



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE L'HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE.

OPTION: HYDRAULIQUE URBAINE

THEME :

**CONCEPTION D'UN RESEAU D'ASSAINISSEMENT
AU NIVEAU DU POS UB03, COMMUNE DE KAOUS,
WILAYA DE JIJEL**

Présenté par :

**M^r Serrar Ibrahim.
M^r Lahoula Idriss.**

Promoteur:

Mr. Hamdi

Devant le jury composé de :

Président :

Examineurs : -

Soutenu publiquement le/06/2015

DEDICACES

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

- *A mes très chers parents .*
- *A mes frère et sœurs .*
- *A toute la famille SERRAR,*
- *A mon BINOME L. IDRIS.*
- *A mes copains de chambre D315*
- *A Tous mes amis de la fac en particulier :mekhoukh , moh,
nafaa, hamza ,athmen, nadjib ,hossem, ,noro, nabil, zaki,
abdella , fethi, merouane , sami , ali,mehdi,faisel,nadir
,aissa.*

Liste des tableaux

Tableau (I.1) : Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux..... (6)

Tableau(II.1) : Températures moyennes journalières..... (20)

Tableau(II.2) : La précipitation moyenne mensuelle..... (20)

Tableau (II.3) : Situation des équipements existants..... (22)

Tableau(II.4) : Evaluation de la population à différents horizons..... (23)

Tableau(III.1) : Valeur du coefficient de ruissellement suivant le type de surfaces..... (28)

Tableau(III.2) : Valeur du coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol..... (29)

Tableau (III. 3) : Caractéristiques de chaque groupement de sous bassin..... (30)

Tableau(IV.1): Mode de calcul des pentes des tronçons sous bassin(A), collecteur (R1-R3)..... (44)

Tableau(IV.2) : Evaluation des débits des équipements des sous bassins..... (46)

Tableau(IV.3) : Détermination des débits moyens actuels et débit de point pour chaque SB..... (47)

Tableau(IV.4) : Détermination des débits moyens futurs et débit de point pour chaque SB..... (47)

Tableau(IV.5) : Détermination des débits unitaires des sous bassins..... (48)

Tableau(IV.6) : Evaluation des débits des eaux usées pour le sous bassin A..... (52)

Tableau(IV.7) : Le nombre de réservoirs de chasse des sous
bassins..... (66)

SOMMAIRE

Introduction générale	(1)
Chapitre I	
Généralité sur l'assainissement	
Introduction	(2)
I.1. Les réseaux d'assainissement.....	(2)
I.1.1. Choix du système d'évacuation.....	(2)
I.2. Les Systèmes des réseaux d'assainissement.....	(2)
I.2.1. Système unitaire.....	(3)
I.2.2. Système séparatif.....	(4)
I.2.3. Système pseudo séparatif	(5)
I.2.4. Les systèmes composites.....	(5)
I.2.5. Les systèmes spéciaux.....	(5)
I.3. Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux.....	(6)
I.4. Différents schémas d'évacuation.....	(7)
I.4.1. Le schéma perpendiculaire au cours d'eau.....	(7)
I.4.2. Le schéma par déplacement latéral ou à collecteur latéral..... ; ;.....	(7)
I.4.3. Le schéma à collecteur transversal ou de collecte oblique.....	(7)
I.4.4. Le schéma par zones étagées ou par intercepteur.....	(7)
I.4.5. Le schéma à centre collecteur unique et schéma radial.....	(7)
I.4.6. Le schéma à centre collecteur multiple ou schéma d'équipement radial.....	(7)
I. 5. Eléments constitutifs du réseau d'assainissement.....	(9)
I.5.1. Les Ouvrages Principaux.....	(9)
I.5.1.1. Canalisations.....	(9)
I.5.1.2. Les joints des conduites en béton arme.....	(10)
I.5.2. Les ouvrages annexes.....	(12)
I.5.2.1. Les branchements.....	(12)

I.5.2.2. Les fossés.....	(13)
I.5.2.3. Les caniveaux.....	(13)
I.5.2.4. Les bouches d'égout.....	(13)
I.5.2.5. Regards.....	(14)
I.5.2.6. Déversoirs d'orage.....	(15)
I.5.2.6.1. Les type des déversoirs.....	(15)
Conclusion	(16)

Présentation de site

Introduction	(17)
II.1. situation géographique.....	(17)
II.2. Données naturelles du site.....	(19)
II.2.1. Topographie et relief.....	(18)
II.2.2. Climatologie.....	(19)
II.2.3. Température.....	(19)
II.2.4. Précipitation.....	(20)
II.2.5. L'hydrométrie.....	(20)
II.2.6. Les vents.....	(20)
II.3. Hydrographie.....	(21)
II.4. Activité économiques.....	(21)

II.5. Recensement de la population.....	(21)
II.5.1. Les équipements existants.....	(21)
II.5.2. Population la population à différents horizons	(22)
Conclusion.....	(24)

Chapitre III
Conception et dimensionnement du réseau des eaux pluviales

Introduction.....	(25)
III.1. Méthode superficielle.....	(25)
III.1.2. Validité de la méthode superficielle.....	(26)
III.2.Méthode rationnelle.....	(26)
III.2.1. Validité de la méthode rationnelle.....	(27)
III.2.2. L'utilisation de la méthode rationnelle.....	(27)
III.2.3.Le coefficient de ruissellement.....	(27)
III.2.4. Le procédé de calcul.....	(30)
III.3. Dimensionnement d'un regard de chute.....	(39)
Conclusion.....	(41)

Chapitre VI
Conception et dimensionnement du réseau des eaux usées

Introduction.....	(42)
IV.1. Tracé en plan du réseau.....	(42)
IV.2.Critères du tracé.....	(42)
IV.3. Schéma d'ossature de calcul de la zone d'étude.....	(42)

IV.4. Calcul des pentes du profil en long.....	(43)
IV.5. Estimation des débits des eaux usées domestiques.....	(44)
IV.5.1. Estimation du débit moyen actuel.....	(44)
IV.5.2. Estimation du débit moyen futur.....	(44)
IV.5.3. Estimation du débit de pointe des eaux usées.....	(45)
IV.5.4. Estimation des débits des équipements pour chaque sous bassin.....	(45)
IV.6. Dimensionnement du réseau.....	(47)
IV.6.1. Détermination des débits moyens actuels et de pointe pour chaque SB.....	(47)
IV.6.2. Détermination des débits moyens futurs et de pointe pour SB.....	(47)
IV.6.3. Calcul du débit spécifique d'un sous bassin.....	(48)
IV.6.4. Calcul du débit de route pour chaque tronçon.....	(48)
IV.6.5. Calcul du débit moyen entrant.....	(49)
IV.6.6. Calcul du débit moyen sortant.....	(49)
IV.6.7. Calcul du coefficient de pointe entrant et sortant.....	(49)
IV.6.8. Calcul du débit de pointe entrant.....	(49)
IV.6.9. Calcul du débit de pointe sortant.....	(50)
IV.6.10. Calcul du débit de point pour chaque tronçon.....	(50)
IV.6.11. Détermination des diamètres des conduites.....	(50)
IV.7. Vérification de la capacité de l'auto curage.....	(53)
IV.7.1. Procédures de calcul.....	(53)
IV.8. Vérification de la vitesse réelle pour les sous bassins.....	(65)
IV.9 Calcul du nombre de réservoirs de chasse.....	(66)
IV.9.1. Calcul de la capacité des réservoirs de chasse.....	(66)
IV.9.2. Calcul de volume d'eau annuel nécessaire.....	(67)
Conclusion.....	(67)
Conclusion générale.....	(68)

Liste des figures

Figure (I-1) : système unitaire.....	(3)
Figure (I-2) : Système séparatif.....	(4)
Figure (I.3) : Système pseudo séparatif.....	(5)
Figure (I-4) : Schémas des types de réseaux.....	(8)
Figure (I.5): Divers joints sur tuyau.....	(11)
Figure (I.6) : Branchement simple.....	(12)
Figure (I.7) : Caniveaux.....	(13)
Figure(I.8) : Bouche d'égout sans décantation.....	(14)
Figure (I.9) : Regard simple.....	(15)
Figure (II.1) : Localisation de la commune de kaous.....	(18)
Figure (II.2) : Localisation de la zone d'étude à partir de Google Earth.....	(18)
Figure (II.3) : estimation de la population future.....	(24)
Figure(III.1) : Exemple d'un schéma d'ossature.....	(33)
Figure(III.2) : Schéma d'un regard de chute.....	(39)

Figure(III-3) : Schéma d'application d'un regard de chute.....(40)

Figure(IV.1) : Exemple d'une branche du réseau d'eau usée.....(54)

Les plans :

Les profils en long.

Tracé du réseau d'assainissement

Liste des symboles

P_n : Population prévisionnelle à l'horizon considéré (hab).

P_a : population de l'année de référence (hab).

T : Taux d'accroissement (%).

N : nombre d'année.

P_a : Pertes actuelle en eau (%).

D : Dotation moyenne de consommation (l/s/hab).

N_{hab} : Nombre d'habitats (hab).

Q_p : Débit de pointe (l/s).

Q_m : Débit moyen (l/s).

A : Paramètre qui exprime la limite inférieure à ne pas dépasser lorsque le débit moyen futur est très grand.

B : Paramètre exprimant l'agglomération de Q_p lorsque Q_m est très petite.

$\sum L_i$: La somme des longueurs (m).

L_i : La longueur de la conduite (m).

Q_{ma} : Débit moyen actuel (l/s).

Q_{mf} : Débit moyen futur (L/s).

Q_{min} : Débit minimal de la conduite (l/s).

Q_s : Débit spécifique (l/s.m).

Q_r : Débit de route (l/s).

Q_{pe} : Débit de pointe entrant (l/s)..

Q_{ps} : Débit de pointe sortant (l/s).

Q_{me} : Débit moyen entrant (l/s).

Q_{ms} : Débit moyen sortant (l/s).

C_{pe} : coefficient de pointe entrant.

C_{ps} : coefficient de pointe sortant.

Q_{ps} : Débit à pleine section (m/s).

V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s).

H : Hauteur de remplissage (m).

r_q : Rapport des débits.

r_v : Rapport des vitesses.

r_h : Rapport des hauteurs.

Φ : Le diamètre de la conduite (m).

n : Nombre de Manning.

H_{mt} : Hauteur manométrique total (m).

H_g : Hauteur géométrique (m).

$\sum j$: Somme de perte de charge.

J_s : Perte de charge singulière.

J_L : Perte de charge linéaire.

J_T : Perte de charge totale.

V_r : Vitesse real (m/s).

VR : Volume real (m/s)

$H_{o\text{ amont}}$: La hauteur d'eau dans la conduite amont du regard de chute (m).

H'_o : La hauteur de chute (m).

$H_{o\text{ aval}}$: La hauteur d'eau dans la conduite aval du regard de chute (m).

X_o : La distance entre l'entrée de l'eau au regard de chute (m).

H : La différence entre les cotes radié des conduites amont et aval du regard de chute(m)

I_o : Pente motrice à l'amont du regard de chute (m/m).

I_{aval} : Pente motrice à l'aval du regard de chute (m/m).

V_o, V_{amont} : La vitesse d'écoulement dans la conduite amont du regard de chute (m/s).

V_{aval} : La vitesse d'écoulement dans la conduite aval du regard de chute (m/s).

α : Coefficient correcteur de l'intensité de pluie.

i : Intensité de pluie (l/s.h).

C_r: Coefficient de ruissellement.

A: Surface du bassin versant (h).

t_c : Temps de concentration (mn).

q. β +. t_c : Volume écoulé en (m³) pendant le temps de concentration t_c.

q. δ +. t_c : Volume stocké dans le réseau et le bassin versant depuis le début de l'avers et jusqu' à l'instant t_c.

β + δ : effet de capacité total.

$\frac{1}{6}$: Coefficient d'homogénéité.

Introduction générale

L'eau est un élément vital et une ressource précieuse qui constitue un facteur décisif pour la croissance et le développement socio-économique.

Un système d'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer la collecte et le transit de l'ensemble des eaux pluviales et usées et de procéder aux traitements avant leur rejet au milieu naturel par des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Jusqu'au XIX^{ème} siècle, le rejet des eaux usées était peu contrôlé. Le rejet se faisait directement dans la rue ou les oueds. Il existait cependant des fosses d'aisance pour récupérer les excréments humains. Une fois pleines, elles devaient être vidangées, ces fosses présentaient souvent des fuites pouvant polluer les points de puisage d'eau et occasionner des épidémies.

A présent, avec l'accélération du développement démographique et économique, en milieu urbain ainsi que l'évolution du mode de vie, ces fosses deviennent des réseaux de collecte des eaux usées et pluviales qui nécessitent un entretien régulier qui est rendu obligatoire par la loi.

Au cours du temps, les missions de l'assainissement collectif d'une agglomération urbaine ou rurale ont constamment évolué, mettant l'accent tantôt sur les eaux usées et tantôt sur les eaux pluviales comme dans notre cas dont nous voulons procéder à un réseau d'assainissement séparatif plutôt qu'unitaire existant. Le réseau séparatif est choisi car il répond au mieux à toutes les normes de bon fonctionnement des réseaux d'assainissement. Dans notre étude on s'intéressera à l'agglomération de chef-lieu de commune de Kaous qui fait partie de la daïra de Taxanna, wilaya de Jijel.

D'après les informations du service technique de l'APC de Kaous, le réseau d'assainissement existant est défectueux et très ancien et ne remplit plus son rôle.

A cet effet, le but de notre étude réside dans l'implantation d'un nouveau réseau séparatif afin d'éviter les risques de pollution qui menacent les zones agricoles ainsi que les nappes d'eau.

Introduction

L'assainissement assure l'évacuation des eaux usées et pluviales ainsi que leur rejet dans le milieu naturels sous des modes respectueux des exigences de la santé publique et de l'environnement. Et pour cela, on crée un réseau d'assainissement qui passe par certaines phases préliminaires, parmi lesquelles on trouve, le calcul de base au moyen d'une estimation du nombre d'habitants pour un horizon de calcul donné, également le choix du système d'assainissement ainsi que le schéma de collecte et d'évacuation des eaux usées.

I.1. Les réseaux d'assainissement

Nous appelons un réseau d'assainissement un ensemble d'ouvrages hydrauliques (souterrains ou en surface) servant à évacuer les eaux usées et les eaux pluviales loin de la ville.

En effet, l'assainissement, dont le but premier est précisément d'assainir les agglomérations, doit garantir la protection sanitaire de l'homme et du milieu naturel. Il relève ainsi d'une triple préoccupation :

- la santé et l'hygiène publique ;
- la protection de l'environnement ;
- l'insertion de la ville ou de l'agglomération dans le cycle de l'eau afin d'éviter les inondations ;

I.1.1. Choix du système d'évacuation [1]

Les paramètres prépondérants pour le choix du system sont choisis en tenant compte:

- de l'urbanisation de l'agglomération et son encombrement ;
- des ouvrages existants, encore utiles pour le projet ;
- du cours d'eau récepteur ;
- comparaison des variantes (système séparatif, unitaire) ;
- La topographie du terrain naturel ;

I.2. Les Systèmes d'assainissement [2]

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

- système unitaire ;
- système séparatif ;
- système pseudo séparatif ;
- les systèmes composites ;

- les systèmes spéciaux ;

I.2.1. 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.

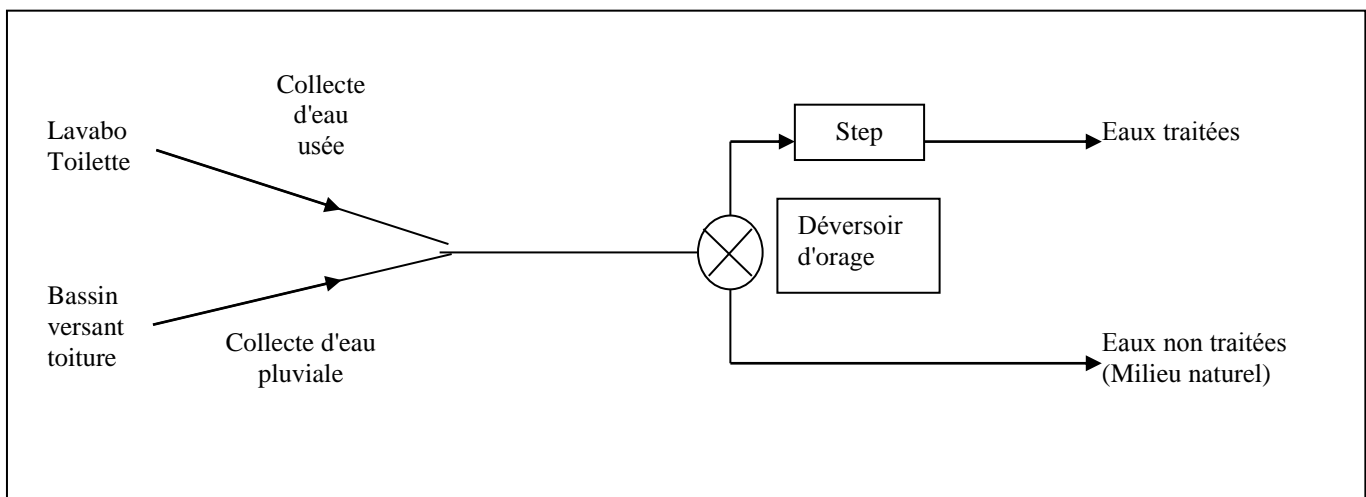
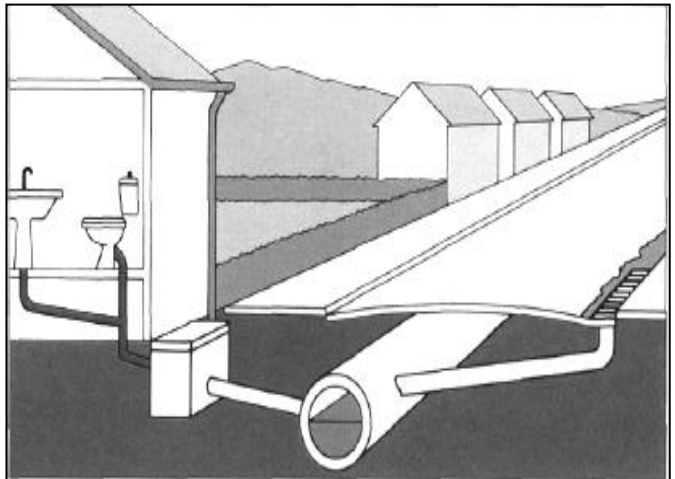
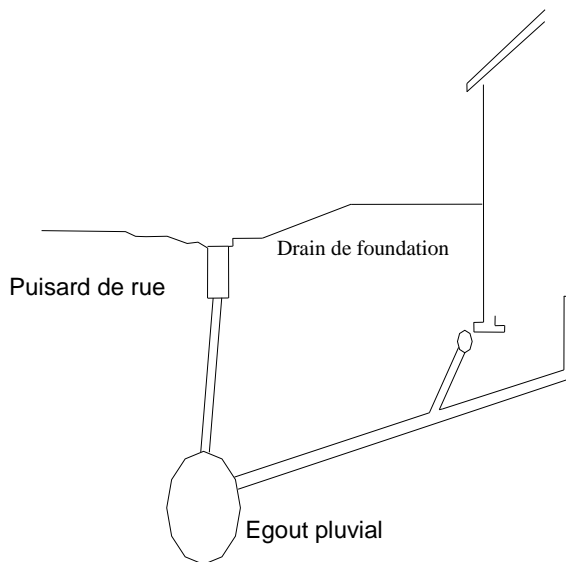
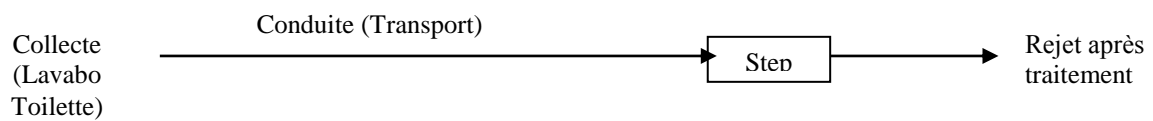
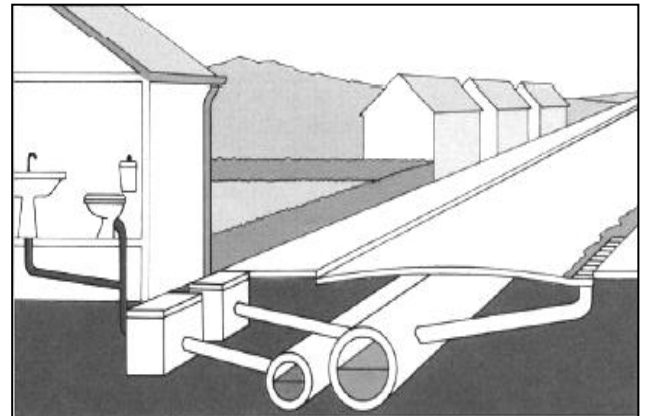
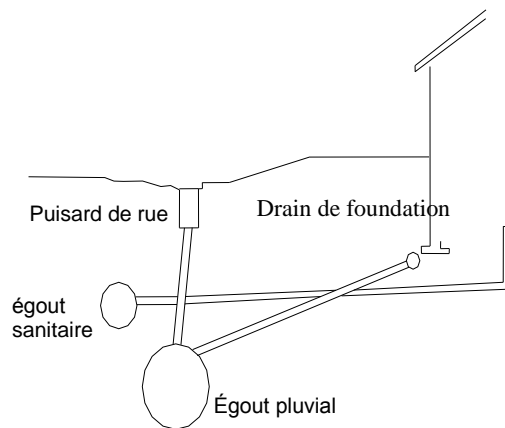


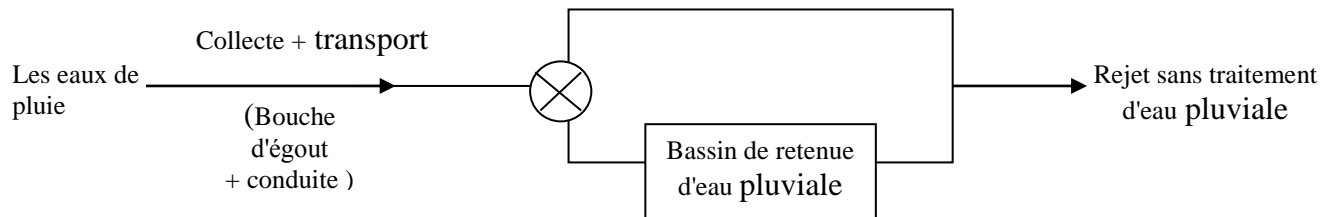
Figure (I-1) : système unitaire.

I.2.2. Système séparatif

Ce système est composé de deux types de canalisation dont l'une (un peu plus grande) est destinée à recevoir les eaux pluviales et la seconde (un peu plus réduite) pour collecter les eaux usées. Les deux réseaux peuvent suivre le même tracé pour se rendre à la station d'épuration comme ils peuvent suivre des tracés différents quand les eaux pluviales se rejettent directement dans un cours d'eau proche sans passer sans la station d'épuration.



A: Réseau d'eau usée



B: Réseau d'eau pluviale

Figure (I-2) : Système séparatif.

I.2.3. 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 tels que : 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 regroupe ainsi les évacuations des eaux d'un immeuble.

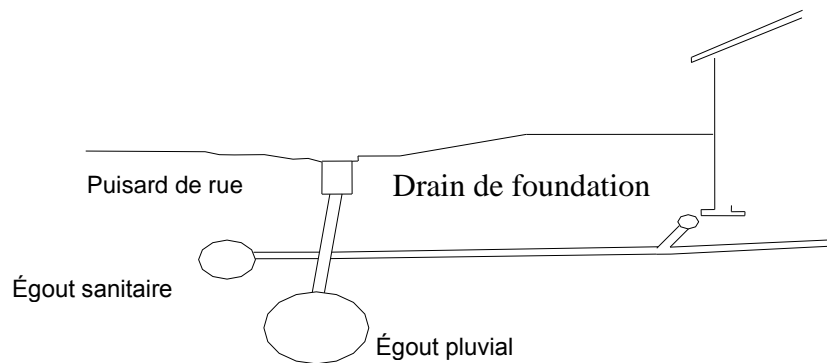


Figure (I.3) : Système pseudo séparatif.

I.2.4. Les systèmes composites

Ils constituent une variante du système séparatif qui prévoit, grâce à divers aménagements une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eaux usées en vue de leur traitement.

I.2.5. Les systèmes spéciaux

L'usage de ces systèmes n'est à envisager que dans les cas exceptionnels, on distingue :

- Le système sous pression sur la totalité du parcours, Le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours.
- Le système en dépression, le transport de l'effluent s'effectue par mise de la canalisation en dépression.

I.3. Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux [3]

Ils sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau (I.1) : Avantage et inconvénients des trois systèmes de réseaux.

Système	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	- milieu récepteur éloigné des points de collecte	- conception simple	- débit à la STEP très variable	- entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage
	- topographie à faible relief	- encombrement réduit du sous-sol	- la dilution des eaux usées est variable	- difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
	- débit d'étiage du cours d'eau récepteur important.	- à priori économique	- apport de sable important à la station d'épuration ;	
Séparatif		- pas de risque d'inversion de branchement.	- rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage.	
	- petites et moyennes agglomérations ;	- diminution des sections des collecteurs	- encombrement important du sous-sol	- Surveillance accrue des branchements
Pseudo séparatif	- extension des villes ;	- exploitation plus facile de la STEP	- coût d'investissement élevé	- entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales)
	- faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.	- milieu naturel préservé	- risque important d'erreur de branchement.	
	- petits et moyennes agglomération.	- Le problème des faux branchements est éliminé.	- le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité	- Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ;
	- présence d'un milieu récepteur proche.	- Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en d'heure de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension		- Surveillance accrue des branchements.

I.4. Différents schémas d'évacuation [4]

Le mode d'écoulement en assainissement est généralement gravitaire, donc dépendant du relief et de la topographie du terrain naturel. Pour assurer cet écoulement gravitaire, il faut bien définir le schéma qui correspond à votre terrain. Parmi les différents schémas suivants.

I.4.1. Le schéma perpendiculaire au cours d'eau

Ce schéma est constitué d'une succession de collecteurs maintenus perpendiculaires à la rivière. Il constitue le prototype même des réseaux d'eaux pluviales en système séparatif. Le même schéma est adaptable aux réseaux unitaires si aucun traitement n'est nécessaire.

I.4.2. Le schéma par déplacement latéral ou à collecteur latéral

Ce schéma est le plus simple et permet de transporter les effluents en aval de l'agglomération en vue de son traitement. L'inconvénient majeur demeure la nécessité d'installer des stations de relèvement pour résoudre le problème de défaut de pente.

I.4.3. Le schéma à collecteur transversal ou de collecte oblique

Il permet, plus que le précédent, de transporter facilement les effluents en aval de l'agglomération. Il élimine le problème de faible pente et offre une bonne évacuation gravitaire des effluents.

I.4.4. Le schéma par zones étagées ou par intercepteur

Ce schéma constitue la réplique du schéma par déplacement latéral superposé au schéma à collecteurs obliques, avec cependant une multiplication des collecteurs longitudinaux. Le collecteur du haut (encore appelé collecteur d'interception) permet de décharger le collecteur du bas des apports en provenance des bassins dominants de la vallée située en haut de l'agglomération.

I.4.5. Le schéma à centre collecteur unique et schéma radial

Ce schéma convient pour les zones relativement plates. Il permet de concentrer les effluents en un seul point où ils seront relevés pour être évacués vers un exutoire éloigné de l'agglomération.

I.4.6. Le schéma à centre collecteur multiple ou schéma d'équipement radial

Ce schéma constitue une multiplication du schéma précédent à la seule différence qu'il permet de concentrer les effluents en plusieurs points ou ils seront relevés pour être évacués vers un exutoire éloigné de l'agglomération.

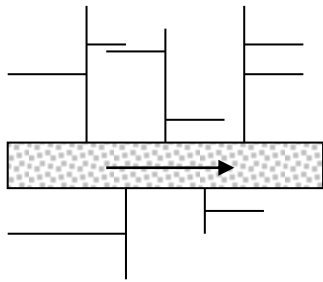


Schéma perpendiculaire

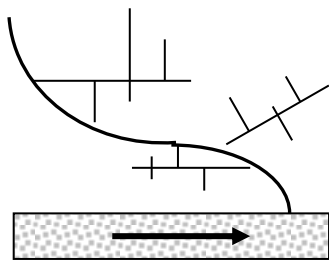


Schéma à collecteur transversal

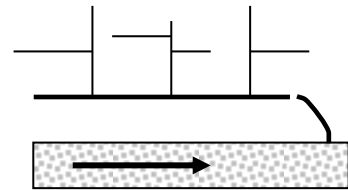


Schéma par déplacement latéral

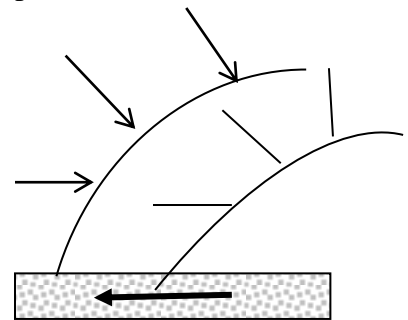


Schéma par zone étagée

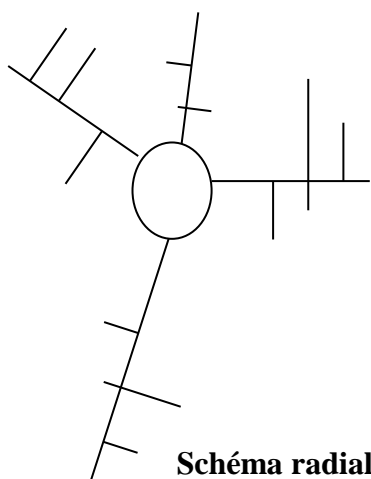


Schéma radial unique

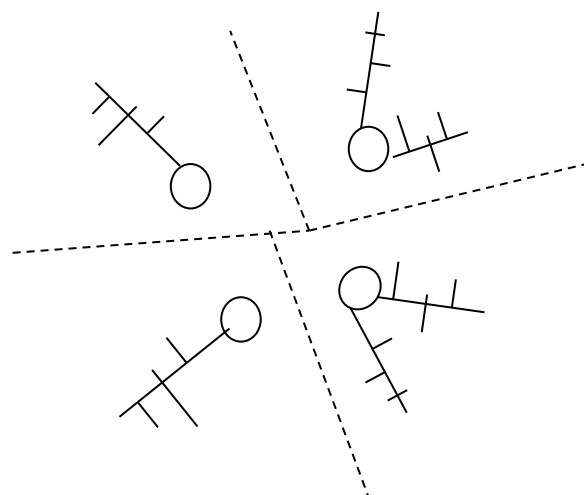


Schéma radial par zone

Figure (I-4) : Schémas des types de réseaux.

I.5. Eléments constitutifs du réseau d'assainissement [5]

Les ouvrages utilisés dans l'assainissement urbain comprennent des ouvrages principaux qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration. Les ouvrages annexes constituent toutes les constructions et installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (bouches, regard de visite, regard de façade,...).

I.5.1. Les Ouvrages Principaux

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

I.5.1.1. Canalisations [5]

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

I.5.1.1.1 Conduites en béton non armé

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, 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.

I.5.1.1.2 Conduites en béton armé

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

I.5.1.1.4 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 est recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1 m.

1.5.1.1.5 Conduites en chlorure de polyvinyle (p.v.c) nonplastifié

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 6 m.

1.5.1.2. 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 remblai.

1.5.1.3. Les joints des conduites en béton armé [5]

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Ce dernier est en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis à vis de la stabilité du sol et, en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur), Pour les tuyaux en béton armé on a différents types des joints à utiliser :

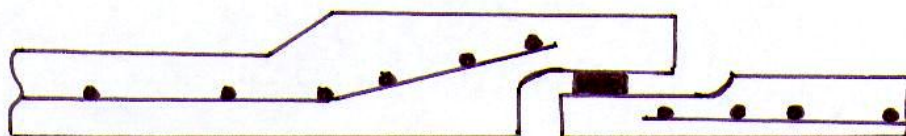
– **Joint type Racla :**

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.

– **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.

- **Joint à collet :** Dans ce cas le bourrage se fait au mortier de ciment, il n'est utilisé que dans les bons sols à pente faible.



Joint ROCLA

Figure (I.5): Divers joints sur tuyau.

I.5.2. Les ouvrages annexes [5]

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'assainissement. Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée à savoir : fonction de réception des effluents, de fenêtres ouvertes sur le réseau

pour en faciliter l'entretien du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts.

1.5.2.1. Les branchements

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles. Un branchement comprend deux parties essentielles, à savoir :

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

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

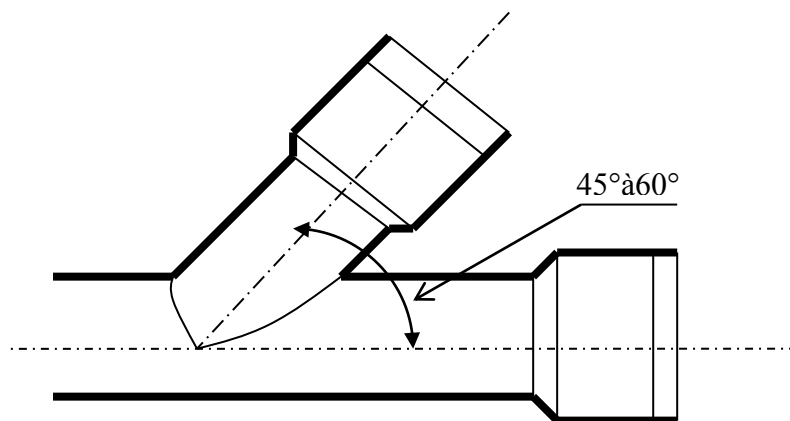


Figure (I.6) : Branchement simple

1.5.2.2. Les fossés

Les fossés sont destinés à recueillir les eaux provenant des chaussées en milieu rural.

Ils sont soumis à un entretien périodique.

1.5.2.3. Les caniveaux

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

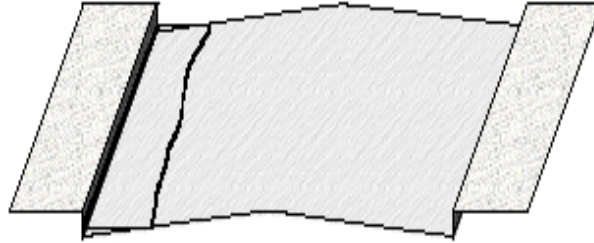


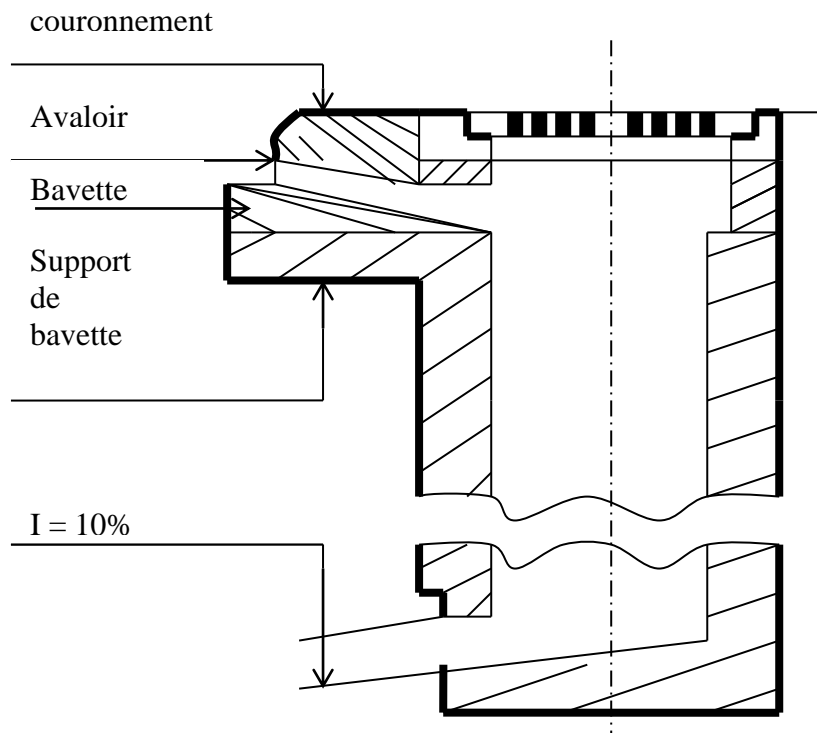
Figure (I.7) : Caniveaux.

1.5.2.4. Les bouches d'égout

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux de surface (Pluviale et de Lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées soit aux points bas des caniveaux, soit Sur le trottoir.

La distance entre deux bouches d'égout est en moyenne de 50m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont .Elles peuvent être classées selon deux critères :

- Le mode de recueil des eaux : bouches à axés latéral et bouches à accès sur le dessus.
- Le mode de retenue des déchets solides c'est-à-dire sans ou avec décantation.



Figure(I.8) : Bouche d'égout sans décantation.

I.5.2.5. Regards

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

- A- Regard simple :** Pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.
- B- Regard latéral :** En cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.
- C- Regard double :** Pour un système séparatif.
- D- Regard toboggan :** En cas d'exhaussement de remous.
- E- Regard de chute :** A forte pente.

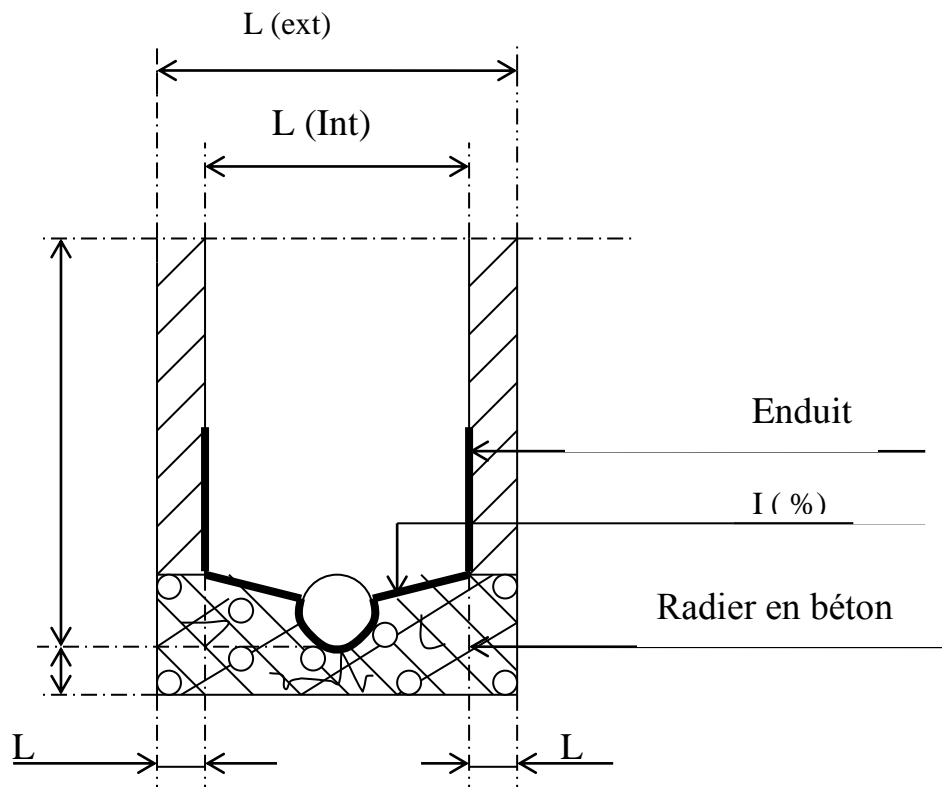


Figure (I.9) : Regard simple.

1.5.2.6. Déversoirs d'orage

En hydraulique urbaine, un déversoir d'orage 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'eaux pluviales de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduction du réseau aval et d'éviter les débordements.

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

1.5.2.6.1. Les type des déversoirs

Les déversoirs les plus couramment utilisés selon la topographie du site sont :

- déversoir à seuil latéral ;
- déversoir à seuil frontal ;
- déversoir à ouverture de fond ;
- déversoir automatique ;
- déversoir By-pass ;

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini le réseau d'assainissement, classifié sa caractéristique ainsi que les avantages et les inconvénients qu'il présente.

Pour assurer une durée de vie et une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un choix des conduites qui le constituent et ceci selon la forme et le matériau par lequel elles sont construites.

Introduction

Avant tout projet d'assainissement, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs influençant sur la conception d'un projet. Les projets d'assainissement nécessitent toujours l'étude du site, pour connaître les caractéristiques physique du lieu et les facteurs influençables sur la conception d'un projet, qui peuvent se répartir en quatre classes :

- les données naturelles du site ;
- les données relatives à l'agglomération ;
- les données relatives au développement futur de l'agglomération ;
- les données propres à l'assainissement ;

Alors la présentation de l'agglomération est un volet important pour le futur choix de la variante d'aménagement hydraulique.

II.1. situation géographique

Le POS UB 03 se trouve à la partie nord du centre de la commune de kaous. Ce dernier est à 8 Km de la wilaya de Jijel. Le site est limité comme suit :

- **Au NORD** : la commune de JIJEL ;
- **Au SUD** : la commune de TEXENNA et SELMA ;
- **Au L'est** : la commune de L'EMIR ABDELKADER ;
- **Au L'Oust** : la commune d'EL AUONA ;

La superficie du site d'étude est évaluée à environ 36 ha (0.36 Km²), le POS UB 03 est identifié sur la carte d'état-major schématisée ci-dessous.



Figure (II.1) : Localisation de la commune de kaous.



Figure (II.2) : Localisation de la zone d'étude à partir de Google earth.

II.2. Données naturelles du site

II.2.1. Topographie et relief

Le relief de la commune de KAOUS est constitué de trois ensembles physiques principaux :

- Un ensemble montagneux formant le plongement de la partie orientale du massif de Gurerouche recouvert en partie par le forêt .Il s'étend dans la partie ouest et sud de la commune. Son altitude varie entre 340 et 560 m. Les versants limitant ce relief se caractérisent par de pentes moyennes à fortes. A noté l'existence de plusieurs hameaux et noyaux d'habitation éparses disséminées dans cet espace.
- Un ensemble de collines à faible altitude, localisée dans les parties Est et centre de la commune et abritant les principales agglomérations de kaous, Beni Ahmed et Chaddia.
- Un ensemble de petites plaines formant les terrasses alluviales de l'oued Mencha et l'oued Bouradjah occupant des superficies très réduites.
- ❖ Comme remarque, la zone d'étude est caractérisée par un relief constitué de collines à faible altitude.

II.2.2. Climatologie

Le climat est un facteur qui a une influence directe sur les phénomènes d'instabilité du milieu physique et le choix des types de matériaux pour la réalisation des projets de construction.

La zone d'étude est caractérisée par un climat de type méditerranéen avec un hiver doux et pluvieux et un été chaud et sec.

II.2.3. Température

D'après les données de la station de métrologique Jijel, le minimum est observé au mois de Janvier, il est de 8.3C°.Le maximum est observé au mois d'Aout, il est de 32.02C°, les températures moyennes enregistrées sur le tableau suivant :

Tableau(II.1) : Températures moyennes journalières.

Mois	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JAU	JUI	AOU	SEP	OCT	NOV	DES
T (moy)	12.5	12.7	14.2	15.8	18.8	22.4	25.3	26.1	24.1	21	16.9	13.8

II.2.4. Précipitation

Les pluies dans la région sont connues pour leur intensité et leur brutalité dans la période hivernale et pratiquement pour leur absence dans la période estivale .En somme, les précipitations sont réparties d'une façon irrégulière au cours de l'année. Les précipitations moyennes mensuelles varient entre 03 (mm) et 212 (mm).

Les mois de Décembre et Janvier sont les plus pluvieux et les mois de Juillet et Aout les plus secs. Et généralement la précipitation annuelle varie entre 900 (mm) et 1250 (mm).

Tableau(II.2) : la précipitation moyenne mensuelle.

Mois	SEPT	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUL	AOU	Année
P moy (mm)	56	125	192	212	193	143	107	82	57	27	3	7	1204

II.2.5. L'hydrométrie

L'hydrométrie est la mesure du taux d'humidité de l'air. L'humidité relative enregistrée est de 65 %.

II.2.6. Les vents

Les vents dominants sont de direction **Nord-ouest** et **Nord-est**, tandis que les vents provenant du sud sont les plus faible. Le vent est un facteur important dans le choix de l'orientation et le gabarit des constructions et le choix de l'orientation des voies.

II.3. Hydrographie

A proximité de notre zone d'étude il y a deux cours d'eau, la première est celle **oued Bouradjah** (Est), le deuxième de **oued Mencha** (côté ouest).

II.4. Activité économique

Au plan administratif, la zone d'étude fait partie de la commune de kaous. Cette dernière est caractérisée par sa situation géostratégique d'une triple vocation : agricole, touristique et commerciale.

II.5. Recensement de la population

D'après le service technique de la zone d'étude qui a élaboré un recensement spécial pour la localité de POS UB 03 en 2007. Le résultat de cette enquête a estimé la population à environ 3053 habitants.

II.5.1. Les équipements existants

Au niveau de la zone d'étude, les équipements existants sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (II.3) : Situation des équipements existants.

Type d'équipement	Unité de mesure	Nombre de consommateur
PARC E.N.M.A	Employé	38
CEM (01)	Elève	370
Gendarmerie	Personne	65
La crèche	Enfant	64
Lycée	Elève	1020
CFPA	Stagiaire	150
O.R.A.V.I	Employé	22
Stade	Personne	6200
CEM (02)	Elève	400
Parc APC	Employé	34
Société agricole	Employé	26
Parc privé	Employé	21

II.5.2. Estimation de la population à différents horizons

On peut estimer l'évolution démographique d'une population à différents horizons, par la formule des intérêts suivants :

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

Avec :

- P_n : Population à 'horizon demandé ;
- P_0 : Population de référence ;
- T : Taux d'accroissement de la population ;
- n : Nombre des années dans la période envisagée pour l'étude ;

En raison de la diminution du taux d'accroissement nous retenons celui du (RGPH) 1998 qui est de (3.0 %) pour la progression de la population jusqu'à 2020 et (2.5%) entre 2020 et 2031. Nous donnons ci-dessous le tableau d'accroissement de la population du centre à différents horizons.

La population future et les résultats des calculs à horizon de 2035 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau(II.4) : évaluation de la population à différents horizons.

Années	2007	2013	2020	2028	2035
Nombre de population (habitants)	3053	3646	4483	5663	6494

Les résultants dans la figure (II.1) :

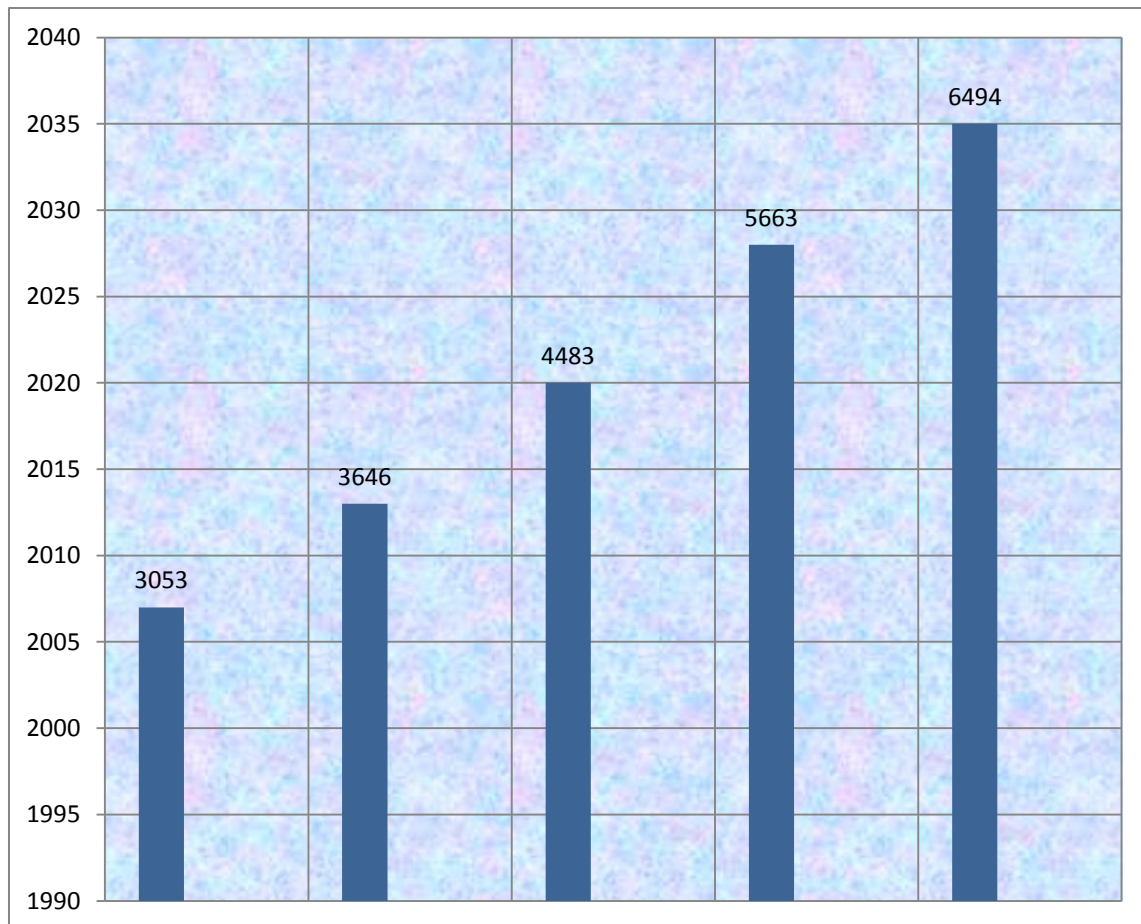


Figure (II.3) : Estimation de la population future.

Conclusion

Ayant défini les données concernant notre agglomération du point de vue, topographique, géographique, climatologique et démographique ainsi que l'urbanisation, nous procédons à l'élaboration d'une étude qui consiste à projeter un réseau d'assainissement pour l'agglomération de la zone d'étude (POS UB 03).

Introduction

Avant de faire une étude d'un réseau d'assainissement il faut passer par une étape très importante, c'est la détermination du débit pluvial où les eaux de ruissellement, elles comprennent les eaux de pluie, les eaux de lavage des rues et les eaux de drainage, le but essentiel de ce travail c'est éviter les inondations des agglomérations.

La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application de différentes méthodes, comme la méthode rationnelle ou superficielle.

III.1. Méthode superficielle [6]

Le modèle de Caquot, ou méthode superficielle, est une forme globaliste de la méthode rationnelle.

D'une manière générale, en faisant intervenir tous les mécanismes de l'écoulement, cette méthode permet de calculer aux divers points caractéristiques des tronçons le débit de pointe qui sert à la détermination ultérieure des dimensions hydrauliques des ouvrages évacuateurs.

Cette méthode est traduite par l'équation suivante :

$$\frac{1}{6} \alpha \cdot H \cdot A \cdot C = q \cdot (\beta + \delta) \cdot t_c \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

- $\alpha = A^{0.5}$: Coefficient de distribution spatiale de l'averse ;
- H : hauteur de pluie à l'épicentre de l'averse, en (mm) ;
- A : surface de bassin versant, en hectare ;
- C : coefficient de ruissèlement ;
- $q \cdot \beta \cdot t_c$: Volume écoulé en m^3 pendant le temps de concentration t_c ;
- $q \cdot \delta \cdot t_c$: Volume stocké dans le réseau et le bassin versant depuis le début de l'avers et jusqu' à l'instant t_c ;
- $\beta + \delta$: effet de capacité total ;
- q : débit maximal, en m^3/s ;
- $\frac{1}{6}$: coefficient d'homogénéité ;

Le débit maximum pour un orage est donné par :

$$Q_P = K \cdot i^\alpha \cdot C^\beta \cdot A^\delta \dots\dots\dots (3)$$

Avec:

- α, β, δ : Varient selon la fréquence F de la pluie de la région considérée ;
- C : Coefficient de ruissellement du bassin versant urbain qui est ici défini comme étant : $C = \frac{\text{surface imperméable}}{\text{surface total}}$
- A : Superficie de l'aire d'apport en ha ;
- α : Coefficient d'allongement du bassin versant, tel que : $\alpha = \frac{L}{\sqrt{A}}$
- L : Longueur de plus long parcours de l'eau(m) ;

III.1.2. Validité de la méthode superficielle [2]

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

- La limite supérieure de la surface du sou bassin est de 200 ha ;
- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1 ;
- Le coefficient d'allongement "M" doit être compris entre $0.8 < M < 2$;
- La pente doit être comprise entre 0.2 et 5% ;

III.2.Méthode rationnelle [2]

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones. Cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS*, qui a fait ses preuves surtout pour les bassins urbains a faible surface (≤ 10 ha).

La méthode est définie sous la forme :

$$Q = \alpha \cdot i \cdot C_r \cdot A \dots\dots\dots (4)$$

Avec :

- **Q**: Debit maximal (l/s);
- **α** : Coefficient correcteur de l'intensité de pluie ;
- **i** : Intensité de pluie (l/s.h) ;
- **C_r**: Coefficient de ruissellement ;
- **A**: Surface du bassin versant (h) ;

III.2.1. Validité de la méthode rationnelle

Cette méthode est efficace pour les aires relativement limitées (<10 ha), Le résultat est meilleur pour des aires plus faibles du fait 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.

III.2.2. L'utilisation de la méthode rationnelle [4]

Pour utiliser cette méthode, il faut :

- Délimiter les bassins versant global à étudier et les bassin versants associés aux différents nœuds de calcul ;
- Déterminer leur (coefficient de ruissellement, la longueur, la pente...etc.) et déterminer l'intensité de l'averse décennal (i) à prendre en compte dans les calculs ;

III.2.3. Le coefficient de ruissellement [6]

Le coefficient de ruissellement est déterminé comme un facteur de concentration du débit. Aussi, dans l'application de la méthode rationnelle, il doit être évalué en prenant en considération de nombreux paramètres comme la perméabilité des sols, l'influence de la topographie et l'urbanisation des bassins, etc.

Après l'identification de diverses surfaces homogènes composant la surface en jeu, le calcul d'une moyenne pondérée de la forme :

$$C = \frac{\sum(C_i \times A_i)}{\sum A_i}$$

Avec :

- C_i : Coefficient de ruissellement du sous bassin considéré ;
- A_i : Surface du sous bassin versant considéré (h) ;
- $\sum A_i$: Surface totale de sous bassin considéré ;

Suivant les types de sols ou d'occupation des sols on pourra se référer aux valeurs fournies à titre indicatif dans les tableaux suivantes :

Tableau(III.1) : Valeur de coefficient de ruissèlement suivant le type de surfaces.

Nature de la surface	Coefficient de ruissellement
Pavage, chaussées revêtues, pistes ciment.	$0.70 \leq C \leq 0.95$
Toitures et terrasses.	$0.75 \leq C \leq 0.95$
Sols imperméables avec végétation :	
I < 2%	$0.13 \leq C \leq 0.18$
$2\% \leq I \leq 7\%$	$0.18 \leq C \leq 0.25$
I > 7%	$0.25 \leq C \leq 0.35$
Sols perméables avec végétation :	
I < 2%	$0.05 \leq C \leq 0.10$
$2\% \leq I \leq 7\%$	$0.10 \leq C \leq 0.15$
I > 7%	$0.15 \leq C \leq 0.20$

Tableau(III.2) : Valeur de coefficient de ruissèlement suivant le type d'occupation du sol.

Nature de la surface	Coefficient de ruissellement
Commercial	$0.70 \leq C \leq 0.95$
Résidentiel :	
Lotissement	
Collectifs	$0.30 \leq C \leq 0.50$
Habitat dispersé	$0.50 \leq C \leq 0.75$
	$0.25 \leq C \leq 0.40$
Industriel	$0.50 \leq C \leq 0.80$
Parc et jardins publics	$0.05 \leq C \leq 0.25$
Terrains de sport	$0.10 \leq C \leq 0.30$
terrains vagues	$0.05 \leq C \leq 0.15$
Terres agricoles :	
Drainées	$0.05 \leq C \leq 0.13$
Non drainées	$0.03 \leq C \leq 0.07$

❖ **Remarque**

Dans notre étude, pour l'espace vert on a pris le coefficient de ruissellement de (0.3), et $0.70 \leq C \leq 0.95$ pour les pavages, chaussées revêtues et le ciment, on a pris $C=0.9$ pour toute la surface.

Tableau (III. 3) : Caractéristiques de chaque groupement de sous bassin.

bassin en série	bassin en parallèle
$A = \sum_{i=1}^N Ai$	$A = \sum_{i=1}^N Ai$
$Creq = \frac{\sum_{i=1}^N Cri.Ai}{\sum_{i=1}^N Ai}$	$Creq = \frac{\sum_{i=1}^N Cri.Ai}{\sum_{i=1}^N Ai}$

III.2.4. Le procédé de calcul

Le procédé de calcul est suivant :

A- Détermination des temps de concentration

Le temps de concentration des sous bassins est calculé par la formule de Kirpich :

$$t_c = 0,0195 \times L^{0.77} \times I^{-0.385} \dots\dots\dots (5)$$

Cas 1 : Bassin versant sans réseau : $t_c = t_2 = 0,0195 \times L^{0.77} \times I^{-0.385}$

Cas 2 : Bassin versant avec réseau : $t_c = t_1 + t_2, t_1 = \frac{L}{60 \times V}$

Avec :

- L : longueur de plus long parcours (m) ;
- I : pente moyenne du sous bassin (m/m) ;

Les résultats de calcul sont regroupés dans l'annexe (01).

B- Détermination des pentes radiers

Les pentes des sous bassins sont calculées par la formule suivante :

$$I = \frac{CT(\text{radier am}) - CT(\text{radier av})}{\text{Longueur}}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans l'annexe (02).

C- Calculer le débit de pointe

Le débit de pointe est calculé par la formule suivante :

$$Q_p = 0,167 \times C \times A \times 4 \times t_c^{-0.5} \dots\dots\dots (6)$$

Avec :

- **Q_p**: Débit de pointe (l/s) ;
- **C** : Coefficient de ruissellement ;
- **A** : Surface du bassin versant considéré (h) ;
- **t_c** : temps de concentration (mn) ;
- **0,167** : Coefficient de conversion des unités ;
- **(4 et 0,5)** : sont des paramètres d'ajustement de la courbe IDF d'une période de retour décennale de la région ;

D-Calculer le diamètre approximatif

La valeur du diamètre approximatif de la conduite est calculée par la formule de MANNING :

$$D = \left(\frac{n}{0,03137} \times \frac{Q_p}{\sqrt{I}} \right)^{3/8} \dots\dots\dots (7)$$

Avec :

- Q_p : Débit de pointe m³/s ;
- I : Pente hydraulique de la conduite ;
- n : coefficient de MANNING ;
- 0,03137 : coefficient d'homogénéité des unités ;

❖ Remarque

Dans notre étude le coefficient de MANNING pour une conduite circulaire en béton ordinaire est égale (0.013).

Fixer le diamètre commercial de la conduite

Avec la condition de $\phi > D_n$.

E- Calculer les différentes caractéristiques d'une conduite débitantes à pleine section

1- Débit pleine section

La valeur de débit de pleine section sont données par la formule suivante :

$$Q_{ps} = \frac{0.03137}{n} \times Q_p^{8/3} \times \sqrt{I} \dots\dots\dots (8)$$

2- Vitesse pleine section

La vitesse de pleine section est calculée par la formule suivante :

$$V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times Dn^2} \dots\dots\dots (9)$$

3- Calcul du rapport hydraulique, rapport de vitesse

La formule de rapport hydraulique est :

$$r_q = \frac{Q_p}{Q_{ps}} \dots\dots\dots (10)$$

Avec l'abaque de BAZIN, on détermine la valeur de r_v et r_h .

4- Calcul de la vitesse effective et la hauteur de remplissage

La vitesse effective et la hauteur de remplissage de la conduite sont données par les formules suivantes :

$$V = r_v \times V_{ps}$$

$$H = r_h \times Dn$$

❖ Remarque

On vérifie les coordonnées avec les normes, c'est-à-dire, ($V < 3\text{m/s}$). Si cette condition n'est pas vérifiée, on doit changer la pente.

F- Calcul du temps de concentration

Le temps de concentration en aval du nœud considéré est calculé par la formule suivante :

$$t_{c(\text{aval})} = t_{c(\text{amont})} + t_1 \quad \text{et} \quad t_1 = \frac{L}{60 \times V}$$

Avec :

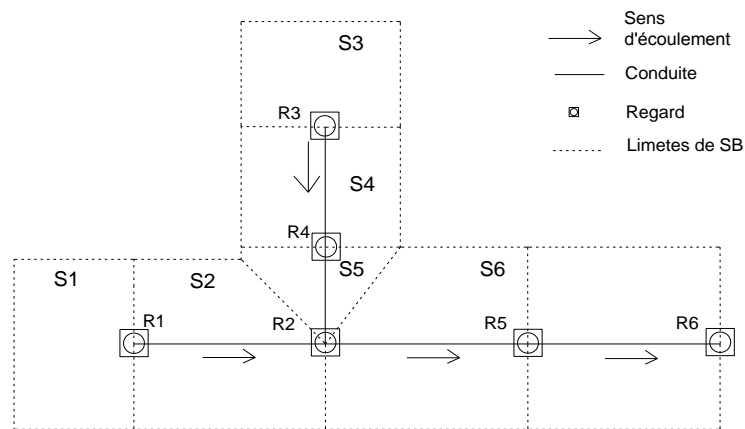
- L : Longueur du tronçon (m) ;
- V : Vitesse d'écoulement (m) ;

G- condition d'auto curage

Lorsqu'il s'agit d'un réseau d'évacuation des eaux pluviales, en système séparatif ou en système unitaire, les conditions d'auto curage sont vérifiées pour le 1/10 du débit à pleine section, et l'on considère généralement que cette condition est remplie si la vitesse obtenue est de l'ordre de 0.6 m/s.

Exemple d'application

Pour le tronçon (R1 jusqu' R6).



La conduite(R1-R2)

S1= 0,439 ha.

$t_c = 4,231$.

$I = 2,2\%$.

$$Q_p = 0,167 \times C \times A \times 4 \times t_c^{-0.5}$$

$$Q_p = 0,167 \times 0,6 \times 0,439 \times 4 \times (4,231)^{0.5}$$

$$Q_p = 0,085 \text{ (m}^3\text{/s)}.$$

$$D_c = \left(\frac{n}{0,03137} \times \frac{Q_p}{\sqrt{I}} \right)^{3/8}$$

$$D_c = \left(\frac{0,013}{0,03137} \times \frac{0,085}{\sqrt{2,2}} \right)^{3/8}$$

$$D_c = 0,247 \text{ (m)}.$$

On prend le diamètre normalisé : $D_n = 0.3\text{(m)}$, ou $D_n = 300\text{(mm)}$

$$Q_{ps} = \frac{0.03137}{n} \times Q_p^{8/3} \times \sqrt{I} .$$

$$Q_{ps} = \frac{0.03137}{0.013} \times 0.085^{8/3} \times \sqrt{2.2}$$

$$Q_{ps} = 0,1446 \text{ (m}^3\text{/s)}.$$

$$V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times D n^2}$$

$$V_{ps} = \frac{4 \times 0.144}{\pi \times 0.3^2}$$

$$V_{ps} = 2,047 \text{ (m/s)}.$$

$$r_q = \frac{Q_p}{Q_{ps}}$$

$$r_q = \frac{0.085}{0.144}$$

$$r_q = 0,59 \quad \dots\dots\dots \quad (r_h = 0,55 \text{ et } r_v = 1,05)$$

Donc :

$$V_r = V_{ps} \times r_v = 1,05 \times 2,047 = 2,15 \text{ (m/s)} \dots\dots\dots \quad (V_r < 3 \text{ (m/s), vérifié.)}$$

$$H = D_n \times r_h = 0,3 \times 0,55 = 0,166 \text{ (m)}. \quad V(\text{aut}) = 0,55 \times 2,047 = 1,125 \dots\dots (V(\text{aut}) > 0,6, \text{ vérifié.)}$$

$$t_c (\text{aval}) = t_c (\text{amont}) + t_1, \text{ avec } t_1 = \frac{L}{60 \times V}$$

$$t_c = 4,231 + \frac{44.6}{60 \times 2,15}$$

$$t_c (\text{aval}) = 4,57 \text{ (mn)}.$$

La conduite(R3-R4)

$$S_3 = 0,327 \text{ ha.}$$

$$t_c = 2,94.$$

$$I = 2,8 \text{ \%}.$$

$$Q_p = 0,167 \times C \times A \times 4 \times t_c^{-0.5}$$

$$Q_p = 0,167 \times 0,6 \times 0,327 \times 4 \times (2,94)^{-0.5}$$

$$Q_p = 0,076 \text{ (m}^3\text{/s)}.$$

$$D_c = \left(\frac{n}{0.03137} \times \frac{Q_p}{\sqrt{I}} \right)^{3/8}$$

$$D_c = \left(\frac{0.013}{0.03137} \times \frac{0.076}{\sqrt{2.8}} \right)^{3/8}$$

$$D_c = 0,226 \text{ (m).}$$

On prend le diamètre normalisé : $D_n = 0.3\text{(m)}$, ou $D_n = 300\text{(mm)}$

$$Q_{ps} = \frac{0.03137}{n} \times Q_p^{8/3} \times \sqrt{I}$$

$$Q_{ps} = \frac{0.03137}{0.013} \times 0,076^{8/3} \times \sqrt{2,8}$$

$$Q_{ps} = 0,163 \text{ (m}^3\text{/s).}$$

$$V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times D_n^2}$$

$$V_{ps} = \frac{4 \times 0,163}{\pi \times 0.3^2}$$

$$V_{ps} = 2,30\text{(m/s).}$$

$$r_q = \frac{Q_p}{Q_{ps}}$$

$$r_q = \frac{0.076}{0,163}$$

$$r_q = 0,466 \quad \dots\dots\dots \quad (r_h = 0,488 \text{ et } r_v = 0,95)$$

Donc :

$$V_r = 2,185 \text{ (m/s)} \quad \dots\dots\dots \quad (V_r < 3 \text{ (m/s), vérifié.)}$$

$$H = 0,146 \text{ (m). } V(\text{aut}) = 0,55 \times 2,30 = 1,265 \dots\dots(V(\text{aut}) > 0,6, \text{ vérifié.)}$$

$$t_{c(\text{aval})} = t_{c(\text{amont})} + t_1, \text{ avec } t_1 = \frac{L}{60 \times V}$$

$$t_c = 2,94 + \frac{39,1}{60 \times 2.18}$$

$$t_{c(\text{aval})} = 3,23 \text{ (mn).}$$

La conduite (R4-R2)

S3 en série avec S4

$$S4 = 0,334\text{ha.}$$

$$t_c = 2, 23.$$

$$I = 2,3\%.$$

$$t_{c(\text{aval R3-R4})} = 3,23 \text{ (mn).}$$

$$Q_p = 0,167 \times C \times A \times 4 \times t_c^{-0.5}$$

$$Q_p = 0,167 \times 0,6 \times (0,326+0,333) \times 4 \times (3,23)^{-0.5}$$

$$Q_p = 0,147(\text{m}^3/\text{s}).$$

$$D_c = \left(\frac{n}{0,03137} \times \frac{Q_p}{\sqrt{I}} \right)^{3/8}$$

$$D_c = \left(\frac{0,013}{0,03137} \times \frac{0,147}{\sqrt{2,3}} \right)^{3/8}$$

$$D_c = 0,300 \text{ (m)}.$$

On prend le diamètre normalisé: $D_n = 0,3 \text{ (m)}$, ou $D_n = 300 \text{ (mm)}$

$$Q_{ps} = \frac{0,03137}{n} \times Q_p^{8/3} \times \sqrt{I} .$$

$$Q_{ps} = \frac{0,03137}{0,013} \times 0,3^{8/3} \times \sqrt{2,3}$$

$$Q_{ps} = 0,147(\text{m}^3/\text{s}).$$

$$V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times D_n^2}$$

$$V_{ps} = \frac{4 \times 0,147}{\pi \times 0,3^2}$$

$$V_{ps} = 2,09 \text{ (m/s)}.$$

$$r_q = \frac{Q_p}{Q_{ps}}$$

$$r_q = \frac{0,147}{0,147}$$

$$r_q = 1,0 \quad \dots\dots\dots \quad (r_h = 0,8 \text{ et } r_v = 1,38)$$

Donc :

$$V_r = 2,88 \text{ (m/s)} \quad \dots\dots\dots \quad (V_r < 3 \text{ (m/s) , vérifié.)}$$

$$H = 0,24 \text{ (m)}. \quad V(\text{aut}) = 0,55 \times 2,09 = 1,149 \quad \dots\dots(V(\text{aut}) > 0,6, \text{ vérifié.)}$$

Chaque tronçon il faut vérifier l'auto curage.

$$t_{c(\text{aval})} = t_{c(\text{amont})} + t_1, \text{ avec } t_1 = \frac{L}{60 \times V}$$

$$t_c = 3,23 + \frac{42,6}{60 \times 2,88}$$

$$t_{c(\text{aval})} = 3,47(\text{mn}).$$

Collecteur (R2-R5)

$S_2 = 0,465$ (ha), et $S_1 = 0,439$ (ha).

$t_c = 2,94$ (mn)

$t_{c(aval)}(R1-R2) = 4,57$ (mn)

$Q_p(\text{collect}) = 0,167 \times 0,6 \times (0,465 + 0,439) \times 4(4,57^{-0.5})$

$Q_p(\text{collect}) = 0,169$ (m^3/s).

S_3, S_4 et S_5 en série, tel que :

$S_5 = 0,1258$ (ha), $S_3 = 0,327$ (ha), $S_4 = 0,334$

$t_c = 2,61$ (mn)

$t_{c(aval)}(R4-R2) = 3,47$ (mn).

$Q_p(\text{V.secondaire}) = 0,167 \times 0,6 \times (0,1258 + 0,334 + 0,327) \times 4(3,47^{-0.5})$

$Q_p(\text{V.secondaire}) = 0,1695$ (m^3/s).

On a (S_1, S_2) en parallèles avec (S_3, S_4, S_5)

Donc:

$Q_p(\text{collect}) + Q_p(\text{V.secondaire}) = 0,3385$ (m^3/s).

$Q_p(\text{pass}) = 0,167 \times 0,6 \times (0,465 + 0,439 + 0,1258 + 0,334 + 0,327) \times 4(4,57^{-0.5})$

$Q_p(\text{pass}) = 0,316$ (m^3/s).

On prend $Q_p(\text{pass})$.

$$D_c = \left(\frac{n}{0,03137} \times \frac{0,316}{\sqrt{0,0253}} \right)^{3/8}$$

$$D_c = \left(\frac{0,013}{0,03137} \times \frac{0,316}{\sqrt{2,53}} \right)^{3/8}$$

$D_c = 0,392$ (m).

On prend le diamètre normalisé : $D_n = 0,4$ (m), ou $D_n = 400$ (mm)

$$Q_{ps} = \frac{0,03137}{n} \times Q_p^{8/3} \times \sqrt{I} .$$

$$Q_{ps} = \frac{0,03137}{0,013} \times 0,4^{8/3} \times \sqrt{2,53}$$

$$Q_{ps} = 0,333 \text{ (m}^3\text{/s)}.$$

$$V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times D_n^2}$$

$$V_{ps} = \frac{4 \times 0,333}{\pi \times 0,3^2}$$

$$V_{ps} = 2,654 \text{ (m/s)}.$$

$$r_q = \frac{Q_p}{Q_{ps}}$$

$$r_q = \frac{0,316}{0,333}$$

$$r_q = 0,928 \dots \dots \dots \quad (r_h = 0,77 \text{ et } r_v = 1,11)$$

Donc :

$$V_r = V_{ps} \times r_v = 2,96 \text{ (m/s)} \dots \dots \dots \quad (V_r < 3 \text{ (m/s), vérifié.)}$$

$$H = D_n \times r_h = 0,310 \text{ (m)}.$$

$$t_{c(\text{aval})} = t_{c(\text{amont})} + t_1, \text{ avec } t_1 = \frac{L}{60 \times V}$$

$$t_c = 4,57 + \frac{63,02}{60 \times 2,96}$$

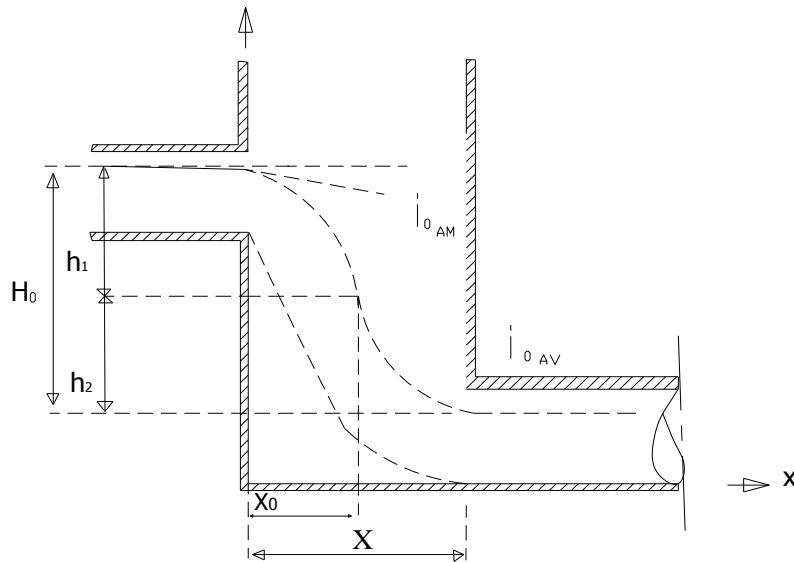
$$t_{c(\text{aval})} = 4,92 \text{ (mn)}.$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans l'annexe(04).

III.3. Dimensionnement d'un regard de chute [6]

Pour établir un regard de chute nous proposons la méthode suivante :

- ✓ Les caractéristiques des conduites, à l'amont ($V_{o(am)}$, $H_{o(am)}$, $i_{o(am)}$) sont connues ;
- ✓ Les caractéristiques des conduites, à l'aval ($V_{o(av)}$, $H_{o(av)}$, $i_{o(av)}$) sont connues ;



Figure(III.2) : Schéma d'un regard de chute.

L'équation de chute est donnée par :

$y = \frac{1}{2} gt^2$, or $t = \frac{X_0}{V_0}$, on obtient l'équation du profil supérieur de la chute.

$$y = \frac{1}{2} (gt^2 \times \frac{X_0}{V_0})$$

A l'aval de la chute, elle sera amortie, donc la courbe de la chute s'articule autour d'un axe de symétrie de deux paraboles, l'axe de symétrie passe par dérivée de l'équation suivante :

$$\frac{dY_0}{dX_0} = \frac{g}{V_0^2} \times X_0$$

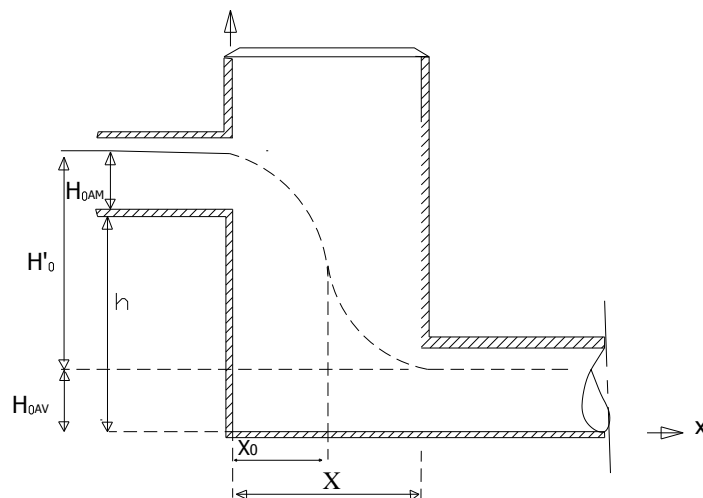
C'est à partir de cette équation qu'on tire le point de tangente fictif autour duquel s'infléchit la charge. C'est-à-dire, à partir de ce point que commence l'amortissement de la ligne de charge par ralentissement de la vitesse de chute. En majeure partie ($i_o \neq a_{val}$), mais leur écart n'est pas assez fort, donc pour simplifier on pose : $H_1 = H_2 = Y_0$.

$$X_0 = \left[\frac{H_0' \cdot V_0^2}{g} \right]^{1/2}$$

Dans notre cas, nous avons plusieurs regards de chute. Pour cela, nous avons proposé le schéma suivant pour simplifier les calculs.

Soit h la différence entre les côtes radiers des deux conduites (amont et aval) ; $H_{0(amo)}$ et $H_{0(ava)}$ sont les hauteurs d'eau dans les conduites amont et aval respectivement du regard de chute

$$H_0' = h + H_{0(amo)} - H_{0(ava)}$$



Figure(III-3) : Schéma d'un regard de chute.

Les résultats des dimensions des regards de chutes sont reportés dans l'annexe (4).

Conclusion :

La présente phase (évaluation des débits des eaux pluviales) a eu pour résultat la quantification des débits à évacuer.

D'après les valeurs des débits obtenues, on constate que les débits d'eaux usées ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux. Aussi on signale que la zone d'étude (POS UB 03) ne comporte pas des unités industrielles, d'où les eaux usées d'origine industrielles n'ont pas été quantifiées.

Introduction

Lors de l'étude d'un projet d'assainissement il est nécessaire de définir tous les paramètres et la méthodologie à suivre pour effectuer cette étude telle que la surface d'influence et leur pente. Il faut définir aussi les systèmes d'évacuations et leurs schémas et les coefficients caractérisant cette surface Pour avoir une meilleure estimation des débits à évacuer dans des conditions d'écoulement favorable. Dans cette partie, le travail consiste à concevoir et dimensionner tout un réseau séparatif d'eaux usées destiné à évacuer ces dernières et à les acheminer dans des différents bassins de décantation qui seront dimensionnés en conséquence.

IV.1. Tracé en plan du réseau

Dans cette étape, il y a lieu, premièrement de déterminer le tracé du réseau à projeter ainsi que la détermination des points de rejet nécessaires.

IV.2.Critères du tracé [5]

Le tracé en plan du réseau doit être effectué en respectant les points suivants :

- Assurer tous les branchements particuliers ;
- Minimiser le linéaire du réseau ;
- Avoir des écoulements gravitaires ;
- Converger les écoulements vers l'exutoire (bassin de décantation) ;

- Le choix du tracé des collecteurs doit tenir compte des conditions de réalisation et du transport des eaux usées ;
- Itinéraire facilement repérable pour une meilleure exploitation et entretien du réseau après réalisation ;

IV.3. Schéma d'ossature de calcul de la zone d'étude

Le schéma d'ossature (voir Annexe 09) est l'ensemble qui englobe les éléments suivants:

- Le sens d'écoulement ;
- Le tracé du réseau avec tous les nœuds ;

IV.4. Calcul des pentes du profil en long

Exemple de calcul pour le sous bassin A, collecteur(R1-R3).

A- calcul de la distance partielle

La distance partielle est calculée par :

$$D_{\text{partielle}} = \sqrt{(X_2 - X_1)^2 + (Y_2 - Y_1)^2}$$

$$D_{\text{partielle}(R1-R2)} = 52\text{m}$$

$$D_{\text{partielle}(R2-R3)} = 61\text{m}$$

B- Calcul de la distance cumulée :

$$D_{\text{cumulé}(R2-R3)} = P_{\text{partielle}(R1-R2)} + P_{\text{partielle}(R2-R3)}$$

$$C_{\text{cumulé}(R2-R3)} = 52 + 61$$

$$D_{\text{cumulé}(R2-R3)} = 113\text{m}$$

C- Calcul de la profondeur :

$$H_{(R2)} = CTE_{\text{Projet}} - CTE_{\text{Radier}}$$

Donc :

$$H_{(R1)} = 380,455 - 378,855$$

$$H_{(R1)} = 0,8 \text{ m}$$

D- Calcul de la pente :

$$I = (CTE_{\text{Radier (amont)}} - CTE_{\text{Radier (aval)}}) / D_{\text{Partielle}}$$

$$I_{(R1-R2)} = (379,655 - 379,025) / 52$$

$$I_{(R1-R2)} = 0,01211\text{m/m.}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau(IV.1):Mode de calcul des pentes des tronçons sous bassin(A), collecteur (R1-R3).

N° Regards	N° Conduite	Distance partielle (m)	Distance cumulée (m)	Cote TAMP (m)	Cote RAD1 (m)	I (m/m)	Profondeur (m)
R1	/	/	/	380,455	379,655	/	0,8
R2	R1-R2	52	52	380,775	379,025	0,01211	1,75
R3	R2-R3	61	113	380,85	378,35	0,0110	2,5

❖ **Remarque :**

Les tableaux récapitulent les côtes des conduites et des regards ainsi que la pente des conduites pour les profiles (voir la Annexe 05).

IV.5. Estimation des débits des eaux usées domestiques

La méthode de dimensionnement hydraulique d'un réseau de collecteurs d'eaux usées drainant une zone que nous venons d'exposer conduit au calcul d'un certain nombre de paramètres.

IV.5.1. Estimation du débit moyen actuel

$$Q_{ma} = \frac{(D_a \times (1 - p_a) \times N_{ha})}{86400} \dots\dots\dots (11)$$

Avec :

- **Q_{ma}** : Débit moyen actuel (l/s) ;
- **D_a** : Dotation actuelle (l/j/hab). Qui est évalué à 120 l/j/hab ;
- **P_a** : Pertes actuelle (20%) ;
- **N_{ha}** : Nombre d'habitants actuels ;

IV.5.2. Estimation du débit moyen futur

Le débit moyen futur se détermine à partir du débit moyen de la consommation suivant cette formule :

$$Q_{mf} = \frac{(D_f \times (1 - p_f) \times N_{hf})}{86400} \dots\dots\dots (12)$$

Avec :

- **Q_{mf}** : Débit moyen futur (l/s) ;
- **D_f** : Dotation futur (l/j/hab) ;

- **Pf** : Pertes futures (30%) ;
- **Nhf** : Nombre d'habitations futures ;

IV.5.3. Estimation du débit de pointe des eaux usées

Il est estimé par la formule suivante :

$$Q_p = C_p \times Q_m \dots\dots\dots (13)$$

Avec :

$$C_p = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{mf}}} \dots\dots\dots (14)$$

Avec :

- **Qp** : Débit de pointe (l/s) ;
- **Cp** : Coefficient de pointe ($P \leq 4$) ;
- **a = 1,5** : Paramètre exprimant la limite inférieure à ne pas dépasser lorsque le débit moyen futur est très grand ;
- **b = 2,5** : Paramètre exprimant l'augmentation de **Qp** lorsque **Qmf** est très petit ;

❖ Remarque :

Dans notre cas, on a pris une dotation future de 150 l/hab/j car on a affaire à une petite agglomération qui est de 3053 habitants. Pour la consommation actuelle, on prend 120 l/hab/j.

IV.5.4. Estimation des débits des équipements pour chaque sous bassin

Il est estimé par la formule suivante :

$$Q_{eq} = \frac{D_{eq} \times N(\text{unité})}{86400} \dots\dots\dots (15)$$

- **Qeq** : Débit des équipements ;
- **D_{eq}** : Dotation par unité ;
- **N** : Nombre des unités ;

Les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau(IV.2) : Evaluation des débits des équipements des sous bassins.

Sous bassin	Type d'équipement	Unité de mesure	N° de consommateur	Dotation (L/j/Unit)	Débit d'équipement	Débit total (L/s)
A	PARC E.N.M.A	Employé	38	20	0.00879	0.1443
	CEM (01)	Elève	370	15	0.06423	

	Gendarmerie	Personne	65	80	0.06018	
	La crèche	Enfant	64	15	0.0111	
B	Lycée	Elève	1020	15	0.1770	0.19436
	CFPA	Stagiaire	150	10	0.01736	
C	O.R.A.V.I	Employé	22	40	0.01018	1.44536
	Stade	Personne	6200	20	1.43518	
D	CEM (02)	Elève	400	15	0.06944	0.08621
	Parc APC	Employé	34	15	0.00590	
	Société agricole	Employé	26	20	0.00601	
	Parc privé	Employé	21	20	0.00486	

IV.6. Dimensionnement du réseau

IV.6.1. Détermination des débits moyens actuels et de pointe pour chaque sous bassin

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau(IV.3) : Détermination des débits moyens actuels et débit de pointe pour chaque SB.

Sous bassin	Nombre d'habitants actuel	Dotation (L/hab/j)	Perte (%)	Qma (L/s)	Qma(t) (L/s)	Cp	Qpa (L/s)
A	84	120	0.2	0.0933	0.2376	4	0.950
B	154	120	0.2	0.1711	0.3654	4	1.461
C	1134	120	0.2	1.2600	2.705	3.020	8.169
D	1681	120	0.2	1.8200	1.9062	3.310	6.309

IV.6.2. Détermination des débits moyens futurs et de pointe pour chaque bassin

Les résultants sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau(IV.4) : Détermination des débits moyens futurs et débit de point pour chaque SB.

Sous bassin	N° D'habitants (futur)	Dotation (L/hab/j)	Perte (%)	Qmf (L/s)	Qmf(t) (L/s)	Cp	Qpf (L/s)
A	178	150	0.3	0.2163	0.3606	4	1.442
B	327	150	0.3	0.3973	0.591	4	2.364
C	2411	150	0.3	2.9300	4.375	2.695	11.790
D	3578	150	0.3	4.3482	4.434	2.687	11.914

IV.6.3. Calcul du débit spécifique d'un sous bassin

Le débit spécifique est calculé par la formule suivante :

$$Q_s = \frac{Q_{mf}}{\sum L_i} \dots\dots\dots (16)$$

Avec :

- **Q_s** : Débit spécifique (l/s x ml) ;
- **Q_{mf}** : Débit moyen futur de sous bassin (l/s) ;
- **∑ L_i** : Somme des longueurs des tronçons du sous bassin considéré (m) ;

Les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau(IV.5) : Détermination des débits unitaires des sous bassins.

Sous bassin	Qmf (L/s)	Longueurs (m)	Débit unitaire (L/s/ml)
A	0.3606	546,3	0.000660
B	0.59166	768,453	0.000769
C	4.37536	1472	0.00297
D	4.43441	1042.9	0.004252

IV.6.4. Calcul du débit de route pour chaque tronçon

Pour ce calcul, on a utilisé la formule suivante :

$$Q_{r_i} = Q_s \times L_i \dots\dots\dots (17)$$

Avec :

- Q_{r_i} : Débit de route de tronçon (i) ;
- Q_s : Débit spécifique (l/s x m) ;
- L_i : Longueur de tronçon(i) ;

IV.6.5. Calcul du débit moyen entrant

On se calcule par la formule suivant :

$$Q_{me_i} = \sum Q_{r_i} \text{(Avec un cumul)} \dots\dots\dots (18)$$

Avec :

- Q_{me_i} : débit moyen entrant au tronçon (i) ;

IV.6.6. Calcul du débit moyen sortant

On le calcule par la formule suivante :

$$Q_{ms_i} = Q_{me_i} + q_{r_i} \dots\dots\dots (19)$$

Avec :

- Q_{ms_i} : Débit moyen sortant au tronçon (i) ;
- Q_{me_i} : Débit moyen entrant au tronçon (i) ;
- q_{r_i} : Débit de route de tronçon (i) ;

IV.6.7. Calcul du coefficient de pointe entrant et sortant

On le calcule par les relations suivantes :

$$C_{pe} = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{me}}} , \text{ pour le coefficient de pointe entrant.}$$

$$C_{ps} = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{ms}}} , \text{ pour le coefficient de pointe sortant.}$$

Avec :

- Q_{me} : Débit moyen entrant ;
- Q_{ms} : Débit moyen sortant ;

On adoptera la valeur ($a=1.5$) et ($b=2.5$).

IV.6.8. Calcul du débit de pointe entrant

Le débit de pointe entrant se calcule à partir de la formule suivante :

$$Q_{pe_i} = C_{pe_i} \times Q_{me_i}$$

Tel que :

- Q_{pe_i} : Débit de point entrant de la conduit(i) ;
- C_{pe_i} : Coefficient de point entrant de la conduit(i) ;
- Q_{me_i} : Débit moyen entrant au conduit (i) ;

IV.6.9. Calcul du débit de pointe sortant

On utilise la formule suivante :

$$Q_{ps_i} = C_{ps_i} \times Q_{ms_i}$$

Avec :

- Q_{ps_i} : Débit de point sortant de la conduit(i) ;
- C_{ps_i} : Coefficient de point sortant de la conduit(i) ;
- Q_{ms_i} : Débit moyen sortant au conduit (i) ;

IV.6.10. Calcul du débit de point pour chaque tronçon

La valeur du débit de point se calcul à partir de la formule suivante :

$$Q_{p_i} = \frac{(Q_{pe_i} + Q_{ps_i})}{2}$$

Avec :

- Q_{pe_i} : Débit de point entrant de la conduite (i) ;
- Q_{ps_i} : Débit de point sortant de la conduite (i) ;

IV.6.11. Détermination des diamètres des conduites

Après avoir tracé les profils en long et déterminé les pentes à l'aide de l'abaque de Bazin et les diamètres des conduites.

Exemple de calcul

Pour le sous bassin A, on a :

- $Q_{mf} = 0,3606(1/s)$
- $\sum L_i = 546,3 \text{ m}$

$$Q_s = \frac{Q_{mf}}{\sum L_i}$$

$$Q_s = 0,3606/546,3$$

$$Q_s = 0.000660 (1/s)$$

A- Calcule du débit de tronçon

$$Q_{r_i} = Q_s \times L_i$$

$$Q_{r_i(R1-R2)} = 0.000660 \times 52$$

$$Q_{r_i(R1-R2)} = 0,03432 \text{ (l/s)}$$

B-Calcul du débit moyen entrant

$$Q_{me (R1-R2)} = 0 \text{ (l/s)}$$

C-Calcul du débit moyen sortant

$$Q_{ms (R1-R2)} = Q_r (R1-R2)$$

$$Q_{ms (R1-R2)} = 0,03432 \text{ (l/s)}$$

D-Calcul du coefficient de pointe entrant et sortant

D-1-entrant

$$C_{pe} = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{me}}}$$

$$C_{pe(R1-R2)} = 0$$

D-1-sortant

$$C_{pe} = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{ms}}}$$

$$C_{ps(R1-R2)} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{0,03432}}$$

$$C_{ps(R1-R2)} = 14,99 \dots \dots \dots (13.587 > 4)$$

$$C_{ps(R1-R2)} = 4$$

E-Calcul du débit de pointe

E-1-Entrant

$$Q_{pe} = C_{pe} \times Q_{me}$$

$$Q_{pe(R1-R2)} = 0 \text{ (l/s)}$$

E-1-Sortant

$$Q_{ps} = C_{ps} \times Q_{ms}$$

$$Q_{ps(R1-R2)} = 4 \times 0,03432$$

$$Q_{ps(R1-R2)} = 0,1372 \text{ (l/s)}$$

F-Calcul du débit de pointe

$$Q_p = \frac{(Q_{pe} + Q_{ps})}{2}$$

$$Q_{p(R1-R2)} = \frac{(Q_{pe(R1-R2)} + Q_{ps(R1-R2)})}{2}$$

$$Q_{p(R1-R2)} = \frac{(0 + 0,1372)}{2}$$

$$Q_{p(R1-R2)} = 0,0686 \text{ (l/s)}$$

G-Calcul du diamètre

D'après l'abaque de BAZAIN, on a trouvé les diamètres qui est égale à 200mm, voir l'Annexe (10).

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau(IV.6) : Evaluation des débits des eaux usées pour le sous bassin A.

N° Tronçon	Li (m)	Qms (L/s.m)	Qmr (L/s)	Qme (L/s)	Qms (L/s)	Cpe	Qpe (L/s)	Qps (L/s)	Qp (L/s)	I (m/m)	Φ (mm)
						Cps					
R1	52	0,000660	0.0343	0	0.0343	/	/	0.1372	0.0686	0.01211	200
R2						4					
R2	61	0,000660	0.0402	0.0343	0.07456	4	0.1372	0.2982	0.2177	0.0110	200
R3						4					

❖ Tous les résultats sont reportés dans les tableaux présentés en l'annexe (06).

IV.7. Vérification de la capacité de l'auto curage

L'écoulement des eaux dans le réseau est un facteur très important à considérer lors de la conception du réseau. Il obéit à un certain nombre de condition :

- **1^{er} condition**

Une vitesse d'écoulement supérieur ou égale à 0.7 m/s, (à l'extrême rigueur 0.5m/s), pour une hauteur de remplissage égale a $\frac{1}{2}$ du diamètre.

$$V \geq 0.7 \text{ m/s pour } H = \frac{1}{2} \Phi$$

- **2^{ème} condition**

Pour un réseau d'eau usée, il faut assurer une vitesse d'écoulement pour empêcher les dépôts, la vitesse minimale à retenir dites d'auto curage doit être supérieur ou égale à 0.3 m/s.

$$V \geq 0.3 \text{ m/s pour } H = \frac{2}{10} \Phi$$

- **3^{ème} condition**

Une hauteur de remplissage supérieur au $\frac{2}{10}$ du diamètre pour un débit correspondant à Q_{\min} .

$$H \geq \frac{2}{10} \Phi \text{ pour } Q_{\min} = Q_{\text{ma}}$$

IV.7.1. Procédures de calcul

Pour la vérification d'auto curage il faut respecter les étapes suivantes :

A- Calcul le débit de pleine section

$$Q_{ps} = \frac{0,03117}{0,013} \times \phi^{8/3} \times \sqrt{I}$$

Avec

- **Qps** : Débit de pleine section (m³/s) ;
- **I** : La pente ;
- **φ** : Diamètre de tronçon (m) ;

B- Calcul la vitesse de pleine section

$$V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times \phi^2}$$

Avec :

- **Qps** : Débit de pleine section (m³/s) ;
- **Vps** : Vitesse de pleine section (m³/s) ;
- **φ** : Diamètre de tronçon (m) ;

C- Calcul le rapport hydraulique

On détermine rapport de débit à l'aide de la formule :

$$r_q = \frac{Q_{min}}{Q_{ps}}$$

- **Qmin** : débit minimum rejeté ;

D- Calcul la vitesse effective

A partir de l'abaque de MANNING, On détermine le rapport de la vitesse. La vitesse effective sera calculée de la formule suivante :

$$V = r_v \times V_{ps}$$

- **V** : Vitesse effective (m/s) ;
- **Rv** : rapport des vitesses ;

❖ Remarque :

(rh = 0.5) abaque de MANNING (rv = 1.01)

(rh = 0.2) abaque de MANNING (rv = 0.6)

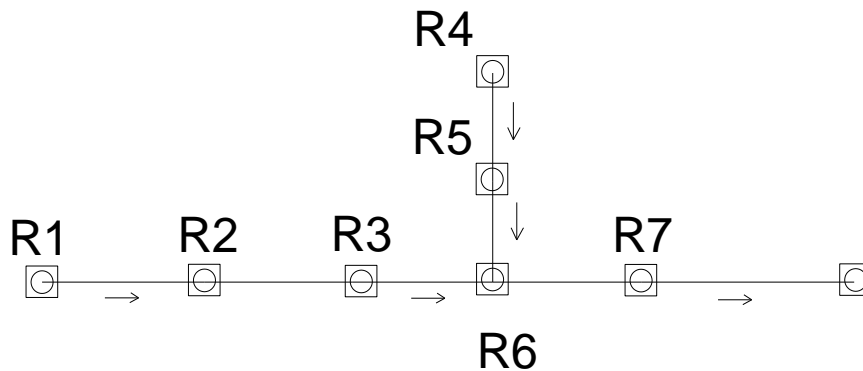
E- Calcul le rapport de hauteur

Le rapport des hauteurs (rh) pour la troisième condition, est obtenu selon la formule suivante :

$$rh = 0,49615 \times r_q + 0,07861 \times r_q^2 + 3,65128 \times r_q^3 - 3,16149 \times r_q^4 - 0,0612 \times r_q^5 \dots\dots$$

(20)

Exemple de calcul



Figure(IV.1) : Exemple d'une branche du réseau d'eau usée.

On prit l'exemple de calcul pour le sous bassin A.

1-Le tronçon (R1-R2) :

On a :

- $\Phi_{(R1-R2)} = 200\text{mm}$
- $I_{(R1-R2)} = 0,01211\text{m/m}$

A-Calcul le débit de pleine section :

$$Q_{ps} = \frac{0.03117}{0.013} \times \Phi^{8/3} \times \sqrt{I}$$

$$Q_{ps} = \frac{0.03117}{0.013} \times 0,2^{8/3} \times \sqrt{1,211}$$

$$Q_{ps} = 36,46 \text{ (l/s)}$$

B-Calcul la vitesse de pleine section

$$V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times \Phi^2}$$

$$V_{ps} = \frac{4 \times 0.03646}{3.14 \times (0.2)^2}$$

$$V_{ps} = 1,16 \text{ (m/s)}$$

C-Vérification de la première condition :

Pour (rh = 0.5).....abaque de MANNING (rv = 1.01)

$$V = r_v \times V_{ps}$$

$$V = 1,01 \times 1,16$$

$$V = 1,17 \text{ (m/s)}$$

Donc : $V \geq 0,7 \text{ m/s}$

La première condition est vérifiée car $V \geq 0,7 \text{ m/s}$.

D-Vérification de la deuxième condition :

Pour (rh = 0,2)...abaque de MANNING (rv = 0,6)

$$V = rv \times Vps$$

$$V = 0,6 \times 1,16$$

$$V = 0,69 \text{ (m/s)}$$

$$\text{Donc : } V \geq 0,3 \text{ m/s}$$

La deuxième condition est vérifiée car $V \geq 0,3 \text{ m/s}$.

E-Vérification de la troisième condition :

a- Calcul Qmin :

$$Q_{\min} = \frac{Q_{ma}}{\sum L_i} \times \frac{L(R_1 - R_2)}{2}$$

$$Q_{\min} = \frac{0,2376}{564,3} \times \frac{52}{2}$$

$$Q_{\min} = 0,0112 \text{ (l/s)}$$

b- Calcul (rq) :

$$rq = \frac{Q_{\min}}{Q_{ps}}$$

$$rq = \frac{0,0112}{36,46}$$

$$rq = 0,00031$$

c- Calcul (rh) :

$$rh = 0,49615 \times rq + 0,07861 \times rq^2 + 3,65128 \times rq^3 - 3,16149 \times rq^4 - 0,0612 \times rq^5$$

$$rh = 0,49615 \times (0,00031) + 0,07861 \times (0,00031)^2 + 3,65128 \times (0,00031)^3 - 3,16149 \times (0,00031)^4 - 0,0612 \times (0,00031)$$

$$rh = 0,00015$$

d- Calcul (H) :

$$V \geq \frac{2}{10} \phi, \text{ pour } Q = Q_{\min} = Q_{ma}$$

$$H = rh \times \phi$$

$$H = 0,00015 \times 200$$

$$H = 0,030 < 0,2\phi$$

Donc : La troisième condition n'est pas vérifiée.

2-Le tronçon (R2-R3) :

On a :

- $L_{i(R2-R3)} = 61 \text{ m}$
- $\phi_{(R2-R3)} = 200 \text{ mm}$
- $I_{(R2-R3)} = 0,0110 \text{ m/m}$

A-Calcul le débit de pleine section :

$$Q_{ps} = \frac{0,03117}{0,013} \times 0,2^{8/3} \times \sqrt{1,10}$$

$$Q_{ps} = 34,8 \text{ (l/s)}$$

B-Calcul la vitesse de pleine section :

$$V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times \phi^2}$$

$$V_{ps} = \frac{4 \times 0.03479}{3.14 \times (0.2)^2}$$

$$V_{ps} = 1,1 \text{ (m/s)}$$

C-Vérification de la première condition :

Pour (rh = 0,5).....abaque de MANNING (rv = 1.01)

$$V = r_v \times V_{ps}$$

$$V = 1,01 \times 1.1$$

$$V = 1,118 \text{ (m/s)}$$

$$\text{Donc : } V \geq 0,7 \text{ m/s}$$

La première condition est vérifiée car $V \geq 0.7 \text{ m/s}$.

D-Vérification de la deuxième condition :

Pour (rh = 0.2)...abaque de MANNING (rv = 0.6)

$$V = r_v \times V_{ps}$$

$$V = 0.6 \times 1.112$$

$$V = 0,664 \text{ (m/s)}$$

$$\text{Donc : } V \geq 0.3 \text{ m/s}$$

La deuxième condition est vérifiée car $V \geq 0.3 \text{ m/s}$.

E-Vérification de la troisième condition :

a- Calcul Qmin :

$$Q_{min} = \frac{Q_{ma}}{\sum L_i} \times \frac{L(R1-2) + L(2-3)}{2} + Q_{min}(R1-2)$$

$$Q_{min} = \frac{0.2376}{546,3} \times \frac{(52+61)}{2} + 0.0112$$

$$Q_{min} = 0,0375 \text{ (l/s)}$$

b- Calcul (rq) :

$$r_q = \frac{Q_{min}}{Q_{ps}}$$

$$r_q = \frac{0.0357}{34,8}$$

$$r_q = 0,00103$$

c-Calcul (rh)

$$r_h = 0,49615 \times r_q + 0,07861 \times r_q^2 + 3,65128 \times r_q^3 - 3,16149 \times r_q^4 - 0,0612 \times r_q^5$$

$$r_h = 0,49615 \times (0,00103) + 0,07861 \times (0,00103)^2 + 3,65128 \times (0,00103)^3 - 3,16149 \times (0,00103)^4 - 0,0612 \times (0,00103)^5$$

$$r_h = 0,00051$$

d-Calcul (H)

$$V \geq \frac{2}{10} \phi, \text{ pour } Q = Q_{min} = Q_{ma}$$

$$H = r_h \times \phi$$

$$H = 0,00051 \times 200$$

$$H = 0,102 < 0,2 \phi$$

Donc : La troisième condition n'est pas vérifiée.

3-Le tronçon (R3-R6)

On a :

- $L_{i(R3-R4)} = 51 \text{ m}$
- $\phi_{(R3-R4)} = 200 \text{ mm}$
- $I_{(R3-R4)} = 0,0101 \text{ m/m}$

A-Calcul le débit de pleine section

$$Q_{ps} = \frac{0,03117}{0,013} \times 0,2^{8/3} \times \sqrt{1,01}$$

$$Q_{ps} = 33,31 \text{ (l/s)}$$

B-Calcul la vitesse de pleine section

$$V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times \phi^2}$$

$$V_{ps} = \frac{4 \times 0,03331}{3,14 \times (0,2)^2}$$

$$V_{ps} = 1,06 \text{ (m/s)}$$

C-Vérification de la première condition

Pour (rh = 0,5).....abaque de MANNING (rv = 1,01)

$$V = rv \times V_{ps}$$

$$V = 1,01 \times 1,06$$

$$V = 1,07 \text{ (m/s)}$$

Donc : $V \geq 0,7 \text{ m/s}$

La première condition est vérifiée car $V \geq 0,7 \text{ m/s}$.

D-Vérification de la deuxième condition

Pour (rh = 0,2)...abaque de MANNING (rv = 0,6)

$$V = rv \times V_{ps}$$

$$V = 0,6 \times 1,06$$

$$V = 0,637 \text{ (m/s)}$$

Donc : $V \geq 0,3 \text{ m/s}$

La deuxième condition est vérifiée car $V \geq 0,3 \text{ m/s}$.

E-Vérification de la troisième condition

A-Calcul Qmin

$$Q_{min} = \frac{Q_{ma}}{\sum L_i} \times \frac{L(R3-4) + L(2-3)}{2} + Q_{min}(R2-3)$$

$$Q_{min} = \frac{0,2376}{546,3} \times \frac{(51+61)}{2} + 0,0357$$

$$Q_{min} = 0,06 \text{ (l/s)}$$

B-Calcul (rq)

$$rq = \frac{Q_{min}}{Q_{ps}}$$

$$r_q = \frac{0,06}{33,31}$$

$$r_q = 0,0018$$

C-Calcul (rh)

$$r_h = 0,49615 r_q + 0,07861 r_q^2 + 3,65128 r_q^3 - 3,16149 r_q^4 - 0,0612 r_q^5$$

$$r_h = 0,49615 \times (0,0018) + 0,07861 \times (0,0018)^2 + 3,65128 \times (0,0018)^3 - 3,16149 \times (0,0018)^4 - 0,0612 \times (0,0018)^5$$

$$r_h = 0,00089$$

D-Calcul (H):

$$V \geq \frac{2}{10} \phi, \text{ pour } Q = Q_{\min} = Q_{\max}$$

$$H = r_h \times \phi$$

$$H = 0,0011 \times 200$$

$$H = 0,179 < 0,2\phi$$

Donc : La troisième condition n'est pas vérifiée.

4-Le tronçon (R4-R5)

On a :

- $L_{i(R4-R5)} = 44 \text{ m}$
- $\phi_{(R4-R5)} = 200 \text{ mm}$
- $I_{(R4-R5)} = 0,0434 \text{ m/m}$

A-Calcul le débit de pleine section

$$Q_{ps} = \frac{0,03117}{0,013} \times 0,2^{8/3} \times \sqrt{4,34}$$

$$Q_{ps} = 69,1 \text{ (l/s)}$$

B-Calcul la vitesse de pleine section

$$V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times \phi^2}$$

$$V_{ps} = \frac{4 \times 0,0691}{3,14 \times (0,2)^2}$$

$$V_{ps} = 2,19 \text{ (m/s)}$$

C-Vérification de la première condition

Pour (rh = 0,5).....abaque de MANNING (rv = 1,01)

$$V = r_v \times V_{ps}$$

$$V = 1,01 \times 2,19$$

$$V = 2,22 \text{ (m/s)}$$

Donc : $V \geq 0,7 \text{ m/s}$

La première condition est vérifiée car $V \geq 0,7 \text{ m/s}$.

D-Vérification de la deuxième condition

Pour (rh = 0,2)...abaque de MANNING (rv = 0,6)

$$V = r_v \times V_{ps}$$

$$V = 0,6 \times 2,19$$

$$V = 1,32 \text{ (m/s)}$$

$$\text{Donc : } V \geq 0,3 \text{ m/s}$$

La deuxième condition est vérifiée car $V \geq 0,3 \text{ m/s}$.

E-Vérification de la troisième condition

A-Calcul Q_{\min}

$$Q_{\min} = \frac{Q_{ma}}{\sum L_i} \times \frac{L(R4-5)}{2}$$

$$Q_{\min} = \frac{0,2376}{546,3} \times \frac{(44)}{2}$$

$$Q_{\min} = 0,00954 \text{ (l/s)}$$

B-Calcul (rq) :

$$r_q = \frac{Q_{\min}}{Q_{ps}}$$

$$r_q = \frac{0,00954}{69,06}$$

$$r_q = 0,00014$$

C-Calcul (rh)

$$r_h = 0,49615 \times r_q + 0,07861 \times r_q^2 + 3,65128 \times r_q^3 - 3,16149 \times r_q^4 - 0,0612 \times r_q^5$$

$$r_h = 0,49615 \times (0,00014) + 0,07861 \times (0,00014)^2 + 3,65128 \times (0,00014)^3 - 3,16149 \times (0,00014)^4 - 0,0612 \times (0,00014)^5$$

$$r_h = 0,00007$$

D-Calcul (H)

$$V \geq \frac{2}{10} \phi, \text{ pour } Q = Q_{\min} = Q_{ma}$$

$$H = r_h \times \phi$$

$$H = 0,00007 \times 200$$

$$H = 0,014 < 0,2 \phi$$

Donc : La troisième condition n'est pas vérifiée.

5-Le tronçon (R5-R6)

On a :

- $L_{i(R5-R6)} = 35 \text{ m}$
- $\phi_{(R5-R6)} = 200 \text{ mm}$
- $I_{(R5-R6)} = 0,0528 \text{ m}^4/\text{m}$

A-Calcul le débit de pleine section

$$Q_{ps} = \frac{0,03117}{0,013} \times 0,2^{8/3} \times \sqrt{5,28}$$

$$Q_{ps} = 76,2 \text{ (l/s)}$$

B-Calcul la vitesse de pleine section

$$V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times \phi^2}$$

$$V_{ps} = \frac{4 \times 0.0762}{3.14 \times (0.2)^2}$$

$$V_{ps} = 2,42 \text{ (m/s)}$$

C-Vérification de la première condition

Pour (rh = 0.5).....abaque de MANNING (rv = 1.01)

$$V = rv \times V_{ps}$$

$$V = 1.01 \times 2,42$$

$$V = 2,45 \text{ (m/s)}$$

$$\text{Donc : } V \geq 0,7 \text{ m/s}$$

La première condition est vérifiée car $V \geq 0,7 \text{ m/s}$.

D-Vérification de la deuxième condition

Pour (rh = 0,2)...abaque de MANNING (rv = 0,6)

$$V = rv \times V_{ps}$$

$$V = 0.6 \times 2,42$$

$$V = 1,45 \text{ (m/s)}$$

$$\text{Donc : } V \geq 0,3 \text{ m/s}$$

La deuxième condition est vérifiée car $V \geq 0,3 \text{ m/s}$.

E-Vérification de la troisième condition

A-Calcul Qmin

$$Q_{min} = \frac{Q_{ma}}{\sum L_i} \times \frac{L(R5-6) + L(4-5)}{2} + Q_{min}(R4-5)$$

$$Q_{min} = \frac{0.2376}{546.3} \times \frac{(35+44)}{2} + 0.00954$$

$$Q_{min} = 0,0266 \text{ (l/s)}$$

B-Calcul (rq)

$$rq = \frac{Q_{min}}{Q_{ps}}$$

$$rq = \frac{0.0266}{76,2}$$

$$rq = 0,00035$$

C-Calcul (rh) :

$$rh = 0,49615 \times rq + 0,07861 \times rq^2 + 3,65128 \times rq^3 - 3,16149 \times rq^4 - 0,0612 \times rq^5$$

$$rh = 0,49615 \times (0,00035) + 0,07861 \times (0,00035)^2 + 3,65128 \times (0,00035)^3 - 3,16149 \times (0,00035)^4 - 0,0612 \times (0,00035)^5$$

$$rh = 0,00017$$

D-Calcul (H):

$$V \geq \frac{2}{10} \phi, \text{ pour } Q = Q_{min} = Q_{ma}$$

$$H = rh \times \phi$$

$$H = 0,00017 \times 200$$

$$H = 0,034 < 0.2\phi$$

Donc : La troisième condition n'est pas vérifiée.

6-Le tronçon (R6-R7)

On a :

- $L_{i(R6-R7)} = 42.3 \text{ m}$

- $\phi_{(R6-R7)} = 200\text{mm}$
- $I_{(R6-R7)} = 0.01014\text{m/m}$

A-Calcul le débit de pleine section

$$Q_{ps} = \frac{0.03117}{0.013} \times 0.2^{8/3} \times \sqrt{1.01}$$

$$Q_{ps} = 33,31 \text{ (l/s)}$$

B-Calcul la vitesse de pleine section

$$V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times \phi^2}$$

$$V_{ps} = \frac{4 \times 0.03331}{3.14 \times (0.2)^2}$$

$$V_{ps} = 1,06 \text{ (m/s)}$$

C-Vérification de la première condition

Pour (rh = 0.5).....abaque de MANNING (rv = 1.01)

$$V = rv \times V_{ps}$$

$$V = 1,01 \times 1,06$$

$$V = 1,07 \text{ (m/s)}$$

$$\text{Donc : } V \geq 0,7 \text{ m/s}$$

La première condition est vérifiée car $V \geq 0,7 \text{ m/s}$.

D-Vérification de la deuxième condition :

Pour (rh = 0,2)...abaque de MANNING (rv = 0,6)

$$V = rv \times V_{ps}$$

$$V = 0,6 \times 1,06$$

$$V = 0,63 \text{ (m/s)}$$

$$\text{Donc : } V \geq 0,3 \text{ m/s}$$

La deuxième condition est vérifiée car $V \geq 0,3 \text{ m/s}$.

E-Vérification de la troisième condition :

A-Calcul Qmin :

$$Q_{min} = \frac{Q_{ma}}{\sum L_i} \times \frac{L(R6-R7) + L(R5-R6) + L(R4-R5)}{3} + Q_{min}(R4-R5) + Q_{min}(R5-R6)$$

$$Q_{min} = \frac{0.2376}{438.3} \times \frac{(42.3 + 35 + 51)}{2} + 0,0266 + 0,06$$

$$Q_{min} = 0,105 \text{ (l/s)}$$

B-Calcul (rq) :

$$rq = \frac{Q_{min}}{Q_{ps}}$$

$$rq = \frac{0.105}{33.31}$$

$$rq = 0,00315$$

C-Calcul (rh) :

$$rh = 0,49615 \times rq + 0,07861 \times rq^2 + 3,65128 \times rq^3 - 3,16149 \times rq^4 - 0,0612 \times rq^5$$

$$rh = 0,49615 \times (0,00315) + 0,07861 \times (0,0015)^2 + 3,65128 \times (0,0015)^3 - 3,16149 \times (0,00315)^4 - 0,0612 \times (0,00315)^5$$

$$rh = 0,00156$$

D- Calcul (H):

$$V \geq \frac{2}{10} \phi, \text{ pour } Q = Q_{\min} = Q_{\max}$$

$$H = rh \times \phi$$

$$H = 0,0019 \times 200$$

$$H = 0,313 < 0,2\phi$$

Donc : La troisième condition n'est pas vérifiée.

❖ Tous les résultants sont portés sur les tableaux (voir l'annexe 07)

IV.8.Vérification de la vitesse réelle pour les sous bassin :

Exemple de calcul pour le sous bassin A :

Trance (R1-R2)

$$Q_{mf} = 0,3606 \text{ (L/s).}$$

$$Q_{ps} = 36,46 \text{ (L/s).}$$

$$V_{ps} = 1,16 \text{ (m/s).}$$

$$r_q = 0,00923$$

$$r_h = 0,02 \dots\dots\dots \text{ (A partir de l'abaque de BAZIN)}$$

$$r_v = 0,144 \dots\dots\dots \text{ (A partir de l'abaque de BAZIN)}$$

$$V_r = r_v \times V_{ps}$$

$$V_r = 0,179 \text{ m/s}$$

Donc

$$V_r = 0,179 \text{ m/s} < 4 \text{ m/s.}$$

❖ Tous les résultats sont portés sur les tableaux (voir l'annexe 08).

IV-9-Calcul du nombre de réservoir de chasse

Pour que les réservoirs assurent dans les meilleures conditions leur fonction ils doivent être espacés au maximum de 100 m. Pour notre cas le nombre de réservoir de chasse est calculé par :

$$N_{\text{moy}} = \frac{\text{(longueur totale)}}{D_{\text{max}}} \dots\dots\dots \text{(21)}$$

Avec :

- N : Le nombre de réservoir de chasse.
- L : Longueur des conduits de réseau.

La distance maximale recommandée est 100m.

Tableau(IV.7) : Le nombre de réservoir de chasse des sous bassin.

N° de sous bassin	Longueur (m)	N° de réservoir de chasse
Sous bassin A	546,3	6
Sous bassin B	768,45	8
Sous bassin C	1472	15
Sous bassin D	1042.9	11

$\Sigma 40$

IV.9.1. Calcul de la capacité des réservoirs de chasse

Le volume minimal du réservoir est dans l'équation suivante :

Volume minimal du réservoir = 1/10Volume à nettoyer.

$$V_R = \frac{1}{10} \times \frac{\pi \times \phi^2}{4} \times L \dots\dots\dots (22)$$

$$V_R = \frac{1}{10} \times \frac{\pi \times 0.2^2}{4} \times 100$$

$$V_R = 0.314m^3 = 350 L.$$

IV.9-2.Calcul de volume d'eau annuel nécessaire

$$\Sigma V_{Rj} = N_{réservoirs} \times V_R \dots\dots\dots (23)$$

$$\Sigma V_{Rj} = 40 \times 350 = 14000 L.$$

On doit d'abord fixer la fréquence de fonctionnement des réservoirs.

Si on choisit un fonctionnement toutes les 48 heures (1 fonctionnement sur 02jours),

on aura :

$$V_{R (anneul)} = 14000 \times \frac{365}{2} \dots\dots\dots (24)$$

$$V_{R (anneul)} = 2555 m^3.$$

Conclusion

Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :

- ✓ On fixe l'horizon de calcul à 2035, soit une population future de 6494 habitants.
- ✓ Le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système séparatif.
- ✓ Le schéma d'évacuation adopté est le schéma à collecte transversale oblique.

- ✓ Le découpage de la zone urbaine en sous bassin nous conduis à distinguer 04 sous bassins.
- ✓ Le type de la conduite est le béton.

A la fin de ce travail, on peut conclure que la réalisation d'un réseau d'assainissement repose sur plusieurs critères, dépendant de la nature du terrain, la nature et la quantité de l'eau 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 agglomération, l'évaluation des débits des eaux pluviales s'est faite par la relation de la méthode rationnelle avec une période de retour de 10ans, les débits des autres types des eaux usées (domestiques, et service publique) ont été déterminés selon la répartition de la population.

Le cheminement des collecteurs s'est fait selon la topographie du terrain, à savoir le cheminement qui favorise l'écoulement gravitaire de l'eau, ce qui nous a conduits à essayer de vérifier les conditions suivantes :

- L'implantation du réseau est étudiée en donnant à la canalisation amont des pentes permettant l'auto curage, la pente minimale souhaitable étant de 0,005m.p.m sauf si l'ouvrage est important ou bien si le terrain ne le permet pas. Dans ce cas, cette pente peut être diminuée en implantant un regard de chute bien dimensionné.
- La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements dans la mesure du possible. Par ailleurs, cette profondeur doit être telle que le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **François, Brière**, « distribution et collecte des eaux », édition de l'école polytechnique de Montréal, 1997.
- [2] **DRAIS SEDIK**. « Etude de rénovation et d'extension du réseau d'assainissement de la Chebli (W.BLIDA) », mémoire fin d'étude, école nationale supérieure de l'hydraulique ABDELLAH ARBAOUI ,2005.
- [3] **BELHOCINE. A**, «étude et diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de CHERCHELL(W.TIPAZA) ». École nationale supérieure de l'hydraulique ABDELLAARBAOUI ,2005.
- [4] **BENZERRA.A**, « cours d'assainissement », université d'Abderrahmane-mira Bejaia, 2012.site de département (www.Erning –Bejaia .com).
- [5] **HADAD.A**, « étude et diagnostique du réseau d'assainissement de la ville de HADJOUT (W.TIPAZA). École nationale supérieure de l'hydraulique ABDELLAARBAOUI ,2005.
- [6] **Régis bourrier, marc satin, Béchir selmi**, 2004 «guide technique de l'assainissement» **LE MONITEUR, Paris**.

Tableau (III .4) : Caractéristiques des sous bassins.

Sous bassin	Surface drainée (ha)	Longueur (m)	Altitude		Pente (m/m)	Temps de concentration (mn)
			Amont	Aval		
S01	0.439	88.9	381.600	38110	0,0067	4,23
S02	0.4652	90	381.512	379,902	0,0178	2,94
S03	0.327	78.5	383.561	382.403	0.014	2.84
S04	0.3340	76.8	382.901	380.850	0,0267	2,23
S05	0.0926	44	380.524	379.623	0,0205	1,61
S06	0.7277	129.4	383.448	379.506	0,030	3,17
S07	0.976	137.7	379.4	377.702	0,0123	4,70
S08	0.853	110.25	378.17	374.80	0,0306	2,79
S09	0.3548	83.3	385.95	384.25	0,0204	2,63
S10	0.3624	76.35	382.47	379.74	0,0358	1,98
S11	0.3272	83	379.11	376.64	0,0298	2,27
S12	0.1236	45.9	374.41	372.31	0,0458	1,22
S13	0.0122	33	371.96	371.36	0,0182	1,35
S14	0.048	40	371.86	371.66	0,0050	2,57
S15	0.114	37.6	385.96	385.13	0,0221	1,38
S16	0.1082	41	385.2	383.9	0,0317	1,29
S17	0.0794	34.6	383.6	381.76	0,0532	0,92
S18	0.1073	47.5	381.36	378.505	0,0600	1,13
S19	0.1593	44	375.47	373.90	0,0357	1,30
S20	0.0553	30	378.62	376.919	0,0563	0,81
S21	0.0844	36.5	376.9	376.5	0,0110	1,77
S22	0.0716	30	376.5	375.83	0,0223	1,16
S23	0.0417	23.5	371.97	371.64	0,0140	1,15
S24	1.654	198.8	369.68	369.0	0,0034	10,21
S25	0.11	42.8	384.21	382.18	0,0474	1,14
S26	0.0429	40.9	383.56	383.13	0,0105	1,96
S27	0.0940	37	383.48	383.1	0,0103	1,83
S28	0.0606	32	383.42	382.25	0,0366	1,01
S29	0.1846	68	383.33	381.7	0,0240	2,11
S30	0.2362	76.4	381.2	379.7	0,0196	2,50
S31	0.1086	38.5	377.8	376.7	0,0286	1,27
S32	0.8021	129.5	377.9	377.3	0,0046	6,53
S33	0.5404	126.8	377.5	376.9	0,0047	6,38
S34	0.2538	63	377.8	376.6	0,0190	2,18
S35	0.0629	32	378.5	376.7	0,0563	0,85
S36	0.2419	52	377.09	376.4	0,0133	2,16
S37	0.3519	70	376.4	376.0	0,0057	3,75
S38	0.1414	49.6	376.35	375.3	0,0212	1,74

Tableau (III.5) : Caractéristiques des sous bassins (Suite)

Sous bassin	Surface drainée (ha)	Longueur (m)	Altitude		Pente (m/m)	Temps de concentration (mn)
			Amont	Aval		
S39	0.1093	50	376.92	376.42	0,0100	2,33
S40	0.2735	75.8	377.85	376.63	0,0161	2,68
S41	0.1114	68.8	377.9	376.7	0,0174	2,41
S42	1.148	206.3	376.38	374.52	0,0090	7,24
S43	1.053	212.7	374.83	370.25	0,0215	5,30
S44	1.839	233.1	370.8	367.8	0,0129	6,93
S45	0.1268	73.5	369.75	366.78	0,0404	1,83
S46	0.0654	27.25	387.43	386.714	0,0264	1,01
S47	0.085	29	386.9	385.521	0,0476	0,84
S48	0.1058	42	385.39	384.352	0,0248	1,44
S49	0.0559	22	384.39	383.250	0,0518	0,66
S50	0.1259	40	383.62	382.101	0,0380	1,18
S51	0.0822	33	381.73	380.430	0,0394	1,00
S52	0.0683	34.4	380.43	379.870	0,0163	1,45
S53	0.0479	28.8	379.89	379.40	0,0170	1,24
S54	0.078	30	379.3	378.12	0,0393	0,93
S55	0.0782	31	378.2	376.31	0,0610	0,81
S56	0.1254	44.6	374.9	372.41	0,0558	1,10
S57	0.0662	42.5	371.35	370.48	0,0205	1,56
S58	0.0500	36.6	372.3	370.10	0,0601	0,92
S59	0.1330	45.7	383.24	380.98	0,0495	1,18
S60	0.1222	41.6	382.76	380.34	0,0582	1,03
S61	0,0831	51	382,2	380,3	0,0373	1,43
S62	0,0477	32	379,62	376,98	0,0825	0,73
S63	0,1699	51	376,71	371,41	0,1039	0,96
S64	0,1637	54.8	376,342	370,341	0,1095	1,00
S65	0,5753	80	381,1	379,7	0,0175	2,70
S66	0,4436	74	379,58	378,91	0,0091	3,28
S67	0,4221	73	380,9	379,4	0,0205	2,37
S68	0,9531	93.2	379,88	376,9	0,0320	2,41
S69	0.3394	84.1	385,6	384,5	0.012	3,26
S70	0,3672	55.5	387,2	384,1	0,0559	1,30
S71	0,5541	98.5	385,3	378,6	0,0680	1,88
S72	0,6633	91	377,5	376,8	0,0077	4,10
S73	0,1706	53.5	378,5	376,6	0,0355	1,51
S74	0,1372	44.5	382,8	381,33	0,0330	1,35
S75	0,1628	45	380,89	379,76	0,0251	1,51
S76	0,1013	38	380,08	379,61	0,0124	1,74
S77	0,0672	44	383,14	381,83	0,0298	1,39
S78	0,0867	45	381,13	379,17	0,0436	1,22
S79	0,0945	43.6	378,9	377,25	0,0378	1,26

Tableau (III.6) : Caractéristiques des sous bassins (Suite)

Sous bassin	Surface drainée (ha)	Longueur (m)	Altitude		Pente (m/m)	Temps de concentration (mn)
			Amont	Aval		
S80	0,1966	55,6	378,82	375,69	0,0563	1,30
S81	0,4319	83,7	379,9	373,25	0,0795	1,56
S82	0,3399	80	378,25	372,38	0,0734	1,56
S83	0,701	110	377,2	371,4	0,0527	2,26
S84	0,4773	129	373,41	367,8	0,0435	2,75
S85	0,5194	148	373,18	366,34	0,0462	2,99
S86	0,9454	158	371,12	364,3	0,0432	3,22
S87	1,1405	172	371,82	364	0,0455	3,37
S88	1,009	160	370,7	362,85	0,0491	3,10
S89	0,5143	150	369,602	360,26	0,0623	2,69
S90	0,2267	65	374,1	373,42	0,0105	2,81
S91	0,3174	77	373,7	372,321	0,0179	2,60
S92	0,3409	81	372,95	372,02	0,0115	3,21
S93	0,2741	71	373,65	371,36	0,0323	1,95
S94	0,3066	75	371,36	369,73	0,0217	2,37
S95	0,2126	64	371,25	369,41	0,0287	1,88
S96	0,2126	63	372,43	368,712	0,0590	1,41
S97	0,1553	60	369,3	366,9	0,0400	1,58
S98	0,2943	70	366,9	365,554	0,0192	2,35

Tableau (III.7) : La Pente radié.

N° de regard	Cote terrain projet(m)		Cote terrain radier(m)		Profondeur (m)	Longueur (m)	Pente (m/m)
	Amont	Aval	Amont	Aval			
R1.R2	380,7	379,71	379,9	378,91	0,8	44.6	0.022
R2.R5	379,71	378,115	378,91	377,315	0,8	63.02	0.0253
R5.R6	378,115	376,92	377,315	376,12	0,8	62.85	0.0190
R6.R7	376,92	375,88	375,04	374	1,88	69.4	0.015
R7.R89	373,38	372,54	371,87	371,03	1,51	58	0.0145
R89.R90	371,83	371,19	371,03	370,39	0,8	62	0.0104
R90.R91	371,19	370,64	370,39	369,84	0,8	50	0.011
R91.R92	370,64	370,19	369,84	369,39	0,8	55	0.0082
R92.R23	370,19	369,9	369,39	369,1	0,8	38.35	0.0076
R23.R93	369,9	369,43	369,1	368.63	0,8	59	0.0079
R93.R44	369,43	366,80	368.63	366,00	0,8	62.2	0.042
R44.R94	366,8	366,2	366,00	365,4	0,8	68	0.0088
R3.R4	381,68	380,589	380,88	379,789	0,8	39.10	0.028
R4.R2	380,589	379,7	379,789	378,9	0,8	42.6	0.023
R9.R10	383,7	381,83	382,9	381,03	0,8	35.8	0.052
R10.R11	381,83	380,66	379	377,83	2,83	31.5	0.037
R11.R12	378,64	376,876	375,8	374,036	2,84	42	0.042
R12.R13	374,585	373,83	371,465	370,71	3,12	27.9	0.027
R13.R14	371,51	370,8	370,71	370	0,8	29	0.0247
R14.R22	370,8	370,53	370	369,73	0,8	9.2	0.0292
R22.R23	370,53	369,9	369,73	369,1	0,8	57.25	0.014
R15.R16	384,19	383,27	383,39	382,47	0,8	29	0.032
R16.R17	383,27	381,54	379,89	378,16	3,38	27.4	0.0632
R17.R18	378,96	377,98	375,5	374,52	3,46	32.8	0.030
R18.R19	375,32	374,05	373,37	372,1	1,95	33.45	0.038
R19.R14	372,9	371,77	371,13	370	1,77	14.5	0.034
R20.R21	376,16	375,78	375,36	374,98	0,8	27.8	0.014
R21.R18	375,78	375,32	374,98	374,52	0,8	24.35	0.019
R25.R26	383,67	383,35	382,87	382,55	0,8	32.8	0.01
R26.R27	383,35	381,84	382,55	381,04	0,8	32.45	0.046
R27.R28	381,84	380,04	381,04	379,24	0,8	35.85	0.05
R28.R29	380,04	378,71	379,24	377,91	0,8	33.15	0.04
R29.R30	378,71	377,89	377,91	377,09	0,8	33.8	0.024
R30.R31	377,89	377,53	377,09	376,73	0,8	51	0.007
R31.R32	377,53	377,21	376,73	376,41	0,8	35	0.009

Tableau (III.8) : La Pente radié (Suite).

N° de regard	Cote terrain Projet(m)		Cote terrain Radier(m)		Profondeur (m)	Longueur (m)	Pente (m/m)
	Amont	Aval	Amont	Aval			
R32.R33	377,21	376,94	376,41	376,14	0,8	30	0.009
R33.R34	376,94	376,61	376,14	375,81	0,8	17.25	0.019
R34.R40	376,61	376,44	375,81	375,64	0,8	11.5	0.014
R40.R41	376,44	375,72	374,56	373,84	1,88	48	0.015
R41.R42	374,64	374,11	369,33	368,8	5,31	48.7	0.011
R42.R43	369,6	369,07	367,23	366,7	2,37	59.75	0.009
R43.R44	367,5	367,34	366,16	366	1,34	25.75	0.006
R58.R59	381,67	380,43	380,87	379,63	0,8	36.68	0.034
R59.R60	380,43	379,83	379,63	379,03	0,8	15.1	0.04
R60.R61	379,83	378,69	376,86	375,72	2,97	31.75	0.036
R61.R62	376,52	374,71	371,57	369,76	4,95	51.6	0.035
R62.R56	370,56	369,82	369,76	369,02	0,8	41.5	0.018
R63.R62	373,03	372,82	372,23	372,02	0,8	18	0.012
R35.R36	379,96	378,51	379,16	377,71	0,8	53.8	0.027
R36.R37	378,51	377,56	377,71	376,76	0,8	35.4	0.027
R37.R38	377,56	377,37	376,76	376,57	0,8	26.2	0.007
R38.R39	377,37	376,99	376,57	376,19	0,8	64.5	0.006
R39.R34	376,99	376,61	376,19	375,81	0,8	55	0.007
R24.R27	382,17	381,84	381,37	381,04	0,8	13.9	0.024
R45-R46	386,7	385,7	385,9	384,9	0,8	18,1	0,055
R46-R47	385,7	384,3	384,9	383,5	0,8	22,4	0,060
R47-R48	384,3	383,6	383,5	382,8	0,8	18,5	0,038
R48-R49	383,6	382,24	381,8	380,44	1,8	36,3	0,039
R49-R50	381,24	380	380,44	379,2	0,8	35,7	0,035
R50-R51	380	379,81	379,2	379,01	0,8	34,6	0,006
R51-R52	379,81	379,2	379,01	378,4	0,8	21,9	0,028
R52-R53	379,2	378,65	377,95	377,4	1,25	21,5	0,026
R53-R54	378,2	377,64	375,14	374,58	3,06	23,6	0,026
R54-R55	375,38	374,42	372,48	371,52	2,9	38,0	0,025
R55-R56	372,32	371,72	369,62	369,02	2,7	26,0	0,023
R56-R57	369,82	369,7	369,02	368,9	0,8	17.7	0,700
R57.R42	369,7	369,6	368,9	368,8	0,8	7,000	0,730
R64-R65	380,7	378,9	378,9	378,1	0,8	34	0.024
R65-R66	378,9	378,09	378,1	377,29	0,8	31	0.026
R66-R67	378,09	377,26	377,29	376,46	0,8	58,75	0.014
R67-R71	377,26	376,43	376,46	375,63	0,8	58,6	0.014
R68-R69	383,63	383,25	382,83	382,45	0,8	29,3	0.013
R69-R70	383,25	380,88	381,04	378,67	2,21	64,2	0.037
R70-R71	379,47	378,39	376,71	375,63	2,76	43,35	0.025
R71-R72	376,43	375,91	375,63	375,11	0,8	46,5	0.011
R72-R79	375,91	375,34	375,11	374,54	0,8	56,1	0.010

Tableau (III .9) : La Pente radié (Suite).

N° de regard	Cote terrain Projet(m)		Cote terrain Radié(m)		Profondeur (m)	Longueur (m)	Pente (m/m)
	Amont	Aval	Amont	Aval			
R73-R74	381,247	381,247	380,447	378,851	0,8	28	0.057
R74-R75	379,651	379,56	378,851	378,76	0,8	30,44	0.003
R75-R78	379,56	378,83	376,04	375,31	3,52	22,26	0.033
R78-R79	376,11	375,34	375,31	374,54	0,8	18,56	0.042
R76-R77	379,63	378,94	378,83	378,14	0,8	17,84	0.039
R77-R78	378,94	378,55	375,7	375,31	3,24	39,25	0.01
R79-R80	375,34	374,845	374,54	374,045	0,8	49,5	0.01
R80-R81	374,84	374,47	371,93	371,56	2,91	42,8	0.0087
R81-R82	372,36	372,29	370,16	370,09	2,2	67,6	0.0088
R82-R83	370,89	370,49	368,81	368,41	2,08	46,5	0.0085
R83-R84	369,21	368,82	367,21	366,82	2	42,8	0.0091
R84-R85	367,62	367,07	365,78	365,23	1,84	60,8	0.009
R85-R86	366,03	365,57	364,23	363,77	1,8	64,4	0.007
R86-R87	364,57	364,12	361,77	361,32	2,8	62,2	0.0071
R87-R88	362,12	361,8	359,32	359	2,8	44,6	0.007

Tableau(III.10) : Résultats du dimensionnement du réseau des eaux pluviales.

N°de tronçon	Longueur (m)	I (%)	Qp (m3/s)	Dc (m)	Dn (m)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	rq	rv	rh	H (m)	Vr (m/s)
R01-R02	44,600	2,200	0,085	0,247	0,300	0,1446	2,047	0,590	1,050	0,556	0,167	2,150
R03-R04	39,100	2,800	0,076	0,226	0,300	0,1630	2,306	0,466	0,958	0,488	0,146	2,185
R04-R02	42,600	2,300	0,147	0,300	0,300	0,147	2,097	1,000	1,388	0,88	0,248	2,888
R02-R05	63,020	2,530	0,316	0,392	0,400	0,3333	2,654	0,928	1,118	0,775	0,310	2,968
R05-R06	62,850	1,903	0,431	0,466	0,500	0,5233	2,667	0,823	1,105	0,687	0,343	2,948
R06-R07	69,400	1,500	0,587	0,547	0,600	0,7546	2,670	0,777	1,100	0,657	0,394	2,938
R07-R89	50,000	1,450	0,733	0,598	0,600	0,7419	2,625	0,988	1,122	0,838	0,503	2,947
R89-R90	62,000	1,040	0,768	0,648	0,800	1,3506	2,688	0,569	1,040	0,544	0,435	2,795
R90-R91	50,000	1,100	0,800	0,651	0,800	1,3890	2,765	0,576	1,043	0,548	0,438	2,884
R91-R92	55,000	0,820	0,823	0,695	0,800	1,1993	2,387	0,686	1,085	0,607	0,486	2,589
R92-R23	38,400	0,772	0,833	0,706	0,800	1,1636	2,316	0,716	1,091	0,623	0,498	2,527

R09- R10	35,80 0	5,2 00	0,08 7	0,21 2	0,30 00	0,22 23	3,14 6	0,39 3	0,92 6	0,43 3	0,13 0	2,91 4
R10- R11	31,50 0	3,7 00	0,17 9	0,29 6	0,30 00	0,18 75	2,65 4	0,95 4	1,12 1	0,80 1	0,24 0	2,97 6
R11- R12	42,00 0	2,7 00	0,25 3	0,35 7	0,40 00	0,34 43	2,74 1	0,73 4	1,09 4	0,63 2	0,25 3	2,99 9
R12- R13	27,90 0	2,6 50	0,25 7	0,36 1	0,40 00	0,34 11	2,71 6	0,75 5	1,09 7	0,64 4	0,25 8	2,98 0
R13- R14	29,00 0	2,4 70	0,27 1	0,37 3	0,40 00	0,32 93	2,62 2	0,82 4	1,10 5	0,68 7	0,27 5	2,89 9
R15- R16	29,00 0	3,2 00	0,03 9	0,17 2	0,30 00	0,17 44	2,46 8	0,22 6	0,82 3	0,32 7	0,09 8	2,03 2
R16- R17	27,40 0	6,3 20	0,07 0	0,18 8	0,30 00	0,24 51	3,46 9	0,28 6	0,85 9	0,36 4	0,10 9	2,98 1
R17- R18	32,80 0	3,0 00	0,09 7	0,24 4	0,30 00	0,16 88	2,39 0	0,57 5	1,04 3	0,54 7	0,16 4	2,49 2
R20- R21	27,80 0	1,4 00	0,03 0	0,18 1	0,30 00	0,11 53	1,63 3	0,26 0	0,84 4	0,34 8	0,10 4	1,37 8
R21- R18	24,35 0	1,9 00	0,04 0	0,19 0	0,30 00	0,13 44	1,90 2	0,29 4	0,86 4	0,36 9	0,11 1	1,64 4
R18- R19	33,45 0	3,8 00	0,14 1	0,26 9	0,30 00	0,19 00	2,69 0	0,74 0	1,09 5	0,63 6	0,19 1	2,94 6
R19- R14	14,50 0	3,4 00	0,14 3	0,27 6	0,30 00	0,17 98	2,54 4	0,79 4	1,10 2	0,66 7	0,20 0	2,80 4
R14- R22	9,200 20	2,9 20	0,40 5	0,42 0	0,40 00	0,35 81	2,85 1	1,13 1	1,00 3	0,98 8	0,39 5	2,86 1
R22- R13	57,25 0	1,4 00	0,36 8	0,46 5	0,50 00	0,44 89	2,28 7	0,82 0	1,10 5	0,68 5	0,34 2	2,52 8
R23- R93	59,00 0	0,7 82	1,63 9	0,90 8	1,00 00	2,12 03	2,70 1	0,77 3	1,10 0	0,65 5	0,65 5	2,97 0

Tableau(III.11) : Résultats du dimensionnement du réseau des eaux pluviales..... (Suite).

N° de tronçon	Longueur (m)	I (%)	Qp (m3/s)	D th (m)	φ (m)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	rq	rv	rh	H (m)	Vr (m/s)
R93- R44	62,20 0	0,7 50	1,63 9	0,91 5	1,00 00	2,07 65	2,64 5	0,78 9	1,10 2	0,66 5	0,66 5	2,91 4
R24- R27	13,90 0	2,4 00	0,04 7	0,19 4	0,30 00	0,15 10	2,13 8	0,30 9	0,87 3	0,37 9	0,11 4	1,86 6
R25- R26	32,80 0	1,0 00	0,05 5	0,24 2	0,30 00	0,09 75	1,38 0	0,56 0	1,03 5	0,53 9	0,16 2	1,42 8
R26- R27	32,45 0	4,7 00	0,06 8	0,19 7	0,30 00	0,21 13	2,99 1	0,32 2	0,88 1	0,38 7	0,11 6	2,63 4
R27- R28	35,85 0	5,0 00	0,09 4	0,21 9	0,30 00	0,21 80	3,08 5	0,43 1	0,95 2	0,45 8	0,13 7	2,93 7
R28- R29	33,15 0	4,0 00	0,12 9	0,25 8	0,30 00	0,19 50	2,76 0	0,66 4	1,07 9	0,59 5	0,17 9	2,97 6
R29- R30	33,80 0	2,4 00	0,20 3	0,33 6	0,40 00	0,32 46	2,58 5	0,62 4	1,06 5	0,57 5	0,23 0	2,75 3
R30-	51,00	0,7	0,24	0,45	0,50	0,31	1,61	0,76	1,09	0,65	0,32	1,77

R31	0	00	4	4	00	74	7	9	9	2	6	8
R31- R32	35,00 0	0,9 00	0,29 9	0,46 7	0,50 00	0,35 99	1,83 4	0,83 1	1,10 6	0,69 2	0,34 6	2,02 9
R32- R33	30,00 0	0,9 00	0,38 7	0,51 5	0,60 00	0,58 45	2,06 8	0,66 2	1,07 8	0,59 4	0,35 7	2,23 0
R33- R34	17,25 0	1,9 00	0,42 0	0,46 1	0,50 00	0,52 29	2,66 5	0,80 3	1,10 3	0,67 3	0,33 7	2,94 0
R35- R36	53,80 0	2,8 00	0,08 1	0,23 2	0,30 00	0,16 31	2,30 9	0,49 8	0,99 8	0,50 2	0,15 1	2,30 4
R36- R37	35,40 0	2,7 00	0,15 4	0,29 7	0,30 00	0,16 02	2,26 7	0,96 5	1,12 2	0,81 2	0,24 4	2,54 4
R37- R38	26,20 0	0,7 00	0,19 6	0,41 8	0,50 00	0,31 74	1,61 7	0,61 9	1,06 3	0,57 2	0,28 6	1,71 9
R38- R39	64,50 0	0,6 00	0,22 4	0,45 3	0,50 00	0,29 39	1,49 7	0,76 3	1,09 8	0,64 9	0,32 5	1,64 5
R39- R34	55,00 0	0,7 00	0,26 9	0,47 1	0,50 00	0,31 74	1,61 7	0,84 7	1,10 8	0,70 4	0,35 2	1,79 2
R34- R40	11,50 0	1,4 00	0,71 1	0,59 5	0,60 00	0,72 90	2,58 0	0,97 5	1,12 2	0,82 4	0,49 4	2,89 6
R40- R41	48,00 0	1,5 00	0,69 1	0,58 1	0,60 00	0,75 46	2,67 0	0,91 5	1,11 7	0,76 2	0,45 7	2,98 2
R41- R42	48,70 0	1,1 00	0,90 0	0,68 0	0,80 00	1,38 90	2,76 5	0,64 8	1,07 4	0,58 7	0,47 0	2,96 8
R45- R46	18,05 0	5,5 00	0,03 2	0,14 4	0,30 00	0,22 86	3,23 6	0,14 1	0,73 9	0,26 4	0,07 9	2,39 0
R46- R47	22,36 0	6,0 00	0,07 6	0,19 6	0,30 00	0,23 88	3,38 0	0,31 9	0,87 9	0,38 5	0,11 6	2,97 1
R47- R48	18,50 0	3,8 00	0,11 4	0,24 8	0,30 00	0,19 00	2,69 0	0,60 0	1,05 5	0,56 1	0,16 8	2,83 7
R48- R49	36,26 0	3,9 00	0,13 6	0,26 4	0,30 00	0,19 25	2,72 5	0,70 6	1,08 9	0,61 8	0,18 5	2,96 8
R49- R50	35,66 0	3,5 00	0,17 5	0,29 6	0,30 00	0,18 24	2,58 1	0,95 7	1,12 1	0,80 4	0,24 1	2,89 5
R50- R51	34,60 0	0,6 00	0,21 1	0,44 3	0,50 00	0,29 39	1,49 7	0,71 9	1,09 2	0,62 4	0,31 2	1,63 4
R51- R52	21,85 0	2,8 00	0,21 0	0,33 1	0,40 00	0,35 06	2,79 2	0,59 9	1,05 5	0,56 1	0,22 4	2,94 4

Tableau(III.12) : Résultats du dimensionnement du réseau des eaux pluviales..... (Suite).

N°de tronç on	Long ueur (m)	I (%)	Qp (m3/ s)	D th (m)	φ (m)	Qps (m3/ s)	Vps (m/s)	rq	rv	rh	H (m)	Vr (m/s)
R52- R53	21,50 0	2,6 00	0,21 3	0,33 7	0,40 00	0,33 79	2,69 0	0,63 1	1,06 7	0,57 8	0,23 1	2,87 2
R53- R54	23,56 0	2,6 50	0,22 5	0,34 3	0,40 00	0,34 11	2,71 6	0,65 8	1,07 7	0,59 3	0,23 7	2,92 5
R54- R55	38,00 0	2,5 50	0,24 0	0,35 4	0,40 00	0,33 46	2,66 4	0,71 7	1,09 1	0,62 3	0,24 9	2,90 7
R55-	26,00	2,3	0,24	0,36	0,40	0,31	2,54	0,75	1,09	0,64	0,25	2,78

R56	0	20	1	1	00	92	1	5	7	4	8	8
R58- R59	36,68 0	3,4 00	0,06 0	0,20 0	0,30 00	0,17 98	2,54 4	0,33 6	0,88 9	0,39 6	0,11 9	2,26 3
R59- R60	15,10 0	4,0 00	0,11 0	0,24 3	0,30 00	0,19 50	2,76 0	0,56 6	1,03 8	0,54 2	0,16 3	2,86 5
R60- R61	31,75 0	3,6 00	0,13 3	0,26 6	0,30 00	0,18 50	2,61 8	0,71 8	1,09 1	0,62 4	0,18 7	2,85 7
R61- R62	51,60 0	3,5 00	0,14 2	0,27 4	0,30 00	0,18 24	2,58 1	0,77 6	1,10 0	0,65 7	0,19 7	2,84 0
R63- R62	18,00 0	1,2 00	0,08 5	0,27 7	0,30 00	0,10 68	1,51 2	0,79 9	1,10 3	0,67 1	0,20 1	1,66 7
R62- R56	41,50 0	1,8 00	0,27 8	0,39 9	0,50 00	0,50 90	2,59 3	0,54 7	1,02 8	0,53 1	0,26 6	2,66 5
R56- R57	17,7	0,7 00	0,50 4	0,59 6	0,60 00	0,51 55	1,82 4	0,97 7	1,12 2	0,82 7	0,49 6	2,04 8
R57- R42	7,000 30	0,7 30	0,50 7	0,59 2	0,60 00	0,52 64	1,86 3	0,96 3	1,12 2	0,81 1	0,48 7	2,09 0
R42- R43	59,75 0	0,9 60	1,48 0	0,84 1	0,80 00	1,29 76	2,58 3	1,14 1	0,97 9	0,99 5	0,79 6	2,52 9
R43- R44	25,75 0	0,6 50	1,76 4	0,96 6	1,00 00	1,93 31	2,46 3	0,91 3	1,11 7	0,76 0	0,76 0	2,74 9
R44- R94	68,00 0	0,1 00	1,78 1	1,37 7	1,40 00	1,85 56	1,20 6	0,96 0	1,12 2	0,80 7	1,13 0	1,35 3
R64- R65	34,00 0	2,4 00	0,16 6	0,31 2	0,40 00	0,32 46	2,58 5	0,51 1	1,00 6	0,50 9	0,20 4	2,59 9
R65- R66	31,00 0	2,6 00	0,25 8	0,36 3	0,40 00	0,33 79	2,69 0	0,76 4	1,09 9	0,65 0	0,26 0	2,95 5
R66- R67	58,75 0	1,4 00	0,35 4	0,45 8	0,50 00	0,44 89	2,28 7	0,78 8	1,10 1	0,66 4	0,33 2	2,51 9
R67- R71	58,60 0	1,4 00	0,57 6	0,55 0	0,60 00	0,72 90	2,58 0	0,79 0	1,10 2	0,66 5	0,39 9	2,84 2
R68- R69	27,70 0	1,3 00	0,08 6	0,27 4	0,30 00	0,11 11	1,57 3	0,77 8	1,10 0	0,65 7	0,19 7	1,73 1
R69- R70	64,20 0	3,7 00	0,16 8	0,28 9	0,30 00	0,18 75	2,65 4	0,89 4	1,11 4	0,74 3	0,22 3	2,95 7
R70- R71	43,35 0	2,5 00	0,27 8	0,37 5	0,40 00	0,33 13	2,63 8	0,83 9	1,10 7	0,69 8	0,27 9	2,92 1
R71- R72	46,50 0	1,1 00	0,86 0	0,66 9	0,80 00	1,38 90	2,76 5	0,61 9	1,06 3	0,57 2	0,45 7	2,93 9
R72- R79	56,10 0	1,0 00	1,01 2	0,72 4	0,80 00	1,32 44	2,63 6	0,76 4	1,09 9	0,65 0	0,52 0	2,89 6

Tableau(III.13) : Résultats du dimensionnement du réseau des eaux pluviales..... (Suite).

N°de tronçon	Longueur (m)	I (%)	Qp (m3/s)	D th (m)	φ (m)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	rq	rv	rh	H (m)	Vr (m/s)
R73- R74	28,00 0	5,7 00	0,05 9	0,18 0	0,30 00	0,23 27	3,29 4	0,25 4	0,84 1	0,34 4	0,10 3	2,76 9
R74-	30,44	0,3	0,12	0,41	0,30	0,20	1,05	0,61	1,06	0,56	0,28	1,12

R75	0	00	7	7	00	78	9	3	1	9	4	3
R75- R78	22,26 0	3,3 00	0,15 0	0,28 3	0,30 00	0,17 71	2,50 7	0,84 9	1,10 8	0,70 5	0,21 2	2,77 8
R76- R77	17,84 0	3,9 00	0,02 9	0,14 8	0,30 00	0,19 25	2,72 5	0,15 0	0,75 2	0,27 2	0,08 2	2,04 9
R77- R78	39,25 0	1,0 00	0,06 6	0,26 0	0,30 00	0,09 75	1,38 0	0,67 6	1,08 2	0,60 2	0,18 1	1,49 3
R78- R79	18,56 0	4,2 10	0,23 1	0,31 8	0,30 00	0,20 00	2,83 1	1,15 6	0,93 3	1,00 2	0,30 1	2,64 3
R79- R80	49,50 0	1,0 00	1,18 7	0,76 8	0,80 00	1,32 44	2,63 6	0,89 6	1,11 4	0,74 4	0,59 6	2,93 8
R80- R81	42,80 0	0,8 70	1,24 7	0,80 3	0,80 00	1,23 53	2,45 9	1,01 0	1,12 1	0,86 3	0,69 1	2,75 6
R81- R82	67,60 0	0,8 80	1,29 0	0,81 2	0,80 00	1,24 24	2,47 3	1,03 9	1,11 3	0,89 7	0,71 8	2,75 2
R82- R83	46,50 0	0,8 52	1,38 8	0,84 0	0,80 00	1,22 25	2,43 3	1,13 6	0,99 2	0,99 2	0,79 3	2,41 4
R83- R84	42,80 0	0,9 10	1,44 0	0,84 1	0,80 00	1,26 34	2,51 5	1,14 0	0,98 0	0,99 4	0,79 6	2,46 5
R84- R85	60,80 0	0,9 00	1,53 5	0,86 3	0,80 00	1,25 64	2,50 1	1,22 1	0,60 9	0,98 6	0,78 9	1,52 2
R85- R86	64,40 0	0,7 00	1,63 3	0,92 6	1,00 00	2,00 61	2,55 5	0,81 4	1,10 4	0,68 1	0,68 1	2,82 2
R86- R87	62,20 0	0,7 10	1,80 9	0,95 9	1,00 00	2,02 03	2,57 4	0,89 5	1,11 4	0,74 4	0,74 4	2,86 8
R87- R88	44,60 0	0,7 00	1,91 3	0,98 2	1,00 00	2,00 61	2,55 5	0,95 3	1,12 1	0,80 1	0,80 1	2,86 5

Tableau(III.14) : Les regards des chutes.

N° de regard	Tronçon	Caractéristiques de la conduite amont			Caractéristiques de la conduite aval		h(m)	H'o (m)
		D(mm)	Vo (m/s)	Ho(m)	D (mm)	Ho(m)		
R6	R5.R6 et R6.R7	500	2.94	0.343	600	0.394	1.08	1.08
R7	R6.R7 et R7.R89	600	2.93	0.394	600	0.505	2.12	2.12
R10	R9.R10 et R10.R11	300	2.91	0.130	300	0.240	2.03	2.03
R11	R10.R11 et R11.R12	300	2.97	0.24	400	0.253	2.03	2.03
R12	R11.R12 et R12.R13	400	2.99	0.253	400	0.258	2.32	2.32
R16	R15.R16 et R16.R17	300	2.03	0.098	300	0.109	2.58	2.58
R17	R16.R17 et R17.R18	300	2.98	0.109	300	0.164	2.66	2.66
R18	R17.R18 et R18.R19	300	2.49	0.164	300	0.191	1.15	1.15
R19	R18.R19 et R19.R14	300	2.94	0.191	300	0.200	0.97	0.97
R40	R34.R40 et R40.R41	600	2.89	0.494	600	0.457	1.08	1.08
R41	R40.R41 et R41.R42	600	2.98	0.457	800	0.47	4.51	4.51
R42	R41.R42 et R42.R43	800	2.96	0.470	800	0.796	1.57	1.57
R43	R42.R43 et R43.R44	800	2.52	0.796	1000	0.760	0.54	0.54
R60	R59.R60 et R60.R61	300	2.86	0.163	300	0.187	2.17	2.17
R61	R60.R61 et R61.R62	300	2.85	0.187	300	0.197	4.15	4.15
R48	R47.R48 et R48.R49	300	2.49	0.164	300	0.191	1.15	1.15
R52	R51.R52 et R52.R53	400	2.94	0.224	400	0.231	0.45	0.45
R53	R52.R53 et R53.R54	400	2.87	0.231	400	0.237	1,0	1,0
R54	R53.R54 et R54.R55	400	2.92	0.237	400	0.249	2.26	2.26
R55	R54.R55 et R55.R56	400	2.90	0.249	400	0.258	1.9	1.9
R69	R68.R69 et R69.R70	300	1.73	0.197	300	0.223	1.41	1.41
R70	R69.R70 et R70.R71	300	2.95	0.223	400	0.279	1.96	1.96

N° de regard	Tronçon	Caractéristiques de la conduite amont			Caractéristiques de la conduite aval		h(m)	H'o (m)
		D (mm)	Vo (m/s)	Ho(m)	D (mm)	Ho(m)		
R75	R74.R75 et R75.R78	300	1.12	0.284	300	0.212	2.72	2.72
R77	R76.R77 et R77.R78	300	2.05	0.082	300	0.181	2.44	2.44
R80	R79.R80 et R80.R81	800	2.93	0.596	800	0.691	2.11	2.11
R81	R80.R81 et R81.R82	800	2.75	0.691	800	0.718	1.4	1.4
R82	R81.R82 et R82.R83	800	2.75	0.718	800	0.793	1.28	1.28
R83	R82.R83 et R83.R84	800	2.41	0.793	800	0.796	1.2	1.2
R84	R83.R84 et R84.R85	800	2.46	0.796	800	0.789	1.04	1.04
R85	R84.R85 et R85.R86	800	1.52	0.789	1000	0.681	1,0	1,0
R86	R85.R86 et R86.R87	1000	2.82	0.681	1000	0.744	2,0	2,0
R87	R86.R87 et R87.R88	1000	2.86	0.744	1000	0.801	2,0	2,0

Tableau(III.15) : Les regards des chutes.... (Suite

Tableau(III.14) : Les regards des chutes.

N° de regard	Tronçon	Caractéristiques de la conduite amont			Caractéristiques de la conduite aval		h(m)	H'o (m)
		D(mm)	Vo (m/s)	Ho(m)	D (mm)	Ho(m)		
R6	R5.R6 et R6.R7	500	2.94	0.343	600	0.394	1.08	1.08
R7	R6.R7 et R7.R89	600	2.93	0.394	600	0.505	2.12	2.12
R10	R9.R10 et R10.R11	300	2.91	0.130	300	0.240	2.03	2.03
R11	R10.R11 et R11.R12	300	2.97	0.24	400	0.253	2.03	2.03
R12	R11.R12 et R12.R13	400	2.99	0.253	400	0.258	2.32	2.32
R16	R15.R16 et R16.R17	300	2.03	0.098	300	0.109	2.58	2.58
R17	R16.R17 et R17.R18	300	2.98	0.109	300	0.164	2.66	2.66
R18	R17.R18 et R18.R19	300	2.49	0.164	300	0.191	1.15	1.15
R19	R18.R19 et R19.R14	300	2.94	0.191	300	0.200	0.97	0.97
R40	R34.R40 et R40.R41	600	2.89	0.494	600	0.457	1.08	1.08
R41	R40.R41 et R41.R42	600	2.98	0.457	800	0.47	4.51	4.51
R42	R41.R42 et R42.R43	800	2.96	0.470	800	0.796	1.57	1.57
R43	R42.R43 et R43.R44	800	2.52	0.796	1000	0.760	0.54	0.54
R60	R59.R60 et R60.R61	300	2.86	0.163	300	0.187	2.17	2.17
R61	R60.R61 et R61.R62	300	2.85	0.187	300	0.197	4.15	4.15
R48	R47.R48 et R48.R49	300	2.49	0.164	300	0.191	1.15	1.15
R52	R51.R52 et R52.R53	400	2.94	0.224	400	0.231	0.45	0.45
R53	R52.R53 et R53.R54	400	2.87	0.231	400	0.237	1,0	1,0
R54	R53.R54 et R54.R55	400	2.92	0.237	400	0.249	2.26	2.26
R55	R54.R55 et R55.R56	400	2.90	0.249	400	0.258	1.9	1.9
R69	R68.R69 et R69.R70	300	1.73	0.197	300	0.223	1.41	1.41
R70	R69.R70 et R70.R71	300	2.95	0.223	400	0.279	1.96	1.96

N° de regard	Tronçon	Caractéristiques de la conduite amont			Caractéristiques de la conduite aval		h(m)	H'o (m)
		D (mm)	Vo (m/s)	Ho(m)	D (mm)	Ho(m)		
R75	R74.R75 et R75.R78	300	1.12	0.284	300	0.212	2.72	2.72
R77	R76.R77 et R77.R78	300	2.05	0.082	300	0.181	2.44	2.44
R80	R79.R80 et R80.R81	800	2.93	0.596	800	0.691	2.11	2.11
R81	R80.R81 et R81.R82	800	2.75	0.691	800	0.718	1.4	1.4
R82	R81.R82 et R82.R83	800	2.75	0.718	800	0.793	1.28	1.28
R83	R82.R83 et R83.R84	800	2.41	0.793	800	0.796	1.2	1.2
R84	R83.R84 et R84.R85	800	2.46	0.796	800	0.789	1.04	1.04
R85	R84.R85 et R85.R86	800	1.52	0.789	1000	0.681	1,0	1,0
R86	R85.R86 et R86.R87	1000	2.82	0.681	1000	0.744	2,0	2,0
R87	R86.R87 et R87.R88	1000	2.86	0.744	1000	0.801	2,0	2,0

Tableau(III.15) : Les regards des chutes.... (Suite

Tableau(IV.23) : Evaluation du débit des eaux usées de sous bassin A.

N° Regards	Li (m)	Qms (L/s, m)	Qmr (L/s)	Qme (L/s)	Qms (L/s)	Cpe	Qpe (L/s)	Qps (L/s)	Qp (L/s)	I (m/m)	φ (mm)
						Cps					
R1	52	0,000	0,034	0	0,034	/	0	0,137	0,068	0,012	200
R2		66	32		32	4,0					
R2	61	0,000	0,040	0,034	0,074	4,0	0,137	0,298	0,217	0,011	200
R3		66	26	32	58	4,0					
R3	51	0,000	0,033	0,074	0,108	4,0	0,298	0,432	0,365	0,010	200
R6		66	66	58	24	4,0					
R4	44	0,000	0,029	0	0,029	/	0	0,116	0,058	0,043	200
R5		66	04		04	4,0					
R5	35	0,000	0,023	0,029	0,052	4,0	0,116	0,208	0,162	0,052	200
R6		66	10	04	14	4,0					
R6	42,3	0,000	0,027	0,160	0,188	4,0	0,641	0,753	0,697	0,010	200
R7		66	92	38	30	4,0					
R7	50	0,000	0,033	0,188	0,221	4,0	0,753	0,885	0,819	0,011	200
R8		66	00	30	30	4,0					
R8	58	0,000	0,038	0,221	0,259	4,0	0,885	1,038	0,961	0,046	200
R9		66	28	30	58	4,0					
R9	45	0,000	0,029	0,259	0,289	4,0	1,038	1,157	1,097	0,035	200
R10		66	70	58	28	4,0					
R10	56	0,000	0,036	0,289	0,326	4,0	1,157	1,304	1,231	0,006	200
R11		66	96	28	24	4,0					
R11	52	0,000	0,034	0,326	0,360	4,0	1,304	1,442	1,373	0,008	200
R20		66	32	24	56	4,0					

Tableau(IV.24) : Evaluation du débit des eaux usées de sous bassin B.

N° Regards	Li (m)	Qs (L/s, m)	Qmr (L/s)	Qme (L/s)	Qms (L/s)	Cpe	Qpe (L/s)	Qps (L/s)	Qp (L/s)	I (m/m)	φ (mm)
						Cps					
R1	23	0,000	0,017	0	0,017	/	0	0,071	0,035	0,091	200
R2		77	76		76	4					
R2	24	0,000	0,018	0,017	0,036	4	0,071	0,145	0,108	0,056	200
R3		77	53	76	28	4					
R3	26	0,000	0,020	0,036	0,056	4	0,145	0,225	0,185	0,162	200
R4		77	07	28	36	4					
R4	32,5	0,000	0,025	0,056	0,081	4	0,225	0,325	0,275	0,106	200
R5		77	09	36	45	4					
R5	36	0,000	0,027	0,081	0,109	4	0,325	0,436	0,381	0,086	200
R6		77	79	45	24	4					
R6	10,5	0,000	0,008	0,109	0,117	4	0,436	0,469	0,453	0,060	200
R7		77	11	24	34	4					

R7	46	0,000	0,035	0,117	0,152	4	0,469	0,611	0,540	0,013	200
R8		77	51	34	86	4	38	42	40	80	
R9	23	0,000	0,017	0	0,017	/	0	0,071	0,035	0,063	200
R10		77	76		76	4		02	51	00	
R10	29	0,000	0,022	0,017	0,040	4	0,071	0,160	0,115	0,075	200
R11		77	39	76	14	4	02	58	80	70	
R11	24	0,000	0,018	0,040	0,058	4	0,160	0,234	0,197	0,134	200
R12		77	53	14	67	4	58	69	63	80	
R12	38	0,000	0,029	0,058	0,088	4	0,234	0,352	0,293	0,012	200
R13		77	34	67	01	4	69	03	36	46	
R13	22	0,000	0,016	0,136	0,153	4	0,546	0,614	0,580	0,077	200
R14		77	98	60	58	4	40	34	37	40	
R14	24	0,000	0,018	0,153	0,172	4	0,614	0,688	0,651	0,079	200
R8		77	53	58	11	4	34	45	39	10	

Tableau(IV.25) : Evaluation du débit des eaux usées de sous bassin B (suite).

N° Regards	Li (m)	Qs (L/s, m)	Qmr (L/s)	Qme (L/s)	Qms (L/s)	Cpe	Qpe (L/s)	Qps (L/s)	Qp (L/s)	I (m/m)	φ (mm)
						Cps					
R8	12	0,000	0,009	0,324	0,334	4	1,299	1,336	1,318	0,028	200
R17		77	26	90	16	4	60	66	13	50	
R17	30	0,000	0,023	0,334	0,357	4	1,336	1,429	1,382	0,036	200
R18		77	16	16	32	4	66	30	98	20	
R18	27	0,000	0,020	0,357	0,378	4	1,429	1,512	1,470	0,021	200
R19		77	84	32	17	4	30	67	98	00	
R20	55,2	0,000	0,042	0,361	0,403	4	1,444	1,614	1,529	0,006	200
R21		77	61	10	71	4	40	86	63	20	
R21	56,45	0,000	0,043	0,403	0,447	4	1,614	1,789	1,702	0,007	200
R22		77	58	71	29	4	86	18	02	90	
R22	43,77	0,000	0,033	0,447	0,481	4	1,789	1,924	1,856	0,008	200
R19		77	79	29	08	4	18	34	76	80	
R19	35	0,001	0,027	0,859	0,886	4	3,436	3,544	3,490	0,019	200
R23						4					
R23	35	0,001	0,027	0,886	0,913	4	3,544	3,652	3,598	0,019	200
R24						4					
R24	53,03	0,001	0,041	0,913	0,954	4	3,652	3,816	3,734	0,033	200
R44		3				4					

Tableau (IV.26) : Evaluation du débit des eaux usées de sous bassin C.

N° Regards	Li (m)	Qs (L/s, m)	Qmr (L/s)	Qme (L/s)	Qms (L/s)	Cpe	Qpe (L/s)	Qps (L/s)	Qp (L/s)	I (m/m)	φ (mm)
						Cps					
R1	34,50	0,002	0,102	0,000	0,102	/	0,000	0,409	0,204	0,009	200
R2	0	97	47	00	47	4,00	00	86	93	04	

R2	39,00	0,002	0,108	0,102	0,211	4,00	0,409	0,845	0,627	0,045	200
R3	0	79	81	47	28	4,00	86	10	48	60	
R4	29,00	0,002	0,080	0,000	0,080	/	0,000	0,323	0,161	0,010	200
R5	0	79	91	00	91	4,00	00	64	82	20	
R5	46,00	0,002	0,128	0,080	0,209	4,00	0,323	0,837	0,580	0,021	200
R3	0	79	34	91	25	4,00	64	00	32	70	
R3	49,25	0,002	0,137	0,420	0,557	4,00	1,682	2,231	1,956	0,072	200
R6	0	79	41	50	91	4,00	00	63	82	80	
R6	26,50	0,002	0,073	0,557	0,631	4,00	2,231	2,527	2,379	0,043	200
R7	0	79	94	91	84	4,00	63	37	50	40	
R7	26,00	0,002	0,072	0,631	0,704	4,00	2,527	2,817	2,672	0,013	200
R8	0	79	54	84	38	4,00	37	53	45	50	
R8	58,00	0,002	0,161	0,704	0,866	4,00	2,817	3,464	3,141	0,011	200
R9	0	79	82	38	20	4,00	53	81	17	40	
R9	41,00	0,002	0,114	0,866	0,980	4,00	3,464	3,922	3,693	0,014	200
R10	0	79	39	20	59	4,00	81	37	59	40	
R10	35,00	0,002	0,097	0,980	1,078	4,00	3,922	4,211	4,066	0,057	200
R11	0	79	65	59	24	3,91	37	62	99	30	
R12	46,00	0,002	0,128	0,000	0,128	/	0,000	0,513	0,256	0,008	200
R13	0	79	34	00	34	4,00	00	36	68	69	
R13	44,50	0,002	0,124	0,128	0,252	4,00	0,513	1,009	0,761	0,007	200
R14	0	79	16	34	50	4,00	36	98	67	28	
R14	34,50	0,002	0,096	0,252	0,348	4,00	1,009	1,395	1,202	0,008	200
R15	0	79	26	50	75	4,00	98	00	49	69	

Tableau (IV .27) : Evaluation du débit des eaux usées de sous bassin C. (la suite)

N° Regards	Li (m)	Qs (L/s, m)	Qmr (L/s)	Qme (L/s)	Qms (L/s)	Cpe	Qpe (L/s)	Qps (L/s)	Qp (L/s)	I (m/m)	φ (mm)
						Cps					
R15	43,00	0,002	0,119	0,348	0,468	4,00	1,395	1,874	1,634	0,009	200
R16	0	79	97	75	72	4,00	00	88	94	32	
R16	49,00	0,002	0,136	0,468	0,605	4,00	1,874	2,421	2,148	0,008	200
R17	0	79	71	72	43	4,00	88	72	30	10	
R17	33,50	0,002	0,093	0,605	0,698	4,00	2,421	2,795	2,608	0,009	200
R11	0	79	47	43	90	4,00	72	58	65	01	
R11	31,00	0,002	0,086	1,777	1,863	3,37	5,998	6,208	6,103	0,011	200
R18	0	79	49	40	89	3,33	19	24	22	30	
R18	38,00	0,002	0,106	1,864	1,970	3,33	6,210	6,463	6,337	0,015	200
R19	0	79	02	69	71	3,28	91	93	42	60	
R19	37,00	0,002	0,103	1,970	2,073	3,28	6,463	6,711	6,587	0,080	200
R20	0	79	23	71	94	3,24	93	06	50	20	
R21	27,00	0,002	0,075	0,000	0,075	/	0,000	0,301	0,150	0,027	200
R22	0	79	33	00	33	4,00	00	32	66	66	
R22	14,00	0,002	0,039	0,075	0,114	4,00	0,301	0,457	0,379	0,068	200
R23	0	79	06	33	39	4,00	32	56	44	70	
R23	11,50	0,002	0,032	0,114	0,146	4,00	0,457	0,585	0,521	0,042	200
R24	0	79	09	39	48	4,00	56	90	73	80	
R24	18,00	0,002	0,050	0,146	0,196	4,00	0,585	0,786	0,686	0,028	200

R25	0	79	22	48	70	4,00	90	78	34	00	
R25	28,00	0,002	0,078	0,196	0,274	4,00	0,786	1,099	0,943	0,056	200
R26	0	79	12	70	82	4,00	78	26	02	10	
R26	49,00	0,002	0,136	0,274	0,411	4,00	1,099	1,646	1,372	0,042	200
R27	0	79	71	82	53	4,00	26	10	68	70	
R27	12,00	0,002	0,033	0,411	0,445	4,00	1,646	1,780	1,713	0,021	200
R28	0	79	48	53	01	4,00	10	02	06	40	

Tableau (IV .28) : Evaluation du débit des eaux usées de sous bassin C. (la suite)

N° Regards	Li (m)	Qs (L/s, m)	Qmr (L/s)	Qme (L/s)	Qms (L/s)	Cpe	Qpe (L/s)	Qps (L/s)	Qp (L/s)	I (m/m)	φ (mm)
						Cps					
R28	40,50	0,002	0,113	0,445	0,558	4,00	1,780	2,232	2,006	0,011	200
R29	0	79	00	01	00	4,00	02	00	01	10	
R29	54,50	0,002	0,152	0,558	0,710	4,00	2,232	2,840	2,536	0,075	200
R30	0	79	06	00	06	4,00	00	22	11	30	
R30	65,50	0,002	0,182	0,710	0,892	4,00	2,840	3,571	3,205	0,085	200
R31	0	79	75	06	80	4,00	22	20	71	50	
R32	44,00	0,002	0,122	0,000	0,122	/	0,000	0,491	0,245	0,017	200
R33	0	79	76	00	76	4,00	00	04	52	50	
R33	23,00	0,002	0,064	0,122	0,186	4,00	0,491	0,747	0,619	0,016	200
R34	0	79	17	76	93	4,00	04	72	38	10	
R34	12,50	0,002	0,034	0,186	0,221	4,00	0,747	0,887	0,817	0,099	200
R35	0	79	88	93	81	4,00	72	22	47	00	
R35	28,00	0,002	0,078	0,221	0,299	4,00	0,887	1,199	1,043	0,010	200
R36	0	79	12	81	93	4,00	22	70	46	10	
R36	39,00	0,002	0,108	0,299	0,408	4,00	1,199	1,634	1,417	0,117	200
R37	0	79	81	93	74	4,00	70	94	32	70	
R37	15,50	0,002	0,043	0,408	0,451	4,00	1,634	1,807	1,721	0,057	200
R38	0	79	25	74	98	4,00	94	92	43	90	
R39	28,00	0,002	0,078	0,000	0,078	/	0,000	0,312	0,156	0,011	200
R40	0	79	12	00	12	4,00	00	48	24	80	
R40	28,00	0,002	0,078	0,078	0,156	4,00	0,312	0,624	0,468	0,014	200
R38	0	79	12	12	24	4,00	48	96	72	90	
R38	24,00	0,002	0,066	0,608	0,675	4,00	2,432	2,700	2,566	0,012	200
R41	0	79	96	20	16	4,00	80	64	72	80	

Tableau (IV .29) : Evaluation du débit des eaux usées de sous bassin C. (la suite)

N° Regards	Li (m)	Qs (L/s, m)	Qmr (L/s)	Qme (L/s)	Qms (L/s)	Cpe	Qpe (L/s)	Qps (L/s)	Qp (L/s)	I (m/m)	φ (mm)
						Cps					
R41	21,00	0,002	0,058	0,675	0,733	4,00	2,700	2,935	2,817	0,012	200
R31	0	79	59	16	75	4,00	64	00	82	80	
R31	23,00	0,002	0,064	1,626	1,690	3,46	5,627	5,787	5,707	0,014	200
R20	0	79	17	50	67	3,42	69	16	43	10	
R20	26,25	0,002	0,073	3,700	3,773	2,80	10,35	10,51	10,43	0,068	200
R42	0	79	24	40	64	2,79	742	713	727	40	
R42	35,00	0,002	0,097	3,773	3,871	2,79	10,51	10,72	10,62	0,025	200

R43	0	79	65	64	29	2,77	713	347	030	90	
R43	25,50	0,002	0,071	3,871	3,942	2,77	10,72	10,87	10,80	0,045	200
R44	0	79	15	29	43	2,76	347	717	032	20	
R44	38,50	0,002	0,107	3,942	4,049	2,76	10,87	11,10	10,99	0,019	200
R45 (ex)	0	79	42	43	85	2,74	717	549	133	00	

Tableau (IV-30) : Evaluation du débit des eaux usées de sous bassin D.

N° Regards	Li (m)	Qs (L/s. m)	Qmr (L/s)	Qme (L/s)	Qms (L/s)	Cpe	Qpe (L/s)	Qps (L/s)	Qp (L/s)	I (m/m)	φ (mm)
						Cps					
R1	47	0.004 252	0.199 844	0	0.199 844	/	/	0.799 37	0.399 6	0.027 4	200
R2						4					
R2	52	0.004 252	0.221 1	0.199 844	0.420 94	4	0.799 37	1.683 7	1.241 5	0.024 4	200
R3						4					
R3	58	0.004 252	0.246 6	0.420 94	0.667 54	4	1.683 7	2.670 16	2.176 9	0.010 7	200
R4						4					
R4	23	0.004 252	0.097 79	0.667 54	0.765 33	4	2.670 16	3.061 32	2.865 74	0.013 8	200
R5						4					
R6	28	0.004 252	0.119 0	0	0.119 0	/	/	0.476	0.238	0.069 9	200
R7						4					
R7	11.4	0.004 252	0.048 47	0.119 0	0.167 47	4	0.476	0.669 88	0.572 94	0.071 1	200
R8						4					
R9	33	0.004 252	0.140 31	0	0.140 31	/	/	0.561 24	0.280 62	0.086 8	200
R8						4					
R8	40	0.004 252	0.170 08	0.307 78	0.477 86	4	1.231 12	1.911 44	1.571 28	0.054 2	200
R10						4					
R10	39	0.004 252	0.165 82	0.477 86	0.643 68	4	1.911 44	2.574 72	2.243 08	0.072 7	200
R11						4					
R11	41	0.004 252	0.174 33	0.643 68	0.818 01	4	2.574 72	3.272 04	2.923 38	0.066 4	200
R5						4					
R5	50	0.004 252	0.212 6	1.583 34	1.795 9	3.486 79	5.520 77	6.044 1	5.782 4	0.010 9	200
R12						3.365 5					
R12	36	0.004 252	0.153 07	1.795 9	1.949 0	3.365 5	6.044 1	6.413 5	6.228 8	0.011 2	200
R13						3.290 7					
R13	16	0.004 252	0.068 0	1.949 0	2.017 01	3.290 7	6.413 5	6.576 0	6.494 75	0.013 1	200

R14						3.260 29					
------------	--	--	--	--	--	-------------	--	--	--	--	--

Tableau (IV-31) : Evaluation du débit des eaux usées de sous bassin D. (la suite)

N° Regar ds	Li (m)	Qs (L/s. m)	Qmr (L/s)	Qme (L/s)	Qms (L/s)	Cpe	Qpe	Qps	Qp	I	φ
						Cps	(L/s)	(L/s)	(L/s)	(m/m)	(mm)
R15	35	0.004	0.148	0	0.148	/	/	0.595	0.297	0.077	200
R16		252	82		82	4		28	64	5	
R16	23	0.004	0.097	0.148	0.246	4	0.595	0.986	0.790	0.072	200
R17		252	79	82	61	4	28	44	86	3	
R17	23.5	0.004	0.099	0.246	0.346	4	0.986	1.386	1.186	0.087	200
R14		252	92	61	53	4	44	12	28	7	
R14	55	0.004	0.233	2.363	2.597	3.126	7.388	7.925	7.656	0.043	200
R18		252	86	54	4	14	75	18	9	8	
R18	56	0.004	0.238	2.597	2.835	3.051	7.925	8.460	8.192	0.030	200
R19		252	11	4	51	2	18	0	59	3	
R19	48	0.004	0.204	2.835	3.039	2.984	8.460	8.917	8.688	0.035	200
R20		252	09	51	6	65	0	88	94	5	
R20	42	0.004	0.178	3.039	3.218	2.933	8.917	9.311	9.114	0.040	200
R21		252	58	6	18	9	88	8	8	1	
R21	48	0.004	0.204	3.218	3.422	2.893	9.311	9.758	9.534	0.026	200
R22		252	096	18	18	5	8	0	9	4	
R22	55	0.004	0.233	3.422	3.656	2.851	9.758	10.26	10.01	0.019	200
R23		252	86	18	04	4	0	39	09	4	
R23	55	0.004	0.233	3.656	3.889	2.807	10.26	10.76	10.51	0.017	200
R24		252	86	04	9	4	39	52	455	8	
R24	50	0.004	0.212	3.889	4.102	2.767	10.76	11.21	10.99	0.020	200
R25		252	6	9	5	5	52	70	11	7	
R25	52	0.004	0.221	4.102	4.323	2.734	11.21	11.68	11.45	0.073	200
R26		252	1	5	6	2	70	36	03	7	
						2.702					
						3					

Tableau (IV-32) : Evaluation du débit des eaux usées de sous bassin D. (la suite)

N° Regards	Li (m)	Qs (L/s. m)	Qmr (L/s)	Qme (L/s)	Qms (L/s)	Cpe	Qpe (L/s)	Qps (L/s)	Qp (L/s)	I (m/m)	φ (mm)
						Cps					
R26	17	0.004 252	0.072 28	4.323 6	4.395 88	2.702	11.68 36	11.83 50	11.75 93	0.281 1	200
R27						3					
R27	9	0.004 252	0.038 26	4.395 88	4.434 14	2.692	11.83 50	11.91 54	11.87 52	0.073	200
R28 (ex)						3					
						2.687					
						2					

Tableau(IV.33) : Vérification les conditions d'auto curage pour le sous bassin A.

N° Reg ard s	Li (m)	I (%)	φ (m)	Qm in (L/s)	Qps (m ³ /s)	Vps (m/s)	rq	rh	rv (rh =0,5)	rv (rh =0,2)	Condition d'auto curage		
											V ≥ 0,7 m/s	V ≥ 0,3 m/s	H ≥ 0,2 m
R1	52	1,21	0,2	0,01	0,03	1,16	0,00	0,00	1,01	0,6	1,17	0,69	0,0
R2				12	65	14	031	015	3	7	30		
R2	61	1,1	0,2	0,03	0,03	1,10	0,00	0,00	1,01	0,6	1,11	0,66	0,1
R3				57	48	74	103	051	8	4	02		
R3	51	1,01	0,2	0,06	0,03	1,06	0,00	0,00	1,01	0,6	1,07	0,63	0,1
R6				33	11	180	089	2	7	79			
R4	44	4,34	0,2	0,00	0,06	2,19	0,00	0,00	1,01	0,6	2,22	1,32	0,0
R5				954	91	96	014	007	2	0	14		
R5	35	5,28	0,2	0,02	0,07	2,42	0,00	0,00	1,01	0,6	2,45	1,45	0,0
R6				66	62	62	035	017	0	6	35		
R6	42,3	1,01	0,2	0,10	0,03	1,06	0,00	0,00	1,01	0,6	1,07	0,63	0,3
R7				5	33	11	315	156	2	7	13		
R7	50	1,1	0,2	0,12	0,03	1,10	0,00	0,00	1,01	0,6	1,11	0,66	0,3
R8				5	48	74	359	178	8	4	57		
R8	58	4,67	0,2	0,14	0,07	2,28	0,00	0,00	1,01	0,6	2,30	1,36	0,2
R9				8	16	17	207	102	5	9	05		
R9	45	3,51	0,2	0,17	0,06	1,97	0,00	0,00	1,01	0,6	1,99	1,18	0,2
R10				21	81	274	136	8	7	72			
R10	56	0,69	0,2	0,19	0,02	0,87	0,00	0,00	1,01	0,6	0,88	0,52	0,6
R11				1	75	71	694	344	6	6	88		
R11	52	0,87	0,2	0,21	0,03	0,98	0,00	0,00	1,01	0,6	0,99	0,59	0,6
R20				4	09	48	692	343	5	1	87		

Tableau(IV.34) : Vérification les conditions d'auto curage pour le sous bassin B.

N° Reg ards	Li (m)	I (%)	φ (m)	Qm in (L/s)	Qps (m ³ /s)	Vps (m/ s)	rq	rh	rv (rh= 0,5)	rv (rh= 0,2)	Condition d'auto curage		
											V ≥ 0,7 m/s	V ≥ 0,3 m/s	H ≥ 0,2 m
R1	23	9,1	0,2	0,0	0,1	3,1	0,000	0,00	1,01	0,6	3,2	1,91	0,0
R2				05	005	991	05	003	31	9	05		
R2	24	5,6	0,2	0,0	0,0	2,5	0,000	0,00	1,01	0,6	2,5	1,50	0,0
R3				17	787	053	21	010	30	3	21		
R3	26	16,	0,2	0,0	0,1	4,2	0,000	0,00	1,01	0,6	4,2	2,55	0,0
R4				28	334	497	21	011	92	0	21		
R4	32,	10,	0,2	0,0	0,1	3,4	0,000	0,00	1,01	0,6	3,4	2,07	0,0
R5				5	42	083	506	39	019	85	0	39	
R5	36	8,6	0,2	0,0	0,0	3,1	0,000	0,00	1,01	0,6	3,1	1,86	0,0
R6				59	977	107	60	030	42	6	60		

R6	10,	6,0	0,2	0,0	0,0	2,5	0,000	0,00	1,01	0,6	2,6	1,55	0,0
R7	5	4		70	815	949	86	042			21	7	85
R7	46	1,3	0,2	0,0	0,0	1,2	0,002	0,00	1,01	0,6	1,2	0,74	0,2
R8		8		83	389	403	13	106			53	4	12
R9	23	6,3	0,2	0,0	0,0	2,6	0,000	0,00	1,01	0,6	2,6	1,59	0,0
R10				05	832	502	07	003			77	0	07
R10	29	7,5	0,2	0,0	0,0	2,9	0,000	0,00	1,01	0,6	2,9	1,74	0,0
R11		7		18	912	050	20	010			34	3	19
R11	24	13,	0,2	0,0	0,1	3,8	0,000	0,00	1,01	0,6	3,9	2,32	0,0
R12		48		30	217	766	25	012			15	6	25
R12	38	1,2	0,2	0,0	0,0	1,1	0,001	0,00	1,01	0,6	1,1	0,70	0,1
R13		46		45	370	786	22	060			90	7	21
R13	22	7,7	0,2	0,0	0,0	2,9	0,000	0,00	1,01	0,6	2,9	1,76	0,0
R14		4		83	922	375	90	045			67	2	89

Tableau(IV.35) : Vérification les conditions d'auto curage pour le sous bassin B, (suite).

N° Regard	Li (m)	I (%)	φ (m)	Qm in (L/s)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	rq	rh	rv (rh=0,5)	rv (rh=0,2)	Condition d'auto curage		
											V ≥ 0,7 m/s	V ≥ 0,3 m/s	H ≥ 0,2 D
R14	24	7,91	0,2	0,10	0,09	2,97	0,00	0,00	1,01	0,6	2,9	1,78	0,1
R8				4	3	0	112	055			99	2	11
R15	46	1,11	0,2	0,01	0,03	1,11	0,00	0,00	1,01	0,6	1,1	0,66	0,0
R16				1	5	2	031	015			24	7	31
R16	17	1,92	0,2	0,02	0,04	1,46	0,00	0,00	1,01	0,6	1,4	0,87	0,0
R13				6	6	3	056	028			78	8	56
R8	12	2,85	0,2	0,20	0,05	1,78	0,00	0,00	1,01	0,6	1,8	1,06	0,3
R17				0	6	2	357	177			00	9	55
R17	30	3,62	0,2	0,20	0,06	2,00	0,00	0,00	1,01	0,6	2,0	1,20	0,3
R18				9	3	9	331	164			29	5	29
R18	27	2,1	0,2	0,22	0,04	1,53	0,00	0,00	1,01	0,6	1,5	0,91	0,4
R19				2	8	0	462	229			45	8	59
R20	55,2	0,62	0,2	0,23	0,02	0,83	0,00	0,00	1,01	0,6	0,8	0,49	0,9
R21				9	6	1	916	454			40	9	08
R21	56,4	0,79	0,2	0,26	0,02	0,93	0,00	0,00	1,01	0,6	0,9	0,56	0,8
R22	5			5	9	8	899	446			48	3	92
R22	43,7	0,88	0,2	0,28	0,03	0,99	0,00	0,00	1,01	0,6	1,0	0,59	0,9
R19	7			8	1	0	926	459			00	4	19
R19	35	1,9	0,2	0,52	0,04	1,45	0,01	0,00	1,01	0,6	1,4	0,87	1,1
R23				6	6	5	151	571			70	3	42
R23	35	1,9	0,2	0,54	0,04	1,45	0,01	0,00	1,01	0,6	1,4	0,87	1,1
R24				2	6	5	186	588			70	3	77
R24	53,0	3,3	0,2	0,56	0,06	1,91	0,00	0,00	1,01	0,6	1,9	1,15	0,9
R44	33			2	0	8	933	463			37	1	26

Tableau(IV.36) : Vérification les conditions d'auto curage pour le sous bassin C.

N°	Li	I	φ	Qm	Qps	Vps	rq	rh	rv	rv	Condition d'auto
----	----	---	---	----	-----	-----	----	----	----	----	------------------

Reg ards	(m)	(m/m)	(m m)	in (L/s)	(L/s)	(m/s)			(rh=0,5)	(rh=0,2)	curage		
											V ≥ 0,7 m/s	V ≥ 0,3 m/s	H ≥ 0,2 m
R1	34,5	0,94	200	0,03	32,1	1,02	0,00	0,00	1,01	0,6	1,03	0,61	0,0
R2				2		37	10	05			39	42	977
R2	39	4,56	200	0,09	70,8	2,25	0,00	0,00	1,01	0,6	2,27	1,35	0,1
R3				9		47	14	07			72	28	385
R4	29	1,02	200	0,02	33,5	1,06	0,00	0,00	1,01	0,6	1,07	0,63	0,0
R5				7		64	08	04			71	98	785
R5	46	2,17	200	0,09	48,8	1,55	0,00	0,00	1,01	0,6	1,57	0,93	0,1
R3				5		54	19	10			10	32	934
R3	49,2	7,28	200	0,27	89,5	2,84	0,00	0,00	1,01	0,6	2,87	1,70	0,3
R6				5		88	31	15			73	93	049
R6	26,5	4,34	200	0,34	69,1	2,19	0,00	0,00	1,01	0,6	2,22	1,31	0,4
R7				4		96	50	25			16	98	944
R7	26	1,35	200	0,39	38,5	1,22	0,01	0,00	1,01	0,6	1,23	0,73	1,0
R8				2		68	02	51			91	61	112
R8	58	1,14	200	0,46	35,4	1,12	0,01	0,00	1,01	0,6	1,13	0,67	1,3
R9				9		73	33	66			86	64	152
R9	41	1,14	200	0,56	35,4	1,12	0,01	0,00	1,01	0,6	1,13	0,67	1,5
R10				0		73	58	78			86	64	692
R10	35	5,73	200	0,62	79,4	2,52	0,00	0,00	1,01	0,6	2,55	1,51	0,7
R11				9		74	79	39			27	64	865
R12	46	0,86	200	0,04	30,7	0,97	0,00	0,00	1,01	0,6	0,98	0,58	0,1
R13				2		92	14	07			90	75	358
R13	44,5	0,72	200	0,12	28,1	0,89	0,00	0,00	1,01	0,6	0,90	0,53	0,4
R14				5		6	44	22			50	76	407

Tableau(IV.37) : Vérification les conditions d'auto curage pour le sous bassin C, (la suite).

N° Reg ards	Li (m)	I (m/m)	φ (m m)	Qm in (L/s)	Qps (L/s)	Vps (m/s)	rq	rh	rv (rh=0,5)	rv (rh=0,2)	Condition d'auto curage		
											V ≥ 0,7 m/s	V ≥ 0,3 m/s	H ≥ 0,2 D
R14	34,5	0,86	200	0,19	30,7	0,97	0,00	0,00	1,01	0,6	0,98	0,58	0,6
R15				7		9	64	32			88	74	371
R15	43	0,93	200	0,26	32	1,01	0,00	0,00	1,01	0,6	1,02	0,61	0,8
R16				8		8	84	42			82	08	311
R16	49	0,81	200	0,35	29,8	0,95	0,01	0,00	1,01	0,6	0,95	0,57	1,1
R17				2		18	59	95			00	727	
R17	33,5	0,91	200	0,42	31,6	1,00	0,01	0,00	1,01	0,6	1,01	0,60	1,3
R11				8		7	35	67			71	42	430
R11	31	1,13	200	1,11	35,2	1,12	0,03	0,01	1,01	0,6	1,13	0,67	3,1
R18				7		2	17	57			32	32	489
R18	38	1,56	200	1,18	41,4	1,31	0,02	0,01	1,01	0,6	1,33	0,79	2,8

R19				0		9	85	41			22	14	283
R19	37	8,2	200	1,24	94,9	3,02	0,01	0,00	1,01	0,6	3,05	1,81	1,3
R20				8		4	32	65			42	44	049
R21	27	2,76	200	0,02	55,1	1,75	0,00	0,00	1,01	0,6	1,77	1,05	0,0
R22				5		4	04	02			15	24	445
R22	14	6,87	200	0,06	86,9	2,76	0,00	0,00	1,01	0,6	2,79	1,66	0,0
R23				2		7	07	04			47	02	710
R23	11,5	4,28	200	0,08	68,6	2,18	0,00	0,00	1,01	0,6	2,20	1,31	0,1
R24				6		4	12	06			58	04	237
R24	18	2,8	200	0,11	55	1,76	0,00	0,00	1,01	0,6	1,78	1,06	0,2
R25				3		7	20	10			47	02	030

Tableau(IV.38) : Vérification les conditions d'auto curage pour le sous bassin C, (la suite).

N° Regard	Li (m)	I (m/m)	φ (m/m)	Qm in (L/s)	Qps (L/s)	Vps (m/s)	rq	rh	rv (rh=0,5)	rv (rh=0,2)	Condition d'auto curage		
											V ≥ 0,7 m/s	V ≥ 0,3 m/s	H ≥ 0,2 m
R25	28	5,61	200	0,15	78,5	2,50	0,0	0,0	1,01	0,6	2,52	1,50	0,1
R26				5		08	020	010			58	05	955
R26	49	4,27	200	0,22	68,5	2,18	0,0	0,0	1,01	0,6	2,20	1,30	0,3
R27				5		18	033	016			36	91	261
R27	12	2,14	200	0,28	48,6	1,54	0,0	0,0	1,01	0,6	1,56	0,92	0,5
R28				1		46	058	029			00	68	735
R28	40,5	1,11	200	0,32	34,9	1,11	0,0	0,0	1,01	0,6	1,12	0,66	0,9
R29				9		24	094	047			35	74	353
R29	54,5	7,53	200	0,41	91,0	2,89	0,0	0,0	1,01	0,6	2,92	1,73	0,4
R30				6		2	046	023			64	84	534
R30	65,5	8,55	200	0,52	69,9	3,08	0,0	0,0	1,01	0,6	3,11	1,85	0,7
R31				6		74	075	037			83	24	462
R32	44	1,75	200	0,04	43,9	1,39	0,0	0,0	1,01	0,6	1,41	0,83	0,0
R33				0		68	009	005			08	81	909
R33	23	1,61	200	0,10	42,1	1,33	0,0	0,0	1,01	0,6	1,35	0,80	0,2
R34				2		97	024	012			31	38	392
R34	12,5	9,9	200	0,13	104,3	3,32	0,0	0,0	1,01	0,6	3,35	1,99	0,1
R35				4		22	013	006			54	33	275
R35	28	1,01	200	0,17	33,3	1,06	0,0	0,0	1,01	0,6	1,07	0,63	0,5
R36				1		11	051	025			17	67	097
R36	39	11,7	200	0,23	113,4	3,61	0,0	0,0	1,01	0,6	3,64	2,16	0,2
R37				2		16	020	010			77	70	033

Tableau(IV.39) : Vérification les conditions d'auto curage pour le sous bassin C, (la suite).

N° Regards	Li (m)	I (m/m)	φ (m/m)	Qm in (L/s)	Qps (L/s)	Vps (m/s)	rq	rh	rv (rh=0,5)	rv (rh=0,2)	Condition d'auto curage		
											V ≥	V ≥	H ≥

)							0,7 m/s	0,3 m/s	0,2 m
R37	15,	5,79	200	0,28	79,8	2,54	0,00	0,0	1,01	0,6	2,56	1,52	0,3
R38	5			2		06	35	018			60	44	509
R39	28	1,18	200	0,02	36	1,14	0,00	0,0	1,01	0,6	1,15	0,68	0,0
R40				6		7	07	004			85	82	706
R40	28	1,49	200	0,07	40,5	1,28	0,00	0,0	1,01	0,6	1,30	0,77	0,1
R38				7		88	19	009			17	33	882
R38	24	1,28	200	0,40	37,5	1,19	0,01	0,0	1,01	0,6	1,20	0,71	1,0
R41				0		46	07	053			65	68	585
R41	21	1,28	200	0,44	37,5	1,19	0,01	0,0	1,01	0,6	1,20	0,71	1,1
R31				1		46	18	058			65	68	669
R31	23	1,41	200	1,03	39,4	1,25	0,02	0,0	1,01	0,6	1,26	0,75	2,6
R20				3		38	62	130			63	23	016
R20	26,	6,84	200	2,33	86,7	2,76	0,02	0,0	1,01	0,6	2,78	1,65	2,6
R42	25			3		14	69	134			90	68	702
R42	35	2,59	200	2,38	53,4	1,69	0,04	0,0	1,01	0,6	1,71	1,01	4,4
R43				9		92	47	222			62	95	393
R43	25,	4,52	200	2,44	70,5	2,24	0,03	0,0	1,01	0,6	2,26	1,34	3,4
R44	5			4		48	47	172			72	69	400
R44	38,	1,9	200	4,57	45,6	1,45	0,10	0,0	1,01	0,6	1,46	0,87	9,9
R45 (ex)	5			5	99	5	01	497			96	30	341

Tableau(IV.40) : Vérification les conditions d'auto curage pour le sous bassin D.

N° Regard	Li (m)	I (%)	φ (m)	Qm in (l/s)	Qps (m3 /s)	Vps (m/s)	rq	rh	rv (rh=0,5)	rv (rh=0,2)	Condition d'auto curage		
											V ≥ 0,7 m/s	V ≥ 0,3 m/s	H ≥ 0,2 m
R1	47	2,74	0,2	0,04	0,05	1,74	0,00	0,00	1,01	0,6	1,7	1,04	0,0
R2				29	49	77	078	036				65	9
R2	52	2,44	0,2	0,13	0,05	1,64	0,00	0,00	1,01	0,6	1,6	0,99	0,2
R3				2	18	93	255	117				66	0
R3	58	1,07	0,2	0,23	0,03	1,09	0,00	0,00	1,01	0,6	1,1	0,65	0,6
R4				2	43	22	676	313				03	5
R4	23	1,38	0,2	0,30	0,03	1,24	0,00	0,00	1,01	0,6	1,2	0,74	0,7
R5				5	89	03	783	362				53	4
R6	28	6,99	0,2	0,02	0,08	2,79	0,00	0,00	1,01	0,6	2,8	1,67	0,0
R7				54	77	15	029	013				19	5
R7	11,4	7,11	0,2	0,06	0,08	2,81	0,00	0,00	1,01	0,6	2,8	1,68	0,0
R8				12	84	54	069	031				44	9
R9	33	8,68	0,2	0,03	0,09	3,11	0,00	0,00	1,01	0,6	3,1	1,86	0,0
R8					77	07	031	014				42	6
R8	40	5,42	0,2	0,14	0,07	2,45	0,00	0,00	1,01	0,6	2,4	1,47	0,1

R10				2	72	81	184	087			83	5	75
R10	39	7,27	0,2	0,21	0,08	2,84	0,00	0,00	1,01	0,6	2,8	1,70	0,2
R11				3	94	69	238	110			75	8	20
R11	41	6,64	0,2	0,28	0,08	2,72	0,00	0,00	1,01	0,6	2,7	1,63	0,3
R5				5	54	07	334	154			48	2	08
R5	50	1,09	0,2	0,65	0,03	1,10	0,01	0,00	1,01	0,6	1,1	0,66	1,7
R12				9	46	23	904	878			13	1	56

Tableau(IV.41) : Vérification les conditions d'auto curage pour le sous bassin D, (la suite).

N° Regard	Li (m)	I (%)	φ (m)	Qm in (l/s)	Qps (m3 /s)	Vps (m/s)	rq	rh	rv (rh= 0,5)	rv (rh= 0,2)	Condition d'auto curage		
											V ≥ 0,7 m/s	V ≥ 0,3 m/s	H ≥ 0,2 D
R12	36	1,12	0,2	0,73	0,03	1,11	0,02	0,00	1,01	0,6	1,1	0,67	1,9
R13				7	5	7	101	967			29	0	34
R13	16	1,31	0,2	0,78	0,03	1,20	0,02	0,00	1,01	0,6	1,2	0,72	1,9
R14				4	8	8	066	952			21	5	04
R15	35	7,75	0,2	0,03	0,09	2,93	0,00	0,00	1,01	0,6	2,9	1,76	0,0
R16				18	2	9	034	016			69	4	32
R16	23	7,23	0,2	0,08	0,08	2,83	0,00	0,00	1,01	0,6	2,8	1,70	0,0
R17				45	9	9	095	044			67	3	88
R17	23,5	8,77	0,2	0,12	0,09	3,12	0,00	0,00	1,01	0,6	3,1	1,87	0,1
R14				6	8	7	128	059			58	6	18
R14	55	4,38	0,2	0,96	0,06	2,21	0,01	0,00	1,01	0,6	2,2	1,32	1,2
R18				7	9	0	394	644			32	6	88
R18	56	3,03	0,2	1,06	0,05	1,83	0,01	0,00	1,01	0,6	1,8	1,10	1,7
R19				8	8	8	851	853			56	3	06
R19	48	3,55	0,2	1,16	0,06	1,98	0,01	0,00	1,01	0,6	2,0	1,19	1,7
R20				2	2	9	860	863			09	4	26
R20	42	4,01	0,2	1,24	0,06	2,11	0,01	0,00	1,01	0,6	2,1	1,26	1,7
R21				3	6	4	872	863			35	9	26
R21	48	2,64	0,2	1,32	0,05	1,71	0,02	0,01	1,01	0,6	1,7	1,02	2,2
R22				4	4	6	458	130			33	9	60
R22	55	1,94	0,2	1,41	0,04	1,47	0,03	0,01	1,01	0,6	1,4	0,88	2,8
R23				7	6	1	069	410			85	2	20

Tableau(IV.42) : Vérification les conditions d'auto curage pour le sous bassin D, (la suite).

N° Regards	Li (m)	I (%)	φ (m)	Qm in (L/s)	Qps (m3 /s)	Vps (m/s)	rq	rh	rv (rh= 0,5)	rv (rh= 0,2)	Condition d'auto curage		
											V ≥ 0,7 m/s	V ≥ 0,3 m/s	H ≥ 0,2 m
R23	55	1,78	0,2	1,51	0,04	1,40	0,03	0,0	1,01	0,6	1,42	0,84	3,1
R24				7	42	87	43	158			3	5	6
R24	50	2,07	0,2	1,64	0,04	1,51	0,03	0,0	1,01	0,6	1,53	0,91	3,1

R25				2	77	91	44	159			4	1	8
R25	52	7,37	0,2	1,73	0,09	2,86	0,01	0,0	1,01	0,6	2,89	1,72	1,7
R26				4	00	64	93	089			5	0	76
R26	17	2,81	0,2	1,79	0,05	1,76	0,03	0,0	1,01	0,6	1,78	1,06	0,9
R27				6	56	99	23	047			8	2	42
R27	9	7,3	0,2	1,81	0,08	2,85	0,02	0,0	1,01	0,6	2,88	1,71	1,8
R28 (ex)				9	96	28	03	094			1	2	74

Tableau(IV.43) : Vérification de la vitesse réelle pour le sous bassin A.

N° tronçon	Qp (L/s)	φ (m)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	rapports			H (m)	Vr (m/s)
					RQ	RV	RH		
R01-R02	0,3606	0,2	0,0365	1,1611	0,0099	0,2926	0,0627	0,0125	0,3397
R02-R03	0,3606	0,2	0,0348	1,1073	0,0104	0,2956	0,064	0,0128	0,3274
R03-R06	0,3606	0,2	0,0333	1,0608	0,0108	0,2985	0,0652	0,013	0,3167
R04-R05	0,3606	0,2	0,0691	2,1994	0,0052	0,2621	0,0504	0,0101	0,5765
R05-R06	0,3606	0,2	0,0762	2,4261	0,0047	0,2588	0,049	0,0098	0,628
R06-R07	0,3606	0,2	0,0333	1,0608	0,0108	0,2985	0,0652	0,013	0,3167
R07-R08	0,3606	0,2	0,0348	1,1073	0,0104	0,2956	0,064	0,0128	0,3274
R08-R09	0,3606	0,2	0,0716	2,2815	0,005	0,2609	0,0499	0,01	0,5951
R09-R10	0,3606	0,2	0,0621	1,978	0,0058	0,266	0,0519	0,0104	0,5262
R10-R11	0,3606	0,2	0,0275	0,8771	0,0131	0,303	0,0523	0,0104	0,265
R11-R20	0,3606	0,2	0,0309	0,9848	0,01166	0,3041	0,0521	0,0104	0,2994

Tableau(IV.44) : Vérification de la vitesse réelle pour le sous bassin B.

N° tronçon	Qp (L/s)	φ (m)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	rapports			H (m)	Vr (m/s) B
					RQ	RV	RH		
R01-R02	0,5916	0,2	0,1	3,1847	0,0059	0,2667	0,0522	0,0104	0,8495
R02-R03	0,5916	0,2	0,0786	2,5032	0,0075	0,2773	0,0565	0,0113	0,6942
R03-R04	0,5916	0,2	0,133	4,2357	0,0044	0,2569	0,0483	0,0097	1,0883
R04-R05	0,5916	0,2	0,108	3,4395	0,0055	0,2638	0,0511	0,0102	0,9074
R05-R06	0,5916	0,2	0,097	3,0892	0,0061	0,2679	0,0527	0,0105	0,8277
R06-R07	0,5916	0,2	0,081	2,5796	0,0073	0,2759	0,056	0,0112	0,7117
R07-R08	0,5916	0,2	0,038	1,2102	0,0156	0,3277	0,0771	0,0154	0,3966
R09-R10	0,5916	0,2	0,083	2,6433	0,0071	0,2747	0,0555	0,0111	0,7262
R10-R11	0,5916	0,2	0,091	2,8981	0,0065	0,2706	0,0538	0,0108	0,7842
R11-R12	0,5916	0,2	0,121	3,8535	0,0049	0,2599	0,0495	0,0099	1,0015
R12-R13	0,5916	0,2	0,036	1,1465	0,0164	0,3329	0,0792	0,0158	0,3817
R13-R14	0,5916	0,2	0,092	2,9299	0,0064	0,2701	0,0536	0,0107	0,7915
R14-R08	0,5916	0,2	0,093	2,9618	0,0064	0,2697	0,0534	0,0107	0,7987
R15-R16	0,5916	0,2	0,034	1,0828	0,0174	0,3386	0,0816	0,0163	0,3667
R16-R13	0,5916	0,2	0,045	1,4331	0,0131	0,313	0,0711	0,0142	0,4485
R08-R17	0,5916	0,2	0,055	1,7516	0,0108	0,2981	0,065	0,013	0,5221
R17-R18	0,5916	0,2	0,063	2,0064	0,0094	0,2894	0,0614	0,0123	0,5806

R18-R19	0,5916	0,2	0,048	1,5287	0,0123	0,3079	0,069	0,0138	0,4707
R20-R21	0,5916	0,2	0,026	0,831	0,0227	0,5438	0,933	0,1866	0,4519
R21-R22	0,5916	0,2	0,029	0,938	0,0204	0,498	0,897	0,1794	0,4671
R22-R19	0,5916	0,2	0,031	0,99	0,0019	0,3465	0,835	0,1670	0,3430
R19-R23	0,5916	0,2	0,046	1,455	0,0128	0,3097	0,0701	0,0140	0,4506
R23-R24	0,5916	0,2	0,046	1,455	0,0128	0,3097	0,0701	0,0140	0,4506
R24-R44	0,5916	0,2	0,06	1,918	0,00986	0,2899	0,659	0,1318	0,5560

Tableau(IV.45) : Vérification de la vitesse réelle pour le sous bassin C

N° tronçon	Qp (m3/s)	φ (m)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	rapports			H (m)	Vr (m/s)
					RQ	RV	RH		
R01-R02	4,375	0,2	0,0321	1,0223	0,1363	0,7318	0,2604	0,0521	0,7481
R02-R03	4,375	0,2	0,07	2,2293	0,0625	0,5503	0,1713	0,0343	1,2267
R04-R05	4,375	0,2	0,033	1,0510	0,1326	0,7259	0,2570	0,0514	0,7629
R05-R03	4,375	0,2	0,048	1,5287	0,0911	0,6393	0,2122	0,0424	0,9773
R03-R06	4,375	0,2	0,089	2,8344	0,0492	0,4980	0,1484	0,0297	1,4114
R06-R07	4,375	0,2	0,069	2,1975	0,0634	0,5535	0,1727	0,0345	1,2164
R07-R08	4,375	0,2	0,038	1,2102	0,1151	0,6944	0,2398	0,0480	0,8404
R08-R09	4,375	0,2	0,035	1,1146	0,1250	0,7130	0,2498	0,0500	0,7947
R09-R10	4,575	0,2	0,035	1,11	0,123	0,713	0,249	0,0500	0,7947
R10-R11	4,375	0,2	0,079	2,5159	0,0554	0,5233	0,1594	0,0319	1,3166
R12-R13	4,375	0,2	0,03	0,9554	0,1458	0,7459	0,2688	0,0538	0,7127
R13-R14	4,375	0,2	0,028	0,8917	0,1563	0,7597	0,2775	0,0555	0,6774
R14-R15	4,375	0,2	0,03	0,9554	0,1458	0,7459	0,2688	0,0538	0,7127
R15-R16	4,375	0,2	0,031	0,9873	0,1411	0,7392	0,2647	0,0529	0,7297
R16-R17	4,375	0,2	0,029	0,9236	0,1509	0,7528	0,2731	0,0546	0,6952
R17-R11	4,375	0,2	0,031	0,9873	0,1411	0,7392	0,2647	0,0529	0,7297
R11-R18	4,375	0,2	0,035	1,1146	0,1250	0,7130	0,2498	0,0500	0,7947
R18-R19	4,375	0,2	0,041	1,3057	0,1067	0,6768	0,2307	0,0461	0,8837
R19-R20	4,375	0,2	0,094	2,9936	0,0465	0,4868	0,1436	0,0287	1,4573

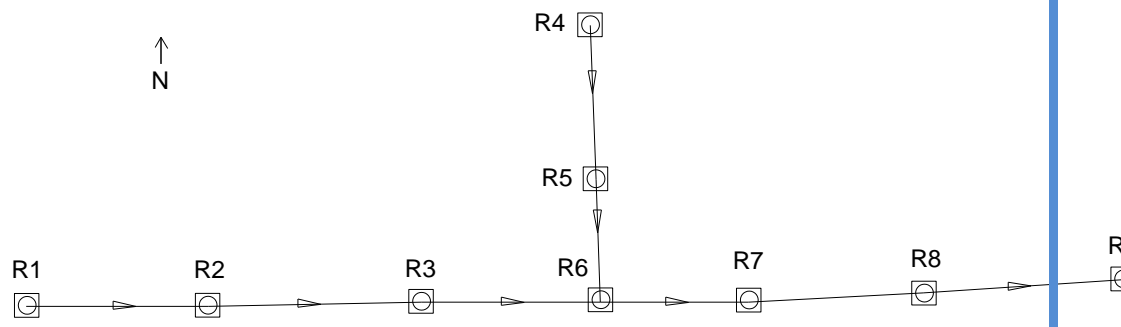
R21-R22	4,375	0,2	0,055	1,7516	0,0795	0,6067	0,1968	0,0394	1,0627
R22-R23	4,375	0,2	0,086	2,7389	0,0509	0,5051	0,1515	0,0303	1,3834
R23-R24	4,375	0,2	0,068	2,1656	0,0643	0,5569	0,1742	0,0348	1,2060
R24-R25	4,375	0,2	0,055	1,7516	0,0795	0,6067	0,1968	0,0394	1,0627
R25-R26	4,375	0,2	0,078	2,4841	0,0561	0,5261	0,1606	0,0321	1,3068

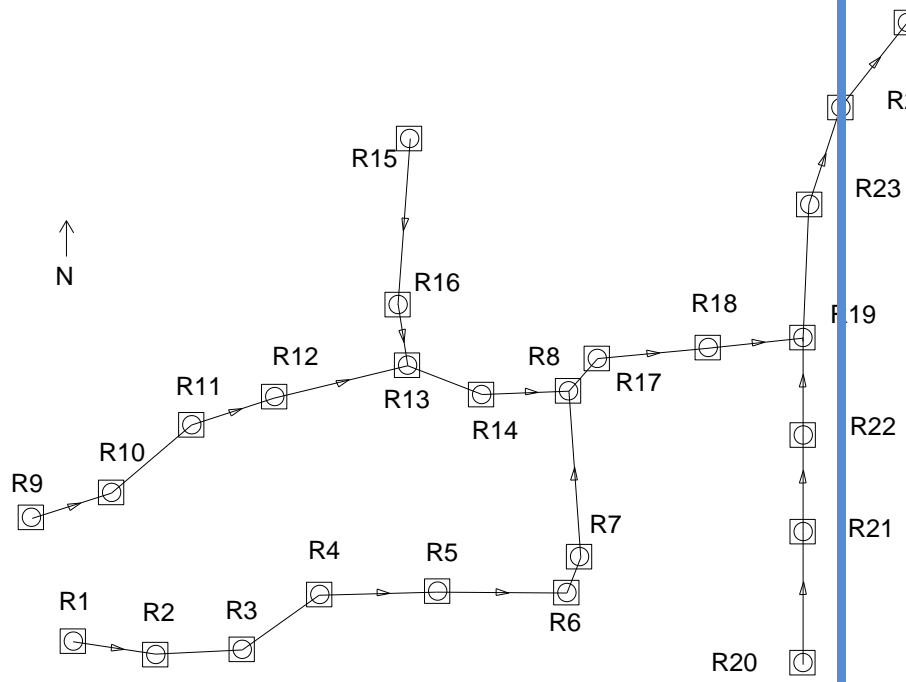
Tableau(IV.46) : Vérification de la vitesse réelle pour le sous bassin C, (la suite).

N° tronçon	Qp (m3/s)	φ (m)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	rapports			H (m)	Vr (m/s)
					RQ	RV	RH		
R26-R27	4,375	0,2	0,068	2,1656	0,0643	0,5569	0,1742	0,0348	1,2060
R27-R28	4,375	0,2	0,048	1,5287	0,0911	0,6393	0,2122	0,0424	0,9773
R28-R29	4,375	0,2	0,034	1,0828	0,1287	0,7194	0,2534	0,0507	0,7790
R29-R30	4,375	0,2	0,09	2,8662	0,0486	0,4957	0,1474	0,0295	1,4207
R30-R31	4,375	0,2	0,096	3,0573	0,0456	0,4826	0,1418	0,0284	1,4753
R32-R33	4,375	0,2	0,043	1,3694	0,1017	0,6656	0,2251	0,0450	0,9114
R33-R34	4,375	0,2	0,042	1,3376	0,1042	0,6711	0,2278	0,0456	0,8977
R34-R35	4,375	0,2	0,01	0,3185	0,4375	0,9562	0,4624	0,0925	0,3045
R35-R36	4,375	0,2	0,033	1,0510	0,1326	0,7259	0,2570	0,0514	0,7629
R36-R37	4,375	0,2	0,011	0,3503	0,3977	0,9289	0,4362	0,0872	0,3254
R37-R38	4,375	0,2	0,079	2,5159	0,0554	0,5233	0,1594	0,0319	1,3166
R39-R40	4,375	0,2	0,036	1,1465	0,1215	0,7067	0,2464	0,0493	0,8102
R40-R38	4,375	0,2	0,04	1,2739	0,1094	0,6826	0,2337	0,0467	0,8695
R38-R41	4,375	0,2	0,037	1,1783	0,1182	0,7005	0,2431	0,0486	0,8254
R41-R31	4,375	0,2	0,037	1,1783	0,1182	0,7005	0,2431	0,0486	0,8254
R31-R20	4,375	0,2	0,039	1,2420	0,1122	0,6884	0,2367	0,0473	0,8551
R20-R42	4,375	0,2	0,086	2,7389	0,0509	0,5051	0,1515	0,0303	1,3834
R42-R43	4,375	0,2	0,053	1,6879	0,0825	0,6156	0,2010	0,0402	1,0390
R43-R44	4,375	0,2	0,07	2,2293	0,0625	0,5503	0,1713	0,0343	1,2267
R44-R45ex	4,375	0,2	0,0456	1,455	0,0957	0,672	0,2573	0,0514	0,9777

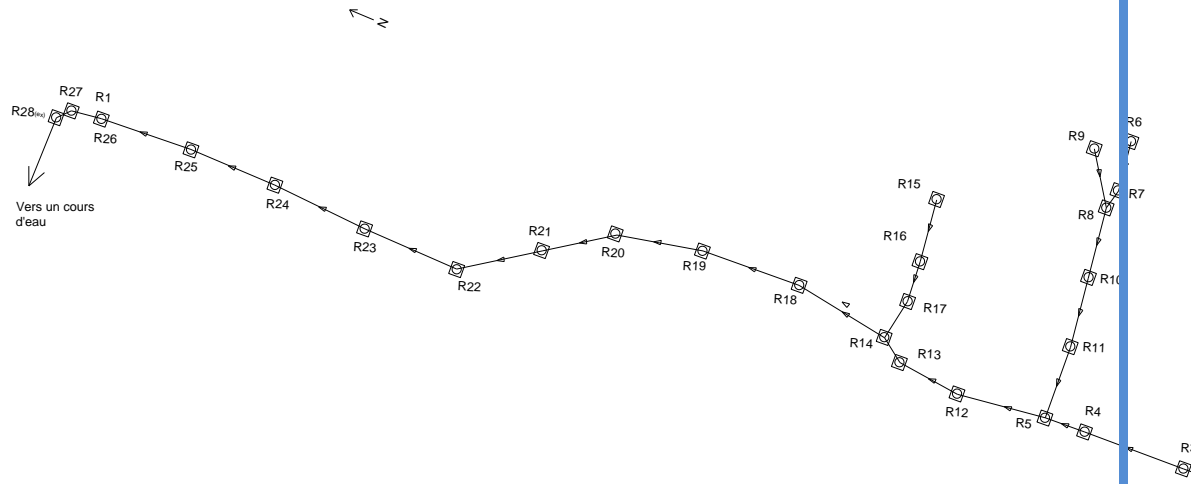
Tableau(IV.47) : Vérification de la vitesse réelle pour le sous bassin D.

N° tronçon	Qp (l/s)	φ (m)	Qps (m3/s)	Vps (m/s)	rapports			H (m)	Vr (m/s)
					RQ	RV	RH		
R01-R02	4,434	0,2	0,054	1,7197	0,0821	0,6143	0,2004	0,0401	1,0564
R02-R03	4,434	0,2	0,051	1,6242	0,0869	0,628	0,2068	0,0414	1,02
R03-R04	4,434	0,2	0,034	1,0828	0,1304	0,7223	0,255	0,051	0,7821
R04-R05	4,434	0,2	0,038	1,2102	0,1167	0,6975	0,2414	0,0483	0,8441
R06-R07	4,434	0,2	0,087	2,7707	0,051	0,5055	0,1517	0,0303	1,4006
R07-R08	4,434	0,2	0,088	2,8025	0,0504	0,5031	0,1506	0,0301	1,41
R09-R08	4,434	0,2	0,097	3,0892	0,0457	0,4832	0,142	0,0284	1,4926
R08-R10	4,434	0,2	0,077	2,4522	0,0576	0,5319	0,1632	0,0326	1,3043
R10-R11	4,434	0,2	0,089	2,8344	0,0498	0,5007	0,1496	0,0299	1,4193
R11-R05	4,434	0,2	0,085	2,707	0,0522	0,5104	0,1538	0,0308	1,3817
R05-R12	4,434	0,2	0,034	1,0828	0,1304	0,7223	0,255	0,051	0,7821
R12-R13	4,434	0,2	0,035	1,1146	0,1267	0,716	0,2514	0,0503	0,7981
R13-R14	4,434	0,2	0,037	1,1783	0,1198	0,7036	0,2447	0,0489	0,829
R15-R16	4,434	0,2	0,092	2,9299	0,0482	0,4939	0,1466	0,0293	1,4471
R16-R17	4,434	0,2	0,089	2,8344	0,0498	0,5007	0,1496	0,0299	1,4193
R17-R14	4,434	0,2	0,098	3,121	0,0452	0,4811	0,1412	0,0282	1,5016
R14-R18	4,434	0,2	0,069	2,1975	0,0643	0,5566	0,1741	0,0348	1,2231
R18-R19	4,434	0,2	0,057	1,8153	0,0778	0,6014	0,1944	0,0389	1,0917
R19-R20	4,434	0,2	0,062	1,9745	0,0715	0,5815	0,1853	0,0371	1,1481
R20-R21	4,434	0,2	0,066	2,1019	0,0672	0,5668	0,1787	0,0357	1,1915
R21-R22	4,434	0,2	0,053	1,6879	0,0837	0,6188	0,2025	0,0405	1,0444
R22-R23	4,434	0,2	0,046	1,465	0,0964	0,6527	0,2187	0,0437	0,9562
R23-R24	4,434	0,2	0,044	1,4013	0,1008	0,6633	0,2239	0,0448	0,9295
R24-R25	4,434	0,2	0,047	1,4968	0,0943	0,6476	0,2162	0,0432	0,9693
R25-R26	4,434	0,2	0,09	2,8662	0,0493	0,4984	0,1486	0,0297	1,4286
R26-R27	4,434	0,2	0,055	1,7516	0,0806	0,6099	0,1983	0,0397	1,0683
R27-R28ex	4,434	0,2	0,089	2,8344	0,0498	0,5007	0,1496	0,0299	1,4193

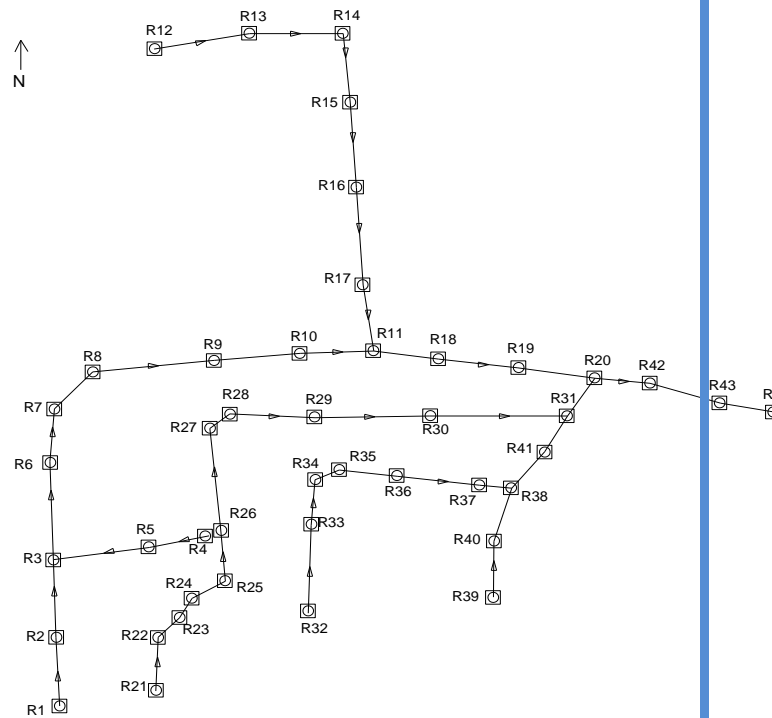




Figure(IV.1) : Schéma d'ossature de sous bassin (B)



Figure(IV.1) : Schéma d'ossature de sous bassin (D)



Figure(IV.1) : Schéma d'ossature de sous bassin (C)