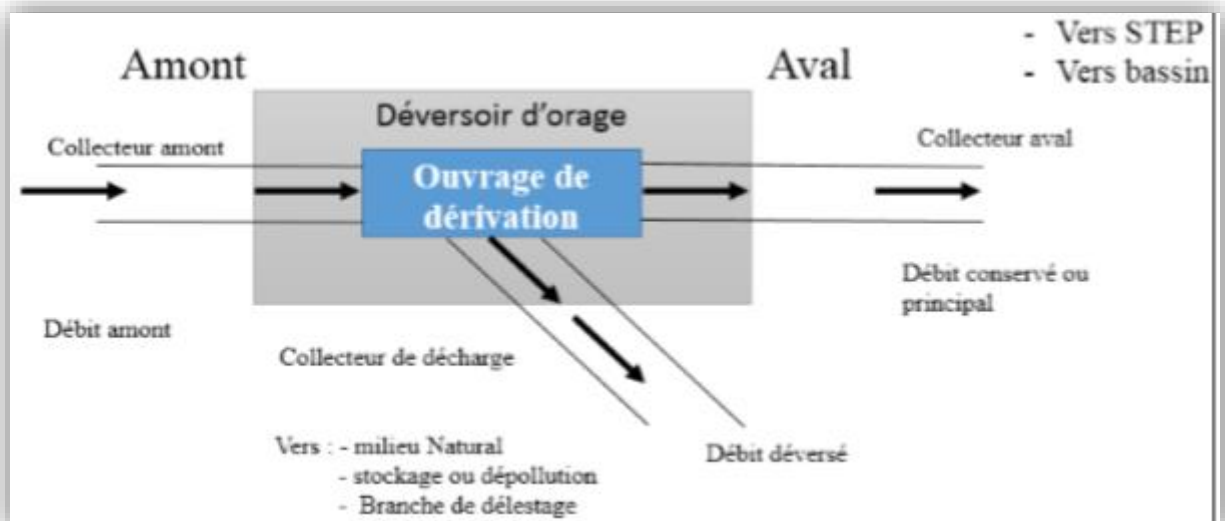


Figure VI.9: Schéma de principe du déversoir d'orage

→ Emplacement des déversoirs d'orage :

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

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.
- Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâcheurs d'effluents dans le milieu récepteur.
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
- Le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval.

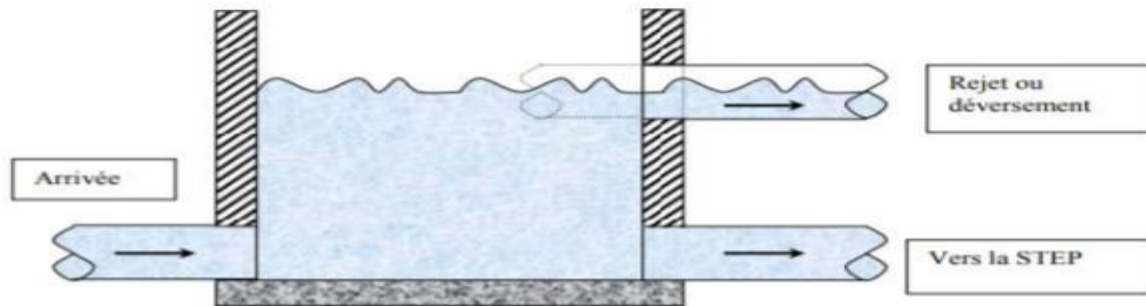
→ Types des déversoirs d'orage :
 (Références :Guide technique sur les déversoirs d'orage)

On distingue plusieurs types de déversoirs :

A. Ouvrages ne possédant pas de seuil :

a. Trous dans le mur :

Ce sont les plus anciens ouvrages, aujourd'hui abandonnés pour deux raisons. La première est due à une capacité d'évacuation très faible au niveau de la conduite de déversement. En effet, pour évacuer le débit rejeté, l'ouvrage fonctionne comme un réservoir avec vidange par le fond. Il faut donc une charge importante d'eau dans le déversoir pour permettre l'évacuation par le trop plein. Le niveau de l'eau risque donc d'atteindre le terrain naturel avant d'atteindre le débit de décharge maximal. La deuxième raison est due à une mise en charge du réseau pour que le déversement ait lieu.



Source : <https://engees.unistra.fr>

Figure VI- 10 : Exemple d'un ouvrage type "trou dans le mur"



Source : <https://engees.unistra.fr>

Figure VI-10 : Exemple d'un ouvrage type "trou dans le mur"

B. Ouvrage à Seuil(s) :**a. Déversoirs à seuil simple :**

Le seuil est placé d'un seul côté de l'ouvrage. Ce type de déversoirs représente environ 85% des déversoirs à seuil.



Source : <https://engees.unistra.fr>

Figure VI-9 : Exemple de déversoir latéral à seuil simple

b. Déversoirs à seuil double

Le seuil est placé de chaque côté de l'ouvrage. Ce type de déversoirs représente environ 15% des déversoirs à seuil. Ce sont des déversoirs suspendus.



Source : <https://engees.unistra.fr>

Figure VI-10 : Exemple de déversoir à seuil double

c. Déversoirs à seuil latéral :

Dans le cas du déversoir à seuil latéral pur, le seuil est rectiligne et strictement parallèle à l'écoulement

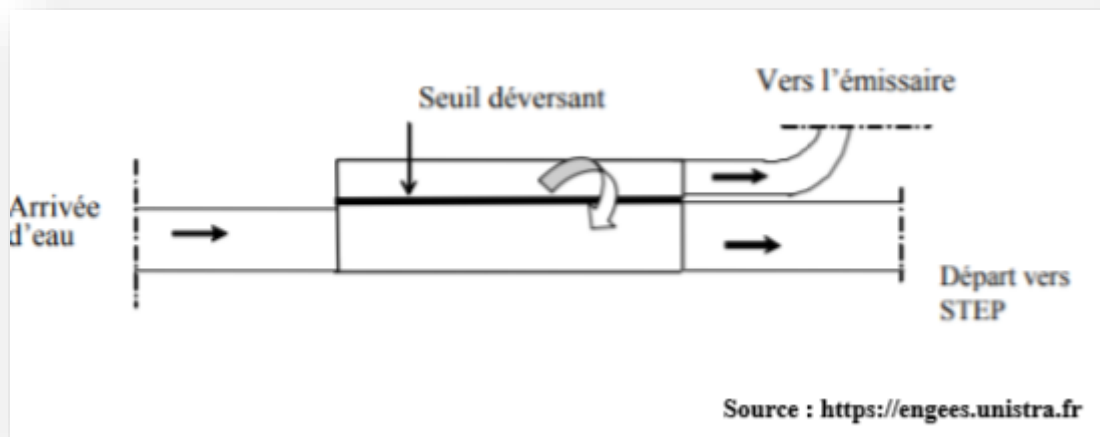


Figure VI- 13: Déversoir à seuil latéral pur, vue de dessus

d. Déversoirs à seuil frontal :

Le seuil est alors rectiligne et perpendiculaire à l'écoulement. Parmi les déversoirs à seuils frontaux, on peut encore établir une sous-catégorie selon la présence ou non d'une contraction au niveau du seuil, selon la mise en charge de la conduite aval et selon l'orientation de cette même conduite par rapport à la crête

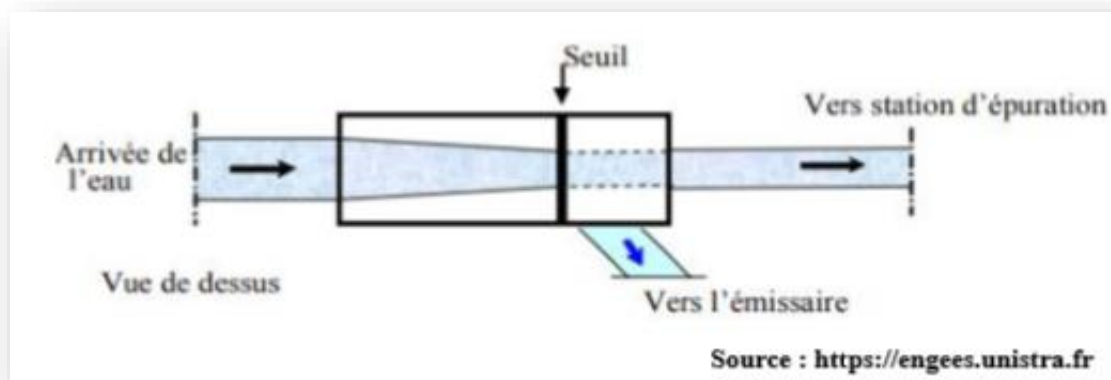


Figure VI-14 : Déversoir à seuil frontal

e. déversoir by pass :

Ce type de déversoir permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à

- dégager le réseau aval.
- assurer le partage du flux polluant entre le milieu naturel et collecteur aval.
- envoyer les eaux excédentaires lors des orages vers un autre collecteur en assurant un rôle de maillage du réseau pour avoir la capacité de transports.
- prélever les eaux de temps sec pour les envois vers un égout des eaux

Remarque :

Dans notre étude nous avons prévu un déversoir d'orage de type latéral car l'écoulement est perpendiculaire par rapport à la position de la STEP projeté et aussi que Ce genre de déversoirs est utilisé dans les terrains à forte pente et il représente une facilité d'entretien et d'exploitation.

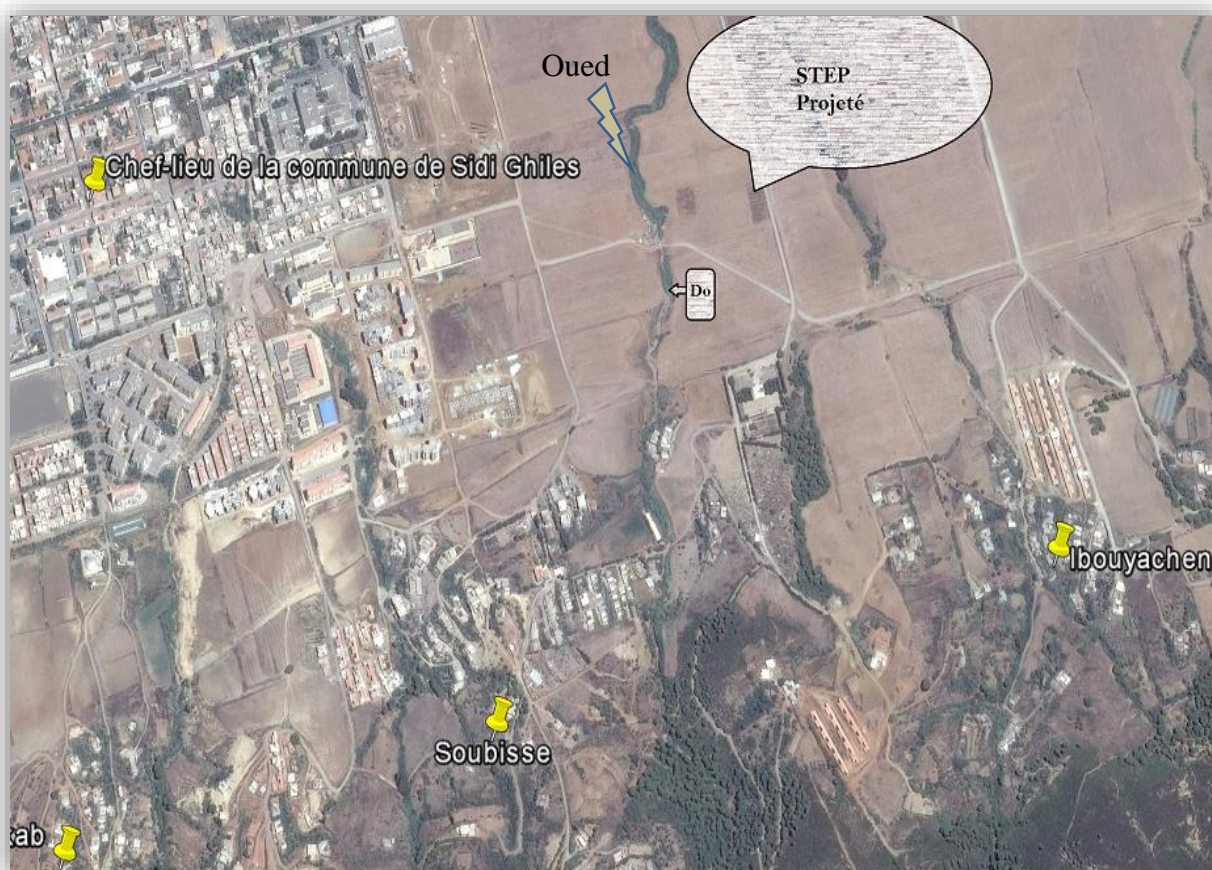


Figure VI- 15 : localisation de la STEP et le déversoir d'orage projeté de la zone d'étude

(Source :Google Earth /2019)

→ Dimensionnement du déversoir d'orage :

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

Remarque :

Dans notre projet nous avons un déversoir d'orage frontale à dimensionner.

- Mode de calcul :

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil frontal et conduite aval libre. On doit adopter :

- Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits en temps sec (QEU) et du débit pluvial (QPL)

$$Q_T = Q_{PL} + Q_{EU} \dots \dots \dots (VI-4)$$

- Le débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers l'épuration :

$$Q_{ST} = 3 * Q_{EU} \dots \dots \dots (VI-5)$$

- Le débit rejeté vers l'oued :

$$Q_R = Q_T - Q_{ST} \dots \dots \dots (VI-6)$$

- Calcul du débit pluvial corrigé :

$$Q_{pl.cor} = Z * Q_{pl} \dots \dots \dots (VI.7)$$

- Calcul du coefficient de retardement :

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

d'orage.
$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \dots \dots \dots (VI.8)$$

- On détermine la valeur de la lame déversée (Hd)
- On détermine la longueur du seuil, déversant (L).
- Hauteur d'eau allant vers la station d'épuration :

Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers la station d'épuration on doit passer au calcul de :

$$r_Q = Q_{st} / Q_{ps} \dots \dots \dots (VI-7)$$

$$r_h = H_{st} / D_e \dots \dots \dots (VI-8) \Rightarrow H_{st} = D_e * r_h \dots \dots \dots (VI-9)$$

D'après l'abaque on tire r_h puis on calcul H_{st} :

- Hauteur de la lame déversant :

On doit calculer la hauteur de la lame d'eau déversant par la formule suivante :

$$H_d = H_e - H_{st} \dots\dots\dots (VI-10)$$

- La longueur du déversoir : On applique la formule de BAZIN :

$$Q_{dév} = mLh_{dév}\sqrt{2gh_{dév}} \rightarrow L = \frac{Q_{dév}}{m\sqrt{2gh_{dév}}^{\frac{3}{2}}}$$

Avec :

- Qd : débit déversé en m³/s.
- m : coefficient de débit, il dépend de la forme de seuil et il varie suivant la hauteur de la lame déversant pour les crêtes minces nous prenons m = 0,6.
- L : La longueur du déversoir exprimée en mètres.
- g : La pesanteur : g = 9,81 m/s².
- H_{dev}: La hauteur de charge en mètre au-dessus du seuil du déversoir.

Les données de base sont les suivantes :

- Débit pluvial $Q_{pluvial} = 4.68 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de pointe d'eaux usées $Q_{pte\ usée} = 0.052 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit total à l'entrée : $Q_{total} = 4.732 \text{ m}^3/\text{s}$
- La pente du terrain : $I = (C_{amont} - C_{aval}) / L = (37.5 - 36.9) / 17 = 0.025 = 2.5\%$
- Diamètre d'entrée : $D_e = 1200 \text{ mm}$
(à l'aide de l'abaque « canalisation circulaires – formule de Bazin »)
- Vitesse de pleine section :
On utilisant l'abaque (: canalisation circulaire- formule du Bazin), par interpolation :

$$V_{ps} = 3.89 \text{ m/s}$$

- Débit de pleine section (formule de Maning) :

$$Q_{ps} = V_{ps} * \pi * (D_{nor})^2 / 4 = 3.89 * \pi * (1.5)^2 / 4 = 6.87 \text{ m}^3/\text{s}$$

(même résultat trouvé par l'abaque)

Après la détermination des données de bases on passe au :

1. Calcule de Débit allant vers la station :

$$Q_{Station} = 3 \times Q_{usée} = 3 \times 0.052 = 0.156 \text{ m}^3/\text{s}$$

2. Calcul du débit critique :

→ Calcul du coefficient de retardement :

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

Avec :

$$t_c = t_{\text{écoulement}} + (2 \div 20 \text{ min})$$

$$t_e = \sum t_i = \sum (l_i / v_i)$$

Tell que : t_e = temps d'écoulement de cheminement le plus long , pour notre cas il commence du 1^{er} sous bassin de la localité de Ibouyechen vers le point d'arrivé au déversoir d'orage projeté.

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_e = 498.25 \text{ s} = 8.304 \text{ min} \\ t_c = 8.304 + 10 = 18.304 \text{ min} \end{array} \right. \rightarrow Z = 1 - (18.304/100) = 0.817$$

→ Le débit critique :

$$Q_{cr} = Z \times Q_{tot} = 0.817 \times 4.732 = 3.864 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

3. Débit rejeté vers l'oued : $Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{station} = 3.864 - 0.156 = 3.71 \text{ m}^3/\text{s}$

4. Détermination des hauteurs d'eau :

→ $H_{station}$:

$$R_{Q(station)} = \frac{Q_{station}}{Q_{ps}} = \frac{0.156}{6.87} = 0.0247 \rightarrow R_h = 0.04$$

Alors :

$$h_{station} = R_h \times D = 0.04 \times 1.2 = 0.05 \text{ m} = 5.0 \text{ cm}$$

→ $h_{t cr}$:

$$R_{Q cr} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = \frac{3.864}{6.87} = 0.625 \rightarrow R_{h cr} = 0.58$$

$$\text{Alors } h_{t cr} = R_{h cr} \times D = 0.58 \times 1.2 = 0.7 \text{ m} = 70 \text{ cm}$$

→ $h_{dév}$:

$$h_{dév} = h_{t cr} - h_{station} = 0.7 - 0.05 = 0.65 \text{ m} = 65 \text{ cm}$$

5. Détermination de la longueur de déversoir :

On applique la formule de BAZIN :

$$L = \frac{Q_{dév}}{\left(\frac{2}{3}\right) * m \sqrt{2gh_{dév}^{\frac{3}{2}}}} = \frac{3.71}{\left(\frac{2}{3}\right) * 0.37 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.65^{\frac{3}{2}}}} = 2.81m$$

6. Dimensionnement du collecteur d'eaux pluviales vers l'oued :

$$Q_{dev}=3.71m^3/s \text{ et } I=(C_{amont}-C_{aval})/L=(36.9-35.5)/40=0.035$$

A l'aide de l'abaque : $D=1200mm$ avec $V= 3.8m/s$

7. Dimensionnement du collecteur d'eaux usées vers la station d'épuration :

$$Q_{step}=0.156m^3/s \text{ et } I= d/4=0.3/4=0.075$$

D'où : $D =300mm$ (a partir de l'abaque) et $V =1.9m/s$

❖ Les ouvrages annexes du déversoir d'orage :

- Les grilles et les dégrilleurs :

Leurs rôles est de contrôler les gros solides ($d > 6mm$) aux déversoirs pour éviter leur envoi au milieu naturel, ils sont placés à l'amont des déversoirs, et caractérisées par :

- épaisseur des barreaux des grilles : 10 à 12mm ;
- espacement des barreaux des grilles : 10 à 15mm ;
- rendement des grilles : 50%.

- La chambre de tranquillisation et de dessablement :

Cette chambre est située à l'amont du déversoir, à pour but en réduisant la vitesse du flux, d'assurer une décantation des matières en suspension les plus lourdes et de faire remonter en surface les flottants.

Pour éviter l'envasement, on recommande :

$$D_{min}=0.815 Q_p^{0.4} = 0.815 * (1.25 * 6.18)^{0.4} = 1.84m$$

Avec :

Q_p : débit de pointe de 2 à 5ans de période de retour [m^3/s].

Remarque : Si on à une période de retour supérieure à 5ans, on multiplie le débit de pointe par le coefficient de majoration [$m \geq 1.25$], pour tenir compte de la période de retour.

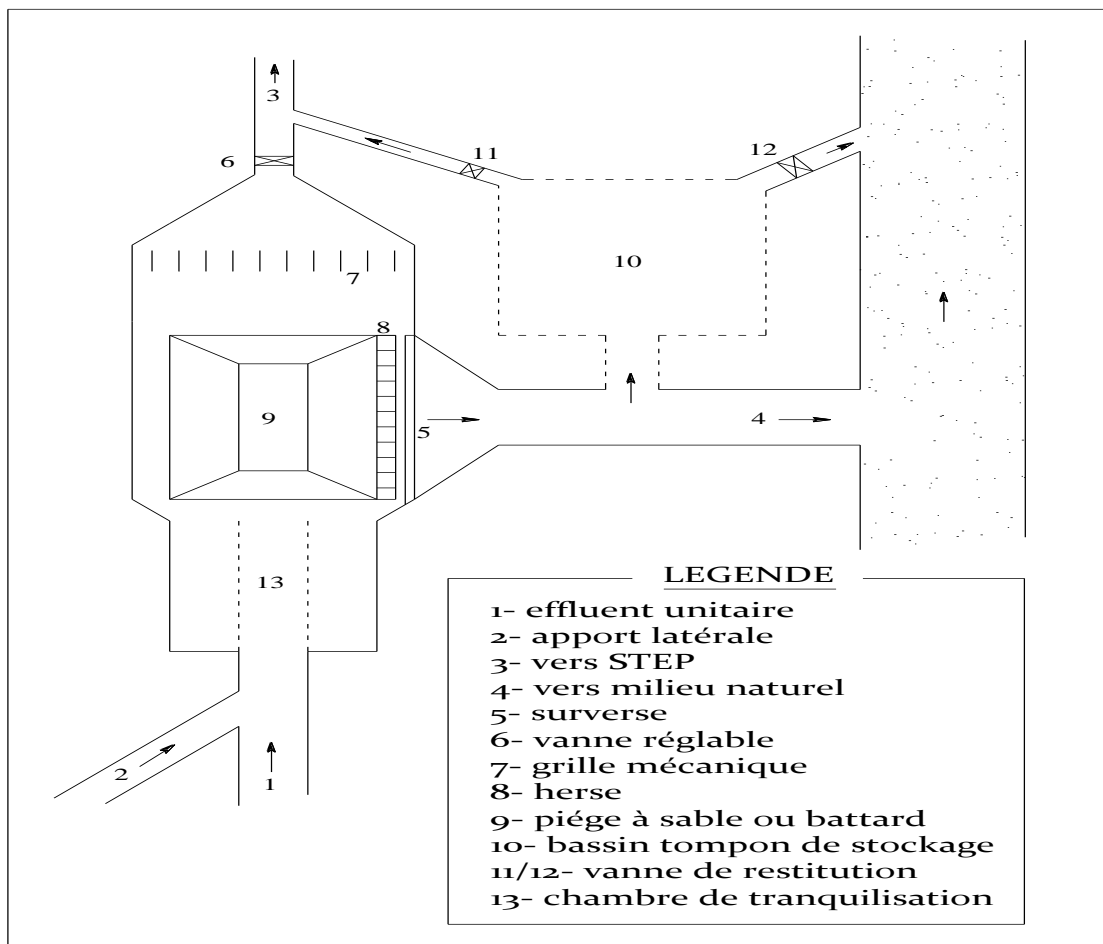


Figure VI.16 : Conception détaillée d'un déversoir d'orage

(Source : Dr SALAH BOUALEM / Polycopies d'assainissement)

Conclusion :

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

De l'autre pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité à notre réseau. On a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts ç savoir : déversoirs d'orages latéral .

Chapitre VII

Organisation de chantier et sécurité du travail



Introduction :

Après avoir déterminé toutes les caractéristiques et les éléments qui constituent notre réseau d'assainissement, on passe à la réalisation qui régit par les lois auxquelles sont soumis tous chantiers se trouvant dans la nature, en milieu urbain soient ils ou en milieu rural.

Pour une réalisation optimale il faut suivre les règles de l'organisation du chantier en général sachant que l'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions d'un travail prévu. Elle consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter.

Organiser un chantier revient donc à calculer tous les éléments ventilés en temps et de prendre toutes les mesures pour que la réalisation du projet se fasse :

- En conformité avec le projet.
- De bonne qualité.
- Au moindre délai.
- Au moindre coût.
- Sans accidents humains

VII.1 Généralités sur l'emplacement des canalisations :

- Pour les rues de moins de 15m de largeur, les conduites sont placées en général dans l'axe de la chaussée.
- Pour les rues plus larges, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'impose.
- Pour un système séparatif, il n'est, cependant, posé en général, qu'une seule canalisation d'eaux pluviales en fouille commune avec une des canalisations d'eau usées.

VII.2 Organisation du chantier :

VII.2.1 Exécution des travaux :

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

- Manutention et stockage des conduites.
- Décapage de la couche de terre végétale.
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- Aménagement du lit de pose.
- Emplacement des jalons des piquets.
- La mise en place des canalisations en tranchée.
- Assemblage des tuyaux.
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.

- Remblaiement des tranchées.
- Construction des regards en béton armé.

VIII.2.1.1 Manutention et stockage des conduites :

→ Chargement et transport :

Le chargement des véhicules doit être effectué de façon à ce qu'aucune détérioration ou déformation des tubes et des accessoires ne se produise pendant le transport. Il faut éviter :

- Les manutentions brutales, les flèches importantes, les ballants.
- Tout contact des tubes et des raccords avec des pièces métalliques saillantes. les tubes avec emboîture doivent être alternés, les emboîtures doivent dépasser la pile.

→ Déchargement :

Le déchargement brutal des tubes et des raccords sur le sol est à proscrire

→ Stockage :

- L'aire destinée à recevoir les tubes et les raccords doit être nivelée et plane.
- L'empilement doit se faire en alternant les emboîtures et en laissant celles-ci dépasser la pile.
- La hauteur de gerbage doit être limitée à 1.50m.
- Les tubes et les accessoires doivent être stockés à l'abri du soleil. (la décoloration du tube n'affecte en rien ses caractéristiques mécaniques).
- Les accessoires ne doivent être déballés qu'au moment de leur utilisation.
- Eviter le contact avec l'huile les solvants et autres substances chimiques.
- Le stockage des tubes doit assurer leur protection mécanique et contre la chaleur.

VII.2.1.2 vérification, manutention des conduites :

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

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

Précautions : Les conduites sont posées sans brutalité sur le sol où dans le fond des tranchées et ne doivent pas être roulées sur des pierres ou sur le sol rocheux, mais sur des chemins de roulement.

VII.2.1.2 décapage de la couche végétale:

Le décapage de cette couche se fait par un bulldozer.

→ Le volume de la couche décapée est :

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

Avec :

- b : largeur de la couche végétale (m)
- h : hauteur de la couche (m)
- L : longueur total des tranchées (m).

VII.2.1.3 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :

→ Largeur du tranché :

La largeur de la tranchée, doit être au moins égale au diamètre extérieur de la conduite avec des sur largeurs entre (0.3-0.5) cm de part et d'autre.

La largeur de tranchée est donnée par la formule :

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

Avec :

- B : largeur de la tranchée en (m).
- D : diamètre de la conduite en (m).
- C : largeur entre conduite et parois de tranché.

→ Profondeur du tranché :

La profondeur est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- H : profondeur de la tranchée en (m)
- e : épaisseur de lit de sable en (m), e = 10 cm.
- D : diamètre de la conduite en (m)
- h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite en (m).

VIII.2.1.4 Aménagement du lit de pose :

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 10 cm. Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0,1mm.

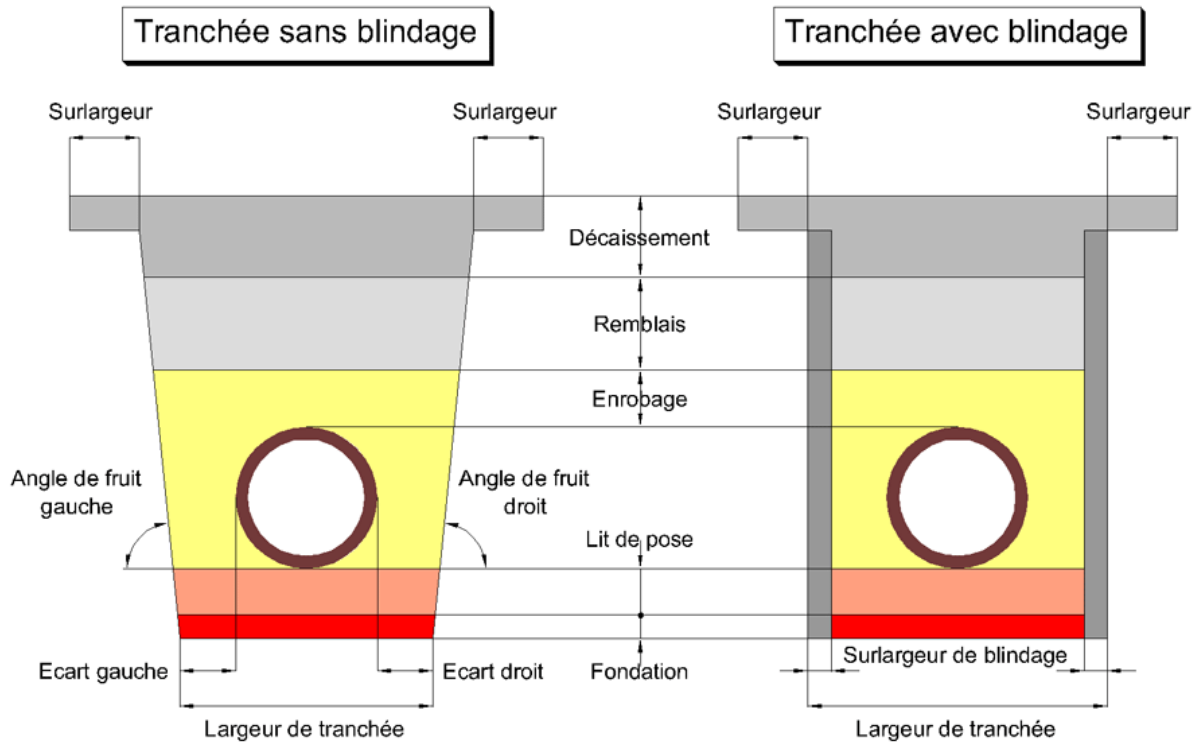


Figure VII.1 : lit de pose

→ Le volume du sable est calculé par la formule suivante :

$$V_s = L \cdot B \cdot e \dots\dots\dots (VIII.4)$$

Avec :

- V_s = volume du sable en (m³).
- L : Longueur de la tranchée en (m).
- B : Largeur de la tranchée en (m)
- e : épaisseur du sable, e = 10 cm.

VIII.2.1.5 Emplacement des jalons des piquets :

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

VIII.2.1.6 Pose canalisations dans la tranchée :

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

- d'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale.
- de réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur.

- de creuser le fond de fouille, lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur sur tout leur pourtour, de façon à éviter que les collets ne portent sur le sol.
- de placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches.
- d'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries,...) qui constituent des tasseaux naturels.
- en sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damé avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier.

VIII.2.1.7 Mise en place des conduites

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

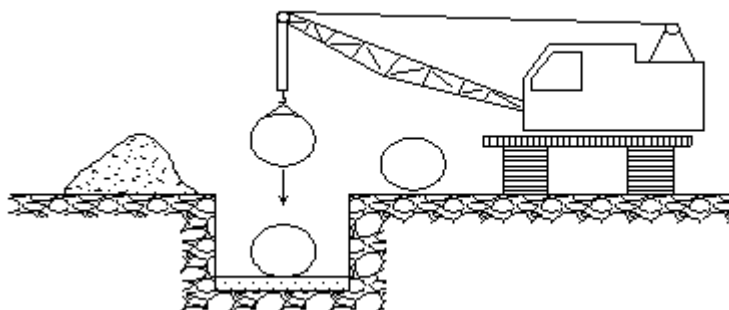


Figure VII.2 : le pipelayers

→ Assemblage des conduites :

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

→ Essais sur les joints et les canalisations

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

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

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

- à l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures.
- sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.
 - l'essai à l'eau : effectué pendant 30mn pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars
 - l'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide

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

VIII.2.1.8 Réalisation des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée ; leurs dimensions varient en fonction des collecteurs, La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre, La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé, On peut avoir des regards préfabriqués.

Les tampons doivent comporter un orifice, ayant pour but de faciliter leur levage ainsi que l'aération de l'égout.

Les différentes étapes d'exécution d'un regard sont les suivantes :

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

VIII.2.1.9 Remblaiement et compactage des tranchées :

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, un remblayage de qualité est nécessaire sur une certaine hauteur au-dessus de la génératrice supérieure pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges agissant sur la canalisation et, d'autre part, sa protection contre tout dégât lors de l'exécution du remblai supérieur.

Le matériau utilisé est similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral. L'exécution d'un remblayage de qualité doit être effectuée sur une hauteur minimale de 10 cm au-dessus de la génératrice supérieure.

VIII.2.1.10 Choix des engins :

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qui lui convient :

→ Pour le décapage de la couche de la terre végétale :

On utilise le bulldozer ou le terrain est très difficile, Mais le meilleur engin adopter à ce type de travaux c'est bien la niveleuse.

→ Pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro

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

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

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

→ Pour le remblaiement des tranchées :

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est :

- Les chargeurs : ce sont des tracteurs sur lesquels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnés par des vérins et porte un godet.

→ Pour le compactage :

L'engin qui convient à cette opération c'est le rouleau lisse, il comprend :

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

VIII.2.2 Devis quantitatif et estimatif :

Afin d’avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif.

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

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- Les travaux de décapage de la couche de terre végétale.
- L’exécution des tranchées.
- La fourniture et la pose du lit de sable.
- La fourniture et la pose des buses en béton ou en béton arme et les conduite en PEHD ondulée.
- La construction des regards et des déversoirs d’orage en béton armé.
- Les Tavaux de remblaiement de la tranchée.
- Le transport des sols excédentaires.

VII.2.3 Détermination des différents volumes :

→ Volume de la couche de terre végétale:

$$V_{cv} = H_v . L . B \dots\dots\dots (VII.4)$$

Avec :

- V_{cv} : Volume de la couche de terre végétale en (m³).
- H_v : Profondeur la couche de terre végétale (on prend $H_v = 0,1$ m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- B : Largeur de la couche de terre végétale en (m).

→ Volume des déblais des tranchées :

$$V_d = B . L . H \dots\dots\dots (VII.5)$$

Avec :

- V_d : Volume des déblais des tranchées en (m³).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- H : Profondeur de la tranchée en (m).

→ Volume du lit du sable :

$$V_{ls} = e.L.B \dots\dots\dots (VII.6)$$

Avec:

- V_{ls} : Volume du lit du sable en (m³).
- e : Epaisseur de la couche de sable en (m).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).

→ Volume occupé par les conduites :

$$V_{condt} = L.\pi.D^2/4 \dots\dots\dots (VII.7)$$

Avec :

- V_{cdt} : Volume occupé par les conduites en (m³).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- D : Diamètre de la conduite en (m).

→ Volume du remblai :

$$V_r = V_{deb} - [V_{condt} + V_{cv} + V_{ls}] \dots\dots\dots (VII.8)$$

Avec :

- V_r : Volume du remblai en (m³).

→ Volume excédentaire :

$$V_{excé} = V_f - V_{remb} \dots\dots\dots (VIII.10)$$

Avec :

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).
- V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

Tel que : $V_f = V_{deb} \cdot K_f$

- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas selon e tableau suivant on prend : $K_s=1.24$

Tableau VII.1 :Les différents coefficients de foisonnement en terrassement Selon la nature du matériau ou du sol :

Matériaux	Coefficient de foisonnement
Terre végétale	1.42
Pierres concassées, grès	1.67
Ciment	5
Argile, sable argileux	1.25
Gravier	1.12
Tourbe	1.18
Sable	1.12
Terre sèche	1.25
Granit fragmentée	1.64
Enrobés	1.09
Moellons	1.6

Tableau VII.2: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage	m ³	7809	150	1171350
2	Déblai	m ³	10230	200	2046000
3	Pose du lit de sable	m ³	2023	1200	2427600
4	Remblai de tranchée	m ³	8254	150	1238100
5	Evacuation des déblaies excédentaires	m ³		300	1298940
B	Collecteurs				
1	Collecteur en PVC				
	300	MI	1600	1500	2400000
	400	MI	1884	2000	3768000
	500	MI	1160	2800	3248000
	600	MI	1300	3600	4680000
2	Canalisation en béton armé				
	800	ml	989	7100	7021900
	1200	ml	60	40000	2400000
C	Construction				
1	Construction des regards en béton armé	U	500	35000	17500000
2	Exécution de déversoir d'orage	U	1	300000	300000
THT					49499890
TVA 19%					9404979.1
TTC					58904869.1

Abréviation : { HT=prix hors Taxe
 TVA=La taxe sur la valeur ajoutée (un impôt indirect)
 TTC=prix toutes taxes comprises

VII.2.4. Planification des travaux :

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Piquetage.
- B. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. Construction des regards.
- F. La mise en place des canalisations en tranchée.
- G. constructions des ouvrages annexes (le bassin de décantation, les D. O.)
- H. Assemblage des tuyaux.
- I. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- J. Remblai des tranchées.
- K. Travaux de finition.

Tableau VII.3 : détermination des délais :

OPERATION	TR	DP		DPP		MT
		CCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	20	15	35	15	35	0
C	55	35	90	35	90	0
D	20	90	110	110	130	20
E	40	90	130	90	130	0
F	20	90	110	110	130	20
G	30	90	120	100	130	10
H	15	130	145	130	145	0
I	15	145	160	145	160	0
J	20	160	180	160	180	0
K	20	180	210	180	210	0

Avec :

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

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

$$\sum TR = 210 \text{ jours}$$

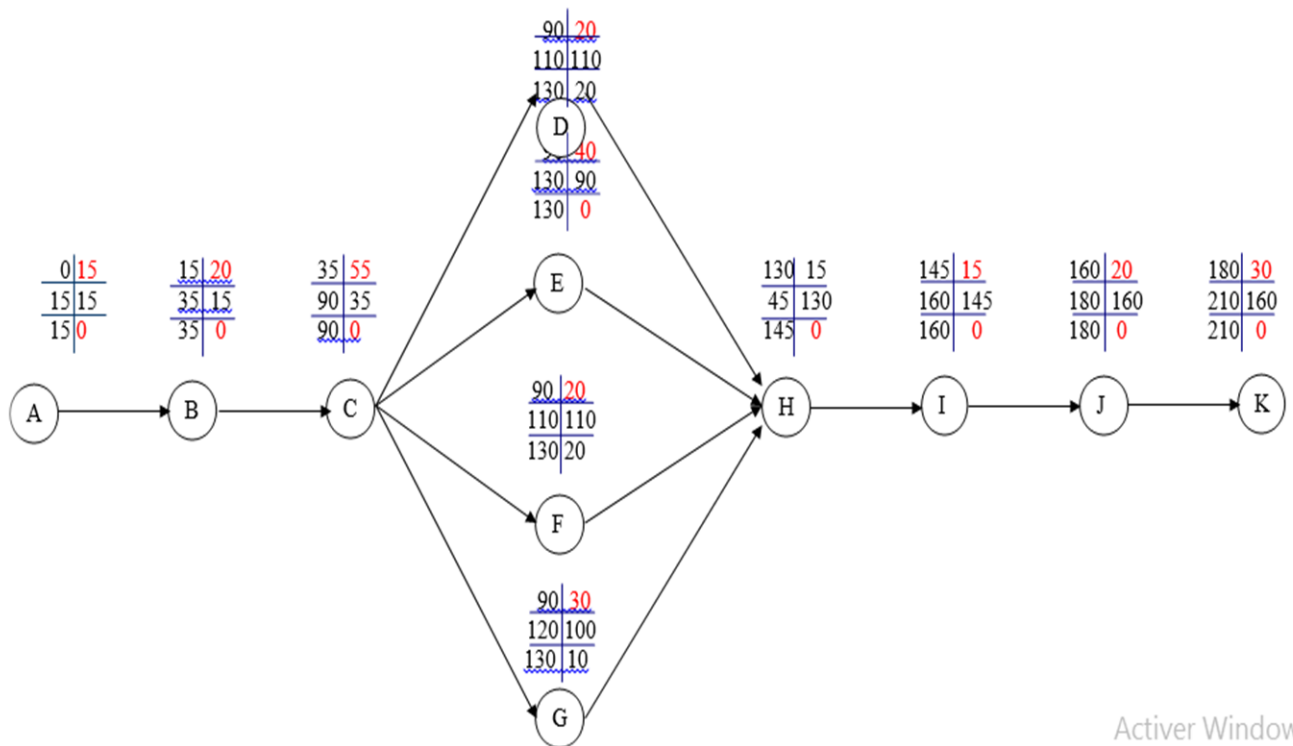


Figure VII.3 :Réseau a nœud

VII.3. Sécurité de travail :

L'objectif de la protection est de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans le chantier. Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes et de règlement à suivre.

Lorsqu'on évoque les accidents du travail, on a souvent plus ou moins tendance à penser qu'une seule cause serait à l'origine de la situation. S'agissant de l'accident de travail, on peut l'attribuer soit à la machine, soit à l'homme. Dans l'autre cas, on tente de faire ressortir la part de l'homme et la part de la machine. Ainsi les préoccupations concernant les risques professionnels, ne doivent pas être séparées de l'analyse du travail et les conditions dans lesquelles le travailleur est amené à exécuter son travail. L'analyse des causes d'accident n'a intérêt que si elle met celle-ci en relation avec le travail des opérateurs et on prend place dans un diagnostic général de la situation de travail et de ses effets sur la charge de travail, les risques pour la santé et la sécurité.

Alors pour garantir la sécurité et la santé des travailleurs, il faut que les employeurs comme les salariés collaborent et participent à des programmes de santé et de sécurité, touchant à la médecine du travail, à l'hygiène industrielle, à la toxicologie, à la formation, à la sécurité des machines, à l'ergonomie, à la psychologie, etc.

VII.3.1 Organisation de La prévention des accidents du travail :

L'INPRP fournit des prestations de service à tout Organisme privé ou public, l'Institut est administré par un conseil d'administration dirigé par un directeur général et il est doté d'un conseil scientifique.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité.
- Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).
- Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes
- Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques.
- Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement).

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers ;

- Protection des membres inférieurs.
- Protection des yeux.
- Protection du tronc.
- Protection de la tête.
- Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré.
- Etre pratique et confortable.
- Etre solide.

VII. Conclusion :

L'organisation de chantier ne représente pas seulement l'organisation pendant l'exécution des projets. Elle représente même les travaux de préparation des plans, des engins que l'on peut utiliser sur chantier et faire les devis estimatifs.

D'autre part, La planification des travaux et les bonnes conditions du travail et la sécurité sur chantier joue un rôle capital dans le bon déroulement des travaux et la protection des ouvriers est nécessaire pour une bonne exécution des travaux de réalisation du projet.

Conclusion générale

A la fin de ce travail, on peut conclure que la réalisation d'un réseau d'assainissement, des trois localités « Ibouyechen, Soubisse, Iarkaab » de la commune de SIDI GHILES (w.TIPASA), repose sur plusieurs critères, dépendant de la nature du terrain, la nature et la quantité des eaux à évacuer, ainsi que le plan d'urbanisation de l'agglomération. De tous ces critères résulte, le choix du système d'évacuation, ainsi que le schéma correspondant.

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

Le cheminement des collecteurs s'est fait selon la topographie du terrain en respectant le tissu urbain et suivant le cheminement qui favorise l'écoulement gravitaire de l'eau.

Pour les éléments du réseau d'égout ; les conduites utilisées sont des conduites en PEHD ondulée et en béton armé qui a une excellente étanchéité, très grande facilité de pose, très bonne caractéristique hydraulique, bonne résistance mécanique on a projeté des regards de visite, et des regards de chute selon les conditions topographiques. L'emplacement des bouches d'égout (à section rectangulaire) se fait au niveau des caniveaux le long de la voirie qui porte le collecteur principal avec un espacement de 50m.

Dans cette étude nous avons utilisé un déversoir d'orage de type latéral et à conduite aval libre qui permet de séparer le débit de rejet de notre agglomération en deux : Un débit de pointe d'eaux usées transité vers la station d'épuration projeté à 2km de la commune de SIDIGHILES et Un débit d'eaux pluviales transité vers le plus proche Oued.

Pour assurer la durabilité et le bon fonctionnement de nos ouvrages, il est recommandé de faire régulièrement des travaux d'entretien et de maintenance.

Pour terminer, ce travail s'achève par la partie organisation et sécurité chantier. Dans cette partie on a donné les détails sur la pose de canalisation ainsi que les mesures de sécurité à respecter pour le bon déroulement des opérations. On a présenté un devis quantitatif et estimatif global de notre projet qui s'élève à un montant **58 904 869.1** DA. Enfin nous espérons que cette étude pourra faire l'objet d'un avant-projet détaillé pour l'élaboration d'un réseau d'assainissement de ces trois localités « Ibouyechen, Soubisse, Iarkaab » de la commune de SIDIGHILES (w.TIPASA).

Références bibliographique

- ❖ AMARKHODJA Sara ,HADJAIDJI Salima , mémoire de fin d'étude d'assainissement « Etude de réseau d'assainissement d'une zone inondable BORDJ EL KIFAN» ; USTHB 2017.
- ❖ Bourrier R. 1997 Les réseaux d'assainissement 4^{ème} Edition, Lavoisier. Paris
- ❖ Bénina Touaïbia - « Manuel pratique d'hydrologie ».Mars 2004
- ❖ Cyril Gomélla et Henri Guerrée - « Guide de l'Assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (1- La collecte) » Edition Eyrolles - Paris – 1986
- René Bayon « V.R.D Voirie Réseaux divers » Edition Eyrolles 1998
- ❖ DOUKHANE Elhadj Mohammed Nabil ,BENSAISSA M'hamed Amir Amar ; mémoire de fin d'étude d'assainissement « ETUDE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE VILLAGE EL DBIL (Wilaya de M'Sila) » université Béjaïa
- ❖ E.AKROUCHE mémoire de fin étude d'assainissement, «Etude de la réhabilitation de réseau de l'assainissement de la ville de BOUFARIK (W.BLIDA) », E.N.S.H, 2008, Blida ;
- ❖ Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage -Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg.
- ❖ Henri Guerrée, Cyril Gomella ; « Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales » ; Tome1 : La collecte ; 2^{ème} édition, Eyrolles ; Paris 1982.
- ❖ MILOUS. I, (2006), mémoire : « LA VILLE ET LE DEVELOPPEMENT DURABLE Identification et définition des indicateurs de la durabilité d'une villeCas de Constantine-» ; 87p
- ❖ Marc Satin, Béchir selmi., 1999 Guide technique de l'assainissement. 2^{ème} édition, moniteur référence technique, France
- ❖ Régis Bourrier - « Les réseaux d'Assainissement (calculs, applications et perspectives) » Edition Lavoisier
- ❖ R.BEKHOUCHE mémoire de fin d'étude d'assainissement, «Extension du réseau d'assainissement d'El Karma commune Boumerdes (w.Boumerdes) », E.N.S.H, 2017, Blida ;
- ❖ SALAH, B., 1993 « polycopie d'assainissement », Ecole nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA .
- ❖ Zoubiri. F, mémoire de fin d'étude d'assainissement, « étude d'assainissement du centre rural de Bouyeghsene commune de Hadjout w. de Tipaza ». E.N.S.H, 2005, Blida.

Annexe n° 1 :

→ Dimensionnement du réseau d'assainissement de la première localité Ibouyechen :

Tableau N° 1 : Dimensionnement du 1^{er} collecteur principal des eaux usées et des eaux pluviales :

Tronçon	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	prof(m)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Vps (m/s)	Qps(m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	Vec (m/s)	H (mm)	Qps/100	v(Q/100)(m/s)	V _{Autocurage}
s1-s2	117,34	116,68	115,72	114,88	19,20	0,05	0,02	1,62	104,84	200,00	3,50	0,25	0,06	0,56	0,17	1,97	0,05	0,002	0,629	Autoc vérifie
s2-s3	116,68	115,55	114,88	114,04	19,57	0,04	0,03	1,80	140,41	200,00	3,32	0,23	0,13	0,68	0,25	2,26	0,07	0,002	0,597	Autoc vérifie
s3-s4	115,55	115,41	114,04	113,24	19,75	0,04	0,06	1,51	175,99	200,00	3,22	0,23	0,24	0,83	0,33	2,67	0,10	0,002	0,580	Autoc vérifie
s4-s5	115,41	114,09	113,90	112,21	25,10	0,08	0,08	1,51	162,67	200,00	3,22	0,23	0,35	0,91	0,41	2,93	0,12	0,002	0,580	Autoc vérifie
s5-s6	114,09	113,17	112,59	111,34	29,10	0,08	0,11	1,50	185,55	200,00	3,89	0,27	0,39	0,93	0,43	3,62	0,13	0,003	0,700	Autoc vérifie
s6-s7	113,17	112,16	111,67	110,66	26,30	0,07	0,14	1,50	219,82	300,00	4,01	0,28	0,48	0,99	0,49	3,95	0,15	0,003	0,722	Autoc vérifie
s7-s8	112,16	111,94	110,66	110,42	29,90	0,01	0,14	1,50	304,23	400,00	2,31	0,29	0,48	0,99	0,49	2,28	0,20	0,003	0,415	Autoc vérifie
s8-s9	111,94	110,90	110,42	108,98	29,95	0,05	0,15	1,52	245,77	300,00	3,51	0,25	0,59	1,04	0,55	3,67	0,16	0,002	0,632	Autoc vérifie
s9-s10	110,90	109,79	109,40	107,57	28,70	0,09	0,15	1,50	206,15	300,00	3,96	0,28	0,54	1,02	0,52	3,86	0,16	0,003	0,713	Autoc vérifie
s10-s11	109,79	108,66	108,29	106,41	26,10	0,08	0,16	1,50	189,23	300,00	3,94	0,28	0,57	1,04	0,54	3,37	0,16	0,003	0,709	Autoc vérifie
s11-s12	108,66	107,32	107,16	105,48	30,10	0,07	0,16	1,50	209,68	300,00	3,92	0,28	0,59	1,05	0,55	3,96	0,16	0,003	0,706	Autoc vérifie
s12-s13	107,32	106,36	105,82	104,86	26,10	0,08	0,17	1,50	237,90	300,00	3,86	0,27	0,14	0,69	0,25	2,67	0,08	0,003	1,230	Autoc vérifie
s13-s14	106,36	105,90	104,86	104,40	23,21	0,02	0,18	1,50	311,27	400,00	2,73	0,34	0,51	1,01	0,51	2,75	0,20	0,003	0,491	Autoc vérifie
s14-s15	105,90	105,29	104,40	103,61	75,00	0,01	0,18	1,50	354,14	400,00	1,99	0,25	0,72	1,08	0,63	2,16	0,25	0,002	0,358	Autoc vérifie
s15-s16	105,29	104,26	103,71	102,76	16,95	0,06	0,19	1,58	263,08	300,00	3,79	0,27	0,71	1,08	0,62	4,08	0,19	0,003	0,682	Autoc vérifie
s16-s17	104,26	103,32	102,76	101,81	19,46	0,05	0,19	1,50	272,11	300,00	3,54	0,25	0,77	1,10	0,66	3,90	0,20	0,002	0,637	Autoc vérifie
s17-s18	103,32	102,23	101,81	100,73	24,56	0,04	0,20	1,51	280,70	300,00	3,36	0,24	0,84	1,13	0,70	3,78	0,21	0,002	0,604	Autoc vérifie
s18-s19	102,23	101,01	100,73	99,50	31,53	0,04	0,21	1,50	290,29	300,00	3,16	0,22	0,92	1,14	0,75	3,60	0,22	0,002	0,569	Autoc vérifie
s19-s20	101,01	100,66	99,50	98,00	27,10	0,09	0,21	1,51	238,05	300,00	3,44	0,24	0,87	1,14	0,72	4,01	0,22	0,002	0,619	Autoc vérifie
s20-s21	100,66	98,97	99,15	96,29	28,90	0,07	0,22	1,51	206,97	300,00	3,89	0,27	0,79	1,11	0,67	4,02	0,20	0,003	0,700	Autoc vérifie
s21-s22	98,97	97,01	97,47	95,33	26,10	0,07	0,22	1,50	236,70	300,00	3,87	0,27	0,82	1,12	0,69	3,98	0,21	0,003	0,697	Autoc vérifie
s22-s23	97,01	96,83	95,33	94,96	30,64	0,01	0,23	1,68	277,80	300,00	2,13	0,27	0,86	1,13	0,71	2,41	0,29	0,003	0,384	Autoc vérifie
s23-S1"	96,83	95,91	94,96	92,98	37,00	0,05	0,24	1,87	289,79	300,00	3,70	0,26	0,91	1,14	0,75	3,94	0,22	0,003	0,666	Autoc vérifie

Tableau N° 2 : Dimensionnement du 1^{er} collecteur principal des eaux usées et des eaux pluviales (suite) :

Tronçon	CT.am (m)	CT.av (m)	CR.am (m)	CR.av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	prof(m)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Vps (m/s)	Qps(m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	Vec (m/s)	H (mm)	Qps/100	V(Q/100)(m/s)	V _{Autocurage}
s1"-s2"	94,500	93,570	93,200	92,500	20,100	0,035	0,240	1,300	314,591	400,000	3,618	0,454	0,528	1,017	0,514	3,679	0,206	0,005	0,651	Autoc vérifie
s2"-s3"	93,570	92,830	92,500	91,800	25,600	0,027	0,240	1,070	329,186	400,000	3,206	0,403	0,596	1,047	0,551	3,357	0,221	0,004	0,577	Autoc vérifie
s3"-s4"	92,830	91,570	91,800	90,100	28,700	0,059	0,240	1,030	284,771	400,000	4,020	0,593	0,405	0,940	0,444	4,030	0,177	0,006	0,849	Autoc vérifie
s4"-s5"	91,570	90,820	90,100	89,600	30,100	0,017	0,240	1,470	361,432	400,000	2,499	0,314	0,765	1,098	0,654	2,745	0,262	0,003	0,450	Autoc vérifie
s5"-s6"	90,820	89,840	89,600	88,500	33,600	0,033	0,240	1,220	318,259	400,000	3,508	0,441	0,545	1,025	0,523	3,597	0,209	0,004	0,632	Autoc vérifie
s6"-s7"	89,840	88,220	88,500	87,500	34,600	0,029	0,240	1,340	325,784	400,000	3,296	0,414	0,580	1,041	0,542	3,432	0,217	0,004	0,593	Autoc vérifie
s7"-s8"	88,220	87,350	87,500	86,600	20,100	0,045	0,240	0,720	300,111	400,000	4,103	0,515	0,466	0,979	0,480	4,015	0,192	0,005	0,739	Autoc vérifie
s8"-s9"	87,350	85,540	86,600	84,500	26,300	0,080	0,240	0,750	269,264	400,000	3,987	0,688	0,349	0,908	0,407	4,010	0,163	0,007	0,986	Autoc vérifie
s9"-s10"	85,540	84,510	84,500	83,600	22,100	0,041	0,240	1,040	305,496	400,000	3,913	0,491	0,488	0,993	0,492	3,886	0,197	0,005	0,704	Autoc vérifie
s10"-s11"	84,510	83,370	83,600	82,600	29,800	0,034	0,240	0,910	316,788	400,000	3,552	0,446	0,538	1,022	0,519	3,630	0,208	0,004	0,639	Autoc vérifie
s11"-s12"	83,370	82,370	82,600	81,200	30,400	0,046	0,240	0,770	298,533	400,000	4,020	0,523	0,459	0,974	0,476	4,055	0,190	0,005	0,749	Autoc vérifie
s12"-s13"	82,370	81,680	81,200	80,200	39,500	0,025	0,240	1,170	333,975	400,000	3,085	0,387	0,619	1,054	0,565	3,253	0,226	0,004	0,555	Autoc vérifie
s13"-s14"	81,680	80,280	80,200	79,400	19,600	0,041	0,240	1,480	305,366	400,000	3,917	0,492	0,488	0,993	0,492	3,889	0,197	0,005	0,705	Autoc vérifie
s14"-s15"	80,280	79,080	79,400	78,100	20,500	0,063	0,240	0,880	281,153	400,000	4,036	0,613	0,391	0,932	0,435	4,036	0,174	0,006	0,879	Autoc vérifie
s15"-s16"	79,080	78,360	78,100	77,100	38,320	0,026	0,240	0,980	332,082	400,000	3,132	0,393	0,610	1,052	0,559	3,294	0,224	0,004	0,564	Autoc vérifie
s16"-s47"	78,360	77,040	77,100	76,100	25,400	0,039	0,240	1,260	307,439	400,000	3,847	0,483	0,497	0,998	0,497	3,841	0,199	0,005	0,693	Autoc vérifie
s47-s48	79,80	77,04	78,17	75,54	20,23	0,087	0,46	1,63	583,87	600,00	3,99	0,50	0,92	1,14	0,75	3,50	0,299	0,011	0,718	Autoc vérifie
s48-s49	77,04	75,88	75,54	74,35	25,17	0,047	0,80	1,50	529,42	600,00	4,02	0,79	1,01	1,15	0,82	2,99	0,412	0,010	0,724	Autoc vérifie
s49-s50	75,88	73,13	74,35	71,63	27,33	0,100	0,94	1,53	542,13	600,00	3,96	0,78	1,21	0,34	1,63	3,89	0,816	0,010	0,714	Autoc vérifie
s50-s51	73,13	71,30	71,63	69,80	26,36	0,069	1,02	1,50	501,76	600,00	3,65	0,72	1,42	0,57	1,03	4,02	0,515	0,010	0,657	Autoc vérifie
s51-s52	71,30	69,48	69,80	67,98	21,41	0,085	1,30	1,50	584,26	600,00	4,03	1,14	1,14	0,47	1,15	3,89	0,691	0,011	0,725	Autoc vérifie
s52-s53	69,53	66,53	67,80	65,20	30,50	0,06	1,49	1,49	708,10	800,00	4,04	1,14	1,31	1,02	1,20	4,12	0,72	0,011	0,73	Autoc vérifie
s53-s54	66,53	64,94	65,20	64,89	27,10	0,01	1,55	1,33	780,19	800,00	3,29	1,65	0,94	1,14	0,76	3,75	0,61	0,017	0,59	Autoc vérifie

Tableau N°3 : Dimensionnement de 2^{ème} collecteur principale des eaux usées et pluviales :

Troncon	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	prof(m)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Vps (m/s)	Qps(m3/s)	Rq	Rv	Rh	Vec (m/s)	H(mm)	Qps/100	V(Q/100)(m/s)	V _{Autocourage}
s25-s26	87,90	86,31	83,99	83,39	32,00	0,02	0,05	3,91	194,72	300,00	2,19	0,15	0,32	0,89	0,39	1,95	0,12	0,002	0,395	Autoc vérifie
s26-s27	86,31	85,91	83,39	83,01	12,85	0,03	0,12	2,92	250,92	300,00	2,75	0,19	0,62	1,06	0,57	2,90	0,17	0,002	0,495	Autoc vérifie
s27-s28	85,91	83,98	83,01	82,80	16,04	0,01	0,23	2,90	297,00	300,00	2,22	0,28	0,83	1,12	0,69	2,49	0,28	0,003	0,399	Autoc vérifie
s28-s29	83,98	82,50	82,80	80,50	18,70	0,07	0,34	1,18	282,02	300,00	3,51	0,26	1,29	1,11	2,92	3,50	0,88	0,003	0,664	Autoc vérifie
s29-s30	82,50	81,49	80,50	79,49	12,45	0,08	0,47	2,00	345,14	400,00	3,48	0,49	0,96	1,14	0,78	3,90	0,31	0,005	0,697	Autoc vérifie
s30-s31	81,49	79,51	79,49	77,51	21,91	0,08	0,64	2,00	379,38	400,00	3,47	0,49	1,29	1,02	2,80	3,36	1,12	0,005	0,709	Autoc vérifie
s31-s32	79,51	78,57	77,51	76,56	14,72	0,06	0,83	2,00	447,06	500,00	3,56	0,70	1,19	1,10	1,50	3,45	0,75	0,007	0,641	Autoc vérifie
s32-s33	78,57	76,74	76,56	74,72	30,10	0,06	0,98	2,01	479,80	500,00	3,51	0,71	1,37	0,95	5,35	3,92	2,67	0,007	0,655	Autoc vérifie
s33-s34	76,74	73,73	74,72	71,71	38,11	0,08	1,02	2,02	464,21	500,00	3,21	0,63	1,62	0,95	31,32	3,94	1,66	0,006	0,578	Autoc vérifie
s34-s35	73,730	71,210	72,140	70,200	39,220	0,049	1,08	1,59	445,00	500,00	4,31	0,54	0,68	1,07	0,60	3,98	0,24	0,005	0,776	Autoc vérifie
s35-s36	71,210	70,500	70,200	69,500	43,170	0,016	1,11	1,01	599,96	600,00	3,24	0,91	1,00	1,14	0,81	3,70	0,49	0,009	0,582	Autoc vérifie
s36-s37	70,500	69,500	69,500	67,800	35,400	0,048	1,40	1,00	528,67	600,00	4,02	1,14	0,99	1,14	0,80	4,01	0,48	0,011	0,724	Autoc vérifie
s37-s52	69,500	68,590	67,800	67,100	38,400	0,018	1,60	1,70	589,00	600,00	3,43	0,97	1,65	1,10	0,91	3,78	0,55	0,010	0,617	Autoc vérifie

Tableau N° 4 : Dimensionnement du Premier Emissaire A des eaux usées et des eaux pluviales :

Troncon	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	prof(m)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Vps (m/s)	Qps(m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	Vec (m/s)	H (mm)	Qps/100	V(Q/100)(m/s)	V _{Autocurage}
s54-s55	64,94	64,27	64,89	63,50	35,60	0,01	1,65	1,18	745,00	800,00	2,83	1,42	1,16	0,94	1,27	2,66	1,01	0,014	0,51	Autoc vérifie
s55-s56	64,27	62,36	63,50	61,40	25,40	0,07	1,78	1,01	590,69	800,00	3,98	2,00	0,89	1,14	0,73	4,02	0,59	0,020	0,72	Autoc vérifie
s56-s57	62,36	60,49	61,40	60,89	28,40	0,01	1,98	1,16	762,00	800,00	3,22	1,62	1,23	0,97	1,82	3,12	1,45	0,016	0,58	Autoc vérifie
s57-s58	60,61	59,73	58,93	57,95	42,42	0,02	1,98	1,68	749,61	800,00	4,01	2,01	0,98	1,14	0,79	4,57	0,63	0,020	0,722	Autoc vérifie
s58-s59	59,73	58,40	57,95	56,66	67,74	0,02	1,98	1,78	777,27	800,00	4,20	2,11	0,94	1,14	0,76	4,33	0,61	0,021	0,756	Autoc vérifie
s59-s60	58,40	57,81	56,66	55,90	63,95	0,01	1,98	1,74	746,00	800,00	3,36	1,69	1,17	0,89	1,35	2,50	1,08	0,017	0,604	Autoc vérifie
s60-s61	57,81	56,71	55,90	55,01	52,23	0,02	1,98	1,91	793,64	800,00	4,02	2,02	0,98	1,14	0,79	4,10	0,63	0,020	0,723	Autoc vérifie
s61-s62	56,71	55,47	55,01	53,78	48,98	0,03	1,98	1,70	737,98	800,00	3,88	1,95	1,02	1,15	0,83	4,02	0,66	0,019	0,698	Autoc vérifie
s62-s63	55,47	54,17	53,78	52,49	51,64	0,02	1,98	1,69	738,71	800,00	3,96	1,99	1,00	1,14	0,80	3,99	0,64	0,020	0,713	Autoc vérifie
s63-s64	54,17	53,09	52,49	51,37	37,31	0,03	1,98	1,68	713,69	800,00	3,88	1,95	1,02	1,15	0,83	3,89	0,66	0,019	0,698	Autoc vérifie
s64-s65	53,09	52,13	51,37	50,44	49,13	0,02	1,98	1,72	778,14	800,00	4,23	2,13	0,93	1,14	0,76	4,12	0,60	0,021	0,762	Autoc vérifie
s65-s66	52,13	51,02	50,44	49,32	33,78	0,03	1,98	1,69	700,52	800,00	4,01	2,01	0,98	1,14	0,79	4,11	0,63	0,020	0,722	Autoc vérifie
s66-s67	51,02	48,80	49,32	46,68	56,38	0,05	1,98	1,70	656,61	800,00	4,02	2,02	0,98	1,14	0,79	4,13	0,63	0,020	0,724	Autoc vérifie
s67-s68	48,80	49,88	46,68	46,59	40,83	0,05	1,98	2,12	705,40	800,00	3,99	2,00	0,99	1,14	0,80	4,18	0,64	0,020	0,718	Autoc vérifie
s68-s69	49,88	48,97	46,59	46,43	83,04	0,02	1,98	3,29	748,20	800,00	3,89	1,95	1,01	1,02	0,82	3,97	0,66	0,020	0,700	Autoc vérifie
s69-s70	48,97	47,44	46,43	45,32	58,49	0,02	1,98	2,54	777,77	800,00	3,96	1,99	1,00	1,14	0,80	3,98	0,64	0,020	0,713	Autoc vérifie
s70-s71	47,44	45,90	45,32	43,75	97,80	0,02	1,98	2,12	782,10	800,00	3,90	1,96	1,01	1,14	0,82	3,88	0,66	0,020	0,702	Autoc vérifie
s71-s72	45,90	44,58	43,75	42,43	47,18	0,03	1,98	2,15	723,18	800,00	3,90	1,96	1,01	1,14	0,82	3,97	0,66	0,020	0,702	Autoc vérifie
s72-s73	44,58	42,52	42,43	40,37	62,44	0,03	1,98	2,15	701,17	800,00	3,99	2,00	0,99	1,14	0,80	3,96	0,64	0,020	0,718	Autoc vérifie
s73-s74	42,52	42,10	40,37	39,78	25,10	0,02	1,98	2,15	747,18	800,00	4,01	2,01	0,98	1,14	0,79	3,47	0,63	0,020	0,722	Autoc vérifie

→ Dimensionnement du réseau d'assainissement de la deuxième *localité Soubisse* :

Tableau N° 5 : Dimensionnement du 1^{er} collecteur principal des eaux usées et des eaux pluviales :

Tronçon	CT _{am} (m)	CT _{av} (m)	CR _{am} (m)	CR _{av} (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	prof(m)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Vps (m/s)	Qps(m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	Vec (m/s)	H (mm)	Qps/100	v(Q/100)(m/s)	VAutocurage
T1-T2	140,440	139,330	139,010	138,400	25,200	0,024	0,100	1,430	242,542	300,000	2,490	0,176	0,568	1,036	0,536	2,581	0,161	0,002	0,448	Autoc vérifie
T2-T3	139,330	136,350	138,400	135,400	31,100	0,096	0,170	0,930	238,088	300,000	4,013	0,283	0,670	1,068	0,595	4,010	0,178	0,003	0,722	Autoc vérifie
T3-T4	136,350	135,930	135,400	134,500	30,400	0,030	0,200	0,950	313,906	400,000	3,336	0,419	0,525	1,015	0,512	3,386	0,205	0,004	0,601	Autoc vérifie
T4-T5	135,930	134,360	134,500	133,360	33,500	0,034	0,220	1,430	334,760	400,000	3,986	0,501	0,559	1,032	0,531	4,030	0,212	0,005	0,717	Autoc vérifie
T5-T6	134,360	133,550	133,360	132,400	39,500	0,024	0,250	1,000	365,915	400,000	3,023	0,380	0,790	1,109	0,671	3,351	0,268	0,004	0,544	Autoc vérifie
T6-T9	133,550	130,020	132,400	129,400	35,100	0,085	0,270	1,150	309,508	400,000	4,110	0,712	0,506	1,004	0,502	3,980	0,201	0,007	1,020	Autoc vérifie
T9-T10	130,020	128,900	129,100	127,100	30,100	0,066	0,270	0,920	291,288	300,000	4,126	0,291	0,926	1,139	0,753	4,020	0,226	0,003	0,743	Autoc vérifie
T10-T11	128,900	125,900	127,100	126,500	25,600	0,023	0,290	1,800	298,700	300,000	2,450	0,173	1,675	1,123	0,780	2,752	0,234	0,002	0,441	Autoc vérifie
T11-T12	125,900	122,410	126,500	121,900	34,500	0,087	0,300	1,800	297,660	300,000	4,030	0,306	0,981	1,141	0,792	3,099	0,238	0,003	0,779	Autoc vérifie
T12-T13	122,410	120,400	121,900	119,800	29,400	0,071	0,340	1,310	342,790	400,000	4,077	0,512	0,664	1,066	0,591	3,954	0,236	0,005	0,734	Autoc vérifie
T13-T14	120,400	117,800	119,800	116,900	29,600	0,098	0,420	0,600	319,639	400,000	3,987	0,762	0,551	1,028	0,527	4,012	0,211	0,008	1,092	Autoc vérifie
T14-T15	117,800	115,900	116,900	114,900	31,200	0,064	0,470	0,900	361,011	400,000	3,954	0,617	0,762	1,097	0,653	3,908	0,261	0,006	0,884	Autoc vérifie
T15-T16	115,900	115,200	114,900	114,400	30,900	0,016	0,500	1,000	478,297	500,000	2,862	0,562	0,890	1,138	0,732	3,256	0,366	0,006	0,515	Autoc vérifie
T16-T17	115,200	114,570	114,400	113,580	25,800	0,032	0,550	0,800	436,765	500,000	4,011	0,787	0,699	1,076	0,612	4,020	0,306	0,008	0,722	Autoc vérifie
T17-T18	114,570	113,620	113,580	112,690	22,600	0,039	0,600	0,990	433,476	500,000	4,012	0,876	0,685	1,072	0,604	4,010	0,302	0,009	0,804	Autoc vérifie
T18-T19	113,620	112,090	112,690	111,600	21,300	0,051	0,650	0,930	425,275	500,000	3,964	0,999	0,651	1,063	0,583	3,987	0,291	0,010	0,916	Autoc vérifie
T19-T20	112,090	110,660	111,600	110,890	25,600	0,028	0,770	0,870	508,325	600,000	4,023	1,196	0,644	1,061	0,579	3,969	0,347	0,012	0,762	Autoc vérifie

Tableau N°6 : Dimensionnement du 1^{er} collecteur principal des eaux usées et des eaux pluviales (suite) :

Troncon	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	prof(m)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Vps (m/s)	Qps(m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	Vec (m/s)	H (mm)	Qps/100	v(Q/100)(m/s)	VAutocurage
T20-T21	110,660	109,680	108,400	107,150	15,200	0,082	0,770	2,260	414,603	600,000	4,120	2,059	0,374	0,922	0,424	3,698	0,254	0,021	1,312	Autoc vérifie
T21-T22	109,680	108,130	107,150	106,630	25,400	0,020	0,770	2,530	538,100	600,000	3,635	1,027	0,749	1,093	0,645	3,972	0,387	0,010	0,654	Autoc vérifie
T22-T23	108,130	106,290	106,630	104,790	30,100	0,061	0,770	1,500	438,314	500,000	3,897	1,092	0,705	1,078	0,617	3,974	0,308	0,011	1,001	Autoc vérifie
T23-T24	106,290	104,090	104,790	102,590	25,100	0,088	0,770	1,500	409,677	500,000	3,580	1,307	0,589	1,045	0,547	4,020	0,274	0,013	1,199	Autoc vérifie
T24-T25	104,090	102,420	102,590	100,920	32,100	0,052	0,770	1,500	451,770	500,000	3,690	1,007	0,765	1,098	0,654	4,130	0,327	0,010	0,924	Autoc vérifie
T25-T26	102,420	100,280	100,920	98,780	33,400	0,064	0,770	1,500	434,468	500,000	3,960	1,118	0,689	1,073	0,606	4,030	0,303	0,011	1,025	Autoc vérifie
T26-T27	100,280	98,250	98,780	96,750	35,600	0,057	0,770	1,500	444,067	500,000	3,987	1,054	0,730	1,086	0,632	4,019	0,316	0,011	0,967	Autoc vérifie
T27-T28	98,250	96,510	96,750	95,010	32,100	0,054	0,770	1,500	448,306	500,000	4,012	1,028	0,749	1,092	0,644	3,987	0,322	0,010	0,943	Autoc vérifie
T28-T29	96,510	94,540	95,010	93,040	30,100	0,065	0,770	1,500	432,739	500,000	4,160	1,130	0,682	1,071	0,602	4,078	0,301	0,011	1,036	Autoc vérifie
T29-T30	94,540	92,100	93,040	90,600	30,800	0,079	0,770	1,500	417,518	500,000	4,080	1,243	0,620	1,055	0,565	4,098	0,282	0,012	1,140	Autoc vérifie
T30-T31	92,100	90,160	90,600	88,660	35,100	0,055	0,770	1,500	446,673	500,000	4,030	1,038	0,742	1,090	0,640	4,057	0,320	0,010	0,952	Autoc vérifie
T31-T32	90,160	89,430	88,660	87,930	20,100	0,036	0,770	1,500	483,263	500,000	3,888	0,842	0,915	1,139	0,746	3,987	0,373	0,008	0,772	Autoc vérifie
T32-T33	89,430	87,260	87,930	85,760	25,600	0,085	0,770	1,500	412,255	500,000	3,987	1,286	0,599	1,048	0,553	3,984	0,276	0,013	1,179	Autoc vérifie
T33-T34	87,260	85,230	85,760	83,730	31,400	0,065	0,770	1,500	433,737	500,000	3,968	1,123	0,686	1,072	0,604	3,965	0,302	0,011	1,030	Autoc vérifie
T34-T35	85,230	82,910	83,730	81,410	29,400	0,079	0,770	1,500	417,824	500,000	3,965	1,240	0,621	1,055	0,565	4,020	0,283	0,012	1,138	Autoc vérifie
T35-T36	82,910	81,840	81,410	80,340	29,900	0,036	0,770	1,500	484,603	500,000	4,026	0,835	0,922	1,139	0,751	4,036	0,375	0,008	0,766	Autoc vérifie
T36-T37	81,840	79,430	80,340	77,930	30,900	0,078	0,770	1,500	418,742	500,000	4,037	1,233	0,624	1,056	0,568	4,069	0,284	0,012	1,131	Autoc vérifie
T37-T38	79,430	78,900	77,930	77,400	28,990	0,018	0,770	1,500	549,639	600,000	3,435	0,971	0,793	1,110	0,673	3,813	0,404	0,010	0,618	Autoc vérifie
T38-T39	78,900	77,970	77,400	76,470	28,780	0,032	0,770	1,500	493,965	600,000	4,136	1,291	0,597	1,047	0,552	4,010	0,331	0,013	0,822	Autoc vérifie
T39-T40	77,970	75,490	76,470	73,990	25,400	0,098	0,770	1,500	401,471	600,000	4,135	2,244	0,343	0,905	0,403	3,698	0,242	0,022	1,429	Autoc vérifie
T40-T41	75,490	74,050	73,990	72,550	30,100	0,048	0,770	1,500	458,929	600,000	4,179	1,571	0,490	0,994	0,494	3,954	0,296	0,016	1,000	Autoc vérifie
T41-T42	74,050	73,130	72,550	71,630	30,200	0,030	0,770	1,500	499,457	600,000	3,968	1,253	0,614	1,053	0,562	4,020	0,337	0,013	0,798	Autoc vérifie

Tableau N° 7 : Dimensionnement du 1^{er} collecteur principal des eaux usées et des eaux pluviales (suite) :

Troncon	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	prof(m)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Vps (m/s)	Qps(m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	Vec (m/s)	H (mm)	Qps/100	v(Q/100)(m/s)	VAutocurage
T42-T43	73,440	70,830	71,860	69,100	30,100	0,087	0,770	1,580	499,500	500,000	4,020	1,337	0,576	1,040	0,540	4,010	0,270	0,013	1,020	Autoc vérifie
T43-T44	70,830	68,820	69,100	67,100	25,100	0,080	0,770	1,730	417,064	500,000	3,350	1,246	0,618	1,054	0,564	3,987	0,282	0,012	1,143	Autoc vérifie
T44-T45	68,820	64,410	67,100	63,500	21,300	0,087	0,810	1,720	418,115	500,000	4,220	1,302	0,622	1,055	0,566	3,698	0,283	0,013	1,195	Autoc vérifie
T45-T46	64,410	59,380	63,500	58,300	30,100	0,084	0,089	0,910	160,611	500,000	3,690	1,835	0,048	0,526	0,148	4,010	0,074	0,018	1,683	Autoc vérifie
T46-T47	59,380	57,840	58,300	56,100	30,100	0,073	0,950	1,080	458,613	500,000	3,980	1,194	0,796	1,111	0,674	3,954	0,337	0,012	1,095	Autoc vérifie
T47-T48	57,840	56,400	56,100	55,100	22,400	0,045	1,020	1,740	516,619	600,000	3,965	1,517	0,672	1,069	0,596	3,963	0,358	0,015	0,966	Autoc vérifie
T48-T49	56,400	55,280	55,100	54,200	26,100	0,034	1,100	1,300	557,822	600,000	4,020	1,333	0,825	1,122	0,693	3,987	0,416	0,013	0,849	Autoc vérifie
T49-T50	55,280	54,970	54,200	53,600	27,800	0,022	1,250	1,080	638,954	700,000	4,137	1,591	0,786	1,107	0,668	3,680	0,467	0,016	0,745	Autoc vérifie
T50-T51	54,970	52,020	53,600	51,800	29,100	0,062	1,490	1,370	560,189	700,000	4,036	2,694	0,553	1,030	0,528	4,020	0,369	0,027	1,261	Autoc vérifie
T51-T52	52,770	52,020	51,400	51,400	45,600	0,000	1,730	1,370	678,000	700,000	4,020	1,546	1,119	0,847	1,053	4,030	0,737	0,015	0,724	Autoc vérifie
T52-T53	52,020	51,680	51,400	50,700	50,100	0,014	1,740	0,620	687,770	700,000	3,328	1,280	1,359	0,400	4,845	2,860	3,391	0,013	0,599	Autoc vérifie
T53-T54	51,680	50,100	50,700	49,400	44,100	0,029	1,790	0,980	689,543	700,000	4,069	1,860	0,963	1,140	0,777	4,010	0,544	0,019	0,870	Autoc vérifie
T54-T55	50,100	48,100	49,400	47,500	31,200	0,061	1,800	0,700	603,099	700,000	4,122	2,673	0,673	1,069	0,597	4,100	0,418	0,027	1,251	Autoc vérifie
T55-T90	48,100	47,870	47,500	46,800	29,600	0,024	1,820	0,600	689,400	700,000	3,968	1,666	1,093	1,050	0,968	3,999	0,677	0,017	0,779	Autoc vérifie

Tableau N° 8 : Dimensionnement du 2^{ème} collecteur principal des eaux usées et des eaux pluviales (suite) :

Tronçon	CT,am(m)	CT,av(m)	CR,am(m)	CR,av(m)	Dist(m)	I(m/m)	Qt(m ³ /s)	prof(m)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Vps(m/s)	Qps(m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	Vec(m/s)	H(mm)	Qps/100	√(Q/100)(m/s)	VAutocurage
T60-T61	82,800	81,500	81,300	79,960	44,500	0,030	0,123	2,840	251,607	300,000	2,778	0,196	0,627	1,057	0,569	2,935	0,171	0,002	0,500	Autoc vérifie
T61-T62	81,500	81,010	79,960	79,480	35,500	0,014	0,195	2,020	347,513	400,000	2,255	0,283	0,689	1,073	0,606	2,419	0,242	0,003	0,406	Autoc vérifie
T62-T63	81,010	80,330	79,480	79,100	36,700	0,010	0,200	1,910	368,829	400,000	1,973	0,248	0,807	1,115	0,681	2,201	0,273	0,002	0,355	Autoc vérifie
T63-T64	80,330	79,400	79,100	78,400	51,200	0,014	0,220	1,930	362,839	400,000	2,267	0,285	0,773	1,102	0,660	2,497	0,264	0,003	0,408	Autoc vérifie
T64-T65	79,400	79,100	78,400	76,500	57,100	0,033	0,229	2,900	311,756	400,000	3,537	0,444	0,515	1,010	0,507	3,571	0,203	0,004	0,637	Autoc vérifie
T65-T66	79,100	78,270	76,500	76,020	60,200	0,008	0,330	3,080	367,000	400,000	1,731	0,217	1,517	1,010	15,797	1,749	6,319	0,002	0,312	Autoc vérifie
T66-T67	78,270	76,720	77,500	75,200	30,000	0,077	0,330	3,070	305,740	400,000	5,369	0,674	0,489	0,994	0,493	4,010	0,197	0,007	0,966	Autoc vérifie
T67-T68	76,720	76,030	75,200	74,400	33,400	0,024	0,330	2,320	380,268	400,000	3,001	0,377	0,876	1,136	0,723	3,408	0,289	0,004	0,540	Autoc vérifie
T68-T69	76,030	75,110	74,330	73,610	25,100	0,029	0,710	1,800	489,987	500,000	3,811	0,748	0,949	1,139	0,768	4,033	0,384	0,007	0,686	Autoc vérifie
T69-T70	75,110	73,480	73,610	71,980	19,100	0,085	0,710	1,500	399,396	500,000	4,110	1,290	0,550	1,028	0,526	4,120	0,263	0,013	1,183	Autoc vérifie
T70-T71	73,480	70,920	71,980	69,420	15,100	0,170	0,710	1,500	351,163	500,000	4,020	1,818	0,391	0,932	0,435	4,102	0,217	0,018	1,668	Autoc vérifie
T71-T72	70,920	69,340	69,420	67,840	17,200	0,092	0,710	1,500	393,921	500,000	3,987	1,338	0,531	1,018	0,515	4,103	0,258	0,013	1,227	Autoc vérifie
T72-T73	69,340	68,400	67,840	66,900	30,100	0,031	0,710	1,500	482,242	500,000	3,976	0,780	0,910	1,139	0,743	3,987	0,372	0,008	0,716	Autoc vérifie
T73-T74	68,400	67,400	66,900	65,900	31,200	0,032	0,710	1,500	479,898	500,000	4,028	0,791	0,898	1,138	0,736	3,965	0,368	0,008	0,725	Autoc vérifie
T74-T75	67,400	66,770	65,900	65,270	25,100	0,025	0,710	1,500	502,409	500,000	3,565	0,700	1,015	1,145	0,825	3,500	0,412	0,007	0,642	Autoc vérifie
T75-T76	66,770	64,650	65,270	63,150	26,700	0,079	0,710	1,500	404,835	500,000	4,130	1,244	0,571	1,037	0,537	4,030	0,269	0,012	1,141	Autoc vérifie
T76-T77	64,650	63,600	63,150	62,100	28,600	0,037	0,710	1,500	467,833	500,000	4,311	0,846	0,839	1,127	0,701	4,070	0,351	0,008	0,776	Autoc vérifie
T77-T78	63,600	62,100	62,100	60,600	29,300	0,051	0,710	1,500	439,558	500,000	4,020	0,999	0,711	1,079	0,620	4,069	0,310	0,010	0,916	Autoc vérifie
T78-T79	62,100	60,520	60,600	59,020	30,100	0,052	0,710	1,500	437,500	500,000	4,010	1,012	0,702	1,077	0,614	4,123	0,307	0,010	0,928	Autoc vérifie
T79-T80	60,520	58,430	59,020	56,930	33,100	0,063	0,710	1,500	422,606	500,000	4,130	1,110	0,640	1,060	0,577	3,960	0,288	0,011	1,018	Autoc vérifie
T80-T81	58,430	57,740	56,930	56,240	24,500	0,028	0,710	1,500	491,677	500,000	3,776	0,741	0,958	1,139	0,774	3,987	0,387	0,007	0,680	Autoc vérifie
T81-T82	57,740	56,770	56,240	55,270	26,100	0,037	0,710	1,500	466,762	500,000	4,023	0,851	0,834	1,125	0,698	3,887	0,349	0,009	0,781	Autoc vérifie
T82-T83	56,770	55,400	55,270	53,900	28,900	0,047	0,710	1,500	445,942	500,000	4,069	0,961	0,739	1,088	0,638	3,890	0,319	0,010	0,882	Autoc vérifie
T83-T84	55,400	53,590	53,900	52,090	25,500	0,071	0,710	1,500	413,435	500,000	3,996	1,176	0,604	1,050	0,556	3,874	0,278	0,012	1,079	Autoc vérifie
T84-T85	53,590	52,600	52,090	51,100	17,400	0,057	0,710	1,500	430,940	500,000	4,017	1,053	0,674	1,069	0,597	3,697	0,299	0,011	0,966	Autoc vérifie
T85-T86	52,600	51,560	51,100	50,060	21,100	0,049	0,710	1,500	442,695	500,000	3,954	0,980	0,724	1,084	0,629	3,965	0,314	0,010	0,899	Autoc vérifie
T86-T87	51,560	50,940	50,060	49,440	22,400	0,028	0,710	1,500	493,280	500,000	3,743	0,735	0,966	1,140	0,780	4,123	0,390	0,007	0,674	Autoc vérifie
T87-T88	50,940	49,920	49,440	48,420	33,400	0,031	0,710	1,500	484,267	500,000	3,932	0,772	0,920	1,139	0,749	4,015	0,375	0,008	0,708	Autoc vérifie
T88-T89	49,920	48,290	48,420	46,790	21,700	0,075	0,710	1,500	409,069	500,000	3,954	1,210	0,587	1,044	0,546	4,180	0,273	0,012	1,110	Autoc vérifie
T89-T90	48,290	47,800	46,790	45,500	20,100	0,064	0,710	1,500	421,317	500,000	4,010	1,119	0,635	1,059	0,574	4,129	0,287	0,011	1,026	Autoc vérifie

Tableau N° 9 : Dimensionnement du deuxième *Emissaire C* des eaux usées et des eaux pluviales

Troncon	CT,am(m)	CT,av(m)	CR,am(m)	CR,av(m)	Dist(m)	I(m/m)	Qt(m ³ /s)	prof(m)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Vps(m/s)	Qps(m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	Vec(m/s)	H(mm)	Qps/100	v(Q/100)(m/s)	V _{Autocurage}
T90-T91	48,24	47,87	45,45	44,88	18,83	0,03	1,95	2,43	747,00	800,00	3,45	1,79	1,09	1,07	0,96	3,81	0,77	0,02	0,643	Autoc vérifie
T91-T92	47,87	46,55	44,88	44,33	18,21	0,03	1,95	2,22	756,40	800,00	3,40	1,79	1,09	1,06	0,96	3,78	0,77	0,02	0,642	Autoc vérifie
T92-T93	46,55	45,72	44,33	43,71	13,60	0,05	1,95	2,01	764,35	800,00	3,69	2,02	0,97	1,14	0,78	4,02	0,62	0,02	0,724	Autoc vérifie
T93-T94	45,72	44,02	43,71	42,02	23,20	0,07	1,95	2,00	749,80	800,00	3,87	2,01	0,97	1,14	0,78	4,01	0,63	0,02	0,722	Autoc vérifie
T94-S74	44,02	42,10	42,02	39,78	25,00	0,09	1,95	2,32	673,40	800,00	3,86	2,00	0,97	1,14	0,79	3,99	0,63	0,02	0,718	Autoc vérifie

→ Dimensionnement du réseau d'assainissement de la troisième *localité Iaarkab* :

Tableau N°9 : Dimensionnement du 1^{er} collecteur principal des eaux usées et des eaux pluviales :

Troncon	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	prof(m)	Deal(mm)	Dnor(mm)	Vps (m/s)	Qps(m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	Vec (m/s)	H (mm)	Qps/100	√(Q/100)(m/s)	VAutocurage
N1-N2	108,760	108,600	107,400	107,010	15,400	0,025	0,020	1,360	131,521	200	1,944	0,061	0,328	0,896	0,393	1,742	0,079	0,0006	0,350	Autoc vérifie
N2-N3	108,600	107,590	107,010	106,100	20,100	0,045	0,040	1,590	152,959	200	2,599	0,082	0,490	0,994	0,493	2,584	0,099	0,0008	0,468	Autoc vérifie
N3-N4	107,590	106,120	106,100	105,400	25,300	0,028	0,050	1,490	182,396	200	2,032	0,064	0,784	1,106	0,667	2,247	0,133	0,0006	0,366	Autoc vérifie
N4-N5	106,120	105,070	105,400	104,600	30,100	0,027	0,060	0,720	196,780	200	1,991	0,063	0,960	1,139	0,775	2,269	0,155	0,0006	0,358	Autoc vérifie
N5-N6	105,070	103,890	104,600	102,100	31,100	0,080	0,080	0,470	178,119	200	3,463	0,109	0,736	1,087	0,636	3,766	0,127	0,0011	0,623	Autoc vérifie
N6-N7	103,890	102,090	102,100	101,200	29,360	0,031	0,100	1,790	232,037	300	2,802	0,198	0,505	1,003	0,502	2,812	0,150	0,0020	0,504	Autoc vérifie
N7-N8	102,090	101,080	101,200	100,100	27,400	0,040	0,140	0,890	250,258	300	3,207	0,227	0,618	1,054	0,564	3,380	0,169	0,0023	0,577	Autoc vérifie
N8-N9	101,080	99,140	100,100	98,100	28,600	0,070	0,170	0,980	242,559	300	4,140	0,299	0,568	1,036	0,536	4,126	0,161	0,0030	0,762	Autoc vérifie
N9-N10	99,140	98,980	98,100	97,010	30,100	0,036	0,190	1,040	286,101	300	3,046	0,215	0,883	1,137	0,727	3,463	0,218	0,0022	0,548	Autoc vérifie
N10-N11	98,980	98,730	98,400	97,600	19,500	0,041	0,190	0,580	279,485	300	3,242	0,229	0,830	1,124	0,695	3,643	0,209	0,002	0,584	Autoc vérifie
N11-N12	98,730	97,900	97,600	96,600	25,400	0,039	0,220	1,130	297,569	300	3,176	0,224	0,980	1,141	0,791	3,622	0,237	0,002	0,572	Autoc vérifie
N12-N13	97,900	96,740	96,600	95,800	20,100	0,040	0,280	1,300	297,400	300	3,193	0,226	1,241	1,127	0,987	3,599	0,296	0,002	0,575	Autoc vérifie
N13-N14	96,740	93,600	95,800	93,100	30,100	0,090	0,350	0,940	303,494	400	4,012	0,729	0,480	0,988	0,488	4,012	0,195	0,007	1,045	Autoc vérifie
N14-N15	93,600	91,500	93,100	90,800	30,100	0,076	0,410	0,500	331,875	400	3,987	0,673	0,609	1,051	0,559	4,037	0,223	0,007	0,965	Autoc vérifie
N15-N16	91,500	90,920	90,800	90,010	25,100	0,031	0,610	0,700	454,889	500	3,992	0,783	0,779	1,104	0,663	4,016	0,332	0,008	0,719	Autoc vérifie

Tableau N°10 : Dimensionnement du 1^{er} collecteur principal des eaux usées et des eaux pluviales (suite) :

Tronçon	CT.am (m)	CT.av (m)	CR.am (m)	CR.av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	prof(m)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Vps (m/s)	Qps(m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	Vec (m/s)	H (mm)	Qps/100	v(Q/100)(m/s)	VAutocurage
N16-N17	90,92	89,54	89,40	88,60	30,40	0,026	0,610	1,520	470,42	300	2,597	0,18	3,33	1,02	0,96	2,648	0,288	0,002	0,467	Autoc vérifie
N17-N18	89,54	88,91	88,60	87,60	35,40	0,028	0,650	0,940	475,39	500	3,782	0,74	0,88	1,14	0,72	4,120	0,362	0,007	0,681	Autoc vérifie
N18-N19	88,91	87,22	87,60	86,40	31,20	0,038	0,670	1,310	453,79	500	4,120	0,81	0,83	1,12	0,69	3,987	0,347	0,008	0,742	Autoc vérifie
N19-N20	87,22	85,46	86,40	84,70	29,50	0,058	0,720	0,820	432,17	500	4,010	0,79	0,91	1,14	0,75	0,963	0,373	0,008	0,722	Autoc vérifie
N20-N21	85,46	82,10	84,70	82,90	20,10	0,090	0,750	0,760	404,02	500	4,120	0,81	0,93	1,14	0,75	3,985	0,377	0,008	0,742	Autoc vérifie
N21-N22	82,10	81,02	82,90	80,20	33,20	0,081	0,780	0,900	417,49	500	4,030	0,79	0,99	1,14	0,80	4,012	0,398	0,008	0,725	Autoc vérifie
N22-N23	81,02	79,44	80,20	78,60	26,60	0,060	0,810	0,820	448,07	500	4,010	0,79	1,03	1,15	0,84	4,036	0,421	0,008	0,722	Autoc vérifie
N23-N24	79,44	78,01	78,60	77,30	30,10	0,043	0,830	0,840	481,17	500	4,020	0,79	1,05	1,14	0,88	4,040	0,439	0,008	0,724	Autoc vérifie
N24-N25	78,01	75,18	77,30	74,30	34,20	0,088	0,860	0,710	426,95	500	3,987	0,78	1,10	1,02	0,99	4,048	0,493	0,008	0,718	Autoc vérifie
N25-N26	75,18	73,01	74,30	72,40	20,40	0,093	0,890	0,880	427,65	500	3,965	0,78	1,14	0,42	1,16	1,673	0,581	0,008	0,714	Autoc vérifie
N26-N27	73,01	71,15	72,40	70,90	20,10	0,075	0,900	0,610	447,66	500	3,854	0,76	1,19	1,11	1,46	3,987	0,732	0,008	0,694	Autoc vérifie
N27-N28	71,15	69,52	70,90	68,60	25,40	0,091	0,920	0,250	435,29	500	3,569	0,70	1,31	1,02	3,41	3,640	1,706	0,007	0,642	Autoc vérifie
N28-N29	69,52	67,06	68,60	66,60	26,30	0,076	0,940	0,920	453,41	500	4,020	0,79	1,19	1,03	1,48	4,141	0,739	0,008	0,724	Autoc vérifie
N30-N31	67,06	62,68	66,60	61,10	30,10	0,089	0,960	0,460	443,73	500	4,013	0,79	1,22	1,12	1,74	3,977	0,872	0,008	0,722	Autoc vérifie
N31-N32	62,57	61,10	61,20	59,10	30,10	0,070	0,970	1,370	466,26	500	4,123	0,81	1,20	1,13	1,54	3,987	0,770	0,008	0,742	Autoc vérifie
N32-N33	61,10	58,77	59,10	57,20	19,10	0,099	0,980	2,000	437,94	500	4,123	0,81	1,21	1,12	1,66	3,968	0,830	0,008	0,742	Autoc vérifie
N33-N34	58,77	57,77	57,40	56,60	52,46	0,015	1,020	1,370	631,88	600	3,138	0,89	1,15	0,25	1,20	1,500	0,718	0,009	0,565	Autoc vérifie
N34-N35	57,77	56,84	56,60	55,40	56,73	0,021	1,030	1,170	596,46	600	3,695	1,04	0,99	1,14	0,80	4,012	0,478	0,010	0,665	Autoc vérifie
N35-N36	56,84	55,25	55,40	54,80	46,57	0,013	1,060	1,440	598,10	600	2,884	0,82	1,30	1,12	3,10	3,230	1,857	0,008	0,519	Autoc vérifie
N36-N37	55,25	54,10	54,80	53,20	23,91	0,067	1,080	0,450	489,24	600	3,987	1,13	0,96	1,14	0,77	4,030	0,465	0,011	0,718	Autoc vérifie
N37-N38	54,10	53,38	53,20	52,40	33,70	0,024	1,090	0,900	596,22	600	3,915	1,11	0,99	1,14	0,80	4,020	0,477	0,011	0,705	Autoc vérifie
N38-N39	53,38	52,05	52,40	51,05	18,50	0,073	1,100	0,980	484,68	600	3,860	1,09	1,01	1,14	0,82	4,136	0,491	0,011	0,695	Autoc vérifie

Tableau N°11 : Dimensionnement du 2^{ème} collecteur principal des eaux usées et des eaux pluviales :

Tronçon	CT.am(m)	CT.av (m)	CR.am(m)	CR.av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m³/s)	prof(m)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Vps (m/s)	Qps(m³/s)	Rq	Rv	Rh	Vec (m/s)	H (mm)	Qps/100	√(Q/100)(m/s)	VAutocurage
n1-n2'	128,08	126,87	127,70	125,80	20,10	0,095	0,050	0,380	144,867	200	3,756	0,12	0,42	0,95	0,46	3,575	0,091	0,001	0,676	Autoc vérifie
n2'-n3'	126,87	125,23	125,80	124,60	22,10	0,054	0,060	1,070	172,110	200	2,846	0,09	0,67	1,07	0,60	3,041	0,119	0,001	0,512	Autoc vérifie
n3'-n4'	125,23	124,01	124,60	123,40	23,10	0,052	0,090	0,630	202,044	300	3,648	0,26	0,35	0,91	0,41	3,314	0,122	0,003	0,657	Autoc vérifie
n4'-n5'	124,01	123,01	123,40	122,40	20,60	0,049	0,100	0,610	212,874	300	3,527	0,25	0,40	0,94	0,44	3,309	0,132	0,002	0,635	Autoc vérifie
n5'-n6	123,01	122,08	122,40	121,30	30,10	0,037	0,102	0,610	226,187	300	3,060	0,22	0,47	0,98	0,48	3,007	0,145	0,002	0,551	Autoc vérifie
n6-n7	122,08	121,31	121,30	120,10	33,10	0,036	0,106	0,780	229,818	300	3,048	0,22	0,49	1,00	0,49	3,034	0,148	0,002	0,549	Autoc vérifie
n7-n8	121,31	120,06	120,10	119,10	25,10	0,040	0,108	1,210	227,377	300	3,195	0,23	0,48	0,99	0,49	3,153	0,146	0,002	0,575	Autoc vérifie
n8-n9	120,06	119,14	119,10	118,40	26,10	0,027	0,110	0,960	246,581	300	2,621	0,19	0,59	1,05	0,55	2,743	0,165	0,002	0,472	Autoc vérifie
n9-n10	119,14	118,68	118,40	117,60	20,10	0,040	0,102	0,740	222,597	300	3,193	0,23	0,45	0,97	0,47	3,097	0,142	0,002	0,575	Autoc vérifie
n10-n11	118,68	116,86	117,60	115,40	24,30	0,091	0,109	1,080	195,616	300	4,100	0,34	0,32	0,89	0,39	4,009	0,116	0,003	0,867	Autoc vérifie
n11-n12	116,86	114,08	115,40	113,10	30,10	0,076	0,120	1,460	209,350	300	4,120	0,31	0,38	0,93	0,43	4,106	0,129	0,003	0,796	Autoc vérifie
n12-n13	114,08	112,06	113,10	111,10	22,30	0,090	0,125	0,980	206,290	300	4,010	0,34	0,37	0,92	0,42	4,008	0,126	0,003	0,863	Autoc vérifie
n13-n14	112,06	109,21	111,10	108,40	21,10	0,128	0,128	0,960	194,715	300	4,030	0,40	0,32	0,89	0,39	4,120	0,116	0,004	1,031	Autoc vérifie
n14-n15	109,21	107,09	108,40	106,20	20,01	0,110	0,136	0,810	204,942	300	4,090	0,37	0,36	0,92	0,42	4,020	0,125	0,004	0,955	Autoc vérifie
n15-n16	107,09	104,02	106,20	105,40	30,10	0,027	0,145	0,890	273,961	300	2,609	0,18	0,79	1,11	0,67	2,889	0,201	0,002	0,470	Autoc vérifie
n16-n17	104,02	100,12	103,01	99,40	30,10	0,087	0,155	1,010	224,899	300	4,020	0,33	0,46	0,98	0,48	3,987	0,144	0,003	0,850	Autoc vérifie
n17-n18	100,12	99,88	99,40	98,10	26,10	0,050	0,178	0,720	262,988	300	3,572	0,25	0,71	1,08	0,62	3,850	0,185	0,003	0,643	Autoc vérifie
n18-n19	99,88	98,13	98,10	97,10	25,10	0,040	0,190	1,780	281,025	300	3,195	0,23	0,84	1,13	0,70	3,603	0,211	0,002	0,575	Autoc vérifie
n19-n20	98,13	95,90	97,10	95,01	29,20	0,072	0,530	1,030	369,921	400	3,980	0,65	0,81	0,96	0,69	3,987	0,274	0,007	0,934	Autoc vérifie
n20-n21	95,90	93,94	94,10	92,10	20,10	0,081	0,530	1,800	361,440	400	4,020	0,50	1,05	1,14	0,87	4,120	0,349	0,005	0,724	Autoc vérifie
n21-n22	93,94	89,99	92,10	88,50	25,10	0,084	0,530	1,840	358,903	400	4,010	0,50	1,05	1,14	0,88	3,360	0,351	0,005	0,722	Autoc vérifie
n22-n23	89,99	86,40	88,50	85,40	22,10	0,087	0,530	1,490	356,706	400	3,987	0,50	1,06	1,14	0,89	3,987	0,355	0,005	0,718	Autoc vérifie
n23-n24	86,40	84,24	85,40	83,20	23,60	0,093	0,530	1,000	352,041	400	3,954	0,50	1,07	1,12	0,91	3,965	0,362	0,005	0,712	Autoc vérifie
n24-n25	84,24	81,80	83,20	80,10	31,10	0,100	0,530	1,040	347,648	400	3,965	0,50	1,06	1,13	0,90	3,950	0,360	0,005	0,714	Autoc vérifie
n25-n26	81,80	78,30	80,10	77,10	19,20	0,090	0,530	1,700	354,591	400	4,030	0,51	1,05	1,14	0,87	4,069	0,348	0,005	0,725	Autoc vérifie
n26-n27	78,30	71,69	77,10	70,90	25,40	0,086	0,530	1,200	357,092	400	4,120	0,52	1,02	1,15	0,84	4,052	0,334	0,005	0,742	Autoc vérifie
n27-n28	71,69	69,60	70,90	68,90	22,40	0,089	0,530	0,790	354,899	400	4,130	0,52	1,02	1,15	0,83	4,012	0,333	0,005	0,743	Autoc vérifie
n28-n29	69,60	66,13	68,90	65,40	27,20	0,086	0,530	0,700	357,170	400	4,090	0,51	1,03	1,15	0,85	4,120	0,338	0,005	0,736	Autoc vérifie
n29-n30	66,13	64,10	65,40	63,90	30,01	0,050	0,530	0,730	395,683	400	4,010	0,50	1,05	1,14	0,88	3,987	0,351	0,005	0,722	Autoc vérifie
n30-n31	64,10	62,53	63,90	61,90	29,60	0,068	0,530	0,200	373,939	400	3,960	0,50	1,07	1,13	0,90	3,960	0,361	0,005	0,713	Autoc vérifie
n31-n32	62,53	59,99	61,90	58,80	33,40	0,093	0,530	0,630	352,330	400	3,970	0,50	1,06	1,13	0,90	3,890	0,359	0,005	0,715	Autoc vérifie
n32-n33	59,99	57,48	58,80	56,80	28,06	0,071	0,530	1,190	370,212	400	4,020	0,50	1,05	1,14	0,87	3,880	0,349	0,005	0,724	Autoc vérifie
n33-N38	57,48	53,24	56,80	53,10	27,01	0,137	0,530	0,680	327,529	400	4,120	0,52	1,02	1,15	0,84	4,012	0,334	0,005	0,742	Autoc vérifie

Tableau N° 12 : Dimensionnement du deuxième *Emissaire B* des eaux usées et des eaux pluviales :

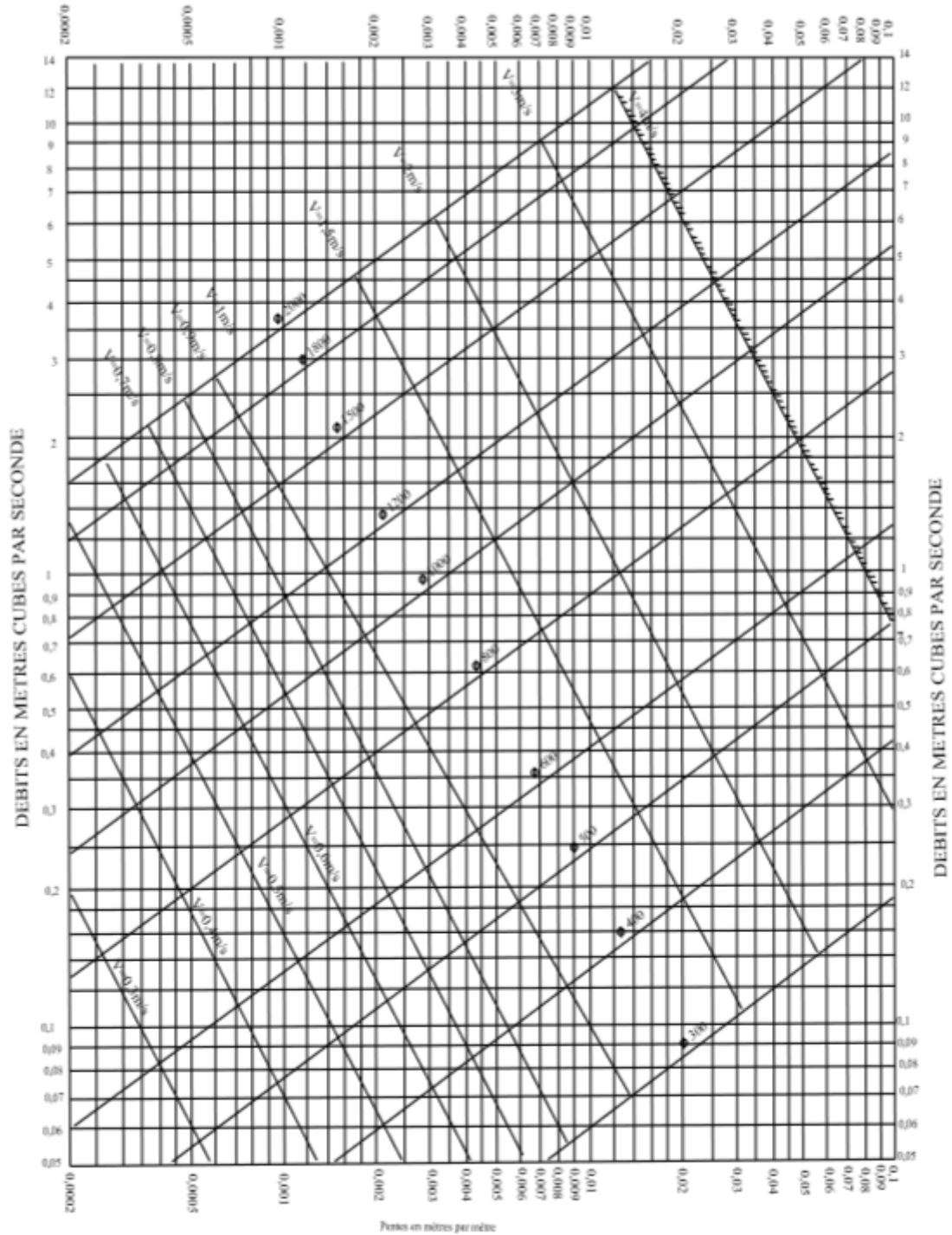
Tronçon	CT.am (m)	CT.av (m)	CR.am (m)	CR.av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	prof(m)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Vps (m/s)	Qps(m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	Vec (m/s)	H (mm)	Qps/100	V(Q/100)(m/s)	V _{Autocurage}
N39-N40	52,05	51,11	51,05	50,11	20,10	0,047	1,290	1,000	559,28	600	3,960	1,12	1,15	0,18	1,21	1,500	0,726	0,011	0,713	Autoc vérifie
N40-N41	51,11	49,00	50,11	48,20	22,41	0,085	1,360	1,000	509,76	600	4,120	1,16	1,17	1,09	1,30	4,120	0,782	0,012	0,742	Autoc vérifie
N41-N42	49,00	48,35	48,20	47,30	20,30	0,044	1,420	0,800	585,62	600	4,020	1,14	1,25	1,14	2,14	4,030	1,285	0,011	0,724	Autoc vérifie
N42-N43	48,35	47,05	47,30	46,30	19,90	0,050	1,510	1,050	585,36	600	4,030	1,14	1,33	0,99	3,75	3,978	2,250	0,011	0,725	Autoc vérifie
N43-N44	47,05	46,21	46,30	45,10	19,89	0,060	1,600	0,750	578,05	600	4,160	1,18	1,36	0,96	4,92	3,994	2,949	0,012	0,749	Autoc vérifie
N44-N45	46,21	45,01	45,10	44,02	40,10	0,027	1,600	1,110	672,421	700	3,987	1,53	1,04	1,14	0,86	3,987	0,604	0,015	0,718	Autoc vérifie
N45-N46	45,01	44,56	44,02	43,10	41,10	0,022	1,600	0,990	696,151	700	3,960	1,52	1,05	1,14	0,87	4,030	0,612	0,015	0,713	Autoc vérifie
N46-N47	44,56	44,21	43,10	42,89	44,20	0,005	1,600	1,460	730,000	800	2,122	1,07	1,50	1,13	0,65	4,040	0,520	0,011	0,382	Autoc vérifie
N47-N48	44,21	43,94	43,95	42,90	75,10	0,014	1,600	0,980	760,375	800	3,639	1,83	0,88	1,14	0,72	4,133	0,578	0,018	0,655	Autoc vérifie
N48-N49	43,94	42,85	42,90	41,20	79,10	0,021	1,600	1,040	701,483	800	4,130	2,07	0,77	1,10	0,66	3,987	0,527	0,021	0,743	Autoc vérifie
N49-N50	42,85	40,03	41,20	39,02	35,10	0,062	1,600	1,650	574,914	800	4,013	2,02	0,79	1,11	0,67	4,120	0,538	0,020	0,722	Autoc vérifie
N50-N51	40,03	38,63	39,02	37,88	31,10	0,037	1,600	1,010	634,660	800	4,030	2,02	0,79	1,11	0,67	4,020	0,537	0,020	0,725	Autoc vérifie

Tableau N° 13 : Dimensionnement de *l'intercepteur R* des eaux usées et des eaux pluviales vers le Déversoir d'orage projeté :

Tronçon	CT.am (m)	CT.av (m)	CR.am (m)	CR.av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	prof(m)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Vps (m/s)	Qps(m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	Vec (m/s)	H (mm)	Qps/100	V(Q/100)(m/s)	V _{Autocurage}
S74-N51	42,100	38,660	40,010	37,400	22,100	0,073	3,200	1,260	805,10	1000,000	3,610	4,174	0,767	1,099	0,656	3,670	0,525	0,023	0,578	Autoc vérifie
N51-Re	38,660	37,410	37,400	36,100	20,070	0,050	4,910	1,310	1000,18	1200,000	3,814	6,258	0,767	1,099	0,656	3,867	0,656	0,029	0,876	Autoc vérifie

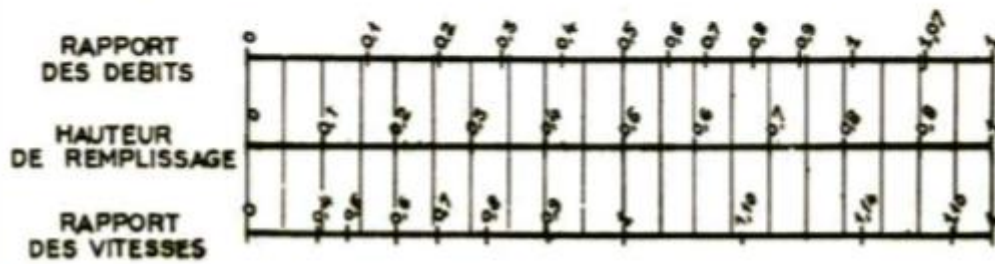
Annexe n° 2 :

(Canalisations circulaires-Formule de Bazin)

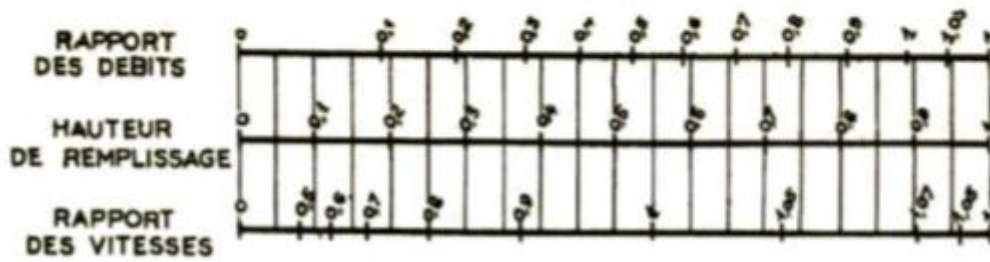


Annexe N° 3 :

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

