

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Echahid Hamma Lakhdar d'El Oued

Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique et de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme du Master en Hydraulique

Option: Conception et Diagnostic des systèmes d'AEP et d'assainissement

THEME

***Etude de réseaux d'assainissement de lotissement de
500 lots, cité 18 février de la commune
de djamaa, wilaya d'El-oued***

Dirigé par

Khater Ibtissam

Présenté ar :

Tercha Hamza

Zerrougui El Houcine

Promotion : Juin 2018

œ Remerciements œ

*Avant tout, je remercie **DIEU** qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.*

Je remercie également tous mes professeurs.

Mes remerciements aussi à tous les membres de jury.

Je remercie tous les membres de la famille d'être avec moi.

Je remercie encore mes amis particulièrement pour la fidélité et l'amitié chaleureuse pendant la période universitaire qu'on garde les meilleurs souvenirs. Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'élaboration de ce modeste travail

œ Dédicace œ

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail en
signe de respect et de reconnaissance envers:*

- ✓ *Ma très cher mère qui a beaucoup sacrifiée pour moi et pour
l'affection qui ma toujours portée.*
- ✓ *Mon père qui m'a tout donné pour que j'atteigne mon but dans
son sens spirituel.*
- ✓ *À mes frères et sœurs*
- ✓ *A ma femme et mon fils Mohammed Amin*
- ✓ *A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour l'élaboration
de ce travail.*

œ Dédicace œ

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail en
signe de respect et de reconnaissance envers:*

- ✓ *Ma très cher mère qui a beaucoup sacrifiée pour moi et pour
l'affection qui ma toujours portée.*
- ✓ *Mon père qui m'a tout donné pour que j'atteigne mon but dans
son sens spirituel.*
- ✓ *À mes frères et sœurs*
- ✓ *A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour l'élaboration
de ce travail.*

ملخص

إن الهدف الأساسي من هذه المذكرة هو دراسة شبكة التطهير لتحصيل (500 حصة) سكنية بحي 18 فيفري بمدينة جامعة , حيث تعرضنا إلى تقدير المياه المستعملة و مياه الأمطار ثم حددنا مخطط وضع هذه الشبكة اخذين بعين الاعتبار كل المعطيات المتعلقة بالمنطقة (طبوغرافيا .مناخ و مخطط العمران...) وذلك بغية صرف المياه خارج المدينة في ظروف حسنة وفقا للمقاييس المعمول بها ومع مراعاة الشروط الأساسية للحفاظ على البيئة و المحيط.

RESUME

L'objectif principal de notre mémoire est l'étude du réseau d'assainissement de lotissement de: 500 lots à la cite 18 février de commune de djamaa qui est en pleine expansion.

C'est dans ce sens que nous avons évalué différents débits usés et pluviaux et tracé le réseau d'évacuation tout en prenant en considération les données de la ville (topographie, plan d'urbanisation, climat) et assurer une évacuation de ces eaux en dehors de la ville et leurs rejet qui nuisent à l'environnement.

Summary

Our work consists to make a study of sewage network of the agglomeration of 500 lots at the 18 February city of djamaa , which is in a full expansion.

It's in that we have evaluated the different flows waters and we have made the evacuation network.

Keep in mind the data of our city (topographical and urbanization maps) and evacuation of waste waters out of our city without harm the environment.

SAMMORI

	Page
INTRODUCTION GENERALE	1
<u>CHAPITRE 01 PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ETUDE</u>	
1 Introduction	3
1.2 Situation de la commune de djamaa	3
1.2.1 Situation de la zone d'étude	3
1.3 Présentation géographique et morphologique	5
1.4 Conditions géologiques	5
1.4.1 Berriasien	5
1.4.2 Albien	5
1.4.3 Cénomanién	6
1.4.4 Turonien	6
1.4.5 Sénonien	6
1.4.6 Eocène	6
1.4.7 Mio-Pliocène	6
1.4.8 Quaternaire	7
1.5 Données De Base	7
1.5.1 Données climatiques	7
1.5.1.1 Température	7
1.5.1.2 Vent	9
1.5.1.3 Humidité relative	9
1.5.1.4 Evaporation	10
1.5.1.5 Evapotranspiration	10
1.5.1.6 Précipitations	11
1.5.2 Analyse des données	11
1.5.2.1 Homogénéisation	11
1.5.3 Représentativité de la période d'observation retenue	12
1.5.4 Répartition moyenne mensuelle de la pluie	12
1.5.5 Irrégularité annuelle des précipitations	13
1.6 Estimation des pluies journalières maximales pour différentes périodes de retour	14
1.7 Calcul de l'intensité pluviale Loi (Intensité – Durée – Fréquence)	15
1.8 Situation démographique et équipements	16
1.8.1 Evolution de la population actuelle	16
1.8.2 Estimation de la population future	16
1.9 Conclusion	17

CHAPITRE 02 CHOIX DU SYSTEME D'EVACUATION

2.1	Introduction	18
2.2	Système unitaire	18
2.3	Système séparati	19
2.4	Système pseudo séparatif	20
2.5	Choix entre les systèmes d'Assainissement	20
2.6	Schémas d'évacuation	21
2.6 .1	Schéma perpendiculaire	21
2 .6.2	Schéma par déplacement latéral	21
2.6.3	Schéma transversal ou oblique	22
2.6.4.	Schéma par zone étagée	22
2.6.5.	Schéma radial	22
2.7	Principe du tracé des collecteurs	23
2.8	Conclusion	25

CHAPITRE 03 ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX USEE

3.1	Introduction	26
3.2	Nature des eaux usées à évacuer	26
3.2.1	Les eaux usées d'origine domestique	26
3.2.2	Eaux des services publics	26
3.2.3	Eaux usées industrielles	27
3.3	Evaluation des débits des eaux usées	27
3.4	Calcul des débits des eaux usées	27
3.4.1	Estimation de nombre d'habitant	28
3.4.2	Calcul des débit des eaux potable	29
3.4.2.1	Evaluation des débits des eaux domestique	29
3.4.2.2	Evaluation des débits d'eau potable des équipements	29
3.4.2.3	Evaluation des débits des eaux usée	30
3.4.2.4	Evaluation des débits de pointe des eaux usée	30
3.4.2.5	Calcul du débit spécifique	30
3. 5	Evaluation des débits d'eaux pluviales	30
3.6	Application de la méthode l'agglomération :(de lotissement de 500 lots à la cite 18 février de commune de djamaa)	31
3.6.1	Découpage de l'aire d'étude en sous bassins	31
3.6.2	Evaluation du coefficient de ruissèlement	32

3.6.2.1	Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population	32
3.6.2.2	Coefficients de ruissellement fonction des catégories d'urbanisation	33
3.6.2.3	Coefficients de ruissellement en fonction de la nature de la zone d'influence	33
3.6.3	Coefficient de ruissellement pondéré :	33
3.7	Choix de la période de retour de l'évènement pluvial	34
3.7.1	Calcul de l'intensité pluviale Loi (Intensité – Durée – Fréquence)	35
3.8	Conclusion	35

CHAPITRE 04 CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU

4.1	Introduction	36
4.2	Conception du réseau	36
4.3	Dimensionnement du réseau d'assainissement	37
4.3.1	Conditions d'écoulement et de dimensionnement :	37
4.3.2	Mode de calcul	37
4.3.3	Mode de calcul Section circulaire partiellement pleine	40
4.3.4	Exemple de calcul	40
a) -	Canalisation	40
b)-	Estimation des eaux usées	41
c)-	Estimation des débits pluviaux (Q_{plv})	41
4.4	Conclusion	42

CHAPITRE 05 ELEMENTS CONSTITUTIFS D'UN RESEAU D'EGOUT

5.1	Introduction	79
5.2	Ouvrages principaux	79
5.2.1	Canalisations	79
5.2.1.1	Matériau des canalisations	79
a)	en fonte	79
b)	Conduites en béton non armé	80
c)	Conduites en béton armé	80
d)	Conduites en grés artificiels	80
e)	Conduite en amiante ciment	80
f)	conduite en matières plastique	80
5.2.1.2	Choix du type de canalisation	81
5.2.1.3	Les joints des conduites en béton	81
a)	Joint type Rocla	81
b)	Joint à demi emboîtement	81

c)	Joint torique	81
d)	Joint à collet	81
e)	Joint plastique	81
5.2.1.4	Différentes actions supportées par la conduite	83
a)	Actions mécaniques	83
b)	Action statique	83
c)	Action chimique	83
5.2.1.5	Protection des conduites	83
5.2.1.6	Essais des tuyaux préfabriqués	84
a)-	Essai à l'écrasement	84
b)-	Essai d'étanchéité	84
c) -	Essai à la corrosion	85
5.3	Ouvrages annexes	85
5.3.1	Ouvrages normaux	85
5.3.1.1	Branchements	85
5.3.1.2	fossés	86
5.3.1.3	caniveaux	86
5.3.1.4	Bouches d'égout	86
5.3.1.5	Regards	87
5.3.2	Ouvrages spéciaux	88
5.3.2.1.	Déversoirs d'orage	88
a)	Emplacement des déversoirs d'orage	88
b)	Types des déversoirs	88
5.4	Conclusion	89

CHAPITRE 06 GESTION, ENTRETIEN ET EXPLOITATION DU RESEAU

6.1	Introduction	90
6.2	La connaissance du réseau	90
6.3	Surveillance du réseau d'assainissement	90
6.4	Organisation de l'entretien du réseau	91
6.4.1	Enlèvement des dépôts	91
6.4.2	Détection des fuites	91
6.4.3	Détection des eaux parasites	91
6.4.4	Entretien des joints	92
6.4.5	Entretien du réseau non visitables	92
6.5	Travaux spécifiques	93

6.5.1	Désodorisation	93
6.5.2	Lutte contre la corrosion de l'H ₂ S	93
6.6	Exploitation du réseau	93
6.7	Technique d'exploitation du réseau	94
6.7.1	Curage mécanique des égouts visitables	94
6.7.2	Curage mécanique en présence d'eau	94
6.7.3	Périodicité des travaux de curage	94
6.7.4	Principe de curage	94
6.7.4.1	Curage mécanique sans présence d'eau	95
6.7.4.2	Curage des égouts non visitables	95
A)-	Procédés manuels de curage des collecteurs	95
B) -	Le procédé hydromécanique	95
6.8	Réhabilitation du réseau	96
6.8.1	Le fraisage des obstacles	96
6.8.2	L'injection des produits colmatant	96
6.8.3	le tubage intérieur	97
6.8.4	Le gainage intérieur	97
6.8.5	Le chemisage extérieur	97
6.9	Les risques courus par les travailleurs de l'eau usée	97
6.9.1	Risque liés au gaz toxiques	97
6.9.2	Autres risques que courent ces travailleurs	97
6.9.3	Maladies liées à l'eau usée	98
6.10	Gestion informatique du réseau	98
6.11	Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau	98
6.12	Conclusion	99
	Devis Quantitatif Et Estimatif	100
	Conclusion Générale	101

listes des tableaux

CHAPITRE 01	PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	Page
Tableau 1.1 :	Répartition mensuelle moyennes, minimales et maximales	8
Tableau 1.2:	Vitesses du vent moyennes mensuelles (m/s)	9
Tableau 1.3:	Caractéristiques de la rose des vents	9
Tableau 1.4 :	Répartition mensuelle de l'humidité relative de l'air en%	9
Tableau 1.5:	Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne en mm	10
Tableau 1.6:	Résultats des calculs d'ETP de la zone du projet selon la formule utilisée (en mm)	10
Tableau 1.7:	Caractéristiques des stations pluviométriques	11
Tableau 1.8 :	Résultats du test de Fisher	12
Tableau 1.9 :	Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station 13-04-13	12
Tableau 1.10 :	Valeurs des pluies journalières maximales pour la Loi Log-normale	15
Tableau 1.11 :	Les résultats des différentes Pt ainsi que les intensités maximales	16
Tableau 1.12 :	Evolution de la population entre 1987 et 2008	17
Tableau 1.13:	Evolution de la population future 2008-2028	17
CHAPITRE 02	CHOIX DU SYSTEME D'EVACUATION	
Tableau 2.1:	Avantages et inconvénients du réseaux unitaire	23
Tableau 2.2:	Avantages et inconvénients du réseaux séparatif	24
Tableau 2.3:	Avantages et inconvénients du réseaux spéciaux	25
CHAPITRE 03	ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX USEE	
Tableau 3.1 :	estimation de nombre d'habitants	29
Tableau 3.2 :	estimation des eaux potable domestique	29
Tableau 3.3:	estimation des eaux potable des équipements	29
Tableau 3.4:	estimation des eaux potable	29
Tableau 3.5:	le débit moyen des eaux usée	30
Tableau 3.6:	le débit de pointe des eaux usée	30
Tableau 3.7 :	le débit spécifique des eaux usées	30
Tableau 3.8 :	Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population	32
Tableau 3.9 :	Coefficients de ruissellement fonction des catégories d'urbanisation	33
Tableau 3.10:	Coefficients de ruissellement en fonction de la nature de la zone d'influence	33
CHAPITRE 04	CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU	
Tableau 4.1:	estimation des débits des eaux pluviales	43
Tableau 4.2:	calcul hydraulique	55
Tableau 4.3:	de calcul des parametres geometriques & hydraulique	66
CHAPITRE 05	ELEMENTS CONSTITUTIFS D'UN RESEAU D'EGOUT	
Tableau 5.1:	Caractéristiques du tuyau en béton armé	83

Listes des figures

CHAPITRE 01	PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	Page
Fig N °1.1 :	Situation de la commune de djamaa	4
Fig N °1.2 :	zone d'étude	4
Fig N ° 1.3 :	variation mensuelle de température C0(minimal, moyenne et maximal)	8
Fig N ° 1.4 :	La rose des vents	9
Fig N ° 1.5 :	répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle	13
Fig N ° 1.6 :	irrégularité annuelle des précipitations	13
Fig N ° 1. 7 :	Ajustement à une loi Log normale des pluies journalières maximales	14
CHAPITRE 02	CHOIX DU SYSTEME D'EVACUATION	
Fig. N°2.1 :	Schéma explicatif des différents branchements du réseau unitaire	19
Fig. N°2.2 :	Schéma explicatif des différents branchements du réseau séparatif	19
Fig. N°2.3 :	Représentation de Système pseudo séparatif	20
Fig. N°2.4 :	Schéma perpendiculaire	21
Fig. N°2.5 :	Schéma par déplacement latéral	22
Fig. N°2.6 :	Schéma transversal ou oblique	22
Fig. N°2.7 :	Schéma par zone étagée	22
Fig. N°2.8 :	Schéma radial	22
CHAPITRE 05	CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU D'EGOUT	
Fig N ° 5.1 :	Différents type de joints	82
Fig N °5.2 :	Branchements	85
Fig N° 5.3 :	Bouches d'égout	86
Fig N° 5.4 :	Emplacement des bouches d'égout	87

Introduction générale

L'eau, c'est la vie, les êtres vivants ne peuvent être vivre sans eau ; notre rôle y est de la préserver et de l'utiliser raisonnablement pour devenir un don aux pleines mains des générations prochaines.

Alors que le domaine d'hydraulique est de présenter des solutions adéquates, tel que l'assainissement qu'il s'agit d'une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique au plus bas prix, le plus rapidement possible et sans stagnation des eaux usées de différentes origines, provenant d'une agglomération humaine ou généralement d'un centre d'activité, de telle façon que les produits évacués ne puissent souiller l'environnement, chose qui n'est pas réalisable qu'au moyen d'une station d'épuration implantée à l'aval de l'agglomération.

Parmi les problèmes rencontrés la présence des nappes phréatiques qui engendrent le phénomène d'intrusion des eaux parasites dans le réseau d'évacuation et l'extrusion des rejets domestiques dans la nappe superficielle, ainsi le réseau d'évacuation devient instable.

Donc, l'objectif de notre travail dans ce mémoire consiste à faire une étude de dimensionnement d'un réseau d'évacuation des eaux usées domestiques et pluviales du lotissement de 500 lots à la cité 18 février de commune de Djamaa d'une part, et d'autre part assurer la protection de la nappe phréatique.

Cette mémoire commence par une introduction générale, et elle est constituée de six chapitres

- **Chapitre 1** : présentation de la zone d'étude, contenir la situation géologique, climatologique ainsi démographique ;
- **Chapitre 2** : système d'évacuation des eaux usées, une synthèse bibliographique sur les types et les systèmes d'évacuation des eaux usées ;
- **Chapitre 3** : estimation des débits des eaux usées ; consiste à l'évaluation des différents débits à évacuer le débit pluvial et le débit des eaux domestiques ;

- **Chapitre 4 :** calcul hydraulique du réseau ; détermination des différents paramètres hydrauliques, et la dimension des collecteurs et la vérification du fonctionnement du réseau ;
- **Chapitre 5 :** éléments constitutifs d'un réseau d'égouts ; une revue explicative des différents parties constituant un réseau d'évacuation des eaux usées ;
- **Chapitre 6 :** gestion, entretien et exploitation du réseau ; concerne les différentes techniques et les procédures utilisées pour le bon fonctionnement, la protection et la durabilité du réseau.

Enfin, ce mémoire se termine par une conclusion générale.

CHAPITRE 01
PRÉSENTATION DE LA
ZONE D'ETUDE

Chapitre 1

Présentation de la zone d'étude

1.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous aborderons la présentation de la zone d'étude en fonction de la situation géographique ainsi que la définition du climat de cette région ainsi que le développement et la population de la population au cours des années.

1.2. Situation de la commune de djamaa

La zone d'étude de lotissement de: 500 lots à la cite 18 février de commune de djamaa, couvre une superficie de 29.00 ha.

La zone d'étude fait partie de la wilaya d'El Oued. Elle est limitée au Nord par la commune de Still, au Sud par la wilaya de Ouargla, à l'Est par les communes de Hamraia, Reguiba et Kouinine, à l'Ouest par la wilaya de Biskra et au Sud Ouest par la commune de M'rara .
(Figure 1.1)

1.2.1 Situation de La zone d'étude:(lotissement de 500 lots, cité 18 février de la commune de djamaa, wilaya d'El-oued) (Figure 1.2)

Les limites de la zone d'étude sont les suivantes:

Du nord: Équipement général

Du sud : Complexe sportif

De l'ouest: Logement résidentiel

De l'est: Logement résidentiel

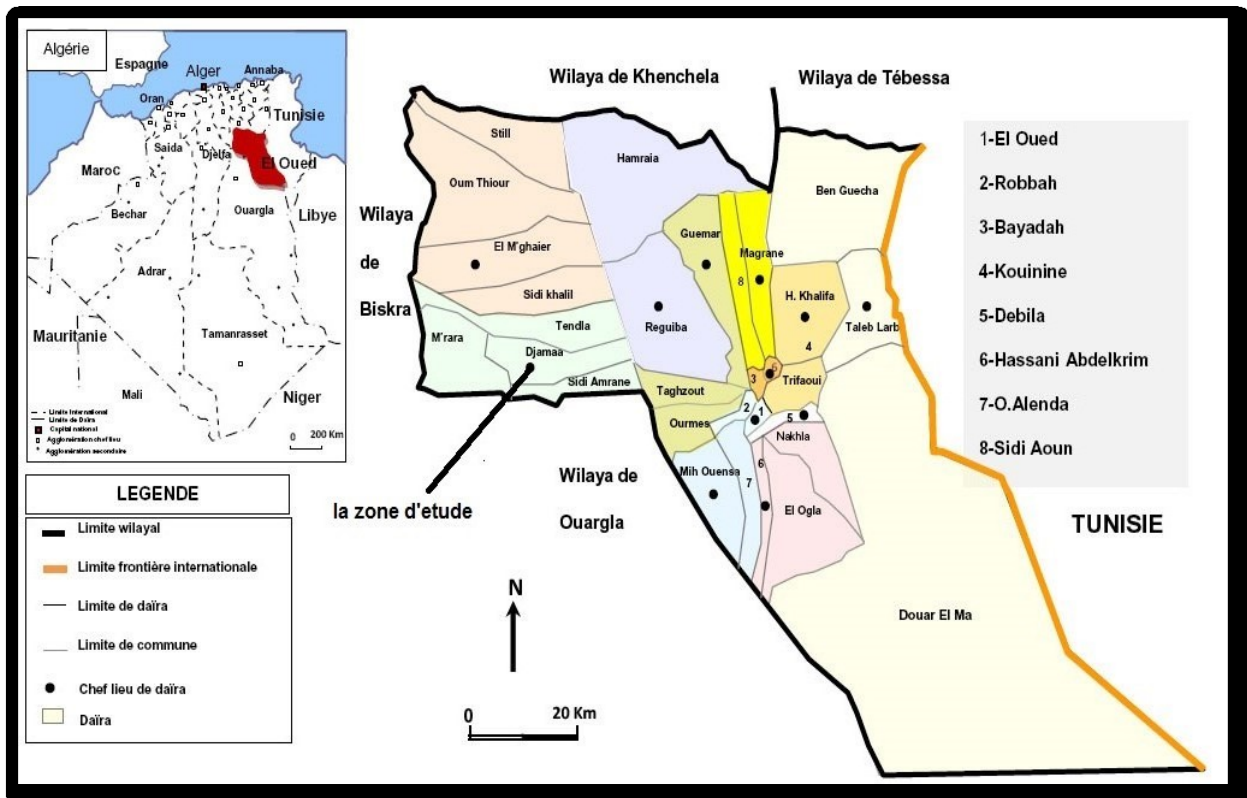


Figure 1.1 : Situation de la commune de djamaa

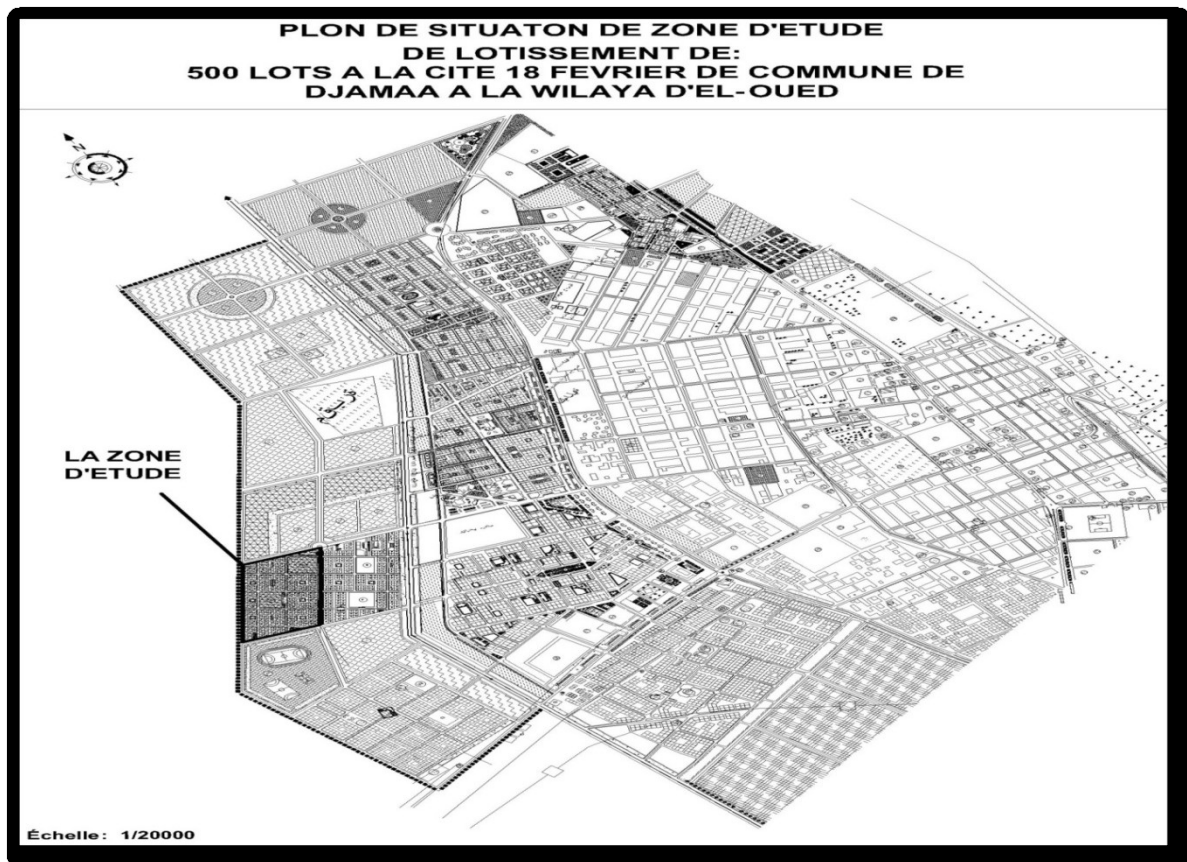


Figure 1.2 : zone d'étude

1.3. Présentation géographique et morphologique

La vallée de djamaa allongée selon la direction nord-sud, correspond à la partie nord du grand bassin sédimentaire du Grand Erg Oriental. Elle est circonscrite au Nord par Chott Mérouane et au Sud par le prolongement nord-ouest des dunes du Grand Erg Oriental.

La topographie de la région est légèrement tabulaire avec des altitudes qui varient entre 0 et 130 mètres. Elle est subdivisée en quatre sous-ensembles géomorphologiques:

- La zone de plateau à l'Ouest, où affleurent le Mio-Pliocène et le Pliocène continental avec des grès et des sables à lentilles de calcaire. Elle comprend Bled Lebrag au Sud-Ouest (150mètres) et Bled Lakhdar au Nord-Ouest (100 à 120 mètres) ;
- Les formations sableuses (dunes et cordons d'erg) avec une altitude qui varie entre 60 et 100 mètres ;
- Les zones alluvionnaires occupent de larges étendues le long de l'Oued Righ et, s'étend du Sud (Touggourt) vers le Nord (Chott Mérouane) avec une très faible pente. L'altitude varie entre 90 et 10 mètres.

Les chotts occupant les fonds des dépressions et des dayas, le plus important est Chott Merouane au Nord-Est de la vallée d'Oued Righ. L'altitude sur les bordures de Chott Mérouane est de -25 mètres par rapport au niveau de la mer

1.4. Conditions géologiques

Les terrains qui constituent la région d'étude sont représentés essentiellement par des formations sédimentaires. Les terrains Mio-Pliocène et Quaternaire, occupent la presque totalité de cette région.

Dans notre secteur d'étude la succession géologique est la suivante, de bas en haut (référence):

1.4.1. Berriasien

Il est représenté par des argiles silteuses et des argiles vertes et marron avec des passées de grès. L'épaisseur de cette formation est de l'ordre de 100 mètres. Dans cette région cette formation est située à une profondeur comprise entre 1700 et 1800 mètres.

1.4.2. Albien

Il est représenté principalement par des dépôts sablo-gréseux et sablo-argileux avec de faibles passées d'argiles silteuses. La puissance de cette formation varie entre 200 mètres au Nord et

400 mètres au Sud. La profondeur de cette formation peut dépasser 2000 mètres au Nord de El Meghair.

Le passage entre le Berriasien et l'Albien est marqué par la présence d'un horizon dolomitique cristallin jaunâtre d'une épaisseur de 40 mètres.

1.4.3. Cénomanien

Il est constitué à la base par des calcaires surmontés d'une puissante formation d'argiles vertes avec de très faibles passées de calcaire blanc.

1.4.4. Turonien

Il présente une série essentiellement évaporitique, constituée par une alternance d'anhydrite et d'argiles à passées de calcaires dolomitiques. L'épaisseur de cette couche varie entre 100 et 200 mètres.

1.4.5. Sénonien

Dans sa partie inférieure la sédimentation est évaporitique avec une intercalation de gypse et d'anhydrite. Cette formation représente presque 50% de cet étage. Au-dessus, une alternance de calcaires, dolomies et marnes surmonte les évaporites. L'épaisseur de ces alternances peut atteindre localement 100 mètres. La partie supérieure de cet étage est constituée de marnes avec des passées de gypse et d'anhydrite.

1.4.6. Eocène

Il montre une forte variation latérale. Dans la région de Djamaa, l'Eocène est représenté par des calcaires et des intercalations de sables et de marnes avec quelques passées d'évaporites.

Au Nord, dans la région de El Meghair cette formation est représentée par des marnes compactes jaune et noires à traces roses avec quelques passées de sable jaune. La puissance de cette formation est de l'ordre de 100 mètres.

1.4.7. Mio-Pliocène

Il présente une série essentiellement sableuse à argile sableuse avec des alternances argileuses, marneuses et gréseuses qui affleure à l'Ouest de la vallée de l'oued Righ. Sur la moitié supérieure des niveaux argileux alternant avec des sables. La partie inférieure montre des horizons de calcaire gréseux de faible épaisseur (2 à 5 mètres). Le Mio-Pliocène a une puissance de 200 mètres environ.

1.4.8. Quaternaire

Il est principalement composé de sables fins à très fin de couleur blanchâtre avec localement des intercalations gypseuses. A la base des argiles sableuses beiges à rouge à gypse. L'épaisseur de cette formation varie entre 10 et 40 mètres et localement peut atteindre 100 mètres. En surface, des encroûtements de gypse très localisés peuvent atteindre 1 mètre d'épaisseur. Cette formation s'étend sur la presque totalité de la vallée de l'oued Righ.

La structure actuellement identifiable dans la région d'étude est caractérisée par une vaste plaine dans les couches sous-jacentes montrent un faible plongement vers le Nord. Au Nord de El Meghair, au niveau de la zone des chotts Melghir et Merouane, l'ensemble des couches de terrains s'ennoient plus profondément pour donner une structure en fossé d'effondrement d'orientation (Ouest-Sud-ouest)-(Est Nord-est). Ce bassin de subsidence est comblé par des atterrissements argilo-sableuse avec de vastes lentilles de sable.

1.5. Données de base :

1.5.1. Données climatiques

Le climat de la région d'étude est de type désertique chaud, ensoleillé et aride, il est caractérisé par des températures très élevées et un vent très chaud, ainsi que des pluies qui n'ont pas lieu tous les ans mais pouvant survenir à tout moment de l'année.

A cet effet la détermination des facteurs climatologiques est nécessaire vu qu'ils rentrent dans la détermination du régime hydrologique, ils sont ainsi utilisés dans le calcul des formules empiriques.

L'estimation des ces différentes caractéristiques climatiques (Température, Vitesse du vent et humidité), relatives à l'étude de la région de Oued Righ est faite sur la base des données relevées à la station climatologique de Touggourt dont les coordonnées sont : (Lat = 33° 07 N, Longt = 06° 08 E et Z = 85 m).

Le choix a été porté sur la station de Touggourt vu sa proximité de la zone d'étude et représente une station principale gérée par les services de l'Office National de la Météorologie (O.N.M).

1.5.1.1. Température

Les températures mensuelles moyennes, maximales et minimales sont données dans le tableau suivant:

**Tableau 1.1 : Répartition mensuelle moyennes, minimales et maximales
de la température de l'air en °C (O.N.M)**

Paramètres	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	Moy
Température Moyenne (° C)	9,7	11,7	15,6	19,6	25,0	29,4	32,1	31,7	26,5	21,6	14,9	10,7	20,7
Température Minimale (° C)	4,5	6,0	10,2	13,9	19,4	24,0	26,6	26,5	22,2	16,9	10,0	5,8	15,5
Température Maximale (° C)	17,0	19,5	24,0	28,0	34,1	38,6	41,6	41,1	35,3	30,1	22,7	18,1	29,2

D'après le tableau précédent on enregistre une température moyenne mensuelle de 20,7 °C, elle est maximale pendant le mois de Juillet qui représente le mois le plus chaud et minimale pendant le mois de janvier.

Les températures moyennes allant de Novembre à Avril sont inférieures à la moyenne annuelle à comparer avec les températures des mois de Mai à Octobre qui sont supérieures à cette dernière.

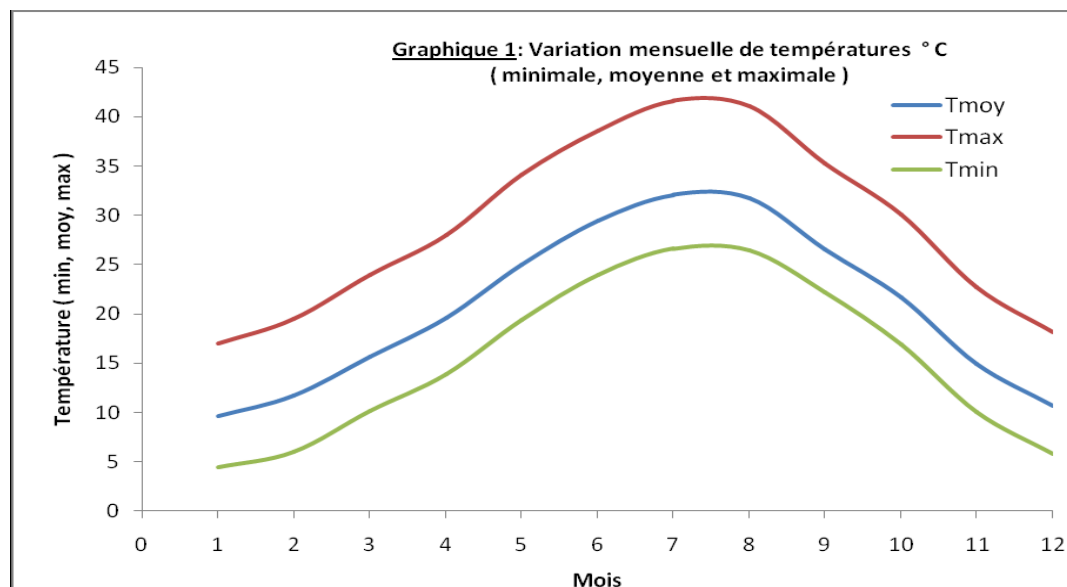


Figure 1.3 : variation mensuelle de température C⁰(minimal, moyenne et maximal)

D'après le figure1.1 , on peut remarquer que la variation est la même durant les 12 mois de l'année aussi bien pour la Température moyenne, mensuelle et minimale, ou le mois de juillet enregistre toujours la plus forte valeur, et le mois de janvier la plus faible.

1.5.1.2. Vent

Les vitesses du vent mensuelles moyennes sont données dans le tableau qui suit:

Tableau 1.2: Vitesses du vent moyennes mensuelles (m/s) (O.N.M)

Paramètre	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	Moy
Vitesse de vent (m/s)	2,6	2,9	3,3	3,8	3,9	3,2	3,4	2,8	2,9	2,7	2,5	2,5	3,0

D'après le tableau suivant on peut remarquer que la vitesse du vent moyenne oscille entre 2,5 m/s enregistrée durant le mois de décembre et 3,9 m/s pour le mois de Mai, Les vitesses du vent sont relativement faibles et homogènes durant toute l'année, La moyenne annuelle est de 3,0 m/s.

La rose des vents (Figure 1. 3) dont les caractéristiques sont données dans le tableau 3, qui font apparaître la grande dominance des vents de direction (Nord).

Tableau 1. 3: Caractéristiques de la rose des vents (O.N.M)

Directions	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW
fréquence	12,6	9,0	9,6	5,4	9,0	3,6	4,2	6,6

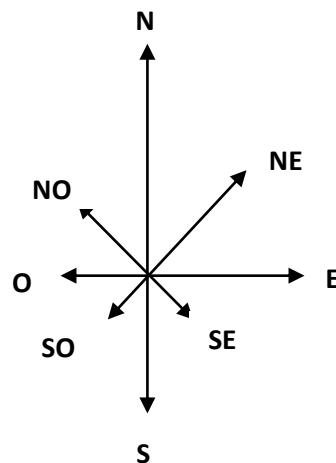


Figure 1.4 : La rose des vents

1.5.1.3. Humidité relative

La distribution mensuelle de l'humidité de l'air est présentée dans le tableau 4

Tableau 1.4 : Répartition mensuelle de l'humidité relative de l'air en % (O.N.M)

paramètre	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil.	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Moy
H %	64,7	56,0	50,3	46,1	43,7	38,8	33,2	37,0	45,0	53,0	62,3	66,7	50,0

L'examen de la répartition mensuelle, montre que l'humidité relative de l'air est généralement plus élevée en saison hivernale. Les valeurs maximales sont atteintes durant les mois d'hiver (66 - 50%), lorsque les températures sont minimales. Les valeurs d'humidité les plus faibles sont enregistrées en été.

1.5.1.4. Evaporation

La caractéristique essentielle du climat désertique est la très grande sécheresse de son atmosphère pour cela l'évaporation représente un paramètre essentiel dans l'analyse de la ressource en eau, dans ce cas une bonne estimation est nécessaire.

Cette évaporation est mesurée sous abri à l'évaporomètre Piche.

La distribution moyenne mensuelle de l'évaporation est donnée au tableau 1.5.

Tableau 1.5: Répartition mensuelle de l'évaporation moyenne en mm (O.N.M)

Paramètre	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil.	Aout	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Moy
Evaporation moyenne (mm)	76	100	156	196	256	288	320	274	206	150	97	80	2199

L'examen de ce tableau montre que l'évaporation potentielle est importante pendant la période allant du mois de mai à septembre et elle est plus faible du mois de novembre à janvier. Le cumul annuel est de 2199 mm.

1.5.1.5. Evapotranspiration

L'estimation théorique de l'évapotranspiration potentielle est faite sur la base de la formule de Thornthwaite utilisant des différentes données climatiques.

- Formule d'Ivanov**

Tient en compte la température et l'humidité de chaque mois considér

$$E_{tp} = 0,0018(25 + T)^2 (100 - H) \quad (1.1)$$

Tableau 1.6: Résultats des calculs d'ETP de la zone du projet selon la formule utilisée (en mm) (O.N.M)

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	Moy
ETP moyenne	76,5	106,7	147,5	193	253,4	326	392	364,6	262,6	183,7	108	76,4	2490

Les résultats de ces calculs sont confirmés par la carte algérienne des ETP sur laquelle nous pouvons voir que la zone du projet se trouve dans l'intervalle 2300-2500 mm.

1.5.1.6. Précipitations

La station pluviométrique prise en considération est celle d'El Arfiane qui est localisée dans la vallée de l'oued Righ. Vu sa situation et son altitude elle est la plus représentative des lieux d'étude.

Cette station a fonctionné à partir de 1928 sous le code 13-04-13 jusqu'en 1976 où elle a été abandonnée par faute de moyen elle était gérée par l'ONM. Elle a été reprise en 1999 sous le code 13-04-36 par l'ANRH.

Les données pluviométriques recueillies au niveau de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques se présentent sous forme de totaux mensuels et annuels ainsi que des pluies journalières maximales

Tableau 1.7: Caractéristiques des stations pluviométriques) (O.N.M)

n°	Code	Nom	X	Y	Z (m)	Période de Fonctionnement
1	13-04-13	El Arfiane	33°39'	05°50'	25	1928 - 1976
2	13-04-36	El Aghfiane				1999 - 2006

1.5.2. Analyse des données

1.5.2.1. Homogénéisation

Avant de déterminer les différentes caractéristiques des précipitations, une vérification rigoureuse et détaillée des données est nécessaire en utilisant le test de Fisher qui contrôle l'égalité de deux variances en faisant le rapport de ces dernières et en vérifiant que ce rapport ne dépasse pas une certaine valeur théorique que l'on cherche dans la table de Fisher

Ce test consiste en :

Le calcul du paramètre $F = \sigma_1^2 / \sigma_2^2$

- σ_1 : écart type du premier échantillon de taille N_1 ,
- σ_2 : écart type du premier échantillon de taille N_2 ,

La condition de l'homogénéisation est vérifiée lorsque $F \text{ calculé} < F(\gamma_1, \gamma_2)$ et

- $F(\gamma_1, \gamma_2)$ Paramètre tiré de la table de Fisher,
- γ_1 : degré de liberté du premier échantillon,
- γ_2 : degré de liberté du deuxième échantillon,

Tableau 1.8 : Résultats du test de Fisher) (O.N.M)

Station	N ₁	N ₂	σ ₁	σ ₂	F calculé	γ ₁	γ ₂	F tiré des tables α = 0,01
El Arfiane	17	19	29	48	0,36	16	18	3,1

D'après l'analyse des données et les résultats obtenus, la série pluviométrique de la station choisie pour l'étude est homogène puisque la condition est satisfaisante.

1.5.3. Représentativité de la période d'observation retenue

Pour qu'une série d'observation soit représentative il faut que les erreurs sur les paramètres statistiques, que sont la moyenne P et le coefficient de variation Cv ne dépassent pas un seuil toléré à savoir (10 -15 %) pour la moyenne et (5 - 10 %) pour le Cv,

A cet effet on calcule les erreurs sur la série retenue,

$$E(P) = \left(\frac{C_v}{\sqrt{n}} \right) \times 100 \quad (1.2)$$

$$E(Cv) = \left(\frac{C_v}{\sqrt{2n}} \right) \sqrt{1 + C_v^2} \times 100 \quad (1.3)$$

Avec :

- E : Erreur (%)
- P : Pluie moyenne annuelle P = 70,1 mm
- Cv : Coefficient de variation Cv = 0,5
- E (P) = 8,3 % < 15 %
- E (Cv) = 6,5 % < 10 %

D'après les résultats obtenus on peut conclure que la série d'observation choisie est représentative étant donné qu'elle remplit les critères nécessaires,

1.5.4. Répartition moyenne mensuelle de la pluie

La répartition mensuelle de la pluie annuelle de la station El Arfiane est donnée dans le tableau suivant pour la période (1936 – 2005), en faisant remarquer que la période 1928 – 1936 est inexploitable vu ses nombreuses lacunes, et représentée sur le graphique ci dessus:

Tableau 1.9 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station 13-04-13) (O.N.M)

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Total
P(mm)	7,3	7,9	10,1	9,8	9,3	3,0	8,7	8,1	3,7	0,5	0,3	1,4	70,1
%	10,3	11,3	14,4	13,9	13,3	4,3	12,4	11,6	5,3	0,8	0,4	1,9	100

Cette répartition (%) sera valable pour représenter la région d'étude.

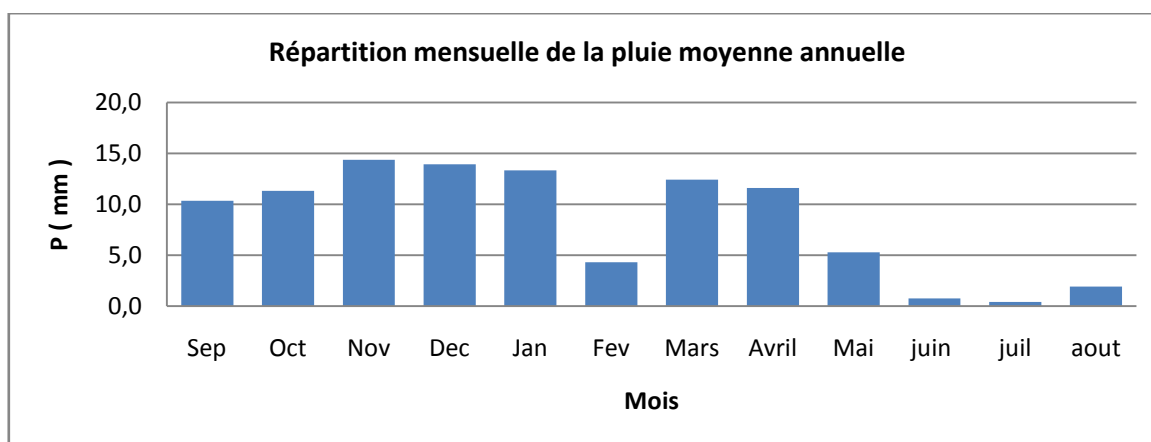


Figure 1.5 : répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle

La répartition des pluies au Sahara est irrégulière, elles sont dans la plus grande part de faible importance quantitative, ou on enregistre une valeur moyenne maximale pendant le mois de Novembre avec 14,4 mm et une valeur moyenne minimale pendant les mois de juin et juillet. La valeur moyenne est de 70 mm estimé pour la zone d'étude.

1.5.5. Irrégularité annuelle des précipitations

La répartition annuelle pour la période (1936 – 2005) au niveau de la station pluviométrique El Arfiane est représentée sur le ci-dessous :

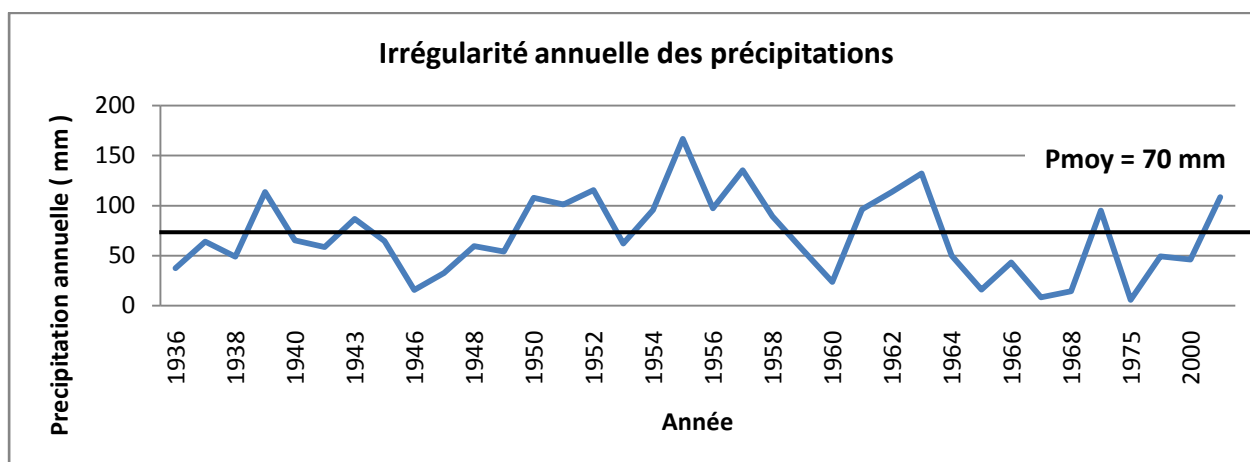


Figure 1.6 : irrégularité annuelle des précipitations

Une variabilité de la pluie annuelle est enregistrée au cours de la période (1936 – 2005) ceci apparaît nettement sur le graphique ci dessus, où on enregistre une valeur maximale annuelle de 166,5 mm pour l'année 1955 qui représente l'année la plus pluvieuse, et une valeur minimale annuelle de 5,6 mm enregistrée pour l'année 1975, on remarque que 42 % des valeurs sont supérieures à la moyenne et 58 % des valeurs sont inférieures à cette dernière.

1.6. Estimation des pluies journalières maximales pour différentes périodes de retour

Les pluies maximales de courte durée sont généralement la cause des crues violentes qui provoquent d'importants dégâts.

Dans les régions Sahariennes les chutes de pluies sont isolées et localement intenses.

L'estimation des pluies journalières maximales pour différentes périodes de retour est faite sur la base de la série d'observation des pluies journalières maximales observées à la station d'El Arfiane (13-04-13) pour la période (1936 – 2005).

Plusieurs lois d'ajustement ont été testées sur l'échantillon des pluies journalières maximales dans le but d'avoir un meilleur ajustement pour une estimation aussi correcte que possible des pluies journalières maximales fréquentielles.

Parmi toutes ces lois on remarque que la loi Log normale s'ajuste le mieux vu la concentration des points autour de la droite d'ajustement.

D'après cet ajustement nous avons pu estimer les valeurs des pluies journalières maximales pour différentes périodes de retour.

Les résultats de cet ajustement sont présentés dans le graphique 4 et donnés dans le tableau 10.

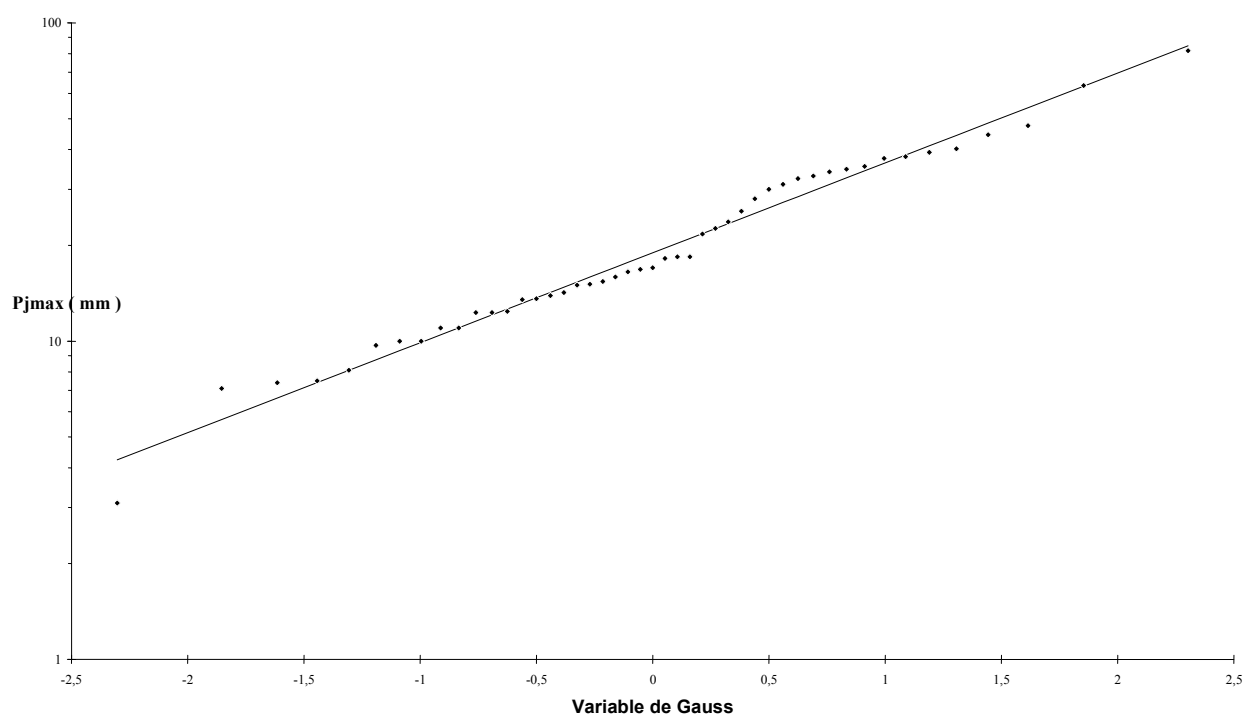


Figure 1. 7 : Ajustement à une loi Log normale des pluies journalières maximales

**Tableau 1.10 : Valeurs des pluies journalières maximales
pour la Loi Log-normale) (O.N.M)**

Période de retour (ans)	Valeurs (mm)
2	18,9
5	32,7
10	43,6
20	55,2
100	86,0

1.7. Calcul de l'intensité pluviale Loi (Intensité – Durée – Fréquence)

Les intensités pluviales de durée t (h) et pour différentes périodes de retour sont calculées comme suit :

$$I = \frac{P_t}{t} \text{ (mm/h)} \quad (1.4)$$

Avec :

I : Intensité pluviale maximale de durée t et de période de retour T (mm / h)

P_t : Pluie maximale de durée t et de période de retour T (mm)

t : Durée de la pluie (h)

La pluie maximale de durée t et de période de retour T est calculée par deux formules distinctes :

$$P_t = P_j \left(\frac{t}{24} \right)^b \text{ (mm)} \quad (1.5)$$

Avec :

P_t : Pluie maximale de durée t et de période de retour T (mm)

P_j : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm)

t : Durée de la pluie (h)

b : Exposant climatique $b = 0,16$ (K.Body)

Tableau 1.11 : Les résultats des différentes P_t ainsi que les intensités maximales) (O.N.M)

Durée de l'averse t (h)		Période de retour (ans)				
		2	5	10	20	100
0,25	P_t (mm)	9,1	15,7	21,0	26,5	41,0
	I (mm/h)	36,4	63,0	84,0	106,0	164,0
	I (l/s/ha)	101,0	175,0	233,5	295,0	456,0
0,5	P_t (mm)	10,1	17,6	23,5	30,0	46,0
	I (mm/h)	20,2	35,2	47,0	60,0	92,0
	I (l/s/ha)	56,2	98,0	131,0	166,8	256,0
1	P_t (mm)	11,3	19,6	26,2	33,0	52,0
	I (mm/h)	11,3	19,6	26,2	33,0	52,0
	I (l/s/ha)	31,4	54,5	72,8	92,0	144,5
2	P_t (mm)	12,7	22,0	29,0	37,0	58,0
	I (mm/h)	6,4	11,0	14,5	18,5	29,0
	I (l/s/ha)	17,8	30,5	40,3	51,4	81,0
3	P_t (mm)	13,2	22,9	30,5	39,0	60,2
	I (mm/h)	4,4	7,6	10,2	13,0	20,0
	I (l/s/ha)	12,2	21,1	28,4	36,0	55,6
4	P_t (mm)	14,0	24,5	32,7	41,0	64,5
	I (mm/h)	3,5	6,0	8,0	10,3	16,2
	I (l/s/ha)	9,7	17,0	22,2	28,6	45,0

1.8. Situation démographique et équipements

1.8.1. Evolution de la population actuelle

L'établissement de l'analyse démographique a été basé sur les données du RGPH recueillies auprès de l'Office National des Statistiques pour les années 1987-1998 (Résultats officiels), et le dernier recensement du RGPH 2008.

Nous optons pour les taux d'accroissement repris au tableau n°13 ci dessous pour les horizons d'études car nous supposons que les chefs lieux connaîtront une certaine stabilité, en améliorant la périphérie des chefs lieux (zones éparses), en urbanisation, en équipements et infrastructures de base, et par conséquent mettre fin à l'exode rural.

1.8.2. Estimation de la population future

Le débit des eaux usées sera déterminé en tenant compte de la démographie croissante des six (06) communes de la wilaya d'EL Oued et de son évolution dans le temps. Il est donc nécessaire d'estimer la population future à différents horizons.

Pour cela, nous avons fait appel à la formule du taux d'accroissement exponentiel :

$$P_f = P_0(1 + \tau)^n \quad (1.6)$$

Avec :

P_f : Population future ;

P_o : Population résidente à l'année considérée comme référence ;

n : Nombre d'année séparant l'année de référence et l'année prise en compte ;

τ : taux d'accroissement pour la zone d'étude $\tau = 3.28\%$

**Tableau 1.12: Evolution de la population entre 1987 et 2008
(RGPH, Annuaire statistique 2007 et RGPH 2008)**

Communes	Agglomérations	Type	1987	Taux d'accroissement (%) 87-98	1998	Taux d'accroissement (%) 98-08	2008
Djamaa	Djamaa + bordj slimane	ACL	16 980	3,73	25 415	3,28	35 084
	Mazer Zaouia	AS	3 397	5,29	5 987	1,54	6 979
	Tiguedidine	AS	4 228	2,13	53 35	2,53	6 850
	Vieux Djamaa	AS	866	-	-	-	-
	Sidi Yahia	AS	-	-	557	2,32	701
	Total	commune	25 471	3,53	37 294	2,89	49 614

**Tableau 1.13: Evolution de la population future 2008-2028
(RGPH, Annuaire statistique 2007 et RGPH 2008)**

Communes	2008	Taux d'accroissement (%)	2013	2018	2023	2028
DJEMAA	35 084	3,28	41 228	48 448	56 931	66 901

1.9. Conclusion :

Compte tenu du développement économique, sociologique de lotissement de: 500 lots à la cite 18 février de commune de djamaa pendant ces dernières années, on conclue qu'il s'avère nécessaire d'élaborer des plans d'aménagement d'ensemble en vue d'assurer une parfaite cohérence entre les différentes extensions de l'aggloméra

CHAPITRE 02
CHOIX DU SYSTEME
D'EVACUATION

Chapitre 2

Système d'évacuation des eaux usée

2.1. Introduction :

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

Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et d'éviter toute stagnation après les averses.

Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles. Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement.

On distingue trois types des systèmes d'Assainissement :

2.2. Système unitaire :

Ce système prévoit l'évacuation en commun dans une même conduite des eaux d'égout ménagères et industrielles et les eaux de pluies.

Ce système nécessite des ouvrages et des stations d'épuration relativement importantes afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellements.

Par temps de pluie le débit supplémentaire qui ne peut pas être traité dans la Station d'épuration est rejeté directement dans le milieu naturel par l'intermédiaire d'ouvrages spéciaux : les déversoirs d'orage. Le coût de ce système est faible. Les problèmes de branchement sont simplifiés. L'inconvénient majeur réside dans le partage des eaux qui vont soit à la station d'épuration, soit au milieu naturel.

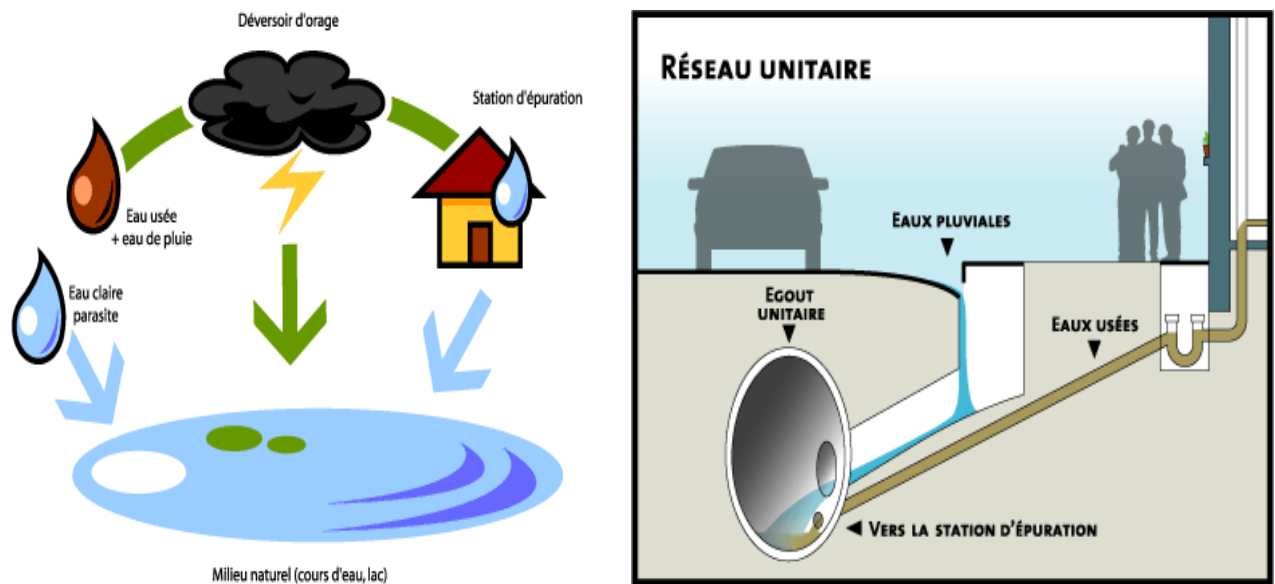


Figure 2.1 : Schéma explicatif des différents branchements du réseau unitaire

2.3. Système séparatif :

Deux réseaux différents conduisent :

- les eaux usées à la station d'épuration.
- les eaux pluviales à un point de rejet dans le milieu naturel.

Ce système est à priori favorable au fonctionnement des stations d'épuration, mais en pratique, il nécessite un contrôle rigoureux des branchements et des pénétrations d'eaux parasites.

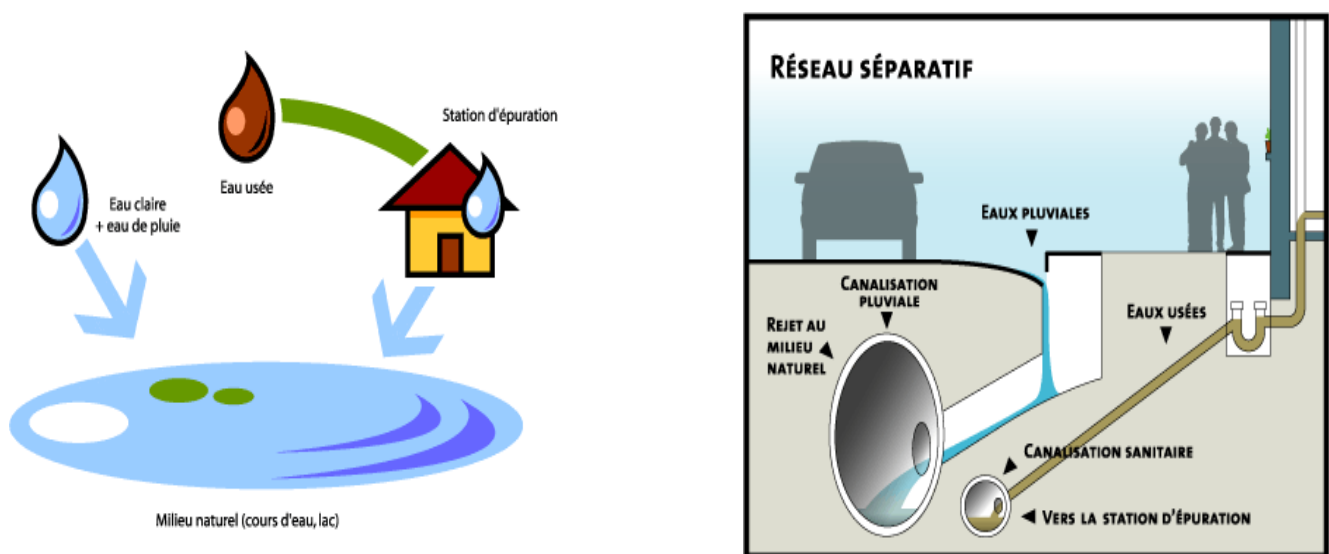


Figure 2.2 : Schéma explicatif des différents branchements du réseau séparatif

2. 4. Système pseudo séparatif :

Ce système reçoit les eaux usées et une partie des eaux de ruissellement en provenance directe des habitations, tandis que les eaux de chaussées ruissellent dans des caniveaux, avec les eaux de toitures pour être déversées dans le milieu récepteur naturel le plus proche.

Ce système est bien adapté à la desserte des communes rurales.

Dans la pratique, l'évacuation de l'ensemble des eaux usées par un réseau d'assainissement collectif ne peut malheureusement pas toujours se réaliser dans des conditions acceptables.

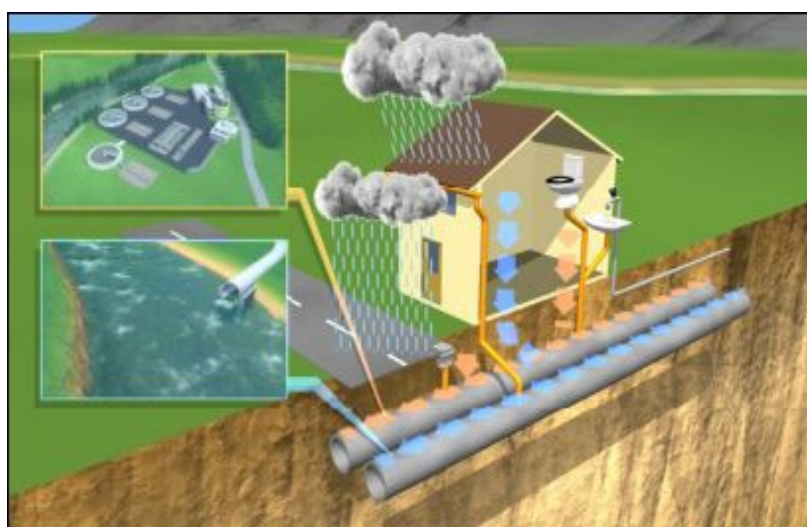


Figure 2.3: Représentation de Système pseudo séparatif

2 .5 Choix entre les systèmes d'Assainissement :

- Généralement le choix entre les systèmes d'Assainissement résulte :
 - De considérations techniques et des conditions locales (topographie des lieux régime des précipitations atmosphériques, disposition du réseau de la voirie humaine, répartition des masses d'habitations, ...etc.)
 - De considérations d'ordre économique prenant en compte les dépenses d'investissement et les frais d'entretien, d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations, pompage et équations des eaux usées ;
 - De considérations urbanistiques d'avenir (répartition des quartiers résidentiels commerciaux et industriels...etc.)
 - De considérations politiques (acceptation ou refus de la transformation du système d'Assainissement en un autre)

- En milieu rural il est toujours très difficile de préconiser des schémas types des systèmes d'évacuation du fait de la diversité des situations qui résulte d'un habitat peu dense, souvent dispersé dans des zones plates ou montagneuses où les activités agricoles tiennent toujours une large place.

Dans notre cas on va adopter un système unitaire pour les raisons suivantes :

- Il existe un rapport relativement élevé entre le débit de pointe d'eaux usées et le débit pluvial.
- Il faut tenir compte de l'économie afin d'assurer un faible encombrement de la chaussée.

2.6. Schémas d'évacuation :

Les réseaux d'Assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions très diverses selon le système choisi leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants :

2.6. 1. Schéma perpendiculaire :

Le schéma perpendiculaire à écoulement direct dans le cours d'eau est le prototype des réseaux pluviaux en système séparatif.

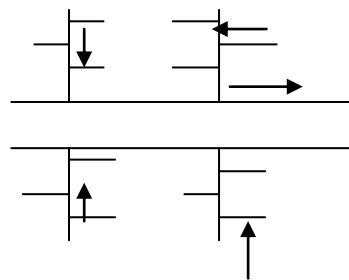


Figure 2.4 Schéma perpendiculaire

2.6. 2. Schéma par déplacement latéral :

C'est le schéma le plus simple de ceux permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue de son traitement. Les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau.

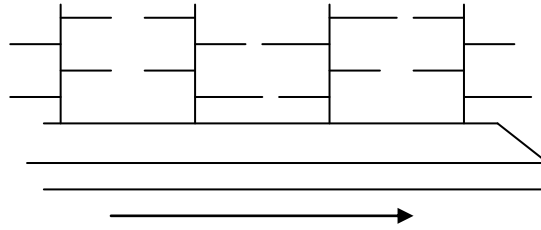


Figure 2.5 : Schéma par déplacement latéral

2.6.3. Schéma transversal ou oblique :

Le schéma à collecteur transversal ou oblique, permet plus aisément que le précédent, le transit de l'effluent en aval de l'agglomération.

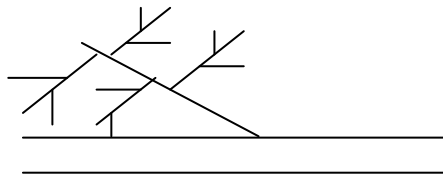


Figure 2.6 : Schéma transversal ou oblique

2.6.4. Schéma par zone étagée :

Ce schéma est une transposition du schéma par déplacement latéral mais avec multiplication des collecteurs bas des apports en provenance du haut de l'agglomération.

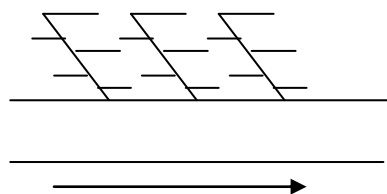


Figure 2.7: Schéma par zone étagée

2.6.5. Schéma radial :

Le schéma radial convient pour les régions plates, il permet de concentrer l'effluent en un ou plusieurs points où il sera relevé pour être évacué en un point éloigné de l'agglomération.

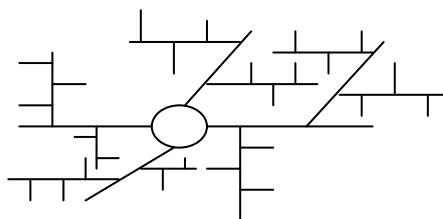


Figure 2.8 : Schéma radial

Pour notre agglomération on optera un schéma à collecteur transversal pour les raisons suivantes :

- Les positions de l'exutoire qui se trouve à l'aval de l'agglomération considérée
- Les conditions topographiques illustrées dans la planche N°1 à savoir le plan de masse

Il faut dire que le schéma à collecteur transversal comporte des collecteurs secondaires ou ramifiés sur le collecteur principal et permet plus facilement de reporter par simple gravité l'ensemble des effluents plus loin à l'aval.

2.7. Principe du tracé des collecteurs :

Le tracé des collecteurs doit vérifier les conditions suivantes :

- Choisir le tracé le plus court possible.
- Suivre le cheminement des rues existantes.
- Eviter les contre pentes.
- Utiliser au maximum les pentes du terrain naturel.

Tableau 2.1: Avantages et inconvénients du réseaux unitaire

Système	Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	- milieu récepteur éloigné des points de collecte. - topographie à faible relief. - imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune. - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important.	- conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. - encombrement réduit du sous-sol. - à priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales). - aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités. - pas de risque d'inversion de branchement.	- débit à la station d'épuration très variable. - lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales. - apport de sable important à la station d'épuration. - acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche. - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage.	- entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.

Tableau 2.2: Avantages et inconvénients du réseaux séparatif

Système	Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Séparatif	- petites et moyennes agglomérations. - extension des villes. - faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.	- diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées. - exploitation plus facile de la station d'épuration. - meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques. - certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents notamment).	- encombrement important du sous-sol. - coût d'investissement élevé. - risque important d'erreur de branchement.	- Surveillance accrue des branchements. - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales). - entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs). - entretien des postes de relèvement et des chambres à sables. - détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites, passage caméra).

Tableau 2.3: Avantages et inconvénients du réseaux spéciaux

Système	Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Spéciaux	L'utilisation de ces systèmes correspond à des cas d'espèce et leurs avantages dépendent de conditions locales spécifiques : - topographies spéciales. - liaisons intercommunales.	- utilisable en terrain plat. - adapté lorsque la nappe est proche de la surface. - pas de sur profondeur des canalisations.	- coût d'exploitation plus élevé qu'avec un système gravitaire. - risque de développement de gaz toxique et corrosif (H ₂ S) sur les refoulements de grande longueur. - équipements fragiles : pompe, pompe à vide, vanne automatique d'isolement, etc. - les systèmes en dépression ne fonctionnent plus en cas de fuite.	- entretien et contrôle régulier des postes de pompage et des vannes automatiques d'isolement. - contrôle de l'étanchéité des réseaux en dépression. - traitement des effluents septiques (cas d'H ₂ S). - détection et localisation des arrivées d'eaux parasites.

2.8. Conclusion :

Le système adopté pour notre agglomération est le système unitaire avec un schéma à collecteur transversal.

CHAPITRE 03
ESTIMATION DES EBITs
DES EAUX USEE

Chapitre 3

Estimation des débits des eaux usée

3.1. Introduction :

Le réseau d'assainissement projeté doit être convenable pour l'évacuation de toutes les eaux quelques soit leur origine pluvial ou usée, alors l'évaluation du débit d'eau évacuée permet de faire l'étude hydraulique.

- Le débit d'eau pluviale qui est représente le débit d'eau ruisselée.
- les eaux usées qui sont représentées l'eau domestique publique et industrielle.

3.2. Nature des eaux usées à évacuer :

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

- Les eaux usées d'origine domestique.
- Les eaux usées d'origine industrielle.

3.2.1. Les eaux usées d'origine domestique :

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

- Les eaux ménagères (eaux de cuisine, de lessive, de toilette, etc.).
- Les eaux vannes (en provenance des W.C, matière fécales et urines).
- Conditions climatiques.

Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles.

3.2.2. Eaux des services publics :

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

3.2.3. Eaux usées industrielles :

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

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

3.3. Evaluation des débits des eaux usées :

La méthode adoptée est la méthode des surfaces dont elle consiste à diviser le bassin aggloméré en sous bassin ; autrement dit ,en surfaces élémentaires par le principe de bissectrice, tout en tenant compte des pentes et du tracé des collecteurs pour aboutir répartition équilibrée des débits des eaux usées dans le réseau, ensuite on affecte à chaque tronçon sa surface propre dépourvue des surfaces des équipements

3.4. Calcul des débits des eaux usées :

L'évacuation des débits des eaux usées porte essentiellement sur l'estimation de la qualité des rejets liquides provenant des habitations et les lieux d'activités, désigne les différents équipements : domestiques, scolaires administratifs, culturels, commerciaux, sanitaires, et autres.

L'eau domestique constitue une part importante du débit à évacuer, donc le débit se calcule en fonction de débit moyenne d'eau potable.

$$Q_{moyeu} = K Q_{moyAep} \quad (3.1)$$

Avec :

Q_{moyeu} : le débit moyen des eaux usées.

Q_{moyAep} : le débit moyen des eaux potable.

K : coefficient qui représente le pourcentage des eaux consommées qui va être évacuée
 $K=70-80\%$.

Le débit d'eau usé n'est pas constant, il varie selon les saisons, les jours, les heures. Pour calculer le débit maximal a transité dans le réseau d'assainissement, il convient donc d'affecté le débit moyen d'un coefficient de point.

$$Q_{peu} = k_p Q_{moyeu} \quad (3.2)$$

Le coefficient de pointe est largement influencé par la consommation, le nombre du raccordement et le temps d'écoulement dans le réseau. Ce coefficient est calculé pour chaque tronçon du réseau selon la formule suivant

$$K_p = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{moy}}} \quad (3.3)$$

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{eu}}} \quad (3.4)$$

Avec :

« a » : paramètre exprimant la limite inférieure à ne pas dépasser lorsque Q_{moy} croît vers l'infini ;(a=1.5);

« b » : paramètre exprimant l'augmentation de K_p lorsque Q_{moy} tend vers le zéro ;(b=2.5);

« $Q_{moy,j}$ » : débit moyen journalier (l/s);

Pour notre étude le coefficient de pointe k_p est calculé à partir de la méthode « c » c'est-à-dire « méthode du débit moyen journalier »

3.4.1. Estimation de nombre d'habitant

La population peut être estimée sur la base de nombre d'occupation par logement qui est donnée 7 habitants par logement. Le nombre d'habitant est donné par la relation suivante :

$$P = N * T \quad (3.5)$$

Avec:

P : population estimée.

N : Nombre de lots.($N = 500$ lots)

T : taux d'occupation par lot

Tableau 3.1 : estimation de nombre d'habitants

Nombre de lot	Nombre d'habitant par lot	Nombre d'habitants
500	7	3500

3.4.2. Calcul des débit des eaux potable :

Les besoins en eaux de la zone à étudier est en fonction du nombre de la population et la quantité d'eau nécessaire par personne par jour (dotation), selon la relation :

$$Q_{AEP} = \frac{P*d}{86400} \text{ (l/s)} \quad (3.6)$$

Avec :

Q_{AEP} : débits des eaux potables

d : dotation prise égale à 200 l/j/ habitant (D.R.E)

Pour apprécier les besoins il faut évaluer deux variantes des consommations sont :

- Les besoins domestiques.
- les besoins d'équipements.

3.4.2.1. Evaluation des débits des eaux domestique

Le calcul des débits des eaux domestiques de la zone d'étude est indiqué dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2 : estimation des eaux potable domestique

Nombre d'habitants	Dotation (l/j/ hab)	Q_{AEP} (l/s)
3500	200	8.10

3.4.2.2. Evaluation des débits d'eau potable des équipements

Le débit des équipements est estimé à 10% du débit des eaux domestique

Tableau 3.3: estimation des eaux potable des équipements

$Q_{AEP\ hab}$ (l/s)	$Q_{AEP\ équi}$ (l/s)
8.10	0.81

Tableau 3.4: estimation des eaux potable

$Q_{AEP\ hab}$ (l/s)	$Q_{AEP\ équi}$ (l/s)	Q_{AEP} (l/s)
8.10	0.81	8.91

3.4.2.3. Evaluation des débits des eaux usée

Pour notre cas la région d'étude est une région urbaine on prend $K = 0.8$ donc

Tableau 3.5: le débit moyen des eaux usée

Q_{AEP} (l/s)	K	$Q_{usée}$ (l/s)
8.91	0.8	7.128

3.4.2.4. Evaluation des débits de pointe des eaux usée

Tableau 3.6: le débit de pointe des eaux usée

$Q_{usée}$ (l/s)	K_p	$Q_{pusée}$ (l/s)
7.128	2.43	17.32

3.4.2.5. Calcul du débit spécifique :

C'est le rapport entre le débit de pointe et la longueur totale du réseau

$$Q_{sp} = \frac{Q_{pEu}}{L_T} \quad (3-7)$$

Avec :

Q_{sp} :débitspécifique du réseau (l/s/ml).

Q_{pEu} : débit de pointe (l/s).

L_T : longueur totale du réseau (ml).

Tableau 3.7 : le débit spécifique des eaux usées

Q_{pEu} (l/s)	L_T (ml)	Q_{sp} (l/s/ml)
17.32	7503	0.0023

3.5. Evaluation des débits d'eaux pluviales :

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. Car ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les débordements (inondations) .Deux méthodes essentielles se présentent pour l'estimation des débits pluviaux :

- Méthode superficielle
- Méthode rationnelle

Dans notre étude nous utilisant la méthode rationnelle de la raison que cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées est facilement applicable pour des agglomérations de petite importance, et aussi peut être intéressante pour des installations dont la surface est relativement limitée (usine, caserne, centre commerciaux...).

Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne « I » supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « C ». La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q_p = C.I.A \quad (3.8)$$

Avec:

Q_p : débit d'eau de ruissellement (l / s)

A : surface de l'aire d'influence (ha)

C: coefficient de ruissellement

I : intensité de précipitation (l / s / ha)

Cette méthode est efficace pour les aires relativement limitées ; 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.

Vue que les conditions de la validité de la méthode rationnelle sont satisfaisants pour tout les bassins versants d'influences; on procèdera par cette dernière pour l'évaluation des débits des eaux pluviales car elle est mieux adoptée aux critères de notre étude

3.6. Application de la méthode l'agglomération :(de lotissement de 500 lots à la cite 18 février de commune de djamaa)

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

On général, un sous-bassin est l'aire sur lequel toute pluie qui tomberait et n'importe quel point de cette surface se trouverait en un même point qu'on appelle exutoire.

Donc les sous-bassins élémentaires sont considérés comme des surfaces d'influences à l'amont de chaque ossature de réseau.

Le découpage de ces surfaces s'effectuera suivant les conditions naturelles du relief et urbanistique comme :

- La nature des sols
- La densité des habitations

- Les courbes de niveaux
- Les routes et voiries existantes
- Les pentes et les contre pentes
- Les limites naturelles (oueds, thalwegs.....)

3.6.2. Evaluation du coefficient de ruissèlement :

Le coefficient de ruissèlement d'une surface donnée, est le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume d'eau tombé sur ce bassin, il dépend de plusieurs facteurs tels que :

- La nature du sol ;
- L'inclinaison du terrain ;
- Le mode d'occupation du sol ;
- Densité de population ;
- La durée de pluie ;
- L'humidité de la surface ;
- L'humidité de l'air ;

3.6.2.1. Coefficients de ruissèlement en fonction de la densité de population :

Le coefficient de ruissèlement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle perméable. Ce qui donne un ruissèlement important.

Tableau 3.8 : Coefficients de ruissèlement en fonction de la densité de population

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

3.6.2.2. Coefficients de ruissellement fonction des catégories d'urbanisation :**Tableau 3.9 : Coefficients de ruissellement fonction des catégories d'urbanisation**

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

3.6.2.3. Coefficients de ruissellement en fonction de la nature de la zone d'influence :**Tableau 3.10: Coefficients de ruissellement en fonction de la nature de la zone d'influence**

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

3.6.3. Coefficient de ruissellement pondéré :

Dans le cas où la surface du bassin est formée de plusieurs aires élémentaires « Ai », auxquelles on affecte le coefficient de ruissellement « Ci », on calcule le coefficient de ruissellement pondéré par :

$$C_r = \frac{\sum A_i C_i}{A} \quad (3.9)$$

Avec :

A : surface totale en (ha)

C_i : coefficient de ruissellement partiel

C_r : coefficient de ruissellement total pondéré

Remarque :

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction des surfaces drainées en tenant compte de la Pavage à larges joints ($C = 0.5$)

3.7. Choix de la période de retour de l'évènement pluvial :

Les ouvrages d'assainissement doivent assurer un degré de protection suffisant contre les inondations ou la mise en pression des réseaux. Le degré de protection à assurer est un compromis entre l'obtention d'une protection absolue qui est économiquement irréalisable compte tenu du caractère aléatoire des événements pluvieux, et le souci de limiter le coût de l'investissement.

On est ainsi amené à apprécier le caractère plus ou moins exceptionnel des orages par leur fréquence de dépassement F ou encore par leur période de retour $T = 1 / F$.

Le choix de la période de retour est effectué par l'autorité compétente (généralement le maître d'ouvrage) en fonction :

- du risque pour les riverains ;
- du risque pour l'environnement de l'ouvrage ;
- du risque pour l'ouvrage ;

En considérant que le degré de protection est d'autant plus élevé que la période de retour est longue.

Pour déterminer la période de retour ; les pluies sont classées selon 5 niveaux :

- Niveau 0 : Temps sec, traitement intégral.
- Niveau 1 : Faibles pluies, traitement nominal.
- Niveau 2 : Pluies moyennes, rejets limités, mise en charge locale.
- Niveau 3 : Fortes pluies, gestion de l'inondation.
- Niveau 4 : Pluies exceptionnelles, seul objectif: limiter les dommages aux personnes et aux biens.

Dans cette échelle de niveau, la pluie de projet qui sera utile au dimensionnement est une pluie d'ordre 1 généralement. Cela correspond souvent à une Faibles pluies, c'est-à-dire une pluie pour la quelle $T = 02$ ans.

3.7.1. Calcul de l'intensité pluviale Loi (Intensité – Durée – Fréquence)

Les intensités pluviales de durée t (h) et pour différentes périodes de retour sont calculées comme suit :

$$I = \frac{P_t}{t} \quad (mm/h) \quad (3.10)$$

I : Intensité pluviale maximale de durée t et de période de retour T (mm / h)

P_t : Pluie maximale de durée t et de période de retour T (mm)

t : Durée de la pluie (h)

La pluie maximale de durée t et de période de retour T est calculée par deux formules distinctes :

$$P_t = P_j \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (mm) \quad (3.11)$$

P_t : Pluie maximale de durée t et de période de retour T (mm)

P_j : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm)

t : Durée de la pluie (h)

b : Exposant climatique $b = 0,16$ (K.Body)

Remarque :

Dans cette étude, la valeur de l'intensité de la pluie est égale ($I = 56.2$ l/s/ha) de période de retour 02 ans

3.8 Conclusion :

Après le choix du système d'évacuation et de la méthode d'évacuation des eaux usées et pluviales ; nous avons conclu notre travail par une évaluation des débits afin de pouvoir procéder au calcul hydraulique.

CHAPITRE 04
CALCUL HYDRAULIQUE
DU RESEAU

Chapitre 4

Calcul hydraulique du réseau

4.1. Introduction :

Une fois que la totalité des débits sont déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement.

Du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation ;
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes ;

Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs.

4.2. Conception du réseau :

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

- Les collecteurs sont définis par leur :
 - Emplacement (en plan).
 - Profondeur.
 - Diamètres (intérieur et extérieur).
 - Pente.
 - Leur joints et confection.
- Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur.
 - Emplacement (en plan).
 - Profondeur.
 - Côtes.

4.3. Dimensionnement du réseau d'assainissement :

4.3.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

Les canalisations élémentaires et les collecteurs seront calculés en fonction des débits pluviaux compte tenu des débits d'eaux usées ($K_p=1$), et la vérification sera faite à temps sec (eaux usées seulement, $K_p \neq 1$).

La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements de pentes satisfaisantes; elle doit être compatible avec la sauvegarde mécanique des collecteurs qui exige un recouvrement suffisant.

En vue de la réalisation de réseaux « auto cureurs » et satisfaisant aux préoccupations hygiéniques qui impliquent l'évacuation rapide et continue de tous les déchets fermentescibles, la pente des ouvrages devrait permettre pour des débits pluviaux atteints assez fréquemment, l'entraînement des sables, et pour le débit des eaux usées, celui des vases organiques fermentescibles. On tend vers la satisfaction de ces conditions dans les ouvrages calculés en y réalisant :

- $D_{min}=31$ mm dimensionné.
- $I_{min}=1/D$.
- $V_{min}=0.3$ à 0.4 (m/s).
- $V_{max}= 5$ (m/s).
- Un remplissage assure l'aération à temps sec (généralement 75%).
- Profondeur minimale d'enfouissement : 0.8 m.
- Réseau d'assainissement le plus profond de tous les réseaux.
- Jamais de diminution de D de l'amont vers l'aval ;
- Pente douce avec points hauts pour positionner des ventouses.
- Pose d'un regard à chaque variation de paramètre géométrique (I , D etc.), ou à défaut tous les 80 m.

Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

4.3.2. Mode de calcul :

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

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.

- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit à pleine section Q_{ps} ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées, et pour les valeurs données des pentes, des diamètres normalisés, on déduit le débit Q_{ps} et la vitesse V_{ps} de la conduite remplie entièrement.

On a les paramètres suivants :

- Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact avec l'eau.
- Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m^2).
- Rayon hydraulique (R) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé (m).
- Vitesse moyenne (v) : c'est le rapport entre le débit volumique (m^3/s) et la section mouillée (m^2).

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité :

$$Q = V.S \quad (4.1)$$

Avec :

Q : Débit (m^3/s);

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

S : Section mouillée (m^2).

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule de **MANNING-STRICKLER** qui nous donne la vitesse moyenne :

$$V = K R^{2/3} \sqrt{I} \quad (4.2)$$

Avec :

V : vitesse de l'effluent en (m/s).

K : Coefficient de STRICKLER, dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement, ainsi que le matériau utilisé.

R : Rayon hydraulique en (m).

I : (m/m) Pente de la canalisation (rapport entre le dénivelé et la longueur du tronçon considéré).

Donc l'expression du débit sera :

$$Q = K S R^{2/3} \sqrt{I} \quad (4.3)$$

Avec :

Q : le débit en (m³/s).

S : la section mouillée en (m²).

Le procédé de calcul se fait comme suivant :

- a) Après le choix d'un diamètre normalisé ; on désigne toutes les grandeurs correspondantes au remplissage entier ($r_H=h/D=1$) ;

Donc les formules précédentes s'écrivent comme suit :

$$R = \frac{S}{P} = \frac{D}{4} \quad (4.4)$$

$$V_{ps} = K \left(\frac{D}{4} \right)^{3/4} \sqrt{I} \quad (4.5)$$

$$Q_{ps} = K S \left(\frac{D}{4} \right)^{3/4} \sqrt{I} \quad (4.6)$$

Avec :

D : le diamètre de la conduite en (m).

Q_{ps} : débit à pleine section en (m³/s).

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

K : coefficient de STRICKLER pris égal à 75 pour le béton de qualité bonne.

R : le rayon hydraulique en (m)

S : la section mouillée en (m²).

P : le périmètre mouillé en (m).

- b) On désigne les grandeurs correspondantes au remplissage partiel ($rQ < 1$) :

Pour simplifier les calculs nous avons utilisé le tableau figurant à l'annexe ci-joint (tableau A) pour déterminer les rapports suivants :

$$rQ = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad (4.7)$$

$$rv = \frac{v_r}{v_{ps}} \quad (4.8)$$

$$rH = \frac{h}{D} \quad (4.9)$$

Avec :

Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire. (m^3/s)

V_r : Vitesse d'écoulement (m/s).

H : Hauteur de remplissage dans la conduite (m).

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

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

D : Diamètre de la conduite (mm).

4.3.3. Mode de calcul Section circulaire partiellement pleine

Considérons une conduite à section circulaire de pente uniforme, et partiellement remplie

Soient :

- Q : le débit de cette conduite, supposée remplie à $rH=h/D$ (rapport des hauteurs).
- V : la vitesse correspondante à Q ;
- Q_{ps} : son débit si elle était entièrement remplie.
- V_{ps} : sa vitesse correspondante à Q_{ps} , c'est-à-dire à pleine section ;
- h : hauteur de remplissage dans la conduite
- h et V_r s'obtiennent en fonction de rH et rV ; par les relations :
- $h = rH * D$ et $V = r * V_{ps}$

Remarque :

Les rapports rH ; rQ et rV sont des rapports indépendants du diamètre et de la pente des conduites.

4.3.4. Exemple de calcul :

On Prend comme exemple de calcul le tronçon (114-113)

a) Canalisation :

- Cote du terrain naturel(CTN) :
 $CTN_{am} = 42.46 \text{ m}$
 $CTN_{av} = 44.66 \text{ m}$
- Profondeur de la tranchée (p) :
 $P1 = 1.50 \text{ m}$
 $P2 = 1.84 \text{ m}$
- Dénivelée (Δh) :
 $\Delta h = (Cp_{am} - Cp_{av}) = 0.14 \text{ m}$

- Pente (I):
 $I = \Delta h/L = 0.005 \text{ (m/m)}$

b) Estimation des eaux usées :

- Débit moyen des eaux usées (Q_m) :
 $Q_{eu} = Q_{sp} * L$
 $Q_{eu} = 0,0023 * 28 = 0.0646 \text{ (l/s) ;}$
 $Q_{eu} = 0.0646 \text{ (l/s) .}$

c) Estimation des débits pluviaux (Q_{pl}) :

$$Q_{pl} = C \times A \times I$$

$$Q_{pl} = 0.5 \times 0.022 \times 56.2 = 0.63 \text{ L/S}$$

$$Q_{pl} = 0.63 \text{ L/S}$$

$$Q_t = Q_{pl} + Q_{eu}$$

$$Q_t = 0.63 + 0.0646 = 0.69 \text{ L/S}$$

$$Q_t = 0.69 \text{ L/S}$$

- Diamètre de la conduite (D) : $D = 315 \text{ (mm)}$
- Vitesse à pleine section (V_{ps}) : $V_{ps} = K \left(\frac{D}{4}\right)^{3/4} \sqrt{I} = 0.63 \text{ (m/s)}$
- débit à pleine section (Q_{ps}) : $Q_{ps} = K S \left(\frac{D}{4}\right)^{3/4} \sqrt{I} = 0.05 \text{ (m}^3/\text{s)}$
- rapport des débits (A) : $r_Q = Q/Q_{ps} = 0.26 \gg \gg \gg r_v = 0.82, r_h = 0.32$
- vitesse réelle (V_r) : $V_r = r_v \cdot V_{ps} = 0.52 \text{ (m/s)}$
- hauteur de remplissage (hr) : $H_r = r_h \times D = 0.10 \text{ m} = 100 \text{ (mm)}$

Les résultats de dimensionnement du réseau sont triés dans le tableau ci-après

Avec :

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

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

Ctp_{am} : côte projet amont (m) du terrain ;

Ctp_{av} : côte projet aval (m) du terrain ;

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

I : pente (m/m) ;

Q : débit de dimensionnement (m^3/s) ;

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

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

D : diamètre de conduite (mm) ;

$r Q$: rapport des débits ;

$r H$: rapport des hauteurs ;

$r V$: rapport des vitesses ;

H_r : hauteur de remplissage (mm) ;

V_r : vitesse de l'écoulement (m/s) ;

4.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fait les calculs hydrauliques de notre réseau. D'après le tableau 1 on remarque que les diamètres des tronçons sont compris entre 315 et 800 mm.

Les calculs hydrauliques de notre réseau ont montré qu'il n'y a pas de problème de faibles vitesses, et notre réseau fonctionne correctement.

**TABLEAU DE
CALCUL HYDRAULIQUE**

TABLEAU N°4.1: ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX PLUVIALES

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m)	L (m) Cumulé	Qsp debite spécifique (l/s/m)	Q debite de eau usse (l/s)	c	S (ha)	S (ha) Cumulé	I(l/s/ha)	Q plv (l/s)	QT(l/s)	D (m) calculé	D (mm) calculé	D (mm)
1	114	113	28,00	28,00	0,0023	0,0646	0,5	0,022	0,022	56,2	0,63	0,69	0,04	39,52	315
2	113	107	28,00	56,00	0,0023	0,1292	0,5	0,022	0,045	56,2	1,26	1,39	0,06	55,89	315
3	107	106	38,00	94,00	0,0023	0,2170	0,5	0,065	0,109	56,2	3,07	3,29	0,09	86,05	315
4	115	106	27,00	27,00	0,0023	0,0623	0,5	0,022	0,022	56,2	0,61	0,67	0,04	38,81	315
5	104	105	27,00	27,00	0,0023	0,0623	0,5	0,022	0,022	56,2	0,61	0,67	0,04	38,81	315
6	105	106	27,00	54,00	0,0023	0,1246	0,5	0,022	0,043	56,2	1,21	1,34	0,05	54,88	315
7	106	103	39,00	214,00	0,0023	0,4939	0,5	0,066	0,241	56,2	6,76	7,25	0,13	127,74	315
8	102	101	25,00	25,00	0,0023	0,0577	0,5	0,025	0,025	56,2	0,70	0,76	0,04	41,36	315
9	101	103	25,00	50,00	0,0023	0,1154	0,5	0,025	0,050	56,2	1,41	1,52	0,06	58,49	315
10	123	122	40,00	40,00	0,0023	0,0923	0,5	0,040	0,040	56,2	1,12	1,22	0,05	52,31	315
11	122	121	40,00	80,00	0,0023	0,1846	0,5	0,032	0,072	56,2	2,02	2,21	0,07	70,48	315
12	120	121	36,00	36,00	0,0023	0,0831	0,5	0,029	0,029	56,2	0,81	0,89	0,04	44,81	315
13	121	119	31,00	147,00	0,0023	0,3393	0,5	0,025	0,126	56,2	3,53	3,87	0,09	93,30	315
14	118	119	26,00	26,00	0,0023	0,0600	0,5	0,021	0,021	56,2	0,58	0,64	0,04	38,08	315
15	119	124	39,00	212,00	0,0023	0,4893	0,5	0,031	0,178	56,2	4,99	5,48	0,11	111,04	315
16	126	125	27,00	27,00	0,0023	0,0623	0,5	0,027	0,027	56,2	0,76	0,82	0,04	42,98	315
17	125	124	39,00	66,00	0,0023	0,1523	0,5	0,039	0,066	56,2	1,85	2,01	0,07	67,20	315
18	117	124	26,00	26,00	0,0023	0,0600	0,5	0,021	0,021	56,2	0,58	0,64	0,04	38,08	315

TABLEAU N°4.1: ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX PLUVIALES (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m)	L (m) Cumulé	Qsp debite specifique (l/s/m)	Q debite de eau usse (l/s)	c	S (ha)	S (ha) Cumulé	I(l/s/ha)	Q plv (l/s)	QT(l/s)	D (m) calculé	D (mm) calculé	D (mm)
19	124	116	37,00	341,00	0,0023	0,7870	0,5	0,037	0,301	56,2	8,47	9,26	0,14	144,32	315
20	116	103	37,00	378,00	0,0023	0,8724	0,5	0,037	0,338	56,2	9,51	10,38	0,15	152,83	315
21	103	100	40,00	682,00	0,0023	1,5741	0,5	0,068	0,697	56,2	19,58	21,16	0,22	218,18	315
22	98	99	31,00	31,00	0,0023	0,0715	0,5	0,025	0,025	56,2	0,70	0,77	0,04	41,58	315
23	99	100	44,00	75,00	0,0023	0,1731	0,5	0,035	0,060	56,2	1,69	1,86	0,06	64,68	315
24	128	127	30,00	30,00	0,0023	0,0692	0,5	0,024	0,024	56,2	0,67	0,74	0,04	40,90	315
25	127	100	43,00	73,00	0,0023	0,1685	0,5	0,034	0,058	56,2	1,64	1,81	0,06	63,81	315
26	100	97	35,00	865,00	0,0023	1,9964	0,5	0,060	0,875	56,2	24,58	26,58	0,24	244,54	315
27	97	96	35,00	900,00	0,0023	2,0772	0,5	0,060	0,934	56,2	26,25	28,33	0,25	252,48	315
28	95	94	32,00	32,00	0,0023	0,0739	0,5	0,032	0,032	56,2	0,90	0,97	0,05	46,79	315
29	94	96	41,00	73,00	0,0023	0,1685	0,5	0,041	0,073	56,2	2,05	2,22	0,07	70,67	315
30	96	93	39,00	1012,00	0,0023	2,3357	0,5	0,066	1,074	56,2	30,17	32,50	0,27	270,43	400
31	92	91	37,00	37,00	0,0023	0,0854	0,5	0,030	0,030	56,2	0,83	0,92	0,05	45,43	315
32	91	93	37,00	74,00	0,0023	0,1708	0,5	0,030	0,059	56,2	1,66	1,83	0,06	64,24	315
33	93	90	35,00	1121,00	0,0023	2,5873	0,5	0,060	1,192	56,2	33,50	36,09	0,28	284,96	400
34	90	89	35,00	1156,00	0,0023	2,6680	0,5	0,060	1,252	56,2	35,18	37,84	0,29	291,80	400
35	88	87	38,00	38,00	0,0023	0,0877	0,5	0,030	0,030	56,2	0,85	0,94	0,05	46,04	315
36	87	86	39,00	77,00	0,0023	0,1777	0,5	0,039	0,069	56,2	1,95	2,13	0,07	69,19	315
37	85	84	35,00	35,00	0,0023	0,0808	0,5	0,035	0,035	56,2	0,98	1,06	0,05	48,93	315

TABLEAU N°4.1: ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX PLUVIALES (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m)	L (m) Cumulé	Qsp debite specifique (l/s/m)	Q debite de eau usse (l/s)	c	S (ha)	S (ha) Cumulé	I(l/s/ha)	Q plv (l/s)	QT(l/s)	D (m) calculé	D (mm) calculé	D (mm)
38	84	86	35,00	70,00	0,0023	0,1616	0,5	0,035	0,070	56,2	1,97	2,13	0,07	69,20	315
39	86	83	39,00	186,00	0,0023	0,4293	0,5	0,039	0,178	56,2	5,01	5,44	0,11	110,66	315
40	82	83	25,00	25,00	0,0023	0,0577	0,5	0,020	0,020	56,2	0,56	0,62	0,04	37,34	315
41	83	81	32,00	243,00	0,0023	0,5608	0,5	0,032	0,230	56,2	6,47	7,04	0,13	125,81	315
42	80	79	34,00	34,00	0,0023	0,0785	0,5	0,027	0,027	56,2	0,76	0,84	0,04	43,55	315
43	79	81	34,00	68,00	0,0023	0,1569	0,5	0,027	0,054	56,2	1,53	1,69	0,06	61,58	315
44	81	78	39,00	350,00	0,0023	0,8078	0,5	0,039	0,324	56,2	9,10	9,91	0,15	149,30	315
45	77	76	26,00	26,00	0,0023	0,0600	0,5	0,021	0,021	56,2	0,58	0,64	0,04	38,08	315
46	76	75	26,00	52,00	0,0023	0,1200	0,5	0,021	0,042	56,2	1,17	1,29	0,05	53,85	315
47	75	74	39,00	91,00	0,0023	0,2100	0,5	0,031	0,073	56,2	2,05	2,26	0,07	71,24	315
48	73	72	25,00	25,00	0,0023	0,0577	0,5	0,020	0,020	56,2	0,56	0,62	0,04	37,34	315
49	72	74	26,00	51,00	0,0023	0,1177	0,5	0,021	0,041	56,2	1,15	1,26	0,05	53,33	315
50	74	70	31,00	173,00	0,0023	0,3993	0,5	0,025	0,138	56,2	3,89	4,29	0,10	98,23	315
51	71	70	31,00	31,00	0,0023	0,0715	0,5	0,025	0,025	56,2	0,70	0,77	0,04	41,58	315
52	70	69	39,00	243,00	0,0023	0,5608	0,5	0,031	0,194	56,2	5,46	6,02	0,12	116,42	315
53	69	78	40,00	283,00	0,0023	0,6532	0,5	0,032	0,226	56,2	6,36	7,02	0,13	125,63	315
54	78	68	40,00	673,00	0,0023	1,5533	0,5	0,040	0,590	56,2	16,58	18,14	0,20	202,02	315
55	67	68	39,00	39,00	0,0023	0,0900	0,5	0,031	0,031	56,2	0,88	0,97	0,05	46,64	315
56	68	66	29,00	741,00	0,0023	1,7102	0,5	0,029	0,650	56,2	18,28	19,99	0,21	212,06	315

TABLEAU N°4.1: ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX PLUVIALES (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m)	L (m) Cumulé	Qsp debite specifique (l/s/m)	Q debite de eau usse (l/s)	c	S (ha)	S (ha) Cumulé	I(l/s/ha)	Q plv (l/s)	QT(l/s)	D (m) calculé	D (mm) calculé	D (mm)
57	65	64	35,00	35,00	0,0023	0,0808	0,5	0,028	0,028	56,2	0,79	0,87	0,04	44,18	315
58	64	66	35,00	70,00	0,0023	0,1616	0,5	0,028	0,056	56,2	1,57	1,74	0,06	62,48	315
59	66	63	41,00	852,00	0,0023	1,9664	0,5	0,041	0,747	56,2	21,00	22,97	0,23	227,33	400
60	62	63	24,00	24,00	0,0023	0,0554	0,5	0,024	0,024	56,2	0,67	0,73	0,04	40,52	315
61	63	61	41,00	917,00	0,0023	2,1164	0,5	0,041	0,812	56,2	22,83	24,94	0,24	236,91	400
62	60	61	27,00	27,00	0,0023	0,0623	0,5	0,022	0,022	56,2	0,61	0,67	0,04	38,81	315
63	61	59	37,00	981,00	0,0023	2,2641	0,5	0,037	0,871	56,2	24,48	26,74	0,25	245,28	400
64	59	89	37,00	1018,00	0,0023	2,3495	0,5	0,037	0,908	56,2	25,51	27,86	0,25	250,39	400
65	89	58	40,00	2214,00	0,0023	5,1099	0,5	0,068	2,228	56,2	62,60	67,71	0,39	390,32	400
66	56	57	37,00	37,00	0,0023	0,0854	0,5	0,030	0,030	56,2	0,83	0,92	0,05	45,43	315
67	57	58	37,00	74,00	0,0023	0,1708	0,5	0,030	0,059	56,2	1,66	1,83	0,06	64,24	315
68	129	58	43,00	43,00	0,0023	0,0992	0,5	0,034	0,034	56,2	0,97	1,07	0,05	48,97	315
69	58	55	35,00	2366,00	0,0023	5,4607	0,5	0,060	2,381	56,2	66,90	72,36	0,40	403,51	500
70	55	54	35,00	2401,00	0,0023	5,5415	0,5	0,060	2,440	56,2	68,58	74,12	0,41	408,37	500
71	131	130	41,00	41,00	0,0023	0,0946	0,5	0,033	0,033	56,2	0,92	1,02	0,05	47,82	315
72	130	54	42,00	83,00	0,0023	0,1916	0,5	0,038	0,071	56,2	1,98	2,18	0,07	69,96	315
73	53	52	39,00	39,00	0,0023	0,0900	0,5	0,039	0,039	56,2	1,10	1,19	0,05	51,66	315
74	52	51	35,00	74,00	0,0023	0,1708	0,5	0,028	0,067	56,2	1,88	2,05	0,07	67,97	315
75	51	50	35,00	109,00	0,0023	0,2516	0,5	0,028	0,095	56,2	2,67	2,92	0,08	81,07	315

TABLEAU N°4.1: ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX PLUVIALES (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m)	L (m) Cumulé	Qsp debite specifique (l/s/m)	Q debite de eau usse (l/s)	c	S (ha)	S (ha) Cumulé	I(l/s/ha)	Q plv (l/s)	QT(l/s)	D (m) calculé	D (mm) calculé	D (mm)
76	49	48	24,00	24,00	0,0023	0,0554	0,5	0,019	0,019	56,2	0,54	0,59	0,04	36,59	315
77	48	47	23,00	47,00	0,0023	0,1085	0,5	0,018	0,038	56,2	1,06	1,17	0,05	51,20	315
78	47	50	39,00	86,00	0,0023	0,1985	0,5	0,031	0,069	56,2	1,93	2,13	0,07	69,26	315
79	50	46	38,00	233,00	0,0023	0,5378	0,5	0,030	0,194	56,2	5,46	5,99	0,12	116,14	315
80	46	45	35,00	268,00	0,0023	0,6185	0,5	0,028	0,222	56,2	6,24	6,86	0,12	124,26	315
81	45	44	35,00	303,00	0,0023	0,6993	0,5	0,028	0,250	56,2	7,03	7,73	0,13	131,88	315
82	44	43	40,00	343,00	0,0023	0,7916	0,5	0,032	0,282	56,2	7,93	8,72	0,14	140,08	315
83	42	41	42,00	42,00	0,0023	0,0969	0,5	0,034	0,034	56,2	0,94	1,04	0,05	48,40	315
84	41	40	31,00	73,00	0,0023	0,1685	0,5	0,031	0,065	56,2	1,82	1,98	0,07	66,81	315
85	40	39	36,00	109,00	0,0023	0,2516	0,5	0,029	0,093	56,2	2,62	2,88	0,08	80,44	315
86	39	43	35,00	144,00	0,0023	0,3324	0,5	0,028	0,121	56,2	3,41	3,74	0,09	91,78	315
87	43	38	30,00	517,00	0,0023	1,1932	0,5	0,024	0,428	56,2	12,02	13,21	0,17	172,39	315
88	38	37	40,00	557,00	0,0023	1,2856	0,5	0,032	0,460	56,2	12,91	14,20	0,18	178,75	315
89	33	32	23,00	23,00	0,0023	0,0531	0,5	0,018	0,018	56,2	0,52	0,57	0,04	35,82	315
90	32	31	40,00	63,00	0,0023	0,1454	0,5	0,032	0,050	56,2	1,42	1,56	0,06	59,28	315
91	30	31	30,00	30,00	0,0023	0,0692	0,5	0,024	0,024	56,2	0,67	0,74	0,04	40,90	315
92	31	29	35,00	128,00	0,0023	0,2954	0,5	0,028	0,102	56,2	2,88	3,17	0,08	84,49	315
93	29	34	35,00	163,00	0,0023	0,3762	0,5	0,028	0,130	56,2	3,66	4,04	0,10	95,35	315
94	36	35	34,00	34,00	0,0023	0,0785	0,5	0,027	0,027	56,2	0,76	0,84	0,04	43,55	315

TABLEAU N°4.1: ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX PLUVIALES (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m)	L (m) Cumulé	Qsp debite specifique (l/s/m)	Q debite de eau usse (l/s)	c	S (ha)	S (ha) Cumulé	I(l/s/ha)	Q plv (l/s)	QT(l/s)	D (m) calculé	D (mm) calculé	D (mm)
95	35	34	41,00	75,00	0,0023	0,1731	0,5	0,041	0,068	56,2	1,92	2,09	0,07	68,57	315
96	34	37	30,00	268,00	0,0023	0,6185	0,5	0,030	0,229	56,2	6,42	7,04	0,13	125,88	315
97	37	28	39,00	864,00	0,0023	1,9941	0,5	0,039	0,727	56,2	20,43	22,43	0,22	224,64	315
98	27	26	24,00	24,00	0,0023	0,0554	0,5	0,024	0,024	56,2	0,67	0,73	0,04	40,52	315
99	25	26	38,00	38,00	0,0023	0,0877	0,5	0,030	0,030	56,2	0,85	0,94	0,05	46,04	315
100	26	24	35,00	97,00	0,0023	0,2239	0,5	0,035	0,089	56,2	2,51	2,74	0,08	78,46	315
101	24	28	35,00	132,00	0,0023	0,3047	0,5	0,035	0,124	56,2	3,50	3,80	0,09	92,47	315
102	28	19	35,00	1031,00	0,0023	2,3795	0,5	0,035	0,887	56,2	24,91	27,29	0,25	247,81	400
103	19	20	35,00	1066,00	0,0023	2,4603	0,5	0,035	0,922	56,2	25,90	28,36	0,25	252,59	400
104	23	22	25,00	25,00	0,0023	0,0577	0,5	0,020	0,020	56,2	0,56	0,62	0,04	37,34	315
105	22	21	25,00	50,00	0,0023	0,1154	0,5	0,020	0,040	56,2	1,12	1,24	0,05	52,81	315
106	21	20	39,00	89,00	0,0023	0,2054	0,5	0,031	0,071	56,2	2,00	2,21	0,07	70,45	315
107	18	17	35,00	35,00	0,0023	0,0808	0,5	0,035	0,035	56,2	0,98	1,06	0,05	48,93	315
108	17	16	35,00	70,00	0,0023	0,1616	0,5	0,035	0,070	56,2	1,97	2,13	0,07	69,20	315
109	14	16	23,00	23,00	0,0023	0,0531	0,5	0,018	0,018	56,2	0,52	0,57	0,04	35,82	315
110	16	15	40,00	133,00	0,0023	0,3070	0,5	0,040	0,128	56,2	3,61	3,92	0,09	93,85	315
111	15	12	14,00	147,00	0,0023	0,3393	0,5	0,022	0,151	56,2	4,24	4,58	0,10	101,48	315
112	13	12	40,00	40,00	0,0023	0,0923	0,5	0,056	0,056	56,2	1,57	1,67	0,06	61,22	315
113	12	11	26,00	213,00	0,0023	0,4916	0,5	0,026	0,233	56,2	6,54	7,03	0,13	125,80	315

TABLEAU N°4.1: ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX PLUVIALES (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m)	L (m) Cumulé	Qsp debite spécifique (l/s/m)	Q debite de eau usse (l/s)	c	S (ha)	S (ha) Cumulé	I(l/s/ha)	Q plv (l/s)	QT(l/s)	D (m) calculé	D (mm) calculé	D (mm)
114	11	9	26,00	239,00	0,0023	0,5516	0,5	0,026	0,259	56,2	7,27	7,82	0,13	132,68	315
115	10	9	41,00	41,00	0,0023	0,0946	0,5	0,033	0,033	56,2	0,92	1,02	0,05	47,82	315
116	9	8	38,00	318,00	0,0023	0,7339	0,5	0,030	0,322	56,2	9,05	9,78	0,15	148,36	315
117	7	8	38,00	38,00	0,0023	0,0877	0,5	0,049	0,049	56,2	1,39	1,48	0,06	57,63	315
118	8	6	31,00	387,00	0,0023	0,8932	0,5	0,025	0,396	56,2	11,13	12,03	0,16	164,50	315
119	6	20	39,00	426,00	0,0023	0,9832	0,5	0,031	0,427	56,2	12,01	12,99	0,17	170,98	315
120	20	54	44,00	1625,00	0,0023	3,7505	0,5	0,044	1,464	56,2	41,14	44,89	0,32	317,82	400
121	54	5	27,00	4136,00	0,0023	9,5459	0,5	0,062	4,037	56,2	113,45	122,99	0,53	526,06	600
122	5	4	27,00	4163,00	0,0023	9,6082	0,5	0,059	4,097	56,2	115,12	124,73	0,53	529,75	600
123	3	4	44,00	44,00	0,0023	0,1016	0,5	0,031	0,031	56,2	0,87	0,97	0,05	46,65	315
124	4	2	27,00	4234,00	0,0023	9,7721	0,5	0,062	4,190	56,2	117,73	127,50	0,54	535,61	600
125	2	1	29,00	4263,00	0,0023	9,8390	0,5	0,067	4,256	56,2	119,60	129,44	0,54	539,67	600
126	Ex1	111	29,00	4292,00	0,0023	9,9059	0,5	0,064	4,320	56,2	121,39	131,30	0,54	543,53	600
127	111	112	29,00	4321,00	0,0023	9,9729	0,5	0,064	4,384	56,2	123,19	133,16	0,55	547,37	600
128	112	174	32,00	4353,00	0,0023	10,0467	0,5	0,070	4,454	56,2	125,17	135,21	0,55	551,57	600

TABLEAU N°4.1: ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX PLUVIALES (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m)	L (m) Cumulé	Qsp debite specifique (l/s/m)	Q debite de eau usse (l/s)	c	S (ha)	S (ha) Cumulé	I(l/s/ha)	Q plv (l/s)	QT(l/s)	D (m) calculé	D (mm) calculé	D (mm)
129	139	140	29,00	29,00	0,0023	0,0669	0,5	0,029	0,029	56,2	0,81	0,88	0,04	44,54	315
130	140	142	29,00	58,00	0,0023	0,1339	0,5	0,029	0,058	56,2	1,63	1,76	0,06	62,99	315
131	141	142	38,00	38,00	0,0023	0,0877	0,5	0,038	0,038	56,2	1,07	1,16	0,05	50,99	315
132	142	143	39,00	135,00	0,0023	0,3116	0,5	0,031	0,127	56,2	3,57	3,89	0,09	93,51	315
133	143	145	30,00	165,00	0,0023	0,3808	0,5	0,024	0,151	56,2	4,25	4,63	0,10	102,06	315
134	144	145	23,00	23,00	0,0023	0,0531	0,5	0,018	0,018	56,2	0,52	0,57	0,04	35,82	315
135	145	148	32,00	220,00	0,0023	0,5078	0,5	0,026	0,195	56,2	5,49	5,99	0,12	116,12	315
136	146	147	24,00	24,00	0,0023	0,0554	0,5	0,019	0,019	56,2	0,54	0,59	0,04	36,59	315
137	147	148	24,00	48,00	0,0023	0,1108	0,5	0,019	0,038	56,2	1,08	1,19	0,05	51,74	315
138	148	149	40,00	308,00	0,0023	0,7109	0,5	0,032	0,266	56,2	7,46	8,17	0,14	135,62	315
139	149	150	34,00	342,00	0,0023	0,7893	0,5	0,034	0,300	56,2	8,42	9,21	0,14	143,94	315
140	132	133	39,00	39,00	0,0023	0,0900	0,5	0,031	0,031	56,2	0,88	0,97	0,05	46,64	315
141	133	134	35,00	74,00	0,0023	0,1708	0,5	0,035	0,066	56,2	1,86	2,03	0,07	67,60	315
142	134	150	35,00	109,00	0,0023	0,2516	0,5	0,035	0,101	56,2	2,84	3,10	0,08	83,45	315
143	138	137	25,00	25,00	0,0023	0,0577	0,5	0,025	0,025	56,2	0,70	0,76	0,04	41,36	315
144	137	136	25,00	50,00	0,0023	0,1154	0,5	0,025	0,050	56,2	1,41	1,52	0,06	58,49	315
145	135	136	39,00	39,00	0,0023	0,0900	0,5	0,031	0,031	56,2	0,88	0,97	0,05	46,64	315
146	136	150	40,00	129,00	0,0023	0,2977	0,5	0,040	0,121	56,2	3,41	3,70	0,09	91,28	315
147	150	154	39,00	619,00	0,0023	1,4287	0,5	0,039	0,561	56,2	15,76	17,19	0,20	196,68	315

TABLEAU N°4.1: ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX PLUVIALES (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m)	L (m) Cumulé	Qsp debite specifique (l/s/m)	Q debite de eau usse (l/s)	c	S (ha)	S (ha) Cumulé	I(l/s/ha)	Q plv (l/s)	QT(l/s)	D (m) calculé	D (mm) calculé	D (mm)
148	151	152	41,00	41,00	0,0023	0,0946	0,5	0,033	0,033	56,2	0,92	1,02	0,05	47,82	315
149	152	153	34,00	75,00	0,0023	0,1731	0,5	0,027	0,060	56,2	1,69	1,86	0,06	64,68	315
150	153	154	34,00	109,00	0,0023	0,2516	0,5	0,027	0,087	56,2	2,45	2,70	0,08	77,97	315
151	154	160	30,00	758,00	0,0023	1,7495	0,5	0,030	0,678	56,2	19,06	20,81	0,22	216,37	315
152	156	157	25,00	25,00	0,0023	0,0577	0,5	0,020	0,020	56,2	0,56	0,62	0,04	37,34	315
153	157	158	25,00	50,00	0,0023	0,1154	0,5	0,020	0,040	56,2	1,12	1,24	0,05	52,81	315
154	155	158	25,00	25,00	0,0023	0,0577	0,5	0,020	0,020	56,2	0,56	0,62	0,04	37,34	315
155	158	159	30,00	105,00	0,0023	0,2423	0,5	0,024	0,084	56,2	2,36	2,60	0,08	76,53	315
156	159	160	39,00	144,00	0,0023	0,3324	0,5	0,031	0,115	56,2	3,24	3,57	0,09	89,62	315
157	160	166	39,00	941,00	0,0023	2,1718	0,5	0,039	0,832	56,2	23,39	25,56	0,24	239,82	315
158	161	162	28,00	28,00	0,0023	0,0646	0,5	0,022	0,022	56,2	0,63	0,69	0,04	39,52	315
159	162	164	28,00	56,00	0,0023	0,1292	0,5	0,022	0,045	56,2	1,26	1,39	0,06	55,89	315
160	163	164	24,00	24,00	0,0023	0,0554	0,5	0,024	0,024	56,2	0,67	0,73	0,04	40,52	315
161	164	165	35,00	115,00	0,0023	0,2654	0,5	0,035	0,104	56,2	2,92	3,18	0,08	84,62	315
162	165	166	34,00	149,00	0,0023	0,3439	0,5	0,034	0,138	56,2	3,87	4,22	0,10	97,40	315
163	166	167	35,00	1125,00	0,0023	2,5965	0,5	0,035	1,005	56,2	28,25	30,84	0,26	263,43	400
164	167	170	35,00	1160,00	0,0023	2,6773	0,5	0,035	1,040	56,2	29,23	31,91	0,27	267,94	400
165	168	169	31,00	31,00	0,0023	0,0715	0,5	0,025	0,025	56,2	0,70	0,77	0,04	41,58	315
166	169	170	40,00	71,00	0,0023	0,1639	0,5	0,032	0,057	56,2	1,60	1,76	0,06	62,93	315

TABLEAU N°4.1: ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX PLUVIALES (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m)	L (m) Cumulé	Qsp debite specifique (l/s/m)	Q debite de eau usse (l/s)	c	S (ha)	S (ha) Cumulé	I(l/s/ha)	Q plv (l/s)	QT(l/s)	D (m) calculé	D (mm) calculé	D (mm)
167	170	173	40,00	1271,00	0,0023	2,9335	0,5	0,056	1,153	56,2	32,40	35,33	0,28	281,96	400
168	171	172	25,00	25,00	0,0023	0,0577	0,5	0,023	0,023	56,2	0,63	0,69	0,04	39,40	315
169	172	173	25,00	50,00	0,0023	0,1154	0,5	0,023	0,045	56,2	1,26	1,38	0,06	55,72	315
170	173	174	35,00	1356,00	0,0023	3,1296	0,5	0,049	1,247	56,2	35,04	38,17	0,29	293,06	400
171	174	175	38,00	5747,00	0,0023	13,2641	0,5	0,084	5,785	56,2	162,56	175,82	0,63	628,96	700
172	175	176	38,00	5785,00	0,0023	13,3518	0,5	0,084	5,869	56,2	164,90	178,26	0,63	633,31	700
173	176	216	40,00	5825,00	0,0023	13,4441	0,5	0,088	5,957	56,2	167,38	180,82	0,64	637,85	700
174	177	179	35,00	35,00	0,0023	0,0808	0,5	0,028	0,028	56,2	0,79	0,87	0,04	44,18	315
175	178	179	38,00	38,00	0,0023	0,0877	0,5	0,030	0,030	56,2	0,85	0,94	0,05	46,04	315
176	179	184	39,00	112,00	0,0023	0,2585	0,5	0,031	0,090	56,2	2,52	2,78	0,08	79,04	315
177	180	181	31,00	31,00	0,0023	0,0715	0,5	0,034	0,034	56,2	0,96	1,03	0,05	48,13	315
178	181	182	31,00	62,00	0,0023	0,1431	0,5	0,034	0,068	56,2	1,92	2,06	0,07	68,07	315
179	182	183	31,00	93,00	0,0023	0,2146	0,5	0,031	0,099	56,2	2,79	3,00	0,08	82,19	315
180	183	184	33,00	126,00	0,0023	0,2908	0,5	0,033	0,132	56,2	3,71	4,01	0,09	94,94	315
181	184	186	40,00	278,00	0,0023	0,6416	0,5	0,032	0,254	56,2	7,13	7,77	0,13	132,25	315
182	185	186	37,00	37,00	0,0023	0,0854	0,5	0,030	0,030	56,2	0,83	0,92	0,05	45,43	315
183	186	187	35,00	350,00	0,0023	0,8078	0,5	0,028	0,311	56,2	8,75	9,56	0,15	146,65	315
184	187	190	35,00	385,00	0,0023	0,8886	0,5	0,028	0,339	56,2	9,54	10,43	0,15	153,16	315
185	188	189	35,00	35,00	0,0023	0,0808	0,5	0,018	0,018	56,2	0,49	0,57	0,04	35,89	315

TABLEAU N°4.1: ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX PLUVIALES (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m)	L (m) Cumulé	Qsp debite specifique (l/s/m)	Q debite de eau usse (l/s)	c	S (ha)	S (ha) Cumulé	I(l/s/ha)	Q plv (l/s)	QT(l/s)	D (m) calculé	D (mm) calculé	D (mm)
186	189	190	38,00	73,00	0,0023	0,1685	0,5	0,030	0,048	56,2	1,35	1,51	0,06	58,37	315
187	190	191	40,00	498,00	0,0023	1,1494	0,5	0,032	0,419	56,2	11,78	12,93	0,17	170,58	315
188	191	192	27,00	525,00	0,0023	1,2117	0,5	0,027	0,446	56,2	12,54	13,75	0,18	175,91	315
189	192	193	27,00	552,00	0,0023	1,2740	0,5	0,027	0,473	56,2	13,30	14,57	0,18	181,08	315
190	193	195	31,00	583,00	0,0023	1,3456	0,5	0,031	0,504	56,2	14,17	15,52	0,19	186,85	315
191	194	195	34,00	34,00	0,0023	0,0785	0,5	0,027	0,027	56,2	0,76	0,84	0,04	43,55	315
192	195	198	39,00	656,00	0,0023	1,5140	0,5	0,039	0,571	56,2	16,03	17,55	0,20	198,69	315
193	196	198	21,00	21,00	0,0023	0,0485	0,5	0,021	0,021	56,2	0,59	0,64	0,04	37,90	315
194	197	198	36,00	36,00	0,0023	0,0831	0,5	0,036	0,036	56,2	1,01	1,09	0,05	49,63	315
195	198	199	35,00	748,00	0,0023	1,7264	0,5	0,035	0,663	56,2	18,62	20,34	0,21	213,94	315
196	199	202	35,00	783,00	0,0023	1,8072	0,5	0,035	0,698	56,2	19,60	21,41	0,22	219,47	315
197	200	201	35,00	35,00	0,0023	0,0808	0,5	0,028	0,028	56,2	0,79	0,87	0,04	44,18	315
198	201	202	35,00	70,00	0,0023	0,1616	0,5	0,028	0,056	56,2	1,57	1,74	0,06	62,48	315
199	202	205	39,00	892,00	0,0023	2,0587	0,5	0,039	0,793	56,2	22,27	24,33	0,23	233,96	315
200	203	204	46,00	46,00	0,0023	0,1062	0,5	0,046	0,046	56,2	1,29	1,40	0,06	56,10	315
201	204	205	46,00	92,00	0,0023	0,2123	0,5	0,046	0,092	56,2	2,59	2,80	0,08	79,34	315
202	205	213	40,00	1024,00	0,0023	2,3634	0,5	0,040	0,925	56,2	25,98	28,34	0,25	252,53	315
203	208	209	26,00	26,00	0,0023	0,0600	0,5	0,021	0,021	56,2	0,58	0,64	0,04	38,08	315
204	209	210	38,00	64,00	0,0023	0,1477	0,5	0,030	0,051	56,2	1,44	1,59	0,06	59,75	315

TABLEAU N°4.1: ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX PLUVIALES (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m)	L (m) Cumulé	Qsp debite spécifique (l/s/m)	Q debite de eau usse (l/s)	c	S (ha)	S (ha) Cumulé	I(l/s/ha)	Q plv (l/s)	QT(l/s)	D (m) calculé	D (mm) calculé	D (mm)
205	207	210	24,00	24,00	0,0023	0,0554	0,5	0,019	0,019	56,2	0,54	0,59	0,04	36,59	315
206	206	210	30,00	30,00	0,0023	0,0692	0,5	0,024	0,024	56,2	0,67	0,74	0,04	40,90	315
207	210	212	31,00	149,00	0,0023	0,3439	0,5	0,034	0,129	56,2	3,61	3,95	0,09	94,33	315
208	211	212	26,00	26,00	0,0023	0,0600	0,5	0,021	0,021	56,2	0,58	0,64	0,04	38,08	315
209	212	213	38,00	213,00	0,0023	0,4916	0,5	0,030	0,180	56,2	5,05	5,54	0,11	111,66	315
210	213	215	38,00	1275,00	0,0023	2,9427	0,5	0,038	1,142	56,2	32,10	35,04	0,28	280,78	315
211	214	215	42,00	42,00	0,0023	0,0969	0,5	0,034	0,034	56,2	0,94	1,04	0,05	48,40	315
212	215	216	24,00	1341,00	0,0023	3,0950	0,5	0,034	1,209	56,2	33,98	37,08	0,29	288,84	315
213	216	217	31,00	7197,00	0,0023	16,6107	0,5	0,081	7,247	56,2	203,63	220,24	0,70	703,94	800
214	217	226	31,00	7228,00	0,0023	16,6822	0,5	0,081	7,327	56,2	205,89	222,57	0,71	707,67	800
215	218	219	33,00	33,00	0,0023	0,0762	0,5	0,026	0,026	56,2	0,74	0,82	0,04	42,90	315
216	219	220	33,00	66,00	0,0023	0,1523	0,5	0,026	0,053	56,2	1,48	1,64	0,06	60,67	315
217	220	222	34,00	100,00	0,0023	0,2308	0,5	0,027	0,080	56,2	2,25	2,48	0,07	74,68	315
218	221	222	29,00	29,00	0,0023	0,0669	0,5	0,023	0,023	56,2	0,65	0,72	0,04	40,22	315
219	222	224	39,00	168,00	0,0023	0,3877	0,5	0,031	0,134	56,2	3,78	4,16	0,10	96,80	315
220	223	224	29,00	29,00	0,0023	0,0669	0,5	0,029	0,029	56,2	0,81	0,88	0,04	44,54	315
221	224	225	39,00	236,00	0,0023	0,5447	0,5	0,031	0,195	56,2	5,47	6,01	0,12	116,31	315
222	225	226	39,00	275,00	0,0023	0,6347	0,5	0,031	0,226	56,2	6,34	6,98	0,13	125,32	315

TABLEAU N°4.2: CALCUL HYDRAULIQUE

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	S m2	I (mm/m)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	QT(l/s)	QT(m3/s)	RQ	RV	RH	H(m)	V0 (m/s)	Vaut (m/s)
1	114	113	28,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	0,69	0,0007	0,26	0,82	0,32	0,10	0,52	0,35
2	113	107	28,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	1,39	0,0014	0,27	0,83	0,33	0,10	0,52	0,35
3	107	106	38,00	315	0,0779	11	0,94	0,07	3,29	0,0033	0,27	0,83	0,33	0,10	0,78	0,51
4	115	106	27,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	0,67	0,0007	0,25	0,79	0,31	0,10	0,50	0,35
5	104	105	27,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	0,67	0,0007	0,32	0,87	0,37	0,12	0,43	0,27
6	105	106	27,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	1,34	0,0013	0,34	0,89	0,39	0,12	0,43	0,27
7	106	103	39,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	7,25	0,0073	0,34	0,89	0,39	0,12	0,79	0,49
8	102	101	25,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	0,76	0,0008	0,30	0,86	0,36	0,11	0,42	0,27
9	101	103	25,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	1,52	0,0015	0,32	0,87	0,37	0,12	0,43	0,27
10	123	122	40,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	1,22	0,0012	0,37	0,93	0,41	0,13	0,59	0,35
11	122	121	40,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	2,21	0,0022	0,50	1,00	0,48	0,15	0,49	0,27
12	120	121	36,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	0,89	0,0009	0,33	0,89	0,47	0,15	0,56	0,35
13	121	119	31,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	3,87	0,0039	0,34	0,89	0,39	0,12	0,56	0,35
14	118	119	26,00	315	0,0779	15	1,09	0,09	0,64	0,0006	0,14	0,64	0,22	0,07	0,70	0,60
15	119	124	39,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	5,48	0,0055	0,44	0,97	0,44	0,14	0,61	0,35
16	126	125	27,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	0,82	0,0008	0,32	0,87	0,37	0,12	0,43	0,27
17	125	124	39,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	2,01	0,0020	0,49	0,99	0,47	0,15	0,48	0,27
18	117	124	26,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	0,64	0,0006	0,24	0,79	0,32	0,10	0,50	0,35
19	124	116	37,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	9,26	0,0093	0,64	1,07	0,57	0,18	0,52	0,27
20	116	103	37,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	10,38	0,0104	0,67	1,08	0,58	0,18	0,53	0,27
21	103	100	40,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	21,16	0,0212	0,53	1,02	0,505	0,16	0,91	0,49
22	98	99	31,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	0,77	0,0008	0,37	0,93	0,41	0,13	0,45	0,27

TABLEAU N°4.2: CALCUL HYDRAULIQUE (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	S m2	I (mm/m)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	QT(l/s)	QT(m3/s)	RQ	RV	RH	H(m)	V0 (m/s)	Vaut (m/s)
23	99	100	44,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	1,86	0,0019	0,54	1,02	0,52	0,16	0,50	0,27
24	128	127	30,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	0,74	0,0007	0,28	0,86	0,34	0,11	0,54	0,35
25	127	100	43,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	1,81	0,0018	0,41	0,96	0,43	0,14	0,61	0,35
26	100	97	35,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	26,58	0,0266	0,57	1,04	0,54	0,17	0,93	0,49
27	97	96	35,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	28,33	0,0283	0,59	1,05	0,55	0,17	0,94	0,49
28	95	94	32,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	0,97	0,0010	0,38	0,93	0,42	0,13	0,45	0,27
29	94	96	41,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	2,22	0,0022	0,52	1,02	0,5	0,16	0,50	0,27
30	96	93	39,00	400	0,1256	10	1,07	0,13	32,50	0,0325	0,35	0,91	0,39	0,16	0,97	0,59
31	92	91	37,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	0,92	0,0009	0,44	0,97	0,44	0,14	0,47	0,27
32	91	93	37,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	1,83	0,0018	0,25	0,79	0,31	0,10	0,70	0,49
33	93	90	35,00	400	0,1256	10	1,07	0,13	36,09	0,0361	0,36	0,92	0,4	0,16	0,98	0,59
34	90	89	35,00	400	0,1256	10	1,07	0,13	37,84	0,0378	0,37	0,93	0,41	0,16	0,99	0,59
35	88	87	38,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	0,94	0,0009	0,25	0,79	0,31	0,10	0,70	0,49
36	87	86	39,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	2,13	0,0021	0,27	0,83	0,33	0,10	0,74	0,49
37	85	84	35,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	1,06	0,0011	0,42	0,95	0,43	0,14	0,46	0,27
38	84	86	35,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	2,13	0,0021	0,45	0,98	0,46	0,14	0,48	0,27
39	86	83	39,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	5,44	0,0054	0,31	0,87	0,37	0,12	0,78	0,49
40	82	83	25,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	0,62	0,0006	0,30	0,85	0,35	0,11	0,42	0,27
41	83	81	32,00	315	0,0779	7	0,75	0,06	7,04	0,0070	0,35	0,91	0,39	0,12	0,68	0,41
42	80	79	34,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	0,84	0,0008	0,40	0,95	0,43	0,14	0,46	0,27
43	79	81	34,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	1,69	0,0017	0,42	0,96	0,44	0,14	0,47	0,27
44	81	78	39,00	315	0,0779	7	0,75	0,06	9,91	0,0099	0,44	0,97	0,44	0,14	0,72	0,41

TABLEAU N°4.2: CALCUL HYDRAULIQUE (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	S m2	I (mm/m)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	QT(l/s)	QT(m3/s)	RQ	RV	RH	H(m)	V0 (m/s)	Vaut (m/s)
45	77	76	26,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	0,64	0,0006	0,31	0,87	0,37	0,12	0,43	0,27
46	76	75	26,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	1,29	0,0013	0,32	0,87	0,37	0,12	0,43	0,27
47	75	74	39,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	2,26	0,0023	0,49	0,99	0,47	0,15	0,48	0,27
48	73	72	25,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	0,62	0,0006	0,30	0,85	0,35	0,11	0,42	0,27
49	72	74	26,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	1,26	0,0013	0,18	0,75	0,27	0,09	0,67	0,49
50	74	70	31,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	4,29	0,0043	0,45	0,98	0,46	0,14	0,48	0,27
51	71	70	31,00	315	0,0779	7	0,75	0,06	0,77	0,0008	0,24	0,79	0,31	0,10	0,59	0,41
52	70	69	39,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	6,02	0,0060	0,58	1,04	0,54	0,17	0,51	0,27
53	69	78	40,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	7,02	0,0070	0,62	1,05	0,56	0,18	0,51	0,27
54	78	68	40,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	18,14	0,0181	0,89	1,13	0,72	0,23	0,55	0,27
55	67	68	39,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	0,97	0,0010	0,46	0,97	0,45	0,14	0,47	0,27
56	68	66	29,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	19,99	0,0200	0,81	1,1	0,67	0,21	0,54	0,27
57	65	64	35,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	0,87	0,0009	0,41	0,96	0,43	0,14	0,47	0,27
58	64	66	35,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	1,74	0,0017	0,44	0,97	0,44	0,14	0,47	0,27
59	66	63	41,00	400	0,1256	3	0,58	0,07	22,97	0,0230	0,53	1,02	0,505	0,20	0,60	0,32
60	62	63	24,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	0,73	0,0007	0,29	0,87	0,35	0,11	0,43	0,27
61	63	61	41,00	400	0,400	3	0,58	0,07	24,94	0,0249	0,34	0,85	0,35	0,14	0,50	0,32
62	60	61	27,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	0,67	0,0007	0,32	0,87	0,37	0,12	0,43	0,27
63	61	59	37,00	400	0,1256	3	0,58	0,07	26,74	0,0267	0,55	1,03	0,52	0,21	0,60	0,32
64	59	89	37,00	400	0,1256	3	0,58	0,07	27,86	0,0279	0,56	1,03	0,52	0,21	0,60	0,32
65	89	58	40,00	400	0,1256	10	1,07	0,13	67,71	0,0677	0,59	1,05	0,55	0,22	1,12	0,59
66	56	57	37,00	315	0,0779	15	1,09	0,09	0,92	0,0009	0,20	0,74	0,27	0,09	0,81	0,60

TABLEAU N°4.2: CALCUL HYDRAULIQUE (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	S m2	I (mm/m)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	QT(l/s)	QT(m3/s)	RQ	RV	RH	H(m)	V0 (m/s)	Vaut (m/s)
67	57	58	37,00	315	0,0779	15	1,09	0,09	1,83	0,0018	0,21	0,74	0,27	0,09	0,81	0,60
68	129	58	43,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	1,07	0,0011	0,39	0,95	0,43	0,14	0,60	0,35
69	58	55	35,00	500	0,1963	3	0,69	0,14	72,36	0,0724	0,60	1,05	0,55	0,28	0,73	0,38
70	55	54	35,00	500	0,1963	3	0,69	0,14	74,12	0,0741	0,62	1,06	0,56	0,28	0,73	0,38
71	131	130	41,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	1,02	0,0010	0,38	0,93	0,42	0,13	0,59	0,35
72	130	54	42,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	2,18	0,0022	0,41	0,96	0,43	0,14	0,61	0,35
73	53	52	39,00	315	0,0779	7	0,75	0,06	1,19	0,0012	0,31	0,87	0,37	0,12	0,65	0,41
74	52	51	35,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	2,05	0,0021	0,44	0,97	0,44	0,14	0,47	0,27
75	51	50	35,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	2,92	0,0029	0,46	0,97	0,45	0,14	0,47	0,27
76	49	48	24,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	0,59	0,0006	0,28	0,86	0,34	0,11	0,42	0,27
77	48	47	23,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	1,17	0,0012	0,29	0,87	0,35	0,11	0,43	0,27
78	47	50	39,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	2,13	0,0021	0,49	0,99	0,47	0,15	0,48	0,27
79	50	46	38,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	5,99	0,0060	0,57	1,04	0,54	0,17	0,51	0,27
80	46	45	35,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	6,86	0,0069	0,56	1,03	0,52	0,16	0,50	0,27
81	45	44	35,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	7,73	0,0077	0,58	1,04	0,54	0,17	0,51	0,27
82	44	43	40,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	8,72	0,0087	0,66	1,07	0,58	0,18	0,52	0,27
83	42	41	42,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	1,04	0,0010	0,50	1,00	0,48	0,15	0,49	0,27
84	41	40	31,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	1,98	0,0020	0,40	0,95	0,43	0,14	0,46	0,27
85	40	39	36,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	2,88	0,0029	0,47	0,98	0,46	0,14	0,48	0,27
86	39	43	35,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	3,74	0,0037	0,48	0,99	0,47	0,15	0,48	0,27
87	43	38	30,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	13,21	0,0132	0,65	1,07	0,67	0,21	0,52	0,27
88	38	37	40,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	14,20	0,0142	0,79	1,12	0,77	0,24	0,55	0,27

TABLEAU N°4.2: CALCUL HYDRAULIQUE (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	S m2	I (mm/m)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	QT(l/s)	QT(m3/s)	RQ	RV	RH	H(m)	V0 (m/s)	Vaut (m/s)
89	33	32	23,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	0,57	0,0006	0,27	0,83	0,33	0,10	0,41	0,27
90	32	31	40,00	315	0,0779	4	0,56	0,04	1,56	0,0016	0,42	0,96	0,44	0,14	0,54	0,31
91	30	31	30,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	0,74	0,0007	0,36	0,92	0,4	0,13	0,45	0,27
92	31	29	35,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	3,17	0,0032	0,47	0,98	0,46	0,14	0,48	0,27
93	29	34	35,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	4,04	0,0040	0,49	0,99	0,47	0,15	0,48	0,27
94	36	35	34,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	0,84	0,0008	0,40	0,95	0,43	0,14	0,46	0,27
95	35	34	41,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	2,09	0,0021	0,51	1,02	0,5	0,16	0,50	0,27
96	34	37	30,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	7,04	0,0070	0,51	1,02	0,5	0,16	0,50	0,27
97	37	28	39,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	22,43	0,0224	0,98	0,98	0,47	0,15	0,48	0,27
98	27	26	24,00	315	0,0779	15	1,09	0,09	0,73	0,0007	0,13	0,67	0,24	0,08	0,73	0,60
99	25	26	38,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	0,94	0,0009	0,45	0,98	0,46	0,14	0,48	0,27
100	26	24	35,00	315	0,0779	15	1,09	0,09	2,74	0,0027	0,21	0,77	0,28	0,09	0,84	0,60
101	24	28	35,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	3,80	0,0038	0,27	0,83	0,33	0,10	0,74	0,49
102	28	19	35,00	400	0,1256	3	0,58	0,07	27,29	0,0273	0,54	1,02	0,52	0,21	0,60	0,32
103	19	20	35,00	400	0,1256	3	0,58	0,07	28,36	0,0284	0,56	1,03	0,52	0,21	0,60	0,32
104	23	22	25,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	0,62	0,0006	0,16	0,67	0,24	0,08	0,60	0,49
105	22	21	25,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	1,24	0,0012	0,17	0,67	0,24	0,08	0,60	0,49
106	21	20	39,00	315	0,0779	15	1,09	0,09	2,21	0,0022	0,22	0,77	0,28	0,09	0,84	0,60
107	18	17	35,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	1,06	0,0011	0,42	0,96	0,44	0,14	0,47	0,27
108	17	16	35,00	315	0,0779	7	0,75	0,06	2,13	0,0021	0,29	0,87	0,35	0,11	0,65	0,41
109	14	16	23,00	315	0,0779	7	0,75	0,06	0,57	0,0006	0,18	0,75	0,27	0,09	0,56	0,41
110	16	15	40,00	315	0,0779	12	0,98	0,08	3,92	0,0039	0,27	0,83	0,33	0,10	0,81	0,54

TABLEAU N°4.2: CALCUL HYDRAULIQUE (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	S m2	I (mm/m)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	QT(l/s)	QT(m3/s)	RQ	RV	RH	H(m)	V0 (m/s)	Vaut (m/s)
111	15	12	14,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	4,58	0,0046	0,27	0,83	0,33	0,10	0,41	0,27
112	13	12	40,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	1,67	0,0017	0,49	0,99	0,47	0,15	0,48	0,27
113	12	11	26,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	7,03	0,0070	0,46	0,97	0,45	0,14	0,47	0,27
114	11	9	26,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	7,82	0,0078	0,48	0,99	0,47	0,15	0,48	0,27
115	10	9	41,00	315	0,0779	15	1,09	0,09	1,02	0,0010	0,22	0,77	0,28	0,09	0,84	0,60
116	9	8	38,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	9,78	0,0098	0,67	1,08	0,58	0,18	0,53	0,27
117	7	8	38,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	1,48	0,0015	0,46	0,97	0,45	0,14	0,47	0,27
118	8	6	31,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	12,03	0,0120	0,64	1,07	0,67	0,21	0,52	0,27
119	6	20	39,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	12,99	0,0130	0,75	1,09	0,63	0,20	0,53	0,27
120	20	54	44,00	400	0,1256	3	0,58	0,07	44,89	0,0449	0,82	1,1	0,67	0,27	0,64	0,32
121	54	5	27,00	600	0,2826	3	0,79	0,22	122,99	0,1230	0,55	1,13	0,74	0,44	0,90	0,44
122	5	4	27,00	600	0,2826	3	0,79	0,22	124,73	0,1247	0,56	1,14	0,74	0,44	0,90	0,44
123	3	4	44,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	0,97	0,0010	0,52	1,02	0,5	0,16	0,50	0,27
124	4	2	27,00	600	0,2826	3	0,79	0,22	127,50	0,1275	0,57	1,03	0,76	0,46	0,82	0,44
125	2	1	29,00	600	0,2826	3	0,79	0,22	129,44	0,1294	0,58	1,04	0,77	0,46	0,82	0,44
126	1	111	29,00	600	0,2826	3	0,79	0,22	131,30	0,1313	0,59	1,04	0,79	0,47	0,82	0,44
127	111	112	29,00	600	0,2826	3	0,79	0,22	133,16	0,1332	0,59	1,04	0,81	0,49	0,82	0,44
128	112	174	32,00	600	0,2826	3	0,79	0,22	135,21	0,1352	0,60	1,03	0,84	0,50	0,82	0,44
129	139	140	29,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	0,88	0,0009	0,27	0,83	0,33	0,10	0,52	0,35
130	140	142	29,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	1,76	0,0018	0,29	0,87	0,35	0,11	0,55	0,35
131	141	142	38,00	315	0,0779	8	0,80	0,06	1,16	0,0012	0,28	0,86	0,34	0,11	0,69	0,44
132	142	143	39,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	3,89	0,0039	0,53	1,02	0,505	0,16	0,50	0,27

TABLEAU N°4.2: CALCUL HYDRAULIQUE (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	S m2	I (mm/m)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	QT(l/s)	QT(m3/s)	RQ	RV	RH	H(m)	V0 (m/s)	Vaut (m/s)
133	143	145	30,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	4,63	0,0046	0,45	0,98	0,46	0,14	0,48	0,27
134	144	145	23,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	0,57	0,0006	0,15	0,67	0,23	0,07	0,60	0,49
135	145	148	32,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	5,99	0,0060	0,50	1,00	0,48	0,15	0,49	0,27
136	146	147	24,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	0,59	0,0006	0,16	0,68	0,24	0,08	0,61	0,49
137	147	148	24,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	1,19	0,0012	0,16	0,68	0,24	0,08	0,61	0,49
138	148	149	40,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	8,17	0,0082	0,50	1,00	0,48	0,15	0,63	0,35
139	149	150	34,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	9,21	0,0092	0,47	0,98	0,46	0,14	0,62	0,35
140	132	133	39,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	0,97	0,0010	0,25	0,79	0,31	0,10	0,70	0,49
141	133	134	35,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	2,03	0,0020	0,24	0,79	0,31	0,10	0,70	0,49
142	134	150	35,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	3,10	0,0031	0,36	0,92	0,4	0,13	0,58	0,35
143	138	137	25,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	0,76	0,0008	0,23	0,78	0,29	0,09	0,49	0,35
144	137	136	25,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	1,52	0,0015	0,25	0,79	0,31	0,10	0,50	0,35
145	135	136	39,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	0,97	0,0010	0,25	0,79	0,31	0,10	0,70	0,49
146	136	150	40,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	3,70	0,0037	0,42	0,96	0,44	0,14	0,61	0,35
147	150	154	39,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	17,19	0,0172	0,66	1,07	0,58	0,18	0,67	0,35
148	151	152	41,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	1,02	0,0010	0,27	0,83	0,33	0,10	0,74	0,49
149	152	153	34,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	1,86	0,0019	0,33	0,88	0,38	0,12	0,56	0,35
150	153	154	34,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	2,70	0,0027	0,35	0,91	0,39	0,12	0,57	0,35
151	154	160	30,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	20,81	0,0208	0,65	1,07	0,67	0,21	0,67	0,35
152	156	157	25,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	0,62	0,0006	0,16	0,68	0,24	0,08	0,61	0,49
153	157	158	25,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	1,24	0,0012	0,17	0,68	0,24	0,08	0,61	0,49
154	155	158	25,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	0,62	0,0006	0,16	0,68	0,24	0,08	0,61	0,49

TABLEAU N°4.2: CALCUL HYDRAULIQUE (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	S m2	I (mm/m)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	QT(l/s)	QT(m3/s)	RQ	RV	RH	H(m)	V0 (m/s)	Vaut (m/s)
155	158	159	30,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	2,60	0,0026	0,22	0,77	0,28	0,09	0,69	0,49
156	159	160	39,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	3,57	0,0036	0,29	0,87	0,35	0,11	0,78	0,49
157	160	166	39,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	25,56	0,0256	0,82	1,1	0,67	0,21	0,69	0,35
158	161	162	28,00	315	0,0779	15	1,09	0,09	0,69	0,0007	0,15	0,67	0,23	0,07	0,73	0,60
159	162	164	28,00	315	0,0779	15	1,09	0,09	1,39	0,0014	0,16	0,68	0,24	0,08	0,74	0,60
160	163	164	24,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	0,73	0,0007	0,22	0,77	0,28	0,09	0,49	0,35
161	164	165	35,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	3,18	0,0032	0,26	0,82	0,32	0,10	0,73	0,49
162	165	166	34,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	4,22	0,0042	0,38	0,93	0,42	0,13	0,59	0,35
163	166	167	35,00	400	0,1256	3	0,58	0,07	30,84	0,0308	0,59	1,05	0,55	0,22	0,61	0,32
164	167	170	35,00	400	0,1256	3	0,58	0,07	31,91	0,0319	0,60	1,05	0,55	0,22	0,61	0,32
165	168	169	31,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	0,77	0,0008	0,37	0,93	0,41	0,13	0,45	0,27
166	169	170	40,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	1,76	0,0018	0,49	0,99	0,47	0,15	0,48	0,27
167	170	173	40,00	400	0,1256	3	0,58	0,07	35,33	0,0353	0,67	1,08	0,58	0,23	0,63	0,32
168	171	172	25,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	0,69	0,0007	0,23	0,78	0,29	0,09	0,49	0,35
169	172	173	25,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	1,38	0,0014	0,24	0,79	0,31	0,10	0,50	0,35
170	173	174	35,00	400	0,1256	3	0,58	0,07	38,17	0,0382	0,68	1,09	0,59	0,24	0,64	0,32
171	174	175	38,00	700	0,3847	3	0,89	0,34	175,82	0,1758	0,51	1,1	0,66	0,46	0,98	0,49
172	175	176	38,00	700	0,3847	3	0,89	0,34	178,26	0,1783	0,52	1,1	0,67	0,47	0,98	0,49
173	176	216	40,00	700	0,3847	3	0,89	0,34	180,82	0,1808	0,53	1,1	0,67	0,47	0,98	0,49
174	177	179	35,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	0,87	0,0009	0,32	0,87	0,37	0,12	0,55	0,35
175	178	179	38,00	315	0,0779	4	0,56	0,04	0,94	0,0009	0,39	0,95	0,43	0,14	0,54	0,31
176	179	184	39,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	2,78	0,0028	0,39	0,95	0,43	0,14	0,60	0,35

TABLEAU N°4.2: CALCUL HYDRAULIQUE (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	S m2	I (mm/m)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	QT(l/s)	QT(m3/s)	RQ	RV	RH	H(m)	V0 (m/s)	Vaut (m/s)
177	180	181	31,00	315	0,0779	4	0,56	0,04	1,03	0,0010	0,32	0,87	0,37	0,12	0,49	0,31
178	181	182	31,00	315	0,0779	4	0,56	0,04	2,06	0,0021	0,35	0,91	0,39	0,12	0,51	0,31
179	182	183	31,00	315	0,0779	4	0,56	0,04	3,00	0,0030	0,37	0,93	0,41	0,13	0,52	0,31
180	183	184	33,00	315	0,0779	4	0,56	0,04	4,01	0,0040	0,41	0,96	0,43	0,14	0,54	0,31
181	184	186	40,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	7,77	0,0078	0,64	1,07	0,67	0,21	0,52	0,27
182	185	186	37,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	0,92	0,0009	0,24	0,79	0,31	0,10	0,70	0,49
183	186	187	35,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	9,56	0,0096	0,62	1,06	0,56	0,18	0,52	0,27
184	187	190	35,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	10,43	0,0104	0,64	1,07	0,67	0,21	0,52	0,27
185	188	189	35,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	0,57	0,0006	0,31	0,87	0,37	0,12	0,55	0,35
186	189	190	38,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	1,51	0,0015	0,36	0,92	0,4	0,13	0,58	0,35
187	190	191	40,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	12,93	0,0129	0,76	1,09	0,63	0,20	0,53	0,27
188	191	192	27,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	13,75	0,0138	0,63	1,06	0,56	0,18	0,52	0,27
189	192	193	27,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	14,57	0,0146	0,65	1,07	0,67	0,21	0,52	0,27
190	193	195	31,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	15,52	0,0155	0,72	1,08	0,63	0,20	0,53	0,27
191	194	195	34,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	0,84	0,0008	0,22	0,77	0,28	0,09	0,69	0,49
192	195	198	39,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	17,55	0,0175	0,86	1,12	0,71	0,22	0,55	0,27
193	196	198	21,00	315	0,0779	20	1,26	0,10	0,64	0,0006	0,10	0,55	0,18	0,06	0,69	0,69
194	197	198	36,00	315	0,0779	10	0,89	0,07	1,09	0,0011	0,24	0,79	0,31	0,10	0,70	0,49
195	198	199	35,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	20,34	0,0203	0,88	1,13	0,72	0,23	0,55	0,27
196	199	202	35,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	21,41	0,0214	0,91	1,13	0,73	0,23	0,55	0,27
197	200	201	35,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	0,87	0,0009	0,32	0,87	0,37	0,12	0,55	0,35
198	201	202	35,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	1,74	0,0017	0,34	0,92	0,39	0,12	0,58	0,35

TABLEAU N°4.2: CALCUL HYDRAULIQUE (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	S m2	I (mm/m)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	QT(l/s)	QT(m3/s)	RQ	RV	RH	H(m)	V0 (m/s)	Vaut (m/s)
199	202	205	39,00	315	0,0779	20	1,26	0,10	24,33	0,0243	0,40	0,95	0,43	0,14	1,20	0,69
200	203	204	46,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	1,40	0,0014	0,43	0,97	0,44	0,14	0,61	0,35
201	204	205	46,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	2,80	0,0028	0,45	0,98	0,46	0,14	0,62	0,35
202	205	213	40,00	315	0,0779	20	1,26	0,10	28,34	0,0283	0,44	0,97	0,44	0,14	1,22	0,69
203	208	209	26,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	0,64	0,0006	0,24	0,79	0,31	0,10	0,50	0,35
204	209	210	38,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	1,59	0,0016	0,36	0,92	0,4	0,13	0,58	0,35
205	207	210	24,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	0,59	0,0006	0,22	0,77	0,28	0,09	0,49	0,35
206	206	210	30,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	0,74	0,0007	0,28	0,86	0,34	0,11	0,54	0,35
207	210	212	31,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	3,95	0,0040	0,44	0,97	0,44	0,14	0,47	0,27
208	211	212	26,00	315	0,0779	15	1,09	0,09	0,64	0,0006	0,14	0,67	0,23	0,07	0,73	0,60
209	212	213	38,00	315	0,0779	3	0,49	0,04	5,54	0,0055	0,56	1,03	0,52	0,16	0,50	0,27
210	213	215	38,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	35,04	0,0350	0,98	1,13	0,78	0,25	0,71	0,35
211	214	215	42,00	315	0,0779	15	1,09	0,09	1,04	0,0010	0,22	0,77	0,28	0,09	0,84	0,60
212	215	216	24,00	315	0,0779	5	0,63	0,05	37,08	0,0371	0,90	1,13	0,73	0,23	0,71	0,35
213	216	217	31,00	800	0,5024	3	0,98	0,49	220,24	0,2202	0,45	1,13	0,78	0,62	1,11	0,54
214	217	226	31,00	800	0,5024	3	0,98	0,49	222,57	0,2226	0,45	1,13	0,78	0,62	1,11	0,54
215	218	219	33,00	315	0,0779	8	0,80	0,06	0,82	0,0008	0,24	0,79	0,31	0,10	0,63	0,44
216	219	220	33,00	315	0,0779	8	0,80	0,06	1,64	0,0016	0,25	0,82	0,33	0,10	0,65	0,44
217	220	222	34,00	315	0,0779	8	0,80	0,06	2,48	0,0025	0,27	0,83	0,33	0,10	0,66	0,44
218	221	222	29,00	315	0,0779	30	1,54	0,12	0,72	0,0007	0,11	0,58	0,18	0,06	0,90	0,85
219	222	224	39,00	315	0,0779	8	0,80	0,06	4,16	0,0042	0,33	0,88	0,38	0,12	0,70	0,44
220	223	224	29,00	315	0,0779	30	1,54	0,12	0,88	0,0009	0,11	0,58	0,18	0,06	0,90	0,85

TABLEAU N°4.2: CALCUL HYDRAULIQUE (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	S m2	I (mm/m)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	QT(l/s)	QT(m3/s)	RQ	RV	RH	H(m)	V0 (m/s)	Vaut (m/s)
221	224	225	39,00	315	0,0779	8	0,80	0,06	6,01	0,0060	0,36	0,92	0,4	0,13	0,73	0,44
222	225	226	39,00	315	0,0779	8	0,80	0,06	6,98	0,0070	0,37	0,93	0,41	0,13	0,74	0,44

Remarque :

La correction des conditions de auto-curage sa sera à l'aide de l'installation des regards chasses d'eau au amant du réseau.

TABLEAU N°4.3: DE CALCUL DES PARAMETRES GEOMETRIQUES & HYDRAULIQUES

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	D (m)	S m2	CTN am (m) Côte du terrain naturel ament	CTN av (m) Côte du terrain naturel aval	Fl am (m) File d'eau am	Fl av (m) File d'eau av	Cp am(m) Côte du projet ament	Cp av (m) Côte du projet aval	I (mm/m)
1	114	113	28,00	315	0,315	0,0779	42,46	42,66	1,5	1,84	40,96	40,82	5
2	113	107	28,00	315	0,315	0,0779	42,66	42,58	1,84	1,9	40,82	40,68	5
3	107	106	38,00	315	0,315	0,0779	42,58	42,42	2,01	2,27	40,57	40,15	11
4	115	106	27,00	315	0,315	0,0779	42,45	42,42	1,5	1,605	40,95	40,815	5
5	104	105	27,00	315	0,315	0,0779	42,36	42,38	1,5	1,6	40,86	40,78	3
6	105	106	27,00	315	0,315	0,0779	42,38	42,42	1,6	1,72	40,78	40,7	3
7	106	103	39,00	315	0,315	0,0779	42,42	42,18	2,27	2,42	40,15	39,76	10
8	102	101	25,00	315	0,315	0,0779	42,17	42,18	1,5	1,59	40,67	40,59	3
9	101	103	25,00	315	0,315	0,0779	42,18	42,18	1,59	1,66	40,59	40,52	3
10	123	122	40,00	315	0,315	0,0779	42,17	41,63	1,5	1,16	40,67	40,47	5
11	122	121	40,00	315	0,315	0,0779	41,63	42,22	1,16	1,87	40,47	40,35	3
12	120	121	36,00	315	0,315	0,0779	42,52	42,22	1,5	1,38	41,02	40,84	5
13	121	119	31,00	315	0,315	0,0779	42,22	41,88	1,87	1,685	40,35	40,195	5
14	118	119	26,00	315	0,315	0,0779	42,28	41,88	1,5	1,49	40,78	40,39	15
15	119	124	39,00	315	0,315	0,0779	41,88	41,55	1,685	1,55	40,195	40	5
16	126	125	27,00	315	0,315	0,0779	41,49	41,42	1,3	1,311	40,19	40,109	3
17	125	124	39,00	315	0,315	0,0779	41,42	41,55	1,311	1,558	40,109	39,992	3
18	117	124	26,00	315	0,315	0,0779	41,52	41,55	1,5	1,66	40,02	39,89	5

TABLEAU N°4.3: DE CALCUL DES PARAMETRES GEOMETRIQUES & HYDRAULIQUES (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	D (m)	S m2	CTN am (m) Côte du terrain naturel ament	CTN av (m) Côte du terrain naturel aval	Fl am (m) File d'eau am	Fl av (m) File d'eau av	Cp am(m) Côte du projet ament	Cp av (m) Côte du projet aval	I (mm/m)
19	124	116	37,00	315	0,315	0,0779	41,55	41,89	1,558	2,009	39,992	39,881	3
20	116	103	37,00	315	0,315	0,0779	41,89	42,18	2,009	2,41	39,881	39,77	3
21	103	100	40,00	315	0,315	0,0779	42,18	42,03	2,42	2,67	39,76	39,36	10
22	98	99	31,00	315	0,315	0,0779	42,01	42,05	1,5	1,63	40,51	40,42	3
23	99	100	44,00	315	0,315	0,0779	42,05	42,03	1,63	1,75	40,42	40,28	3
24	128	127	30,00	315	0,315	0,0779	41,51	41,84	1,5	1,98	40,01	39,86	5
25	127	100	43,00	315	0,315	0,0779	41,84	42,03	1,98	2,385	39,86	39,645	5
26	100	97	35,00	315	0,315	0,0779	42,03	41,82	2,67	2,81	39,36	39,01	10
27	97	96	35,00	315	0,315	0,0779	41,82	41,54	2,81	2,88	39,01	38,66	10
28	95	94	32,00	315	0,315	0,0779	41,75	41,75	1,5	1,6	40,25	40,15	3
29	94	96	41,00	315	0,315	0,0779	41,75	41,54	1,6	1,51	40,15	40,03	3
30	96	93	39,00	400	0,400	0,1256	41,54	41,28	2,88	3,01	38,66	38,27	10
31	92	91	37,00	315	0,315	0,0779	41,75	41,54	1,5	1,4	40,25	40,14	3
32	91	93	37,00	315	0,315	0,0779	41,54	41,28	1,4	1,51	40,14	39,77	10
33	93	90	35,00	400	0,400	0,1256	41,28	41,13	3,01	3,21	38,27	37,92	10
34	90	89	35,00	400	0,400	0,1256	41,13	40,51	3,21	2,94	37,92	37,57	10
35	88	87	38,00	315	0,315	0,0779	42,39	42,05	1,7	1,74	40,69	40,31	10
36	87	86	39,00	315	0,315	0,0779	42,05	41,85	1,74	1,93	40,31	39,92	10

TABLEAU N°4.3: DE CALCUL DES PARAMETRES GEOMETRIQUES & HYDRAULIQUES (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	D (m)	S m2	CTN am (m) Côte du terrain naturel ament	CTN av (m) Côte du terrain naturel aval	Fl am (m) File d'eau am	Fl av (m) File d'eau av	Cp am(m) Côte du projet ament	Cp av (m) Côte du projet aval	I (mm/m)
37	85	84	35,00	315	0,315	0,0779	41,91	41,86	1,5	1,56	40,41	40,3	3
38	84	86	35,00	315	0,315	0,0779	41,86	41,85	1,56	1,65	40,3	40,2	3
39	86	83	39,00	315	0,315	0,0779	41,85	41,83	1,93	2,3	39,92	39,53	10
40	82	83	25,00	315	0,315	0,0779	41,88	41,83	1,5	1,53	40,38	40,3	3
41	83	81	32,00	315	0,315	0,0779	41,83	41,81	2,3	2,5	39,53	39,31	7
42	80	79	34,00	315	0,315	0,0779	41,95	41,92	1,5	1,57	40,45	40,35	3
43	79	81	34,00	315	0,315	0,0779	41,92	41,81	1,57	1,56	40,35	40,25	3
44	81	78	39,00	315	0,315	0,0779	41,81	41,77	2,5	2,74	39,31	39,03	7
45	77	76	26,00	315	0,315	0,0779	41,2	41,14	1,5	1,52	39,7	39,62	3
46	76	75	26,00	315	0,315	0,0779	41,14	41,28	1,52	1,74	39,62	39,54	3
47	75	74	39,00	315	0,315	0,0779	41,28	41,14	1,74	1,71	39,54	39,43	3
48	73	72	25,00	315	0,315	0,0779	41,57	41,49	1,5	1,5	40,07	39,99	3
49	72	74	26,00	315	0,315	0,0779	41,49	41,14	1,5	1,41	39,99	39,73	10
50	74	70	31,00	315	0,315	0,0779	41,14	41,47	1,71	2,14	39,43	39,33	3
51	71	70	31,00	315	0,315	0,0779	41,71	41,47	1,5	1,48	40,21	39,99	7
52	70	69	39,00	315	0,315	0,0779	41,47	41,33	2,14	2,11	39,33	39,22	3
53	69	78	40,00	315	0,315	0,0779	41,33	41,77	2,11	2,67	39,22	39,1	3
54	78	68	40,00	315	0,315	0,0779	41,77	41,75	2,74	2,84	39,03	38,91	3

TABLEAU N°4.3: DE CALCUL DES PARAMETRES GEOMETRIQUES & HYDRAULIQUES (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	D (m)	S m2	CTN am (m) Côte du terrain naturel ament	CTN av (m) Côte du terrain naturel aval	Fl am (m) File d'eau am	Fl av (m) File d'eau av	Cp am(m) Côte du projet ament	Cp av (m) Côte du projet aval	I (mm/m)
55	67	68	39,00	315	0,315	0,0779	41,22	41,75	1,5	2,15	39,72	39,6	3
56	68	66	29,00	315	0,315	0,0779	41,75	41,75	2,84	2,92	38,91	38,83	3
57	65	64	35,00	315	0,315	0,0779	41,53	41,68	1,5	1,76	40,03	39,92	3
58	64	66	35,00	315	0,315	0,0779	41,68	41,75	1,76	1,93	39,92	39,82	3
59	66	63	41,00	400	0,400	0,1256	41,75	41,62	2,92	2,92	38,83	38,7	3
60	62	63	24,00	315	0,315	0,0779	41,47	41,62	1,5	1,72	39,97	39,9	3
61	63	61	41,00	400	0,400	0,1963	41,62	41,68	2,92	3,1	38,7	38,58	3
62	60	61	27,00	315	0,315	0,0779	41,13	41,68	1,5	2,13	39,63	39,55	3
63	61	59	37,00	400	0,400	0,1256	41,68	41,07	3,1	2,6	38,58	38,47	3
64	59	89	37,00	400	0,400	0,1256	41,07	40,51	2,6	2,15	38,47	38,36	3
65	89	58	40,00	400	0,400	0,1256	40,51	39,81	2,94	2,64	37,57	37,17	10
66	56	57	37,00	315	0,315	0,0779	40,92	40,41	1,5	1,54	39,42	38,87	15
67	57	58	37,00	315	0,315	0,0779	40,41	39,81	1,54	1,5	38,87	38,31	15
68	129	58	43,00	315	0,315	0,0779	39,39	39,81	1,5	2,135	37,89	37,675	5
69	58	55	35,00	500	0,500	0,1963	39,81	39,27	2,64	2,2	37,17	37,07	3
70	55	54	35,00	500	0,500	0,1963	39,27	39,25	2,2	2,29	37,07	36,96	3
71	131	130	41,00	315	0,315	0,0779	39,25	39,17	1,5	1,625	37,75	37,545	5
72	130	54	42,00	315	0,315	0,0779	39,17	39,25	1,625	1,915	37,545	37,335	5

TABLEAU N°4.3: DE CALCUL DES PARAMETRES GEOMETRIQUES & HYDRAULIQUES (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	D (m)	S m2	CTN am (m) Côte du terrain naturel ament	CTN av (m) Côte du terrain naturel aval	Fl am (m) File d'eau am	Fl av (m) File d'eau av	Cp am(m) Côte du projet ament	Cp av (m) Côte du projet aval	I (mm/m)
73	53	52	39,00	315	0,315	0,0779	41,01	40,69	1,5	1,45	39,51	39,24	7
74	52	51	35,00	315	0,315	0,0779	40,69	40,72	1,45	1,59	39,24	39,13	3
75	51	50	35,00	315	0,315	0,0779	40,72	40,82	1,59	1,79	39,13	39,03	3
76	49	48	24,00	315	0,315	0,0779	40,97	40,9	1,5	1,5	39,47	39,4	3
77	48	47	23,00	315	0,315	0,0779	40,9	40,9	1,5	1,57	39,4	39,33	3
78	47	50	39,00	315	0,315	0,0779	40,9	40,82	1,57	1,61	39,33	39,21	3
79	50	46	38,00	315	0,315	0,0779	40,82	40,79	1,79	1,88	39,03	38,91	3
80	46	45	35,00	315	0,315	0,0779	40,79	40,9	1,88	2,09	38,91	38,81	3
81	45	44	35,00	315	0,315	0,0779	40,9	41	2,09	2,3	38,81	38,7	3
82	44	43	40,00	315	0,315	0,0779	41	40,87	2,3	2,29	38,7	38,58	3
83	42	41	42,00	315	0,315	0,0779	41,27	41,3	1,5	1,66	39,77	39,64	3
84	41	40	31,00	315	0,315	0,0779	41,3	41,06	1,66	1,51	39,64	39,55	3
85	40	39	36,00	315	0,315	0,0779	41,06	41	1,51	1,56	39,55	39,44	3
86	39	43	35,00	315	0,315	0,0779	41	40,87	1,56	1,53	39,44	39,34	3
87	43	38	30,00	315	0,315	0,0779	40,87	40,82	2,29	2,33	38,58	38,49	3
88	38	37	40,00	315	0,315	0,0779	40,82	40,65	2,33	2,28	38,49	38,37	3
89	33	32	23,00	315	0,315	0,0779	40,51	40,65	1,5	1,71	39,01	38,94	3
90	32	31	40,00	315	0,315	0,0779	40,65	40,94	1,71	2,16	38,94	38,78	4

TABLEAU N°4.3: DE CALCUL DES PARAMETRES GEOMETRIQUES & HYDRAULIQUES (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	D (m)	S m2	CTN am (m) Côte du terrain naturel ament	CTN av (m) Côte du terrain naturel aval	Fl am (m) File d'eau am	Fl av (m) File d'eau av	Cp am(m) Côte du projet ament	Cp av (m) Côte du projet aval	I (mm/m)
91	30	31	30,00	315	0,315	0,0779	40,41	40,94	1,5	2,12	38,91	38,82	3
92	31	29	35,00	315	0,315	0,0779	40,94	41,17	2,16	2,49	38,78	38,68	3
93	29	34	35,00	315	0,315	0,0779	41,17	41,02	2,49	2,45	38,68	38,57	3
94	36	35	34,00	315	0,315	0,0779	41,09	41,25	1,5	1,76	39,59	39,49	3
95	35	34	41,00	315	0,315	0,0779	41,25	41,02	1,76	1,65	39,49	39,37	3
96	34	37	30,00	315	0,315	0,0779	41,02	40,65	2,45	2,17	38,57	38,48	3
97	37	28	39,00	315	0,315	0,0779	40,65	40,24	2,28	1,98	38,37	38,26	3
98	27	26	24,00	315	0,315	0,0779	41,5	41,28	1,5	1,64	40	39,64	15
99	25	26	38,00	315	0,315	0,0779	41,18	41,28	1,4	1,61	39,78	39,67	3
100	26	24	35,00	315	0,315	0,0779	41,28	40,59	1,64	1,48	39,64	39,11	15
101	24	28	35,00	315	0,315	0,0779	40,59	40,24	1,48	1,48	39,11	38,76	10
102	28	19	35,00	400	0,400	0,1256	40,24	39,82	1,98	1,67	38,26	38,15	3
103	19	20	35,00	400	0,400	0,1256	39,82	39,56	1,67	1,51	38,15	38,05	3
104	23	22	25,00	315	0,315	0,0779	40,58	40,25	1,5	1,42	39,08	38,83	10
105	22	21	25,00	315	0,315	0,0779	40,25	40,04	1,42	1,46	38,83	38,58	10
106	21	20	39,00	315	0,315	0,0779	40,04	39,56	1,46	1,57	38,58	37,99	15
107	18	17	35,00	315	0,315	0,0779	40,45	40,6	1,5	1,76	38,95	38,84	3
108	17	16	35,00	315	0,315	0,0779	40,6	40,05	1,76	1,45	38,84	38,6	7

TABLEAU N°4.3: DE CALCUL DES PARAMETRES GEOMETRIQUES & HYDRAULIQUES (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	D (m)	S m2	CTN am (m) Côte du terrain naturel ament	CTN av (m) Côte du terrain naturel aval	Fl am (m) File d'eau am	Fl av (m) File d'eau av	Cp am(m) Côte du projet ament	Cp av (m) Côte du projet aval	I (mm/m)
109	14	16	23,00	315	0,315	0,0779	40,31	40,05	1,5	1,4	38,81	38,65	7
110	16	15	40,00	315	0,315	0,0779	40,05	39,54	1,45	1,42	38,6	38,12	12
111	15	12	14,00	315	0,315	0,0779	39,54	39,65	1,42	1,57	38,12	38,08	3
112	13	12	40,00	315	0,315	0,0779	39,35	39,65	1,5	1,92	37,85	37,73	3
113	12	11	26,00	315	0,315	0,0779	39,65	39,82	1,57	1,82	38,08	38	3
114	11	9	26,00	315	0,315	0,0779	39,82	40,06	1,82	2,14	38	37,92	3
115	10	9	41,00	315	0,315	0,0779	40,67	40,06	1,5	1,51	39,17	38,55	15
116	9	8	38,00	315	0,315	0,0779	40,06	39,59	2,14	1,78	37,92	37,81	3
117	7	8	38,00	315	0,315	0,0779	39,42	39,59	1,5	1,78	37,92	37,81	3
118	8	6	31,00	315	0,315	0,0779	39,59	39,38	1,78	1,67	37,81	37,71	3
119	6	20	39,00	315	0,315	0,0779	39,38	39,56	1,67	1,96	37,71	37,6	3
120	20	54	44,00	400	0,400	0,1256	39,56	39,25	1,96	1,78	37,6	37,47	3
121	54	5	27,00	600	0,600	0,2826	39,25	39,22	2,29	2,34	36,96	36,88	3
122	5	4	27,00	600	0,600	0,2826	39,22	39,2	2,34	2,4	36,88	36,8	3
123	3	4	44,00	315	0,315	0,0779	39,31	39,2	1,5	1,52	37,81	37,68	3
124	4	2	27,00	600	0,600	0,2826	39,2	39,45	2,4	2,73	36,8	36,72	3
125	2	1	29,00	600	0,600	0,2826	39,45	39,37	2,73	2,74	36,72	36,63	3
126	1	111	29,00	600	0,600	0,2826	39,37	39,5	2,74	2,957	36,63	36,543	3

TABLEAU N°4.3: DE CALCUL DES PARAMETRES GEOMETRIQUES & HYDRAULIQUES (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	D (m)	S m2	CTN am (m) Côte du terrain naturel ament	CTN av (m) Côte du terrain naturel aval	Fl am (m) File d'eau am	Fl av (m) File d'eau av	Cp am(m) Côte du projet ament	Cp av (m) Côte du projet aval	I (mm/m)
127	111	112	29,00	600	0,600	0,2826	39,5	39,41	2,957	2,954	36,543	36,456	3
128	112	174	32,00	600	0,600	0,2826	39,41	39,34	2,954	2,98	36,456	36,36	3
129	139	140	29,00	315	0,315	0,0779	40,8	40,45	1,5	1,295	39,3	39,155	5
130	140	142	29,00	315	0,315	0,0779	40,45	40,45	1,295	1,44	39,155	39,01	5
131	141	142	38,00	315	0,315	0,0779	40,84	40,45	1,5	1,414	39,34	39,036	8
132	142	143	39,00	315	0,315	0,0779	40,45	40,7	1,44	1,807	39,01	38,893	3
133	143	145	30,00	315	0,315	0,0779	40,7	40,68	1,807	1,877	38,893	38,803	3
134	144	145	23,00	315	0,315	0,0779	40,98	40,68	1,5	1,43	39,48	39,25	10
135	145	148	32,00	315	0,315	0,0779	40,68	40,94	1,877	2,233	38,803	38,707	3
136	146	147	24,00	315	0,315	0,0779	41,19	40,97	1,5	1,52	39,69	39,45	10
137	147	148	24,00	315	0,315	0,0779	40,97	40,94	1,52	1,73	39,45	39,21	10
138	148	149	40,00	315	0,315	0,0779	40,94	41,02	2,233	2,513	38,707	38,507	5
139	149	150	34,00	315	0,315	0,0779	41,02	41,17	2,513	2,833	38,507	38,337	5
140	132	133	39,00	315	0,315	0,0779	41,69	41,4	1,5	1,6	40,19	39,8	10
141	133	134	35,00	315	0,315	0,0779	41,4	41,23	1,6	1,78	39,8	39,45	10
142	134	150	35,00	315	0,315	0,0779	41,23	41,17	1,78	1,895	39,45	39,275	5
143	138	137	25,00	315	0,315	0,0779	41,02	41,17	1,5	1,775	39,52	39,395	5
144	137	136	25,00	315	0,315	0,0779	41,17	41,18	1,775	1,91	39,395	39,27	5

TABLEAU N°4.3: DE CALCUL DES PARAMETRES GEOMETRIQUES & HYDRAULIQUES (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	D (m)	S m2	CTN am (m) Côte du terrain naturel ament	CTN av (m) Côte du terrain naturel aval	Fl am (m) File d'eau am	Fl av (m) File d'eau av	Cp am(m) Côte du projet ament	Cp av (m) Côte du projet aval	I (mm/m)
145	135	136	39,00	315	0,315	0,0779	41,41	41,18	1,5	1,66	39,91	39,52	10
146	136	150	40,00	315	0,315	0,0779	41,18	41,17	1,91	2,1	39,27	39,07	5
147	150	154	39,00	315	0,315	0,0779	41,17	40,95	2,833	2,808	38,337	38,142	5
148	151	152	41,00	315	0,315	0,0779	41,21	41,18	1,5	1,88	39,71	39,3	10
149	152	153	34,00	315	0,315	0,0779	41,18	40,88	1,88	1,75	39,3	39,13	5
150	153	154	34,00	315	0,315	0,0779	40,88	40,95	1,75	1,9	39,13	39,05	2
151	154	160	30,00	315	0,315	0,0779	40,95	40,28	2,808	2,288	38,142	37,992	5
152	156	157	25,00	315	0,315	0,0779	41,2	40,97	1,5	1,52	39,7	39,45	10
153	157	158	25,00	315	0,315	0,0779	40,97	40,98	1,52	1,78	39,45	39,2	10
154	155	158	25,00	315	0,315	0,0779	41,23	40,98	1,5	1,5	39,73	39,48	10
155	158	159	30,00	315	0,315	0,0779	40,98	40,54	1,78	1,64	39,2	38,9	10
156	159	160	39,00	315	0,315	0,0779	40,54	40,28	1,64	1,77	38,9	38,51	10
157	160	166	39,00	315	0,315	0,0779	40,28	39,53	2,288	1,733	37,992	37,797	5
158	161	162	28,00	315	0,315	0,0779	40,98	40,65	1,5	1,59	39,48	39,06	15
159	162	164	28,00	315	0,315	0,0779	40,65	40,1	1,59	1,46	39,06	38,64	15
160	163	164	24,00	315	0,315	0,0779	40,27	40,1	1,5	1,45	38,77	38,65	5
161	164	165	35,00	315	0,315	0,0779	40,1	39,74	1,46	1,45	38,64	38,29	10
162	165	166	34,00	315	0,315	0,0779	39,74	39,53	1,45	1,41	38,29	38,12	5

TABLEAU N°4.3: DE CALCUL DES PARAMETRES GEOMETRIQUES & HYDRAULIQUES (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	D (m)	S m2	CTN am (m) Côte du terrain naturel ament	CTN av (m) Côte du terrain naturel aval	Fl am (m) File d'eau am	Fl av (m) File d'eau av	Cp am(m) Côte du projet ament	Cp av (m) Côte du projet aval	I (mm/m)
163	166	167	35,00	400	0,400	0,1256	39,53	39,17	1,733	1,478	37,797	37,692	3
164	167	170	35,00	400	0,400	0,1256	39,17	39,1	1,478	1,513	37,692	37,587	3
165	168	169	31,00	315	0,315	0,0779	39,24	39,19	1,4	1,443	37,84	37,747	3
166	169	170	40,00	315	0,315	0,0779	39,19	39,1	1,443	1,473	37,747	37,627	3
167	170	173	40,00	400	0,400	0,1256	39,1	39,21	1,513	1,743	37,587	37,467	3
168	171	172	25,00	315	0,315	0,0779	39,13	39,09	1,4	1,485	37,73	37,605	5
169	172	173	25,00	315	0,315	0,0779	39,09	39,21	1,485	1,73	37,605	37,48	5
170	173	174	35,00	400	0,400	0,1256	39,21	39,34	1,743	1,978	37,467	37,362	3
171	174	175	38,00	700	0,700	0,3847	39,34	39,26	2,98	3,014	36,36	36,246	3
172	175	176	38,00	700	0,700	0,3847	39,26	39,11	3,014	2,978	36,246	36,132	3
173	176	216	40,00	700	0,700	0,3847	39,11	38,92	2,978	2,908	36,132	36,012	3
174	177	179	35,00	315	0,315	0,0779	41,5	41,32	1,5	1,495	40	39,825	5
175	178	179	38,00	315	0,315	0,0779	41,49	41,32	1,5	1,482	39,99	39,838	4
176	179	184	39,00	315	0,315	0,0779	41,32	41,12	1,495	1,49	39,825	39,63	5
177	180	181	31,00	315	0,315	0,0779	41,65	41,53	1,5	1,504	40,15	40,026	4
178	181	182	31,00	315	0,315	0,0779	41,53	41,37	1,504	1,468	40,026	39,902	4
179	182	183	31,00	315	0,315	0,0779	41,37	41,25	1,468	1,472	39,902	39,778	4
180	183	184	33,00	315	0,315	0,0779	41,25	41,12	1,472	1,474	39,778	39,646	4

TABLEAU N°4.3: DE CALCUL DES PARAMETRES GEOMETRIQUES & HYDRAULIQUES (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	D (m)	S m2	CTN am (m) Côte du terrain naturel ament	CTN av (m) Côte du terrain naturel aval	Fl am (m) File d'eau am	Fl av (m) File d'eau av	Cp am(m) Côte du projet ament	Cp av (m) Côte du projet aval	I (mm/m)
181	184	186	40,00	315	0,315	0,0779	41,12	41,02	1,49	1,51	39,63	39,51	3
182	185	186	37,00	315	0,315	0,0779	41,42	41,02	1,5	1,47	39,92	39,55	10
183	186	187	35,00	315	0,315	0,0779	41,02	40,95	1,51	1,545	39,51	39,405	3
184	187	190	35,00	315	0,315	0,0779	40,95	40,83	1,545	1,53	39,405	39,3	3
185	188	189	35,00	315	0,315	0,0779	41,03	41	1,3	1,445	39,73	39,555	5
186	189	190	38,00	315	0,315	0,0779	41	40,83	1,445	1,465	39,555	39,365	5
187	190	191	40,00	315	0,315	0,0779	40,83	40,77	1,53	1,59	39,3	39,18	3
188	191	192	27,00	315	0,315	0,0779	40,77	40,89	1,59	1,791	39,18	39,099	3
189	192	193	27,00	315	0,315	0,0779	40,89	40,79	1,791	1,772	39,099	39,018	3
190	193	195	31,00	315	0,315	0,0779	40,79	40,86	1,772	1,935	39,018	38,925	3
191	194	195	34,00	315	0,315	0,0779	40,78	40,86	1,5	1,92	39,28	38,94	10
192	195	198	39,00	315	0,315	0,0779	40,86	40,78	1,935	1,972	38,925	38,808	3
193	196	198	21,00	315	0,315	0,0779	41,12	40,78	1,5	1,58	39,62	39,2	20
194	197	198	36,00	315	0,315	0,0779	40,97	40,78	1,5	1,67	39,47	39,11	10
195	198	199	35,00	315	0,315	0,0779	40,78	40,58	1,972	1,877	38,808	38,703	3
196	199	202	35,00	315	0,315	0,0779	40,58	40,36	1,877	1,762	38,703	38,598	3
197	200	201	35,00	315	0,315	0,0779	40,51	40,6	1,5	1,765	39,01	38,835	5
198	201	202	35,00	315	0,315	0,0779	40,6	40,36	1,765	1,7	38,835	38,66	5

TABLEAU N°4.3: DE CALCUL DES PARAMETRES GEOMETRIQUES & HYDRAULIQUES (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	D (m)	S m2	CTN am (m) Côte du terrain naturel ament	CTN av (m) Côte du terrain naturel aval	Fl am (m) File d'eau am	Fl av (m) File d'eau av	Cp am(m) Côte du projet ament	Cp av (m) Côte du projet aval	I (mm/m)
199	202	205	39,00	315	0,315	0,0779	40,36	39,8	1,762	1,982	38,598	37,818	20
200	203	204	46,00	315	0,315	0,0779	39,81	39,59	1,5	1,51	38,31	38,08	5
201	204	205	46,00	315	0,315	0,0779	39,59	39,8	1,51	1,95	38,08	37,85	5
202	205	213	40,00	315	0,315	0,0779	39,8	39,16	1,982	2,142	37,818	37,018	20
203	208	209	26,00	315	0,315	0,0779	39,06	39,04	1,5	1,61	37,56	37,43	5
204	209	210	38,00	315	0,315	0,0779	39,04	39,11	1,61	1,87	37,43	37,24	5
205	207	210	24,00	315	0,315	0,0779	39,14	39,11	1,5	1,59	37,64	37,52	5
206	206	210	30,00	315	0,315	0,0779	39,21	39,11	1,5	1,55	37,71	37,56	5
207	210	212	31,00	315	0,315	0,0779	39,11	39,03	1,87	1,883	37,24	37,147	3
208	211	212	26,00	315	0,315	0,0779	39,34	39,03	1,5	1,58	37,84	37,45	15
209	212	213	38,00	315	0,315	0,0779	39,03	39,16	1,883	2,127	37,147	37,033	3
210	213	215	38,00	315	0,315	0,0779	39,16	38,57	2,142	1,742	37,018	36,828	5
211	214	215	42,00	315	0,315	0,0779	38,91	38,57	1,5	1,79	37,41	36,78	15
212	215	216	24,00	315	0,315	0,0779	38,57	38,92	1,742	2,212	36,828	36,708	5
213	216	217	31,00	800	0.800	0,5024	38,92	38,76	2,908	2,841	36,012	35,919	3
214	217	226	31,00	800	0.800	0,5024	38,76	38,92	2,841	3,094	35,919	35,826	3
215	218	219	33,00	315	0,315	0,0779	40,19	39,95	1,5	1,524	38,69	38,426	8
216	219	220	33,00	315	0,315	0,0779	39,95	39,78	1,524	1,618	38,426	38,162	8

TABLEAU N°4.3: DE CALCUL DES PARAMETRES GEOMETRIQUES & HYDRAULIQUES (SUITE)

Numéro du tronçon	Tronçon		L (m) longueur	D (mm)	D (m)	S m2	CTN am (m) Côte du terrain naturel ament	CTN av (m) Côte du terrain naturel aval	Fl am (m) File d'eau am	Fl av (m) File d'eau av	Cp am(m) Côte du projet ament	Cp av (m) Côte du projet aval	I (mm/m)
217	220	222	34,00	315	0,315	0,0779	39,78	39,57	1,618	1,68	38,162	37,89	8
218	221	222	29,00	315	0,315	0,0779	40,56	39,57	1,5	1,38	39,06	38,19	30
219	222	224	39,00	315	0,315	0,0779	39,57	39,43	1,68	1,852	37,89	37,578	8
220	223	224	29,00	315	0,315	0,0779	40,05	39,43	1,5	1,75	38,55	37,68	30
221	224	225	39,00	315	0,315	0,0779	39,43	39,1	1,852	1,834	37,578	37,266	8
222	225	226	39,00	315	0,315	0,0779	39,1	38,92	1,834	1,966	37,266	36,954	8

CHAPITRE 05
ELEMENTS CONSTITUTIFS
D'UN RESEAU D'EGOUT

Chapitre 5

Éléments constitutifs d'un réseau d'égout

5.1. Introduction :

Un réseau d'Assainissement a pour objet de collecter les eaux usées et pluviales, et pour objectif, la protection du milieu naturel.

Il constitue un équipement public essentiel. Il doit être parfaitement étanche, même en cas de mouvement de terrain. Il assure l'écoulement rapide des eaux usées ou des eaux pluviales, et doit avoir un degré très élevé de durabilité.

Les ouvrages d'Assainissement comprennent des éléments constitutifs du réseau d'égout.

5.2. Ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux comprennent :

- Les tuyaux cylindriques préfabriqués en usine, qui sont distingués par leurs diamètres intérieurs (diamètre nominal en mm).
- Les tuyaux ovoïdes préfabriqués qui sont distingués par leurs hauteurs intérieures (nominale exprimé en cm).
- Les ouvrages visitables de profils particuliers.

L'utilisation des conduites circulaires est réservée aux faibles sections. La forme circulaire est simple à fabriquer. Elle peut être utilisée pour les grandes sections avec certains inconvénients :

- largeur importante de la tranchée.
- Vitesse d'écoulement faible pour des tirants d'eau faibles, d'où surgit la difficulté du curage et de l'entretien.

5.2.1. Canalisations :

5.2.1.1. Matériau des canalisations :

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant leur matériau constitutif et leur destination.

a) Conduite en fonte :

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

b) Conduites en béton non armé :

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale. Il est déconseillé de les utiliser pour les canalisations visitables.

c) Conduites en béton armé :

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

- De génératrices disposées en parallèle. On peut parfois rencontrer plusieurs couches de génératrices en fonction des conditions de pose.
- De cerces disposées de telle façon à former des grilles avec les génératrices et écartées d'environ 15 cm les unes des autres.
- Les conduites type BONNA comportent en plus des armatures, une âme en tôle pour assurer l'étanchéité et augmenter la résistance de la conduite.

d) Conduites en grès artificiels :

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 par les agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce type de canalisation est recommandée dans les zones industrielles.

e) Conduite en amiante ciment :

Les conduites en amiante ciment à utiliser sont celles de série «assainissement» du type sans emboîtement, le revêtement intérieur de la paroi est à base d'enduit anti-acide.

f) Conduite en matières plastique : On distingue :

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

Elles présentent les caractéristiques suivantes

- Résistance aux chocs.
- Résistance au gel.
- Résistance à la corrosion chimique.
- Adaptation à la déformation.
- Facilité de pose et de transport.

5.2.1.2. Choix du type de canalisation :

Le matériau des conduites est choisi en fonction :

- De la nature du sol (agressivité, stabilité).
- De la nature chimique des eaux usées transportées par la conduite.
- Des efforts extérieurs auquel les conduites sont soumises.
- Du milieu à traverser.

Dans notre travail, nous avons opté pour les conduites en en matières plastique 06 bar

5.2.1.3. Les joints des conduites en béton :

Pour avoir une bonne étanchéité quelque soit la nature du sol, les joints doivent être confectionnés en élastomère, contre les eaux intérieurs et extérieurs.

a) Joint type Rocla :

C'est des joints à emboîtement ou l'étanchéité est assurée grâce à l'anneau en élastomère. Ce joint s'adapte pour les terrains en pente grâce à l'immobilité d'un anneau placé dans son longé; Le jeu de 1 cm permet la non transmission des contraintes longitudinales. Il est valable pour tous les diamètres.

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées.

b) Joint à demi emboîtement :

La liaison entre deux bouts se fait par bourrage de ciment, utilisé uniquement dans les terrains durs et pour la canalisation sans charge. Le déboîtement est très facile pour les terrains qui tassent et en pente.

c) Joint torique :

Il est remplacé dans la plupart des cas par le rocra. Il s'adapte pour les sols faibles à condition que la pression ne soit pas très élevée. Il s'adapte également pour les terrains en pente grâce au jeu de 1 cm.

d) Joint à collet :

C'est un joint à emboîtement rigide avec collage en ciment, utilisé uniquement dans les bons sols et à éviter dans les terrains argileux.

e) Joint plastique :

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

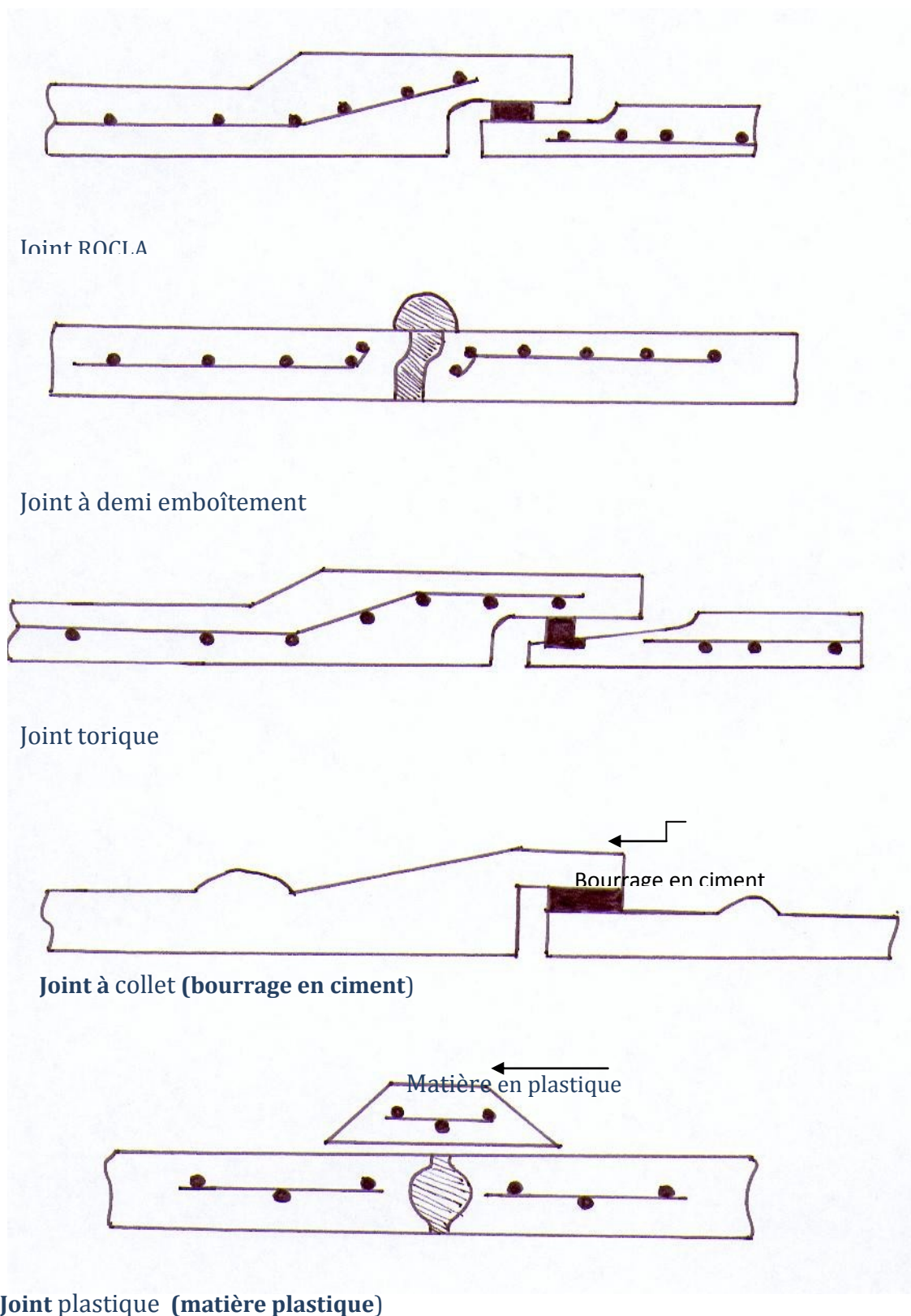


Figure 5.1 : différents type de joints

5.2.1.4. Différentes actions supportées par la conduite :

Du fait que les canalisations sont exposées aux différentes actions (extérieures et intérieures), le choix du matériau de la conduite doit être judicieux, parmi ces actions on cite :

a) Actions mécaniques :

Elles s'expriment par les frottements des particules (graviers, sables) présentes dans l'eau à évacuée contre les parois intérieures de la canalisation. Ces actions engendrent l'érosion des ces dernières.

b) Action statique :

Les actions statiques sont dues aux surcharges fixes ou mobiles comme le remblai, le mouvement de l'eau dans les canalisations et celles des charges dues au trafic routier.

Tableau 5.1: Caractéristiques du tuyau en béton armé

Diamètre nominal (mm)	Epaisseurs minimales des parois (mm)
800	66-116
1000	66-116
1200	71-121
1400	119 -146
1600	130 -158
1800	133-177
2000	141 -194

c) Action chimique :

Elles se passent généralement à l'intérieure de la conduite, et sont dues à des agents chimiques présents dans les eaux d'origine industrielle.

5.2.1.5. Protection des conduites :

Les moyens de lutte contre ces actions peuvent être résumés comme suit :

- Les temps de séjour des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ces derniers favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H_2S). Qui est le principale facteur de la corrosion de la partie sèche de la canalisation.
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H_2S .

- Le revêtement intérieur des conduites par le ciment limoneux ou le ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton).
- L'empêchement de l'entrée des sables par implantation des bouches d'égout.
- Le rinçage périodique des conduites.

5. 2.1.6. Essais des tuyaux préfabriqués :

Plusieurs types d'essais doivent être effectués :

- Essai à l'écrasement.
- Essai à l'étanchéité.
- Essai à la corrosion.

a) Essai à l'écrasement :

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement. Ou ovalisation de la conduite à une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute. Elle peut être directement comparée à la pression exercée par le remblai.

b) Essai d'étanchéité :

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

- *à l'usine* : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures.
- *sur le chantier* : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.
 1. l'essai à l'eau effectué pendant 30mn pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.
 2. l'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.
 3. l'essai à l'air: Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0,5 bar durant 3 minutes, Pour les conduites circulaires.

c) Essai à la corrosion :

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

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

5.3. Ouvrages annexes :

L'attention est attirée sur l'importance des ouvrages annexes tant des points de vue constructifs que d'entretien pour l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout.

Les ouvrages annexes comprennent :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

5.3.1 .Ouvrages normaux :

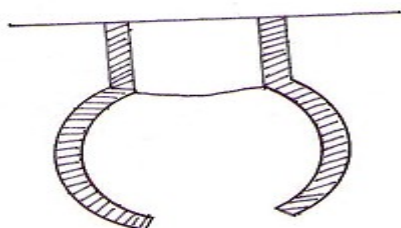
Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants. On les trouve aussi bien en amont ou le long des réseaux .Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

5.3.1.1. Branchements :

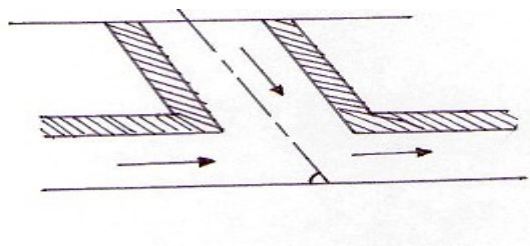
Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles.

Un branchement comprend trois parties essentielles :

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



Point de raccordement avec élargissement



Point de raccordement avec inclinaison

Figure 5.2 : branchements

5.3.1.2. Fossés :

Les fossés sont destinés à recueillir les eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils sont soumis à un entretien périodique.

5.3.1.3. Caniveaux :

Ce sont des ouvrages annexes de voirie destinés à la collecte des eaux pluviales provenant de la chaussée et éventuellement du trottoir.

5.3.1.4. Bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (Pluviale et de lavage des chaussées). On les trouve :

- Au point bas des caniveaux, soit sous le trottoir. La distance entre deux bouches d'égout est en Moyenne de 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 : la manière de recueillir les eaux et la manière dont les déchets sont retenus. On distingue la bouche à absorption latérale (fig. a), ou à absorption par le haut (fig.b).

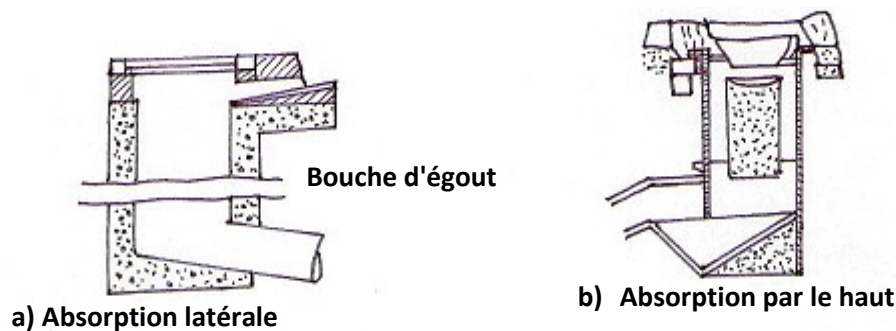


Figure 5.3. bouches d'égout

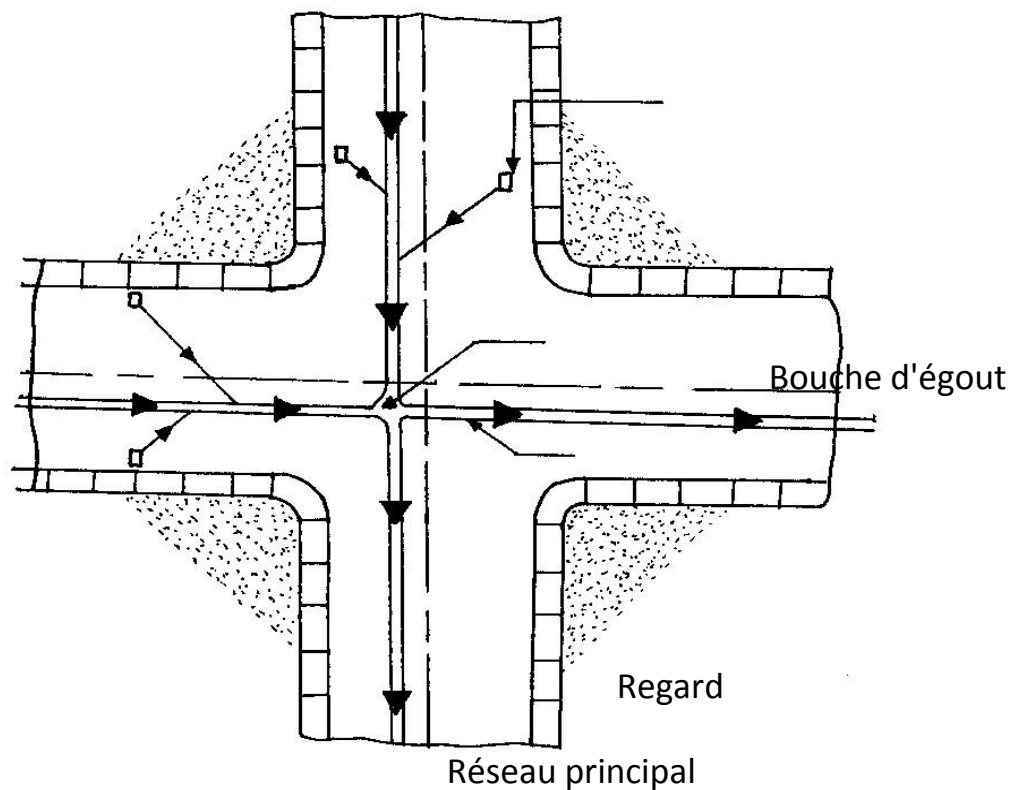


Figure 5.4 : Emplacement des bouches d'égout

5.3.1.5. Regards :

- Regard de jonction.
- Regard de visite.

Les regards sont les ouvrages d'accès au réseau, qui permettent au personnel d'assurer l'entretien et la surveillance, ils assurent aussi l'aération du réseau.

On peut avoir plusieurs types à savoir :

- **Regard simple** : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.
- **Regard latéral** : en cas d'encombrement du V.R.D ou des collecteurs de diamètre important.
- **Regard double** : Ils sont utilisés pour le système séparatif.
- **Regard toboggan** : on les trouve dans les endroits où on a un exhaussement de remous.
- **Regard de chute** : Ils sont placés dans les terrains à forte pente

La distance entre deux regards est variable :

- a) 35 à 50 m en terrain accidenté.
- b) 50 à 80 m en terrain plat.

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

- A chaque changement de direction.
- A chaque jonction de canalisation.
- Aux points de chute.
- A chaque changement pente.
- A chaque changement de diamètre.

5.3.2. Ouvrages spéciaux :

5.3.2.1. Déversoirs d'orage :

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

a) Emplacement des déversoirs d'orage :

Ils sont placés :

- Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit.
- Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou déchargé un collecteur.

Avant leurs projections il faut voir :

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

b) Types des déversoirs :

On distingue différents types des déversoirs selon la pente, l'écoulement, la position de la STEP.

- Les déversoirs à seuil latéral.
- Les déversoirs à seuil frontal.

5.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a cité les différents éléments qui constituent le réseau d'égout, et on a projeté des bouches d'égout, des regards de jonction, notre choix est porté sur les canalisations circulaires en PVC 06 bar a jouant

CHAPITRE 06

**GESTION, ENTRETIEN ET
EXPLOITATION DU RESEAU**

Chapitre 6

Gestion, entretien et exploitation du réseau

6.1. Introduction

La mise en service du réseau et de ses installations s'effectue progressivement. Au cours de cette opération s'exécutent toutes les mises au point, les vérifications de fonctionnement correct du réseau et les contrôles des performances des ouvrages d'évacuation des effluents.

En effet la tendance actuelle, pour une meilleure exploitation et gestion des réseaux d'assainissement tend vers la recherche d'une approche qui tient compte à la pérennité des ouvrages et l'entretien courant des réseaux, les techniques et les moyens susceptibles d'être mise en œuvre sont variables en fonction des contraintes, la plus importante de celle-ci est l'accessibilité à l'intérieur des ouvrages.

6.2. La connaissance du réseau :

La première condition pour une exploitation rationnelle du système d'assainissement est de connaître :

- Le tracé exact de celui ci.
- Toutes ces caractéristiques hydrauliques (débit, vitesse...etc.).
- Toutes ces caractéristiques topographiques. (pente, côte...etc.).

6.3. Surveillance du réseau d'assainissement :

Toute mise en place d'un système quelconque de surveillance nécessite au préalable l'établissement de la carte d'identité du réseau que l'on désire contrôler. Elle apportera une connaissance en fonction des résultats recherchés et des caractéristiques du réseau :

Les caractéristiques géographiques et géométriques :

- pour les réseaux : Situation en plan, type ou section, côtes de sol et de fil d'eau, pentes etc....
- Pour les bassins : surface, coefficient de ruissellement, pente moyenne.

Les caractéristiques hydrauliques :

- Pluviométrie ;
- Consommation d'eau ;
- Débit entrant dans le réseau ;

La surveillance d'un réseau répond à plusieurs objectifs, parmi ceux-ci on citera :

- La sécurité du personnel ;
- La maintenance du réseau ;
- La protection du milieu urbain et de l'environnement ;

6.4. Organisation de l'entretien du réseau :

En assainissement, l'entretien est une nécessité quotidienne de bon fonctionnement. Le curage du réseau, l'extraction des boues, l'évacuation des déchets, la révision des organes mécaniques des matériels et des installations, sont autant d'opérations indispensables au fonctionnement normal.

L'organisation de l'entretien des réseaux doit être fondée sur une parfaite connaissance du réseau dans tous ses éléments constitutifs et dans son fonctionnement.

Un programme de visite s'avère indispensable afin de mener dans de bonnes conditions des opérations d'entretien, de curage et de contrôle des réseaux.

6.4.1. Enlèvement des dépôts :

L'ennemi premier des réseaux d'assainissement est le dépôt des matières en suspension, surtout, le sable. Le curage peut se faire automatiquement par des regards de chasse, mais ces derniers ont montré leur limite d'utilisation, donc il vaut mieux prévoir des chasses hydrodynamique ou faire un curage manuel.

6.4.2. Détection des fuites :

Les causes principales des fuites sont :

- Les fissures au niveau des collecteurs ou au niveau des regards.
- Les joints qui ne remplissent plus leur rôle.

6.4.3 Détection des eaux parasites :

Les eaux parasites proviennent des nappes ou du réseau d'alimentation en eaux potable, la détection se fait la nuit. On reconnaît les eaux parasites par leur claieté. Pour cette opération on utilise le PERISCOPE (caméra) cette dernière ne détecte pas tout objet dépassant 30m (distance entre regards max 30m) ainsi que dans le changement de direction (virage).

6.4.4. Entretien des joints :

Les ouvrages (canalisations) peuvent présenter des défauts d'étanchéité et même des ruptures dues aux mouvements du sol.

Les défauts généralement se manifestent au niveau des joints. L'entretien consiste à réparer les joints en mauvais état, supprimer les intrusions des racines, réparer les sections corrodées par des déversements chimiques, procéder à l'étanchement des conduites, tant pour les eaux provenant de l'extérieur que de l'intérieur des égouts.

6.4.5. Entretien du réseau non visitables :

Le diagnostic des désordres constatés sur les canalisations non visitables est extrêmement difficile. Il est pratiquement impossible d'avoir une vue directe pour examen par source lumineuse et miroir, sur un tronçon de canalisation entre deux regards espacés de 40 à 50 mètres, lorsque le diamètre est inférieur à 600 millimètres ou lorsqu'une anomalie est décelée au passage d'un engin de curage. On ne peut pas savoir s'il s'agit d'un joint dégradé, ou fissurer, d'un branchement particulier en saillie, d'un dépôt incrustant ou d'un corps étranger. L'inspection des égouts non visitables est possible par l'utilisation des circuits fermés de télévision. Le principe de cette technique est : une caméra tractée par un câble initialement passé entre deux regards de visite donne de l'intérieur de la canalisation visitée une image visible sur l'écran du téléviseur. Il est évident que ce matériel de visite des canalisations apporte beaucoup d'efficacité lors de l'exploitation d'un réseau.

- L'inspection télévisée apporte énormément dans de nombreux autres domaines ;
- La détection rapide de la nature des anomalies ainsi que leur repérage précis ;
- Le suivi de l'évolution des matériaux constitutifs des tuyaux ;
- La validité dans le temps des techniques de pose de canalisation ;
- La possibilité de contrôle des instructions d'eau de nappe dans le réseau ;
- L'élaboration à moyen terme de programme de nettoyage des canalisations en fonction de leur vitesse d'encrassement ;
- Le contrôle de l'efficacité des têtes d'hydro-curage et la détermination du matériel le mieux adapté au nettoyage en fonction des déchets perturbant.

6.5. Travaux spécifiques :

6.5.1. Désodorisation

Le réseau d'égouts est un milieu favorable à la formation de bactéries qui dégagent des mauvaises odeurs, pour y remédier il faut bien aérer le réseau ou injecter de l'oxygène liquide

6.5.2. Lutte contre la corrosion de l'H₂S :

Comme les conduites de notre réseau sont en béton qui est un matériau plus sensible à l'attaque de l'acide sulfurique, il faut empêcher la formation de ce dernier par des moyens hydrauliques ou chimiques qu'on a cité précédemment.

6.6. Exploitation du réseau:

L'exploitation est la somme des exigences physiques assurant le bon fonctionnement du réseau au profit des usagés et des collectivités. C'est pourquoi la fiabilité de l'ensemble de ces ouvrages et appareillages mécaniques repose sur un certain nombre de conditions et d'actions auxquelles le responsable de cet équipement public doit satisfaire :

- La connaissance complète des objectifs relatifs à l'efficacité des installations, au respect de l'environnement et du milieu récepteur
- La compétence technique relative au fonctionnement et à l'aménagement du réseau existant permettant de déduire toute la capacité pour l'extension de l'agglomération provoquée par l'urbanisation.
- La pratique des travaux d'entretien concernant le réseau, les ouvrages annexes et la conduite souvent délicate des stations d'épuration.
- La protection du personnel et l'amélioration des conditions de travail.
- L'obligation de la surveillance et du contrôle des appareillages en vue La nécessité de créer une organisation rationnelle des services (personnel, matériel, véhicules...). Permettant le fonctionnement de l'équipe publique aux moindres coûts, en respectant l'équilibre des dépenses et des recettes sans oublier les économies d'énergie possibles

On admet que les modalités d'exploitation que l'on vient d'énumérer sont aussi importantes que la conception des équipements et des ouvrages d'assainissement.

6.7. Technique d'exploitation du réseau :

Les réseaux d'assainissement, qui véhiculent à faible vitesse des débits à temps sec et des petites pluies nécessitent pour qu'ils soient protégés des dépôts et de l'encrassement, des opérations de curage.

Les techniques et les moyens susceptibles d'être mis en œuvre sont variables en fonction des contraintes. La plus importante de celle-ci est l'accessibilité à l'intérieur des ouvrages.

Aussi on est amené à distinguer les interventions périodiques suivantes :

6.7.1. Curage mécanique des égouts visitables :

Dans le domaine du curage mécanique des égouts visitables, nous envisagerons successivement les moyens mécaniques avec :

- les ouvrages en eau (ouvrages eaux usées en séparatif ou en unitaire)
- les ouvrages à sec (ouvrage d'eaux pluviales).

6.7.2. Curage mécanique en présence d'eau :

6.7.3. Périodicité des travaux de curage :

La périodicité du curage est fonction :

- Du site où se trouve la bouche d'égout (marchés,...) ;
- De l'état de la voirie, trottoirs en gravier ou pas ;
- Du type de voie, avec caniveaux ou sans, bordée ou non d'arbres;
- De la nature des transports de produits pouvant se répandre sur la chaussée (sables, graviers...) ;

6.7.4. Principe de curage :

Le curage s'effectue à l'aide d'une vanne mobile susceptible de se déplacer longitudinalement dans l'égout à nettoyer.

La vanne a une forme semblable à la coupe transversale de l'égout (partie inférieure limitée par une horizontale située environ au niveau de la naissance de la voûte).

Cette vanne comporte à sa partie inférieure, au niveau du radier de l'égout, une lumière obturée par une vanne secondaire. On ouvre alors la lumière qui constitue un ajutage de section réglable par lequel s'échappe un jet d'eau tangent au radier de l'égout, la vitesse de l'eau étant proportionnelle à la racine carrée de la dénivelée entre les plans d'eau amont et aval.

Les sédiments sont déplacés vers l'aval à une distance variant de quelques centimètres à quelques dizaines de mètres en fonction de la vitesse de l'eau d'une part, de la granulométrie et de la densité des sédiments d'autre part.

6.7.4.1. Curage mécanique sans présence d'eau :

Le curage ne peut être exécuté en utilisant l'énergie de l'eau puisque le débit de temps sec est très insuffisant. Donc on doit extraire cette matière accumulée dans l'égout au moyen des techniques rustiques basées sur les bras, la pelle et la pioche.

6.7.4.2. Curage des égouts non visitables:

Les réseaux d'égout non visitables font appel pour le curage à deux types de procédés:

- Procédé manuel.
- Procédé hydrodynamique.

A. Procédés manuels de curage des collecteurs :

L'entretien réalisé selon ces procédés impose au personnel d'être directement en contact avec l'effluent.

- **La chasse d'eau :**

Ce procédé consiste à réaliser une retenue en amont par obstruction de la canalisation au moyen d'un bâlard d'eau. L'ouverture rapide de cette retenue crée en aval une chasse qui entraîne une grande partie des dépôts existants.

Ce procédé présente un certain nombre d'inconvénients, parmi lesquels: la mise en charge du réseau qui se répercute sur les branchements particuliers ainsi que le phénomène du dépôt dans la partie amont pendant la retenue.

B. Le procédé hydromécanique :

Le curage hydromécanique est généralement exécuté par des aspiratrices ou par des cureuses hydromécaniques.

- **Cureuses hydromécaniques :**

Ce sont des appareils qui se déplacent de l'amont vers l'aval du collecteur, un jet central désagrège les boues tandis d'autre jets latéraux poussent les boues émulsionnées vers le regard afin d'être aspirées.

- **Les aspiratrices :**

Ces équipements, montés sur châssis camion, se composent d'une cuve d'un volume de 4 à 25 m³ mise en dépression par une pompe à vide, d'un débit variant entre 500 et 1000 m³/h. Les matières déposées sur le radier de l'ouvrage sont ainsi aspirées par l'intermédiaire d'un tuyau souple raccordé à l'arrière de la cuve.

Les aspiratrices sont principalement utilisées pour le nettoyage des bouches d'engouffrement et des bacs de dessablement.

Elles sont également, utilisées lors du curage des collecteurs visitables, car leur puissance d'aspiration permet d'aller chercher les sables assez loin par allongement des tuyaux d'aspiration.

6.8. Réhabilitation du réseau :

Un réseau d'assainissement est considéré comme inexploitable lorsque les préjudices qu'il cause au milieu naturel ou aux citoyens ne sont plus tolérables, dans un tel cas on a deux choix : soit le réparer ou le changer. Le remplacement d'un réseau d'assainissement s'avère très coûteux et les travaux de réalisation causent beaucoup plus de désagrément que lors de la réparation. Les travaux de réhabilitation qui entreprend le gestionnaire sont :

- Le fraisage des obstacles intérieurs.
- Le tubage intérieur.
- Le graissage intérieur.
- L'injection de produits colmatant.

6.8.1. Le fraisage des obstacles :

C'est une opération destinée à l'élimination des racines d'arbres qui s'introduisent par les joints, l'opération est effectuée par une brosse circulaire dure qui est actionnée par un mouvement de rotation autour d'un axe horizontal. Le mouvement de rotation est assuré par un moteur électrique.

6.8.2. L'injection des produits colmatant :

Cette technique est utilisée pour les conduites de gros diamètres, elle consiste à projeter par centrifugation une couche de mortier de ciment ou résine hypoxydique qui se stabilise à l'état de gel ce qui permet d'obturer tous trous ou fissure.

6.8.3. Le tubage intérieur :

On adopte cette technique pour les conduites ayant un diamètre de 1000 mm ou plus, son principe est consiste à placer des tuyaux à l'intérieur de la canalisation. L'assemblage se fait par collage, par emboîtement, par joint caoutchouc ou par thermo-soudage.

6.8.4. Le gainage intérieur :

Ce procédé est utilisé pour les conduites de diamètre allant de 200 mm à 1000 mm, avant la mise en place de la gaine on procède à une inspection de la canalisation par une caméra TV. On place à l'intérieur de la conduite une gaine qu'on gonfle avec de l'air sous pression (de 0,1 à 0,5 bar).

6.8.5. Le chemisage extérieur :

L'opération est appliquée pour les canalisations traversant des terrains marécageux, ou des sols agressifs. Elle consiste à enrober la canalisation d'une gaine étanche et qui résiste aux attaques chimiques, la gaine est en suite entourée par une couche de sable pour faciliter le drainage des eaux qui stagnent autour de la conduite.

6.9. Les risques courus par les travailleurs de l'eau usée :**6.9.1. Risque liés au gaz toxiques :**

Les travailleurs de l'eau, et particulièrement les égoutiers, courent des risques en ce qui concerne leur santé et leur vie parce qu'ils peuvent être en contact avec des gaz toxique ou explosifs, ou avec des substances volatiles toxiques. Par ailleurs ils peuvent être asphyxiés par manque d'oxygène.

Pour chaque gaz, substances toxiques où les vapeurs il y a des concentrations à ne pas dépasser.

Parmi ces gaz toxiques on citera : NH_3 , CO , CH_4 , vapeur d'essence, H_2S , et le CH_4

6.9.2. Autres risques que courent ces travailleurs :

Les travailleurs affectés à la construction et à la réalisation des systèmes d'assainissement courent les mêmes risques que les travailleurs de n'importe quel chantier : risque de chute, d'électrocution, etc. C'est pour quoi ils doivent, selon le risque, porter des casques protecteurs, des bottes à embout d'acier, des lunettes protectrices, vêtements étanches, utiliser des détecteurs de gaz portables, en plus de rester tout le temps attentif.

6.9.3. Maladies liées à l'eau usée :

Plusieurs maladies d'origine bactérienne et virales sont transmises à l'homme lorsque ce dernier consomme une eau contaminée. Ces maladies sont connues sous le nom de maladies à transmission hydrique (MTH), parmi elles on citera :

- Le cholera.
- La fièvre typhoïde.
- La fièvre paratyphoïde.
- La diarrhée infectieuse.

Il est à noter que les principaux symptômes des MTH sont :

- Diarrhée, ou rarement la constipation.
- Fièvre.
- Crampe abdominale.
- Vomissement.

6.10. Gestion informatique du réseau :

Pour une bonne gestion il n'y a pas mieux qu'une gestion informatisée, mais pour pouvoir la faire il faut une connaissance totale du réseau et son comportement dans différentes situation (temps sec et temps de pluie). La première chose à faire est d'entreprendre une campagne de mesure pour créer une banque de données qui servira de référence aux événements futurs, ainsi détecter chaque fonctionnement anormal du réseau. Pour perfectionner ce système on peut placer de capteurs de plusieurs paramètres (débit, vitesse,...etc.), au niveau des points les plus sensibles du réseau, qui seront connectés à des commandes automatique ou semi-automatique à distance.

6.11. Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau :

La première opération qu'il faut entreprendre, pour une bonne gestion et exploitation de notre réseau, est une campagne de collecte de données et une série de mesures concernant le réseau ; tracé, débit, pente, ...etc. L'objectif de cette opération est de déceler tout fonctionnement incorrect du réseau que l'on doit compléter par des travaux de remise en état, comme le curage, réparation ou remplacement des éléments défectueux ou les différentes actions citées dans les travaux spécifiques, selon la nature de l'anomalie.

Une fois que l'opération de remise à niveau du réseau terminée, on établit un calendrier annuel de toutes les opérations de surveillance et de contrôle ; à titre d'exemple ; il faut

prévoir le curage des tous regards et bouches d'égouts avant les premières pluies de l'automne.

6.12. Conclusion :

En Algérie, la gestion des réseaux d'assainissement est presque inexistante ; c'est l'absence totale de la maintenance préventive par manque de moyens matériels. Jusqu'à présent, on procède uniquement à la maintenance curative qui concerne toutes les opérations nécessaires pour remettre en état un ouvrage ; il s'agit donc essentiellement d'opérations de nettoyage.

Durant les dernières décennies, l'investissement a représenté l'effort principal des collectivités locales. L'entretien et la conservation des patrimoines, jusqu'ici quelque peu négligés, représentent pour l'avenir une nouvelle voie d'intérêt. En effet si on veut optimiser le coût global, on doit trouver un équilibre entre, d'une part les ouvrages neufs et d'autre part, les travaux de conservation les mieux conduits possible, c'est-à-dire des économies en effectuant des réparations sans attendre que l'importance des dégradations majore le coût de restauration.

DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

**PROJECT:RÉALISATION DE RÉSEAUX D'ASSAINISSEMENT DE LOTISSEMENT DE 500
LOTS, CITÉ 18 FÉVRIER DE LA COMMUNE DE DJAMAA, WILAYA D'EL-OUED**

N°	Désignation des tâches	Unite	Quantite	Prix unitaire	Montant(da)
1	Le peuplement du terrain, quelle que soit sa nature, avec le transfert des restes en dehors de l'environnement urbain	f	f	500000,00	500 000,00
2	Creuser et remblayer avec la protection de l'établissement	ml	7503,00	1200,00	9 003 600,00
3	Fourniture et pose conduite en pvc a joint 06 par a diamètres suivante:				
	F/P:conduite diametre 315 mm	ml	6536,00	3000,00	19 608 000,00
	F/P:conduite diametre 400 mm	ml	519,00	4500,00	2 335 500,00
	F/P:conduite diametre 500 mm	ml	70,00	5000,00	350 000,00
	F/P:conduite diametre 600 mm	ml	200,00	5500,00	1 100 000,00
	F/P:conduite diametre 700 mm	ml	116,00	6000,00	696 000,00
	F/P:conduite diametre 800 mm	ml	62,00	6500,00	403 000,00
4	Construire une regarde des eaux usées	U	226,00	150000,00	33 900 000,00
5	F/P:tempo en fonte	U	226,00	20000,00	4 520 000,00
TOTAL T.H.T					72 416 100,00
T.V.A (19%)					13 759 059,00
T.T.C					86 175 159,00

Arrêter la prcant devis a la somme de (en lettre): **Quatre Vingt Six Millions Cent Soixante Quinze Mille Cent Cinquante Neuf Dinars**

Conclusion générale

En effet, qui dit assainissement dit hygiène, santé, protection d'environnement, organisation de la ville et, somme toute, paisible vie de l'homme.

A la lumière 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 fait par la relation de la méthode rationnelle avec une période de retour de 02 ans, les débits des autres types des eaux usées (domestiques, et service publique) ont été déterminés selon la répartition de la population.

Pour les conduites utilisées ce sont des conduites en pvc 06 par a joint qui ont une excellente étanchéité, très grande facilité de pose, très bonne caractéristique hydraulique, bonne résistance mécanique.

Pour les éléments du réseau d'égout ; on a projeté des regards.

La gestion devra être de plus en plus professionnelle pour bien gérer il faut un minimum de moyen humain et matériel donc former un personnel qualifié pour la gestion de tous les réseaux que ce soit en AEP ou en assainissement.

Dans cette étude, nous devons mettre en place une station de relevage des eaux usées.

La station de relevage est nécessaire quand la pente du terrain ne permet pas un écoulement de l'eau par la gravité. Elle se place avant la fosse toutes eaux ou entre celle-ci et la filière de traitement. Elle est souvent utilisée avec le terte d'infiltration.

L'assainissement non collectif peut nécessiter une station de relevage des eaux usées, que l'on appelle aussi poste de relèvement. Ce dispositif doit être installé si les eaux usées ne peuvent pas s'écouler par gravité vers le prétraitement, le traitement et l'évacuation. C'est le cas si :

- Le terrain où est située la filière d'assainissement (prétraitement et/ou traitement) est situé plus en hauteur que l'habitation.
- Le dispositif de traitement est trop enterré (à cause des pentes de canalisations) par rapport à l'endroit d'évacuation de l'eau.
- Le traitement de l'eau doit être surélevé par rapport au prétraitement (exemple tertre d'infiltration).

À noter : l'assainissement collectif nécessite souvent des stations de relevage qui sont dimensionnées en fonction du débit du réseau et des pentes à remonter.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **GUERREE. H, GOMELLA. C** : « Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales», EYROLLES, Paris.1982.
- [2] **C-COST , M-LOUDE** : « Guide de l'assainissement en milieu urbain et rural»
- [3] Ouvrages d'assainissement en béton tome 1(assainissement collectif conception et réalisation).
- [4] **FRANÇOIS- G, BRIERE** : « Distribution et collecte des eaux», édition de l'école polytechnique de Montréal 1997.
- [5] **R-BOURRIER** : « Les réseaux d'assainissement ».
- [6] **M-SATIN, B-SELM**I : « Guide technique de l'assainissement », E : LE MONITEUR
- [7] « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement », Lyonnaise des eaux
- [8] Mémoires de fin d'études.

Annexes

ANNEXE : 01

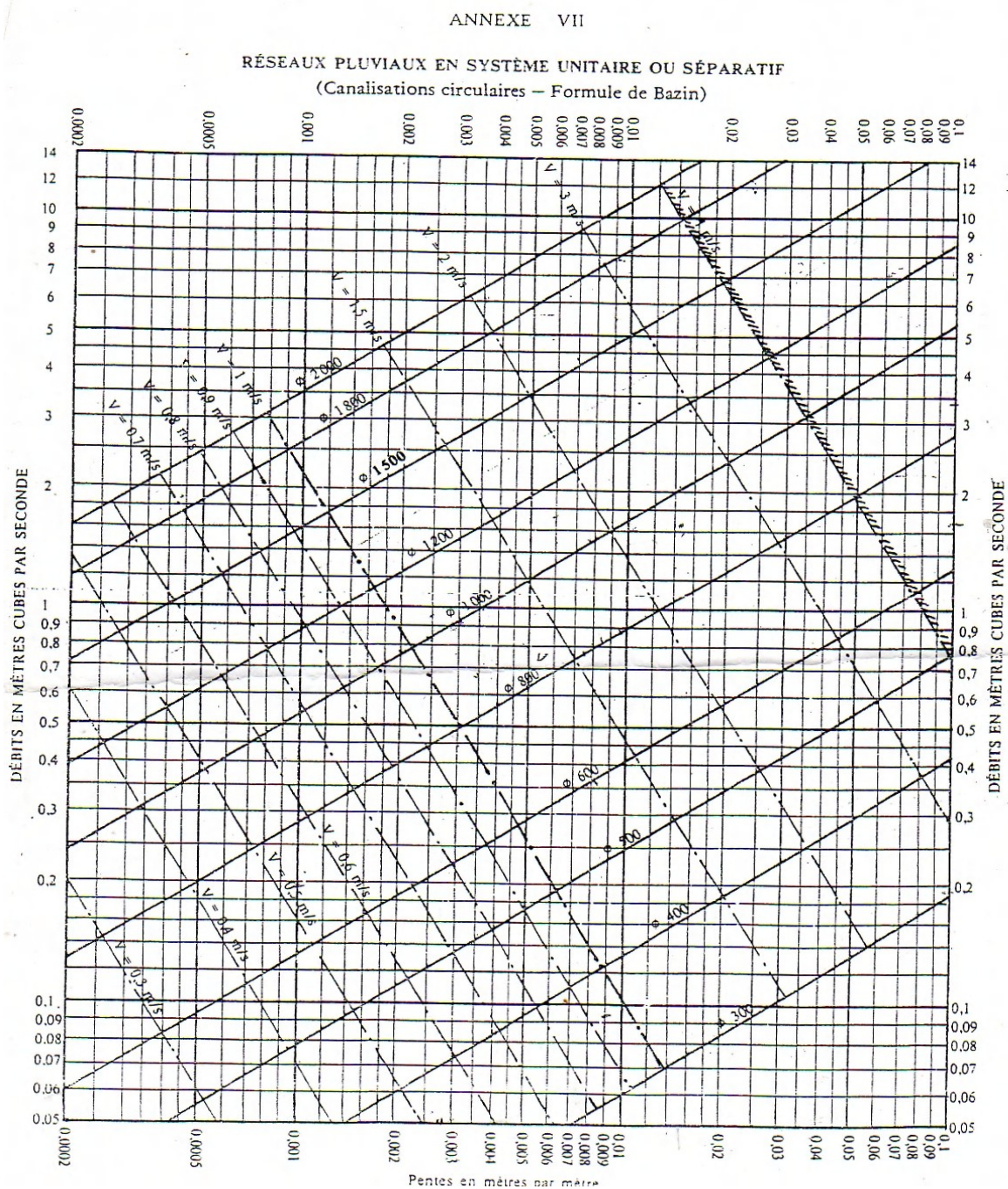


Figure N° 1: Abaque de variation des diamètres et des vitesses en fonction de débit et de la pente (D'après la formule de Bazin)

ANNEXE : 02

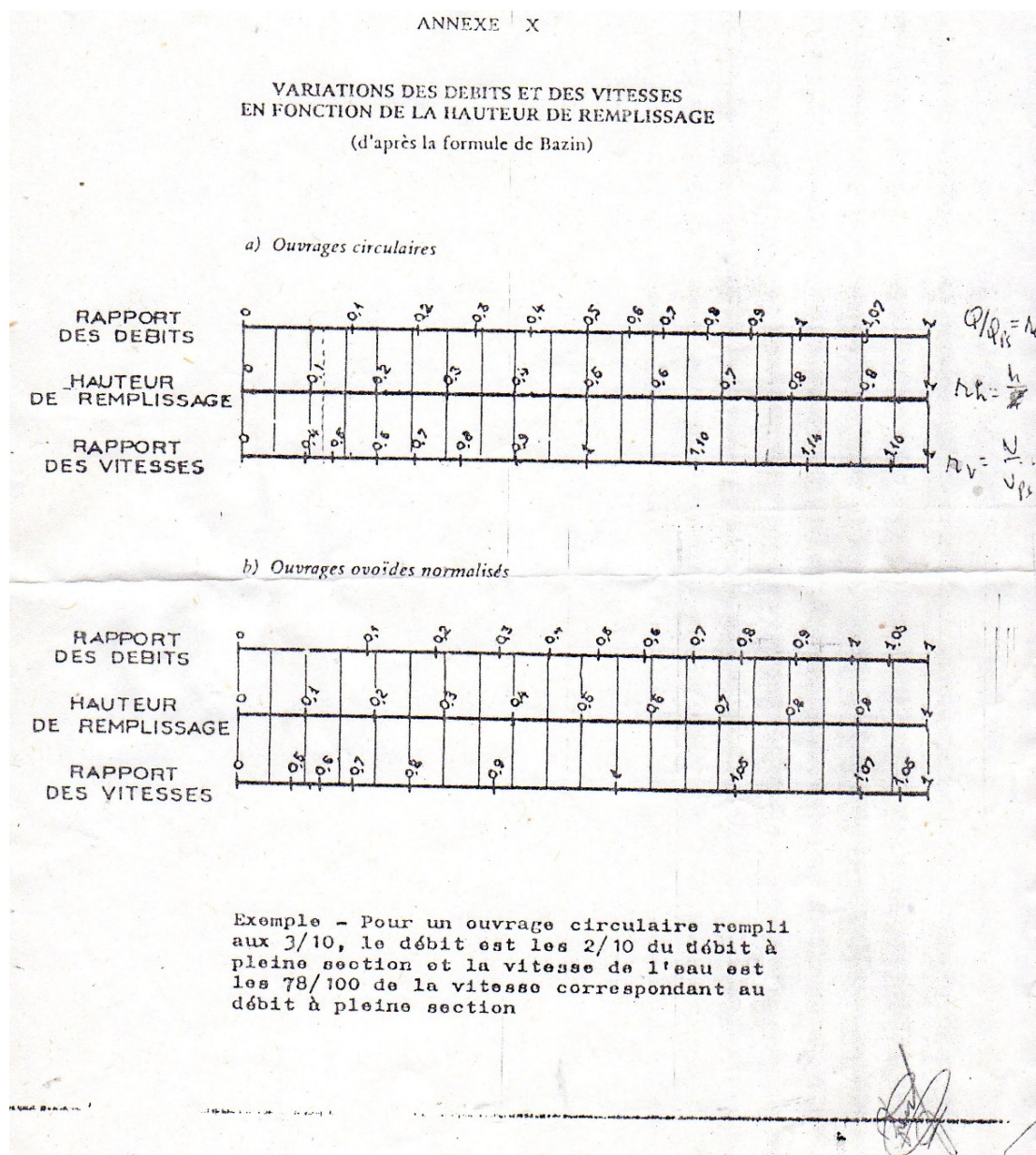
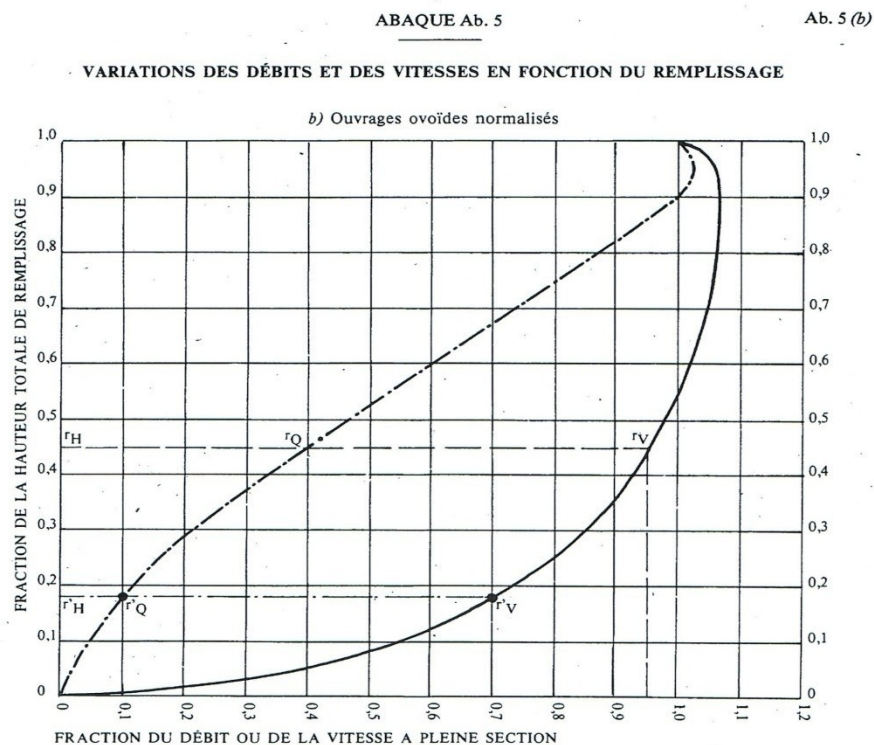


Figure N° 2 : Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage (D'après la formule de Bazin)

ANNEXE : 03



MODE D'EMPLOI.

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

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

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

Exemples :

Pour $r_Q = 0.40$, on obtient $r_V = 0.95$ et $r_H = 0.45$.

Pour $Q_{ps}/10$, on obtient $r'_V = 0.70$ et $r'_H = 0.18$ (autocurage).

Nota. - Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1.00$ est obtenue avec $r_H = 0.90$.

Le débit maximum ($r_Q = 1.03$) est obtenu avec $r_H = 0.95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1.07$) est obtenue avec $r_H = 0.90$.

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

Figure N° 3 : Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction du remplissage