

UNIVERSITE Saad DAHLAB - BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département des Sciences de l'Eau et Environnement

MEMOIRE DE MASTER

Filière: Hydraulique

Spécialité : Sciences de l'Eau

Thème:

**ETUDE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DU
POLE URBAIN
MEDEA (W.MEDEA)**

Présenté par :

Mr: REKAIBA AYOUB

Mr: CHEDJARI EL MEUR MOHAMED

Promoteur :

Mr. Belkacem Filali

Devant le jury composé de :

- | | | |
|--------------------------|-------------------|--------------------|
| • Mr BESSENASSE M | PROFESSEUR | EXAMINATEUR |
| • Mr REMINI B | PROFESSEUR | EXAMENATEUR |
| • Mme TAIBI S | MCB | PRESEDANTE |

Promotion 2017/2018

سورة التوبة

Dédicace

En ce jour solennel qui clos le cycle de mes études, qu'il me soit permis de dédier ce travail :

Je dédie ce travail a celle qui m'a donné la vie, A...

*Mes parents qui me sont les plus chers au monde, dont l'amour et
Les sacrifices n'ont pas cessé de combler ma vie.
Merci mes parents.*

*Mes adorables frère M'HAMED et ISHAK et AMINE
respectivement qui m'ont encouragé et aidé durant la préparation de ce mémoire.*

A toute la famille rekaiaba et la famille moualdi.

*Mon dedicace va également a notre promoteure M^R FILALI
BELKACEM .*

*A tous mes ami:, oussama, badro, fares, nabil, houssem, moh
, wail, zakj, benaicha*

Sans oublié mon binome M^r Chedjari el meur mohamed

*Je dedie également ce travail a tous la PROMO 2017/2018, ainsi que tous les
etudiants de université de blida et spécialement l'option science de l'eau .*

Et a ceux que j'ai pas cites, je garde une grande estime.

Rekaiba ayoub

Remerciements

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de la force et de la sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail.

Je tiens à remercier :

Mon promoteur Mr. FILALI. pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse, par ces conseils et ses bonnes orientations.

J'adresse mes sincères remerciements à tous mes enseignants qui m'ont préparé théoriquement et pratiquement durant les cinq ans de formations, ainsi que tout le corps administratif de l'université

ملخص :

إن الهدف الأساسي من هذه المذكرة هو دراسة شبكة التطهير للقطب الحضري الجديد لمدينة جوا ب (جنوب شرق المدينة), حيث تعرضنا إلى تقدير المياه المستعملة و مياه الإمطار 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 du nouveau pole urbain de la ville de DJOUAB (partie sud est de MEDEA) 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.

Abstract:

Our work consist to make a study of sewage network of the new urbain (sud estern part), 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.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....	1
-----------------------------------	----------

Chapitre I

Présentation de la ville.

Introduction.....	2
Présentation.....	2
Données naturelles du site	4
Topographie	4
Géologie.....	4
Sismicité.....	4
Situation climatique	5
Climat	5
a) Température	5
b) Humidité	5
c) Les vents dominants	6
Pluviométrie	6
Orages	7
Les données relatives à la situation actuelle des agglomérations existantes.....	7
situation hydraulique	7
Alimentation en eau potable	7
Assainissement.....	8
Conclusion	8

Chapitre II

Etude Hydrologique.

Introduction.....	9
Les averses.....	9
Choix de la période de retour	10
Détermination de l'intensité moyenne des précipitations.....	10
: Analyse des données pluviométriques et le choix de la loi d'ajustement.....	11
: Analyse des données statistiques	11
a) Les caractéristique de cette serie	14
Choix de la loi d'ajustement	14
Vérification de l'homogénéité de la série	15
Calcul des paramètres de la loi choisie.....	16
Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	16
a) Procédé d'ajustement	16
b) Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GUMBEL.....	17
c) Résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL	18
Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	20
a) Procédé d'ajustement	20

b) Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton.....	20
c) Résultats de l'ajustement par la loi de Galton	21
II .3.3Tracé des courbe I.D.F (Intensité-durée -Fréquence).....	23
II.3.4 Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de (10) ans par la formule de MONTANARI	25
Conclusion	25

Chapitre III

Calculs de base

Introduction.....	26
Situation démographique	26
: Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires.....	27
système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.....	28
Système séparatif	28
Système unitaire.....	28
Système mixte.....	28
Système pseudo séparatif	28
Système composite.....	28
Systèmes spéciaux.....	28
Choix du système d'évacuation.....	29
Schémas d'évacuation.....	32
Schéma perpendiculaire	32
Schéma par déplacement latéral.....	32
Schéma à collecteur transversal ou oblique.....	33
Schéma à collecteur étagé.....	33
Schéma type radial	33
Choix du schéma du réseau d'évacuation.....	34
Choix du coefficient de ruissellement	34
Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps	35
Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	35
Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces	35
Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population.....	36
Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.....	36
Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin.....	37
Coefficient de ruissellement pondéré.....	37
Calcul de la densité partielle.....	37
Conclusion	38

Chapitre IV

Evaluations des débits.

Introduction	39
Evaluation des débits des eaux usées.....	39
IV.1.1 Nature des eaux usées à évacuer.....	39
A. Les eaux usées d'origine domestique	39
B. Les eaux des services publics.....	40
C. Les eaux usées industrielles	40
Estimation des débits d'eaux usées.....	40
Estimation des débits d'eaux usées domestiques	41
Evaluation du débit moyen journalier.....	41

Evaluation du débit de pointe	41
IV.2 Evaluation des débits d'eaux pluviales	45
Méthode rationnelle	45
Les Hypothèses De La Méthode Rationnelle	45
Validité De La Méthode Rationnelle	45
Temps de concentration	46
Méthode superficielle	46
IV.2.2.1. Evaluation de la pente	47
Evaluation du coefficient de ruissellement	47
Evaluation de l'allongement d'un bassin et évaluation du coefficient correcteur	47
Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins	48
Validité des formules	49
Choix de la méthode	49
Calcul des débits pluviaux	49
Calcul des coefficients a (f) et b (f)	49
Calcul des coefficients d'expressions	50
Procédure d'assemblage	52
a) Assemblage en série	52
b) Assemblage en parallèle	52
Conclusion	55

Chapitre V

Calculs hydraulique.

Introduction	56
Conditions d'implantation des réseaux	56
Conception du réseau d'assainissement	56
Dimensionnement du réseau d'assainissement	57
Conditions d'écoulement et de dimensionnement	57
Formules d'écoulement	57
V.3.2.1 Formule de CHEZY	57
Mode de calcul	59
Dimensionnement du réseau d'assainissement	62
Conclusion	73

Chapitre VI

les elements constitutif du resau d'egout et ouvrages annexes.

Introduction	74
Ouvrages principaux	75
Canalisations	75
Matériau de canalisations	76
Conduite en fonte	76
Conduites en béton non armé	76
Conduites en béton armé	76
Conduites en grés artificiels	76
Conduite en amiante ciment	76
Conduite en matières plastique	77
Choix du type de canalisation	77

Pour les conduite en béton.....	77
Pour les conduites en PVC.....	78
a) Propriétés mécaniques et physiques	78
b) Propriétés chimiques.....	78
c) Qualités conomiques	78
Assemblage en PVC.....	79
Assemblage par collage à froid	79
Assemblage ajoint	79
Les joints des conduites en béton	80
Joint type Rocla.....	80
Joint à demi-emboîtement.....	80
Joint torique	80
Joint à collet	80
Joint plastique	80
Différentes actions supportées par la conduite	82
Actions mécaniques.....	82
Action statique	82
Action chimique.....	82
Protection des conduites	83
Essais des tuyaux préfabriqués.....	83
Essai à l'écrasement.....	83
Essai d'étanchéité.....	83
Essai à la corrosion	84
Ouvrages annexes	84
Ouvrages normaux	84
Branchements.....	84
Fossés	85
Caniveaux	85
Bouches d'égout...	86
a. Bouches d'égout à accès latéral (ou avaloirs)	86
b. Bouches d'égout à accès sur le dessus (bouches à grilles).....	86
Regards	87
a. Généralité.....	87
b. Type des regards...	87
Regard de visite	87
Regard de ventilation	87
Regard de jonction...	88
Regard de chute	88
c) Dimensionnement des regards de chute	89
Ouvrages spéciaux	91

Déversoirs d'orage	91
a) Emplacement des déversoirs d'orage.....	91
b) Type des déversoirs	91
Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée.....	91
Déversoir a seuil latéral et conduite aval libre	91
Déversoir d'orage à ouverture du fond.....	92
c) Dimensionnement de déversoir d'orage	92
Bassins de retenue d'eaux pluviales	96
a) Principe. Intérêt et sujétions	95
b) Lés hypothèses explicatives du dimensionnement d'un bassin de retenue d'eau pluviale... ..	96
c) Méthode pratique de calcul	96
Bassin de décantation	97
a) introduction	97
b) Diffèrent type de bassin de décantation.....	98
c) Choix du procède pour notre projet.....	99
d) Dimensionnement du bassin de décantation.....	99
Conclusion.....	101

Chapitre VII

Pose de canalisation.

Introduction.....	102
Emplacement des canalisations.....	102
Exécution des traveau	102
Décapage de la couche de terre végétale	103
Emplacement des jalons des piquets	103
Exécution des tranchées	103
a) profondeur de la tranchée	105
b) largeur de la tranchée	105
Aménagement du lit de sable	105
Pose des canalisations en tranchées	105
Mise en place de conduite	106
Assemblage des conduite	106
Essais sur les joints et la canalisation	106
Essais des tuyaux préfabriqué... ..	106
VII.7.4.1 Essais d'étanchéité.....	106
A) à l'usine.....	106
B) sur le chantier.....	106
essai à l'eau	106
essais a fumée	106
essais à l'aire	106
Confection des joints	107
Réalisation des regards.....	107

Remblaiement et compactage des tranchées.....	107
Choix des engins	108
A. Pour le décapage de la couche de terre végétale.....	108
Utilisation des niveleuses	108
B. Pour l'excavation des tranchées.....	109
Pour le remblaiement des tranchées	109
C. Pour le compactage	109
Devis quantitatif et estimatif	111
Détermination des différents volumes.....	111
A. Volume de la couche de terre végétale	111
B. Volume des déblais des tranchées.....	111
C. Volume du lit du sable	111
D. Volume occupé par les conduites	111
E. Volume du remblai.....	111
F. Volume excédentaire	111
planification des travaux	114
<u>Conclusion</u>	116

CONCLUSION GENERALE.....	117
BIBLIOGRAPHIE	

Liste des tableaux

Chapitre I

Présentation de la ville.

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles.....	5
Tableau I.2 : Humidités moyennes mensuelles	5
Tableau I.3 : Vitesses moyennes mensuelles des vents.....	6
Tableau I.4 : Pluviométrie moyenne annuelle (mm)	6
Tableau I.4 : Répartition mensuelles de la pluviométrie.....	6
Tableau I.5 : Nombre moyennes de jour d'orage.....	7

Chapitre II

Etude Hydrologique.

Tableau II .1 : Identification de la station pluviométrique	11
Tableau II.2 : précipitations mensuelles et maximales journalières à la station	12
Tableau II.3 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	18
Tableau II.4 : Caractéristiques de l'échantillon	19
Tableau II.5 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.....	21
Tableau II.6 : Caractéristiques de l'échantillon	22
Tableau II.7: Intensité pour des différentes fréquences	23

Chapitre III

Calcul de base

Tableau III.1 : Répartition de la population à différents horizons de calcul	27
Tableau III.2 : Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux	30
Tableau III 3 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	35
Tableau III 4 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.....	35
Tableau III 5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.....	36
Tableau III.7 : Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence	36
Tableau III.8 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins.....	37
Tableau III.9 : Nombre d'habitants	38

Chapitre IV

Evaluations des débits.

Tableau IV.1 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin	42
Tableau IV.2 : Détermination des débits de pointe d'eaux usées	44
Tableau IV.3 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins	48
Tableau IV.4 : évaluation du débit d'eau pluviale	51
Tableau IV.5 : Evaluation des débits suivant l'assemblage des bassins (en série ou en parallèle)	54
Tableau IV.6 : les différentes débits de dimensionnement	55

Chapitre V

Calcul hydraulique.

Tableau V.1 : δ en fonction de la nature des parois	58
Tableau V.2 : Collecteur principal CA	62
Tableau V.3 : Collecteur principal CB.....	63
Tableau V.4 : Collecteur principal CC	64
Tableau V.5 : Collecteur principal CD	65
Tableau V.6 : Collecteur principal CE.....	66
Tableau V.7 : Collecteur principal CF.....	67
Tableau V.8 : Les Collecteurs secondaires S2	68
Tableau V.9 : Les Collecteurs secondaires S3	69
Tableau V.10 : Les Collecteurs secondaires S4	70
Tableau V.11 : Les Collecteurs secondaires S5	71
Tableau V.12 : Les Collecteurs secondaires S6	71
Tableau V.13 : Les Collecteurs secondaires S7	72

Chapitre VI

les elements constitutif du resaux d'egout et ouvreges annexes.

Tableau VI.1 : diamètres des conduites circulaires	76
Tableau VI.2: Les différentes conduites en PVC et caractéristiques.....	78
Tableau VI.3 : Caractéristiques du tuyau en béton armé	82
Tableau VI.1 : Dimensionnement des regards de chute	90
Tableau VI.2 : caractéristiques des déversoirs d'orage.	96
Tableau VI.3 : Calcul des débits totaux (horison 2015/2035) pour le bassin de décontation.....	99

Chapitre VII

Pose de canalisation.

Tableau VII.1 : Largeur minimale de la tranchée.....	104
Tableau VII.1: Volumes des travaux.....	112
Tableau VII.2 : Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet	113
Tableau VII.3 : Détermination des délais.....	114

Liste des figures

Chapitre I

Présentation de la ville.

Fig. I 1 : plan de situation de pole urbain.....	03
Fig. I 2 : Répartition mensuelle interannuelle des pluies (mm)	07
Fig. I 3 : collecteurs rejettent directement dans le milieu naturel et des fosses septiques	08
Fig. I 4 : branchement irrégulier	08

Chapitre II

étude hydrologique

Figure II.1 :Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	19
Figure II.2 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	22

Chapitre III

calcul de base.

Figure III.1 : évolution de la population.....	27
Figure III.1 : divers systèmes d'évacuation	29
Figure III.2 : Schéma perpendiculaire	32
Figure III.3 : Schéma à déplacement latéral	32
Figure III.4 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique	33
Figure III.5 : Schéma à Collecteur Etagé.....	33
Figure III.6 : Schéma Type Radial	33

Chapitre VI

les elements constitutif du resaux d'egou t et ourrages annexes.

Figure VI.1 : Type d'assemblage en PVC.....	80
Figure VI.2 : Différents type de joints.....	81
Figure VI.3 : Branchements.....	85
Figure VI.4: Regard de visite à section circulaire de 1m de diamètre	88
Figure VI.5 : Types de déversoirs	92
Figure VI.6 : bassin de décantation circulaire	98
Figure VI.6 : bassin de décantation rectangulaire	98

Chapitre VII

Pose de canalisation.

Figure VII.1 : Coupe transversele d'une tranchiée avec mise en place de la conduite	104
Figure VII.2 : Le pipelayers (pose de canalisation)	106
Figure VII.3: différents engins utilisés.....	110
Figure VII.4 : Réseau a nœud.....	115

Liste des planches

Les planches

PLANCHE I : PLAN DE MASSE DE POLE URBAIN AVEC TRACE DU RESEAU.

PLANCHE II : PROFILS EN LONG DES COLLECTEURS PRINCIPAUX .

PLANCHE III : PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR PRINCIPAL (A).

PLANCHE IV : PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR PRINCIPAL (C).

PLANCHE VII : ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'EGOUT

INTRODUCTION :

L'Assainissement des eaux usées est devenu un impératif pour nos sociétés modernes

En effet, le développement de l'activité humaine s'accompagne inévitablement d'une production croissante de rejet polluant.

Les ressources en eau ne sont pas inépuisables. Leur dégradation, sous l'effet du rejet d'eaux polluées, peut non seulement détériorer gravement l'environnement, mais aussi entraîner des risques de pénurie.

La ville de DJOUAB dispose de ressources en eau suffisantes pour satisfaire nos besoins en eau potable. C'est dans la détérioration de leur qualité que réside le risque .Trop polluées , nos réserves d'eau pourraient ne plus être utilisables pour produire de l'eau potable, sinon à des couts très élevés , du fait de la sophistication et de la complexité des techniques à mettre en oeuvre pour en restaurer la qualité .C'est pourquoi il faut nettoyer les eaux usées pour limiter le plus possible la pollution de nos réserves en eau : (rivière ,lacs et nappes souterraines).

C'est dans ce cadre que s'inscrit notre projet basé sur l'étude du système d'évacuation d'eau usées et pluviales de la ville de DJOUAB (nouveau pole urbain).

Afin de mieux aborder ce travail, On présentera en premier lieu les caractéristiques de notre agglomération, puis nous allons aborder l'étude hydrologique et par la suite le dimensionnement du système d'évacuation que nous proposerons.

On s'intéressera également aux éléments constitutifs du réseau de ce système, leur dimensionnement ainsi que le traitement des rejets.

Chapitre: I

Présentation

De la ville de DJOUAB

PRÉSENTATION DE LA VILLE DE DJOUAB

Introduction :

L'étude du cadre physique détermine l'aptitude des terrains à l'urbanisation selon un certain nombre de critères.

Elle s'effectue par l'analyse des différentes variables qui peuvent influencer spatialement et temporellement sur l'urbanisation du site.

Donc, la représentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude du réseau d'assainissement de la commune de Djouab.

Présentation :

La ville de Djouab est située à 92 Km au sud du chef lieu de wilaya de Médéa, et à 18km au sud de la Daïra de Souagui, les limites administratives sont :

- Au Nord la commune de Sedraya et Bir Ben Abed.
- Au Sud par la commune de Ridane (Wilaya de Bouira).
- Est par les communes de Tafraut (Wilaya de Bouira).
- À l'Ouest les communes de Sidi Zahar et Souagui.

Il s'agit de réaliser l'étude d'assainissement du nouveau pôle urbain, situé à l'est de la ville de Djouab, et couvre une superficie d'environ 55 hectares.

Le site objet de notre étude est limité :

- Au nord par la route reliant la Wilaya de Bouira à Souagui RN62 et oued Messouagui
- Au sud par l'oued Sour Djouab.
- A l'Est, par une barrière naturelle formée par le relief de Djebel Saraouet
- A l'Ouest CW94 vers Bir Ben Abed.

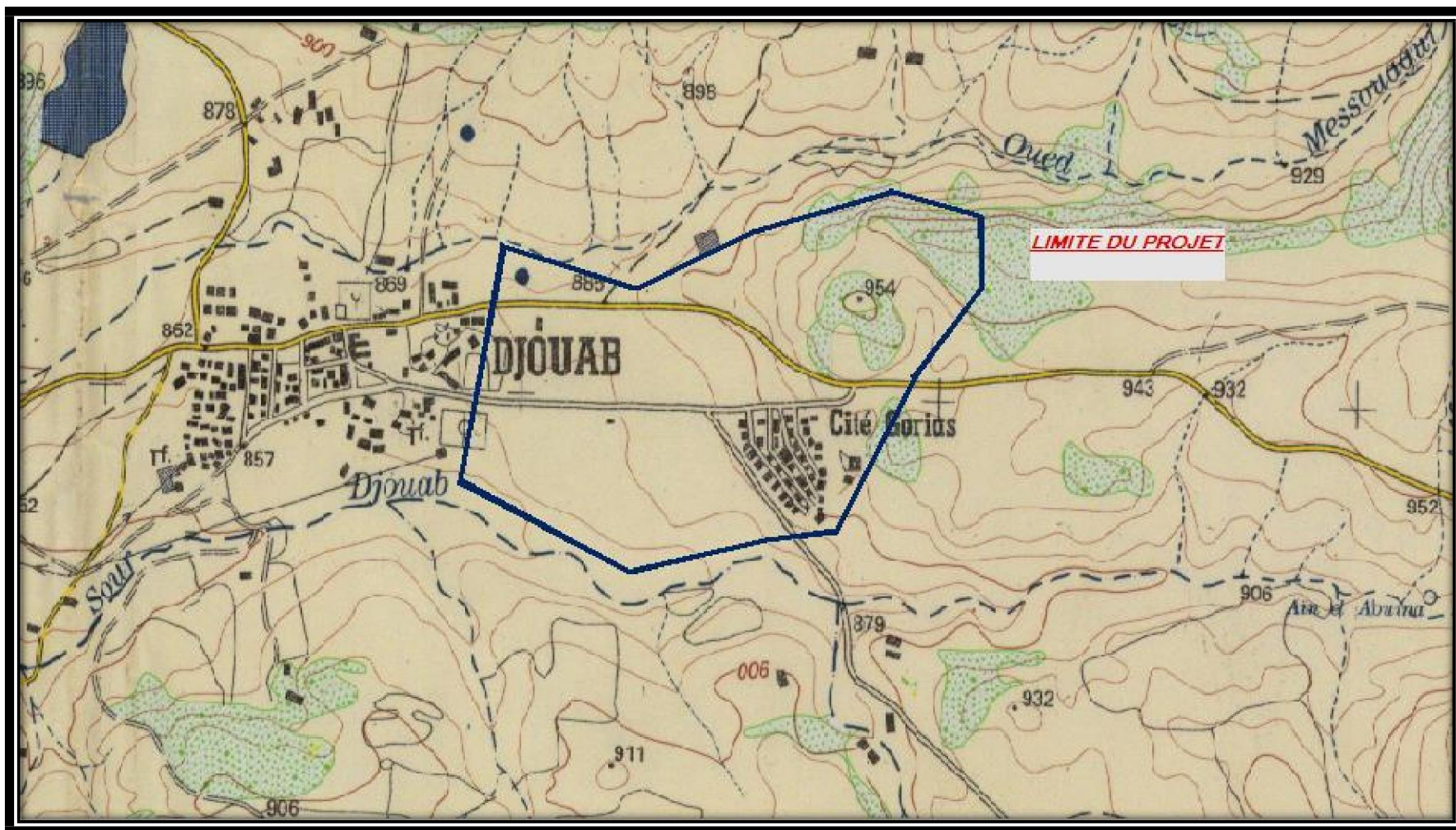


Figure I-1 : plan de situation de pôle urbain DJOUAB (W.MEDEA) (Echelle : 1/25000) carte Bni Sliman : NJ-31-IV-72 Est

Source : A .P.C (Djouab)

Les données naturelles du site :

Topographie

La topographie joue un rôle très important dans la conception du projet. Le relief d'une zone, la pente de terrain sur des sites potentiels, d'implantation, et autant de paramètres topographiques et morphologiques nécessaires de choix et à la conception d'un système d'assainissement concernant les réseaux, la topographie joue un rôle essentiel car elle permette (dans les cas favorable qu' il convient de rechercher et de privilégier) de remplir au moindre coût deux conditions hydrauliques nécessaires au bon fonctionnement d'un réseaux de collecte des effluents :

- ✓ Obtention d'une vitesse suffisante au sein de canalisations permettant leur auto curage selon une fréquence déterminée
- ✓ Ecoulement à surface libre

Concernant les installations de traitement, et notamment dans le cas de traitement de type intensif la topographie conditionne :

- ✓ L'écoulement gravitaire entre les procédés d'épuration.
- ✓ L'agencement des différentes unités de traitement entre elles.
- ✓ L'optimisation des quantités de matériaux déplacés lors des travaux de terrassement

La ville de Djaoub s'étale sur un sous-bassin qui présente un relief collinaire assez impressionnant, le niveau moyen de l'occupation du sol est de l'ordre de 1000 m au dessus de celui de la mer, la pente de terrain est importante et va du nord, vers le sud.

Géologie :

La géologie étudie la nature du sol, qui détermine le mode de réalisation des tranchés et les engins à utiliser.

Dans l'ensemble de la commune, les terrains sont argileux, une zone importante du trias détermine des gisements de gypse d'excellente qualité, le fond gréseux et parties déclinées.

Sismicité :

L'espace communal de Djaoub repose sur la zone de sismicité classée en zone **IIA** d'après la carte sismique de l'Algérie du Nord. Cela veut dire que le degré de sismicité est assez élevé et comporte un risque pour les bâtisses qui n'entrent pas dans le cadre de la conformité aux normes antisismique.

situation climatique :

L'étude de la climatologie est très importante car la connaissance de la pluviométrie, les températures, le taux d'humidité de l'air, et le vent des jours de sirocco et de gèle, nous permettent de bien dimensionner les collecteurs et les autres ouvrages.

I.2.4.1 climat :

Le climat et, surtout, la température influent sur la consommation d'eau.

En effet, lorsqu'il fait chaud, l'utilisation de piscines...augmente la consommation d'eau. Par ailleurs, durant l'hiver, certains consommateurs laissent couler l'eau de robinet pour éviter que des conduites mal isolés ou insuffisamment enfouies dans le sol ne gèlent, ce qui fait bien entendu de bien dimensionner les collecteurs et les autres ouvrages.

La ville de DJOUAB est caractérisé par un climat subhumide, avec de fortes amplitudes thermiques et une pluviométrie relativement moyenne, L'écart de température est très grand entre le jour et la nuit d'une saison à une autre.

a)Les températures :

Les températures de l'air sont données par la station de Berrouaghia code : 090308

- 1 La température moyenne annuelle est de 14,19 °C.
- 2 La moyenne des maxima du mois le plus chaud (juillet) est de 34,20 °C
- 3 La moyenne des minima du mois le plus froid (janvier) est de 0,60 °C

Tableau I.1: températures moyennes annuelles :

mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
Températures °C	8,3	7,7	12	14,7	19,02	23,5	26,2	25,5	26,3	21,9	13,7	11,7

Source : [ONM] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE).

b) Humidité :

La moyenne de l'humidité de l'air est indiquée dans le tableau I.2 pour la station de Médéa. Elle est faible en été, surtout l'après midi, où elle est inférieure à 50% pour les mois de juillet et d'Août

Tableau I.2 : variation annuelle de l'humidité

mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
Humidité %	78	74	68	62	57	52	43	43	55	64	71	78

Source : [ONM] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE).

c) Les vents dominants :

Les vents dominants sont généralement modérés et faibles ayant respectivement des directions ouest et nord-ouest.

Pour avoir un aperçu de la grandeur de ces vents on propose le tableau I.3 qui récapitule les vents moyens mensuels durant l'année.

Tableau I.3 : vents moyens mensuels :

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
Vitesse (km/h)	3,53	4,24	4,74	4,24	4,24	3,30	3,53	3,77	3,53	3,06	4,00	3,53

Source : [ONM] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE).

I.2.5 Pluviométrie :**Tableau I.4 :** Pluviométrie moyenne annuelle (mm)

Code	Station	X (km)	Y (km)	Altitude (m)	Pluviométrie moyenne annuelle (mm)
09 03 01	Djaoub	546,99	312,40	810	496,4

Source : A.N.R.H (BLIDA)

L'étude des précipitations joue un très grand rôle pour le choix du type de réseau d'assainissement à adopter. Elle nous donne aussi une idée sur la nécessité de projection des ouvrages spéciaux comme les déversoirs d'orages, ou encore des canaux pour eau pluviale servant de protection pour l'agglomération contre des inondations.

Pour ce qui concerne les caractéristiques de la précipitation annuelle sur cette période à la station, nous avons:

- ✓ Précipitation moyenne 496,40mm
- ✓ Précipitation minimale 221,70mm
- ✓ Précipitation maximale 532,10mm

Tableau I.5 : pluie maximale journalière pour l'année 2016 – 2017

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aot	P an
Moyenne	20,6	25,5	36,9	48,1	35,7	39,9	43,3	40,6	31,9	12,4	10,8	8,1	353,8
P %	6	7	10	14	10	11	12	11	9	4	3	2	100

Source : ANRH (BLIAD)

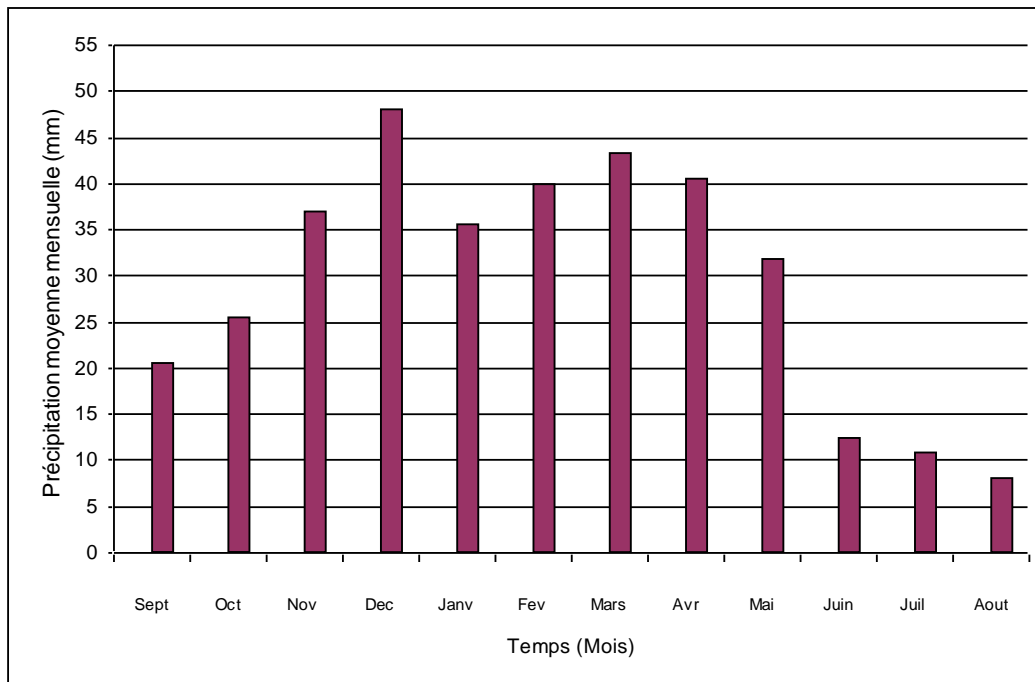


Figure I.2 : Répartition mensuelle interannuelle des pluies (mm)

I.2.6 Orages :

Le tableau I.5 donne des moyennes mensuelles et annuelles des nombres des jours des orages

Tableau I.6 : Nombre moyen des jours d’orage

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	mai	Jui	Jui	Août	Sep	Oct.	Nov	Dec	Année
Nombre des jours	0,3	0,6	0,5	1,1	2,8	2,5	1,8	1,7	2,9	1,0	0,4	0,7	16,3

Source : DHW(MEEDA)

I.3 les données relatives à la situation actuelle des agglomérations existantes :

I.3.1 situation hydraulique :

Alimentation en eau potable :

Il existe un réseau maillé pour alimenter la commune de Djouab en eau potable qui est en acier avec des diamètres de Ø 80 à Ø 150 mm, le réseau d’adduction est en acier également avec un diamètre de Ø100 mm et qui alimente deux réservoirs de volume de 500 m³ en eaux potables en provenance du barrage de Boulardjem et parfois à partir des sources locales.

Assainissement :

Le réseau d'assainissement de la ville de Djouab est pratiquement inexistant. Quelques tronçons de collecteurs rejettent directement dans le milieu naturel (DEUX OUEDS) et des fosses septiques.

D'après la subdivision d'hydraulique de la DAIRA ESSOUAGUI et l'APC de la ville DJOUAB. Les tronçons sont vétustes et sous dimensionnés

- * Erreurs de conception ou d'exécution ;
- * raccordement non généralisé des habitations (utilisation de fosses septiques)



Figure I-3 : collecteurs rejettent directement dans le milieu naturel et des fosses septiques

- * branchement irrégulier faite par les entrepreneurs habitants.



Figure I-4 : branchement irrégulier

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires telles la topographie, la climatologie et la situation hydraulique qui nous sont nécessaires pour la suite du projet qui est le dimensionnement total d'un réseau d'assainissement.

Chapitre: II

Etude

Hydrologique

Etude Hydrologique

Introduction :

D'une façon très générale, l'hydrologie peut se définir comme l'étude du cycle de l'eau et l'estimation de ses différents flux. L'hydrologie au sens large regroupe :

- La climatologie, pour la partie aérienne du cycle de l'eau (précipitation, retour à l'atmosphère, transferts, etc....)
- L'hydrologie de surface au sens strict, pour les écoulements à la surface des continents
- L'hydrodynamique souterraine (sensu stricto) pour les écoulements en milieux saturés

L'hydrologie de surface est une science appliquée qui fait appel à des connaissances dans des domaines très divers également très variés. Les plus importants et les plus classiques sont :

- ✚ L'agriculture : irrigation, drainage ;
- ✚ L'étude des ressources en eau : eau potable, eau pour l'industrie
- ✚ La lutte contre la pollution : étude des débits d'étiages évacuant les effluents, les calories ;
- ✚ L'énergie hydraulique ;
- ✚ Les transports solides (dépôts ou érosion) ;
- ✚ La navigation ;
- ✚ Les loisirs (plans d'eau) ;
- ✚ La sécurité des biens et des personnes : protection contre les crues...

Dans le domaine d'assainissement, le but principal de cette étude est de déterminer l'intensité moyenne maximale d'après l'étude des averses qui revêt une importance capitale en hydrologie dont l'intérêt est d'évaluer la quantité des eaux pluviales pour un bassin versant donné.

II.1 Les averses :

Les averses sont des éléments de pluies associées à une même perturbation météorologique. La durée du phénomène continu varie entre quelques minutes et plusieurs dizaines d'heures.

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

- Un volume important
- Une forte intensité
- Une érosion ou un apport de pollution liée au ruissellement, Dans l'averse de projet nous retenons que « la pluie nette », définit comme la différence entre la lame précipitée total enregistrée et les pertes dans le bassin considéré (infiltration, saturation des soles, le stockage dans les dépressions, évaporation).

II.2 Choix de la période de retour :

Par définition, la probabilité est le rapport du nombre d'événements favorable sur le nombre total de durées.

Les fréquences ont pour unité (T^{-1}), puisque l'on associe généralement une durée à chaque événement. La période de retour a donc la dimension d'un temps.

Exemple :

Si on a établi la statistique des crues maximales annuelles (un débit par an), la crue de fréquence au non dépassement 0,9 à une période de retour de :

$$T = \frac{1}{1 - 0.9} = 10 \text{ans}$$

En moyenne, cette crue est dépassée une fois tous les dix ans.

Cependant, la crue de fréquence 10% au non dépassement à elle aussi, une période de retour de 10 ans, mais on dira que cette crue est non dépassée en moyenne une fois tous les dix ans.

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

L'intensité d'une précipitation se définit comme le flux d'eau traversant une section horizontale unitaire. Cette intensité s'exprime par unité de temps, généralement en mm/h.

Définir l'intensité de la pluie est relativement simple. Soit $h(t)$ la hauteur cumulée de pluie en fonction du temps.

On appellera $I(t)$, intensité de la pluie à l'instant t , le terme : $i_m = dh/dt$

Pour calculer la valeur maximale que peut prendre le débit au point P, le projecteur a donc besoin de connaître l'intensité moyenne maximale correspondent à un intervalle de référence Δt , égale au temps de concentration du bassin versant à l'amont du point P et qui sera atteint ou dépassée une fois en n années.

L'intensité moyenne se définit par rapport à la hauteur d'eau tombée pendant une durée donnée, soit :

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

I_m : représente l'intensité moyenne de la pluie sur un intervalle de temps Δt

Pour calcul de l'intensité, on doit :

1. Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la loi à laquelle il faut ajuster nos résultats ;
2. Calculer les paramètres de la loi choisie ;
3. Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation ;

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

II.3.1.1 Analyse des données statistiques :

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

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

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station pluviométrique de Djouab son identification est présentée dans le tableau suivantes :

Tableau II .1 : identification de la station de Djouab

station	code	X(Km)	Y(Km)	Z(m)	nombre d'observation	période d'observation
Djouab	90301	546,99	312 ,40	810	33	1984 à 2016

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observation de précipitations mensuelles et maximales journalières de 33 années.

Station de **DJAUB** code : **090301** ; X=546.99 Y=312.40 Z=810

Tableau II.2 : La série pluviométrique de 1984 à 2016.

Année/mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Max.j (mm)
1984	9,1	1,9	15,9	32,5	20,8	9,3	3,6	21,3	17,2	19	0	1,9	32,5
1985	0	3,5	18,6	7,5	27,8	5,4	42,6	51,7	35,6	0	0	0,7	51,7
1986	8,7	75,6	36,7	21,4	27,7	53,2	8,9	23,9	6,9	4,7	0,4	0,5	75,6
1987	45	20,6	24,6	16,2	85,8	22,2	100,5	28,7	12,9	0,5	0	2,7	100,5
1988	8,2	4,9	6,5	71,6	5,3	13,3	13,5	19,7	14,7	2,2	0	13,6	71,6
1989	7,6	8,2	2,4	25,1	37,9	24,9	10	14,4	18,4	9,8	0	6,8	37,9
1990	16,4	13,3	44,2	55,2	0	11,6	14,7	11,2	9,2	0	12	0,5	55,2
1991	0	9	22	33	22,7	43,8	20,5	18,4	19,1	23,1	0	0,5	43,8
1992	7,5	101,4	16	16,9	15,8	38,5	50,5	8,5	21,8	0	0	0	101,4
1993	38,2	11,2	36,7	21	25,4	39,1	35,2	8,4	0	11,3	0	2,5	39,1
1994	19,4	26	14,1	66,4	36,6	50,3	4,9	7,5	9,7	10,8	0	0	66,4
1995	8	18,5	24,5	13,4	31,1	12,2	42,1	18,6	20,5	20,4	0	0	42,1
1996	17	14	18,2	71	7,1	13,9	36	34	7	10,3	10,2	17,5	71
1997	7,6	7,4	36,5	25,4	10	0	21,7	14,4	10,5	2,1	43,4	0	43,4
1998	5,3	14,5	17,8	27	37	56,5	17,7	11,5	8	10,8	5,9	3,3	56,5
1999	9,1	11,9	15,9	32,5	20,8	9,3	3,6	21,3	17,2	19	0	1,9	32,5
2000	4	30	30	22,5	11	17,1	10,5	15,7	13,6	0	2,7	1,6	30
2001	26,3	7,3	37	21	77,5	21	1,3	23,2	6,5	0	0	0	77,5

2002	34,1	40,5	29,6	21	67	18,5	32,4	4,9	7	12,6	0	9,7	67
2003	30,3	28,8	56	38,1	63,6	69	75,1	78,6	29,6	23,1	11,2	0,9	78,6
2004	18	19	5,6	24	13,2	10,2	7,7	25,5	15	0	0	13	25,5
2005	16,5	41,1	41,2	36	11	20,5	14,5	40	41,5	1,5	0	0	41,4
2006	19,6	31	33	22,7	73	117,9	72	3,9	7,5	14,2	0	20,4	117,9
2007	4,8	14	20,3	43,5	6,4	2,5	3,1	11	12,8	0	0	0	43,5
2008	14,5	31,1	33,7	8,8	63,9	17	1,5	37	9	0	1,5	0,5	63,9
2009	10,2	3,5	20	17,1	20,6	15	13,5	13,4	7,2	0,8	3,2	10	20,6
2010	6,2	13	28,5	32,5	38,5	60,2	3,7	33	14	1,9	1,8	12	60,2
2011	26,1	11,8	47,5	31,5	19,7	15,1	33	18	19,2	6,5	3,6	3,7	47,5
2012	11,3	15,8	66,5	40	20	23,6	11,8	9,8	3,2	0	0	0	66,5
2013	10,2	61	52,9	74	55,2	76,3	25,2	6,5	50,3	6,8	0	3	76,3
2014	21,5	1,4	12,2	71	16,7	47,6	111,6	70,7	4,6	0,4	7,5	2	111,6
2015	60,2	73,3	105,6	31,4	24,9	13,7	64,9	5,1	36,7	25,3	1,9	0,1	105,6
2016	14,5	56,2	22,5	45,2	62	9,50	59	42,3	12,9	0	0	0	56,2

Source A.N.R.H (BLIDA)

a. Les caractéristiques de cette série sont :

➤ **La somme** : des précipitations maximales journalières durant 33 ans d'observations :

$$\sum_{i=1}^{n-33} X_i = 2011 \text{ mm.}$$

Avec X_i c'est la hauteur de pluie journalière afférente au mois

➤ **La moyenne** : des précipitations maximales journalières

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n-33} X_i}{n} = \frac{2011}{33} = 60,94 \text{ mm. donc } \bar{X} = 60,94 \text{ mm.}$$

n : Le nombre d'années d'observations ($n=33$ ans)

➤ **L'écart type σ_x** : pour $n \geq 30$ ans ; on a :

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n-33} (X_i - \bar{X})^2}{n}} = \sqrt{\frac{20815,52}{33}} = 25,11 \text{ mm. donc } \sigma_x = 25,11 \text{ mm.}$$

➤ **Le coefficient de variation C_v** :

$$C_v = \frac{\sigma_x}{\bar{X}} = \frac{25,11}{60,94} = 0,41. \text{ donc } C_v = 0,41.$$

➤ **L'exposant climatique** :

Selon les études régionales de l'A.N.R.H(Blida) on a **$b=0,39$** .

II.3.1.2 Choix de la loi d'ajustement :

On voit que les régimes pluviométriques sont très irréguliers, les deux lois généralement utilisées sont :

- la loi de Gumbel ;
- la loi de Galton ;

Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un Teste de dispersion. L'allure des points sur du papier à probabilité permet à prime abord d'accepter ou de rejeter la loi (Tout sinuosité, mauvaise courbure, ou cassure de pente et considère comme un mauvais ajustement).

II.3.1.3 Vérification de l'homogénéité de la série :

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

L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente. Elle consiste en :

- La détection des anomalies dans les série hydrologiques et d'en chercher la cause ;
- La correction de ces anomalies par des méthodes appropriées ;

On vérifie l'homogénéité de notre série par la méthode de test de la médiane dont le principe est :

- * Classer l'échantillon par ordre croissant ;
- * Déterminer la médiane M_e ;
- * Remplacer la série des valeurs non classes par un signe (-) ou un signe (+)

(-) pour $X_i > M_e$

(+) pour $X_i < M_e$

- * Calculons les quantités N_s et T_s , avec :

N_s : nombre totale de séries de + ou de -

T_s : taille de la plus grande série de + ou de -

$$N_s > \frac{1}{2} \left(n + 1 - u_{1-\alpha/2} \sqrt{n+1} \right) \quad (\text{II-2})$$

$$T_s < 3,3 (\log n+1) \quad (\text{II-3})$$

Si les conditions sont vérifiées donc l'homogénéité de l'échantillon est vérifiée.

Test de la médiane :

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

La médiane :

Puisque la série est impaire, le médiane est observée en rang $(n+1)/2$ c'est à dire en rang 17.

Médiane ($X_{50\%}$) = 56,5 mm. donc :

$$M_e = 56,5$$

$$N_s = 20$$

$$T_s = 4$$

On a : $\frac{1}{2} \left(n + 1 - u_{1-\alpha/2} \sqrt{n+1} \right) ;$

Avec :

$n=33$

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

AN :

$$1/2 (33+1-1,96\sqrt{34})=11,28 \text{ donc } N_s > 11,28$$

$$3,3 (\log 33+1)=8,31 \text{ donc } T_s < 8,31$$

Alors les deux conditions sont vérifiées donc l'homogénéité est vérifiée.

II.3.2 Calcule du paramètre de la loi choisie :

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

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II-4})$$

$Y=\alpha/(x-x_0)$ est la variable réduite de Gumbel.

Et l'équation de la droite de Gumbel est $x=(1/\alpha) y+x_0$.

a) procédé d'ajustement :

1. classer les valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre ;
2. calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de Hazen qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \times 100 \quad (\text{II-5})$$

m : numéro d'ordre

n : taille de la série

3. calculer les caractéristiques empiriques de la série ;
4. calculer la variable de Gumbel pour chaque valeur observée ;
5. reporter les valeurs observées sur papier Gumbel ;

$$Y = -\left[\ln(-\ln F(x)) \right] \quad (\text{II-6})$$

6. calculer le coefficient de corrélation entre les valeurs observées et la variable de Gumbel dont la formule générale est :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \quad (\text{II-7})$$

\bar{x} Et \bar{y} : sont respectivement les moyennes arithmétiques des variables x et y

7. si la corrélation est bonne, calculer les paramètres d'ajustement de la droite de Gumbel tel que :

$$X = (1/\alpha) y + x_0 \quad (\text{II-8})$$

Sachant que :

$1/\alpha$: la pente de la droite de Gumbel.

X_0 : l'ordonnée à l'origine.

8. tracer la droite de Gumbel (à l'aide du logiciel HYFRAN).

9. calculer l'intervalle de confiance.

b) calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Gumbel :

- **coefficient de corrélation r :** $r=1,05$

On voit que $r > 0,8$, donc la corrélation est acceptable.

A partir du graphe nous tirons la précipitation maximale journalière pour une fréquence au non dépassement de 10%. Le tracé de la droite est représenté sur papier Gumbel (voir graphe (N°II-1) à l'aide du logiciel (HYFRAN).

$1/\alpha$: la pente de la droite de Gumbel ;

Avec :

$$1/\alpha = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi}\right) \sigma_x \quad (\text{II-9})$$

$$1/\alpha = 0,78 \times \sigma_x$$

$$1/\alpha = 0,78 \times 25,11 = 19,59 ; \text{ donc } 1/\alpha = 19,59 \text{ mm ;}$$

\bar{y} : Moyenne de la variable réduite de Gumbel :

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=33} y_i}{n} = 0,57 \text{ mm}$$

$$X_0 = \bar{x} - 1/\alpha \bar{y} \quad x_0 = 60,94 - 19,59 (0,57) = 49,79 \text{ mm}$$

Donc ; la droite de Gumbel devient :

$$X = 19,59y + 49,79$$

D'où :

$$P_{\text{maxj, p\%}} = 19,59y + 49,79$$

La variable réduite est égale à :

$$Y = -\ln(-\ln F(90\%)) = 2,25$$

L'intervalle de confiance du quantile :

$$P_{\max, 10\%} \Rightarrow p (76 < 94.2 < 112) = 95\% \quad (\text{voir tableau II-2})$$

c) résultats de l'ajustement par la loi de Gumbel :

Gumbel (méthode des moments)

Nombre d'observation : 33

Quantiles :

$$q = F(x)$$

$$T = 1 / (1 - q)$$

Tableau II.3 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000,0	0,9999	233	34	166	299
2000,0	0,9995	201	28,2	145	256
1000,0	0,9990	187	25,7	137	237
200,0	0,9950	155	19,9	116	194
100,0	0,9990	141	17,4	107	175
50,0	0,9800	127	15,0	97,7	156
20,0	0,9500	109	11,7	85,6	131
10	0,9	94.2	9,27	76	112
5,0	0,8000	79.3	6,86	65,8	92.7
3,0	0,6667	67.4	5,18	57,3	77.6
2,0	0,5000	56.7	4,08	48,8	64.7

Avec :

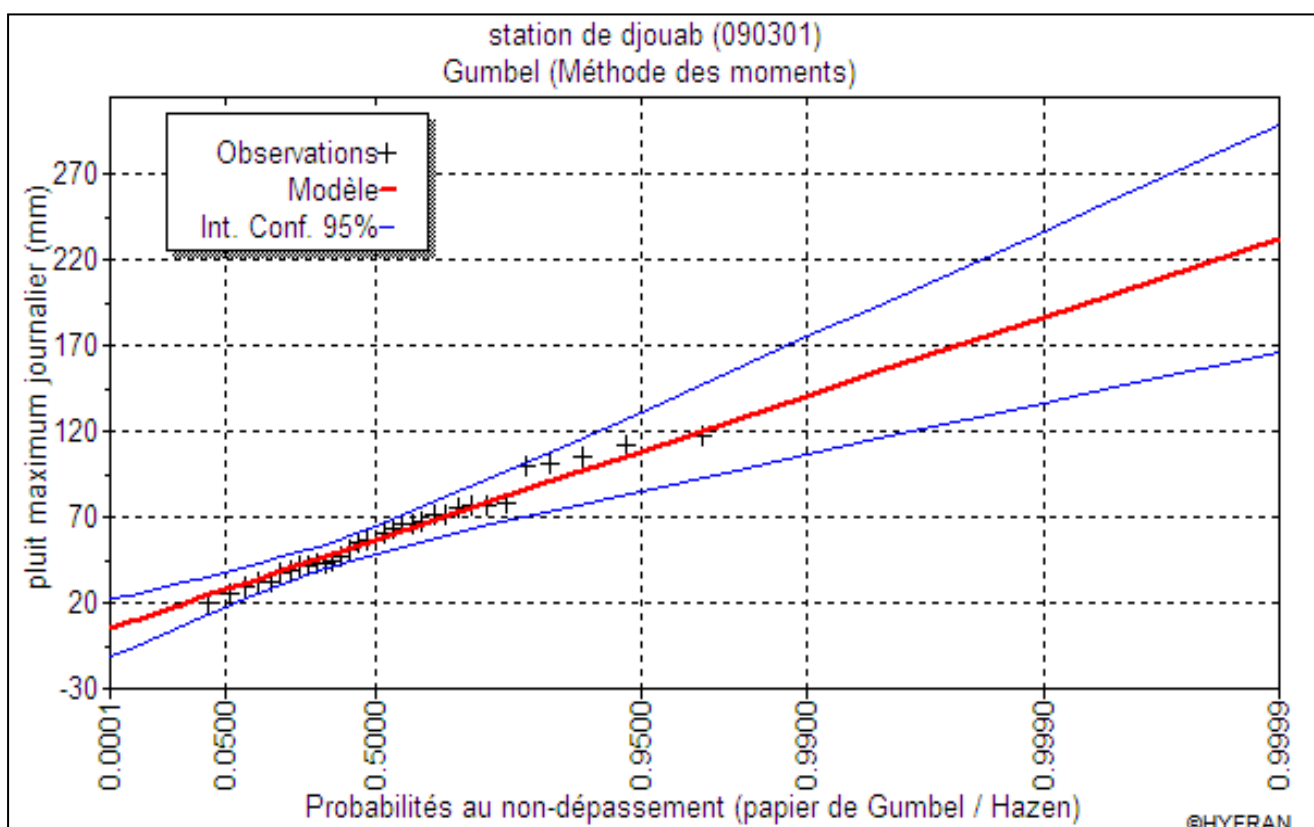
T : période de retour (T=10ans) ;

Q : probabilité au non dépassement ;

XT : précipitations maximales journalières ;

Tableau II.4: résumé des caractéristiques empiriques de la série

Caractéristiques de l'échantillon	série	
Variable	X	Y
Moyenne	60,94	0,549
Ecart type	25,11	0,145
Coefficient de variation	0,41	0,264
Coefficient de corrélation r	1,05	
Pente (1/a)	19,59	
Ordonnée à l'origine x_0 (mm)	49,79	
Droite de régression	$P_{maxj}, p\% = x = 19,59y_i + 49,79$	
$P_{maxj}, 10\%$	94,2	



Graphe II .1 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.

II.3.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log normale) :

La loi de Galton a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivant :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{II-10})$$

$F(x)$: fréquence au non dépassement

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \quad (\text{II-11})$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme $\overline{\log x} + u\sigma_{\log x}$ est l'équation d'une droite sur papier gaussio-logarithmique avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

a) procédé d'ajustement :

1. classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement) ;
2. calcul de la fréquence expérimentale par formule de Henri ;
3. calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale ;
4. calcul des caractéristiques de la série transformée en $\overline{\log x}$ et $\sigma_{\log x}$;
5. report des valeurs sur papier gaussio-logarithmique
6. détermination de la droite de Galton $\log x = \overline{\log x} + u\sigma_{\log x}$;
7. détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par : $x_p\% = 10^{\log x_p\%}$ d'où :

$$x_p\% = 10^{\overline{\log x} + u_p\% \sigma_{\log x}} \quad (\text{II-12})$$

8. tracer la droite de Galton (à l'aide du logiciel HYFRAN)

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

$$\overline{\ln x} = \frac{\sum \ln x_i}{n} \Rightarrow \overline{\ln X} = 4,02mm$$

$$\sigma_{\ln x} = 0,43mm$$

L'équation totale devient :

$$\ln x = 4,02 + u \cdot 0,43$$

$$U = 1,28 \text{ et } P_{\max j, 10\%} = 97,4mm$$

La droite de Galton est représentée sur le graphe N° (II-2)

L'intervalle de confiance du quantile :

$$P_{\max j, 10\%} \Rightarrow p(77,8 < 97,4 < 117) = 95\% \text{ (voir tableau N°II-4)}$$

c) résultats de l'ajustement par la loi de Galton :

Log normale (maximum de vraisemblance)

Nombre d'observation : 33ans

Quantiles :

$q = F(x)$ (probabilité au non dépassement)

$T = 1 / (1 - q)$

Tableau II.4 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000,0	0,9999	281	60,6	162	400
2000,0	0,9995	233	45,3	144	322
1000,0	0,9990	214	39,4	137	291
200,0	0,9950	171	27,2	118	224
100,0	0,9900	153	22,6	109	198
50,0	0,9800	136	18,4	100	172
20,0	0,9500	114	13,4	87,9	140
10,0	0,9000	97,4	10	77,8	117
5,0	0,8000	80,5	7,11	66,5	94,4
3,0	0,6667	67,3	5,33	56,9	77,7
2,0	0,5000	55,8	4,22	47,5	64,1

Avec :

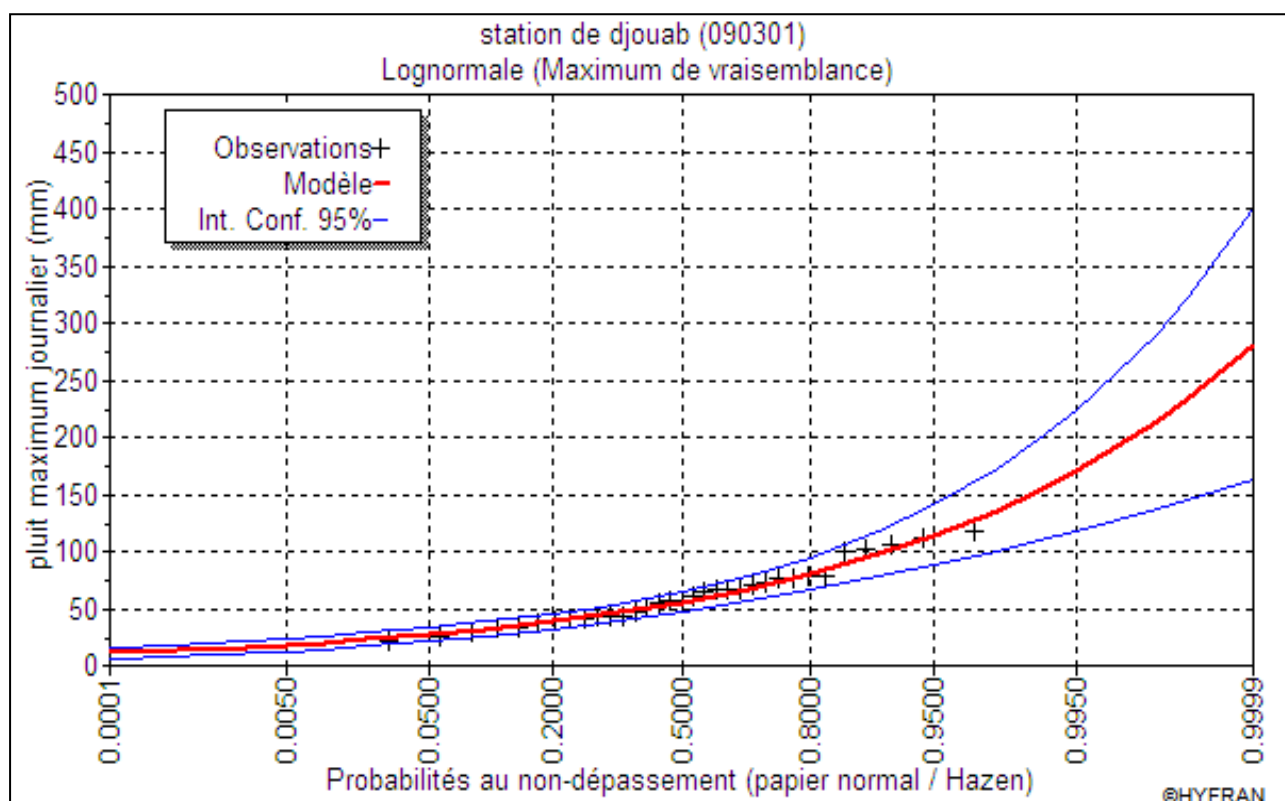
T : période de retour (T=10ans) ;

Q : probabilité au non dépassement ;

XT : précipitation maximale journalière ;

Tableau II.6: Caractéristiques de l'échantillon

Caractéristiques de l'échantillon	série
Minimum	3,02
Maximum	4,77
Moyenne	4,02
Ecart-type	0,43
Médiane	4,03
Coefficient de variation (Cv)	0,088
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0,588



Graph II .2 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.

II .3.3 Tracé des courbe I.D.F (Intensité-durée -Fréquence)

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

$$P_{max,t,p\%} = P_{max,j,p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b \tag{II.19}$$

$$I_{max,t,p\%} = \frac{P_{max,t,p\%}}{t} \tag{II.20}$$

Pour cela on va faire la fréquence de 10%

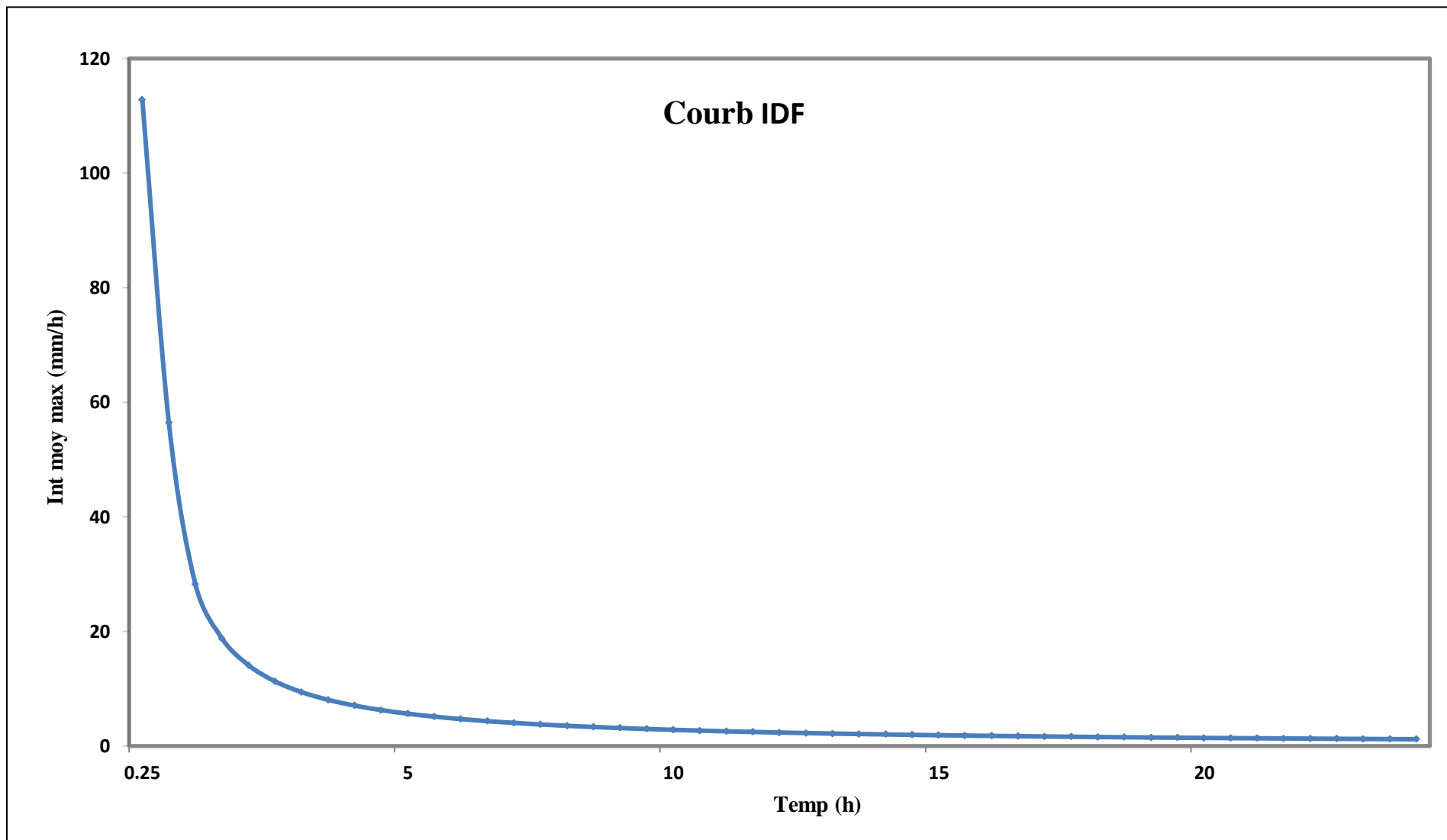
Remarque

Les résultats sont résumés dans les tableaux II- 7

Les résultats seront reportées sur des courbes I.D.F (Intensité, Durée, Fréquence) (Graphe II-03) et cela pur mieux exprimer les variations de l'intensité pour chaque fréquence.

Tableau II.7 : Intensité pour des différentes fréquences

période de retour de 10ans				période de retour de 10ans			
t	P _{max, t, p%}	I _{max, t, p%}	i _t = I _{max, t, p%} ×t ^{-b}	t	P _{max, t, p%}	I _{max, t, p%}	i _t = I _{max, t, p%} ×t ^{-b}
0,25	16,42	65,70	112,81	12,5	75,52	6,04	2,26
0,5	21,52	43,04	56,40	13	76,69	5,90	2,17
1	28,20	28,20	28,20	13,5	77,82	5,76	2,09
1,5	33,03	22,02	18,80	14	78.93	5,64	2,01
2	36,96	18,48	14,10	14,5	80,02	5,52	1,94
2,5	40,32	16,13	11,28	15	81,09	5,41	1,88
3	43,29	14,43	9,40	15.5	82,13	5,30	1,82
3,5	45,97	13,13	8,06	16	83,15	5,20	1,76
4	48,43	12,11	7,05	16,5	84,16	5,10	1,71
4,5	50,70	11,27	6,27	17	85,14	5,01	1,66
5	52.83	10,57	5,64	17,5	86,11	4,92	1,61
5,5	54.83	9,97	5,13	18	87,06	4,84	1,57
6	56.72	9,45	4,70	18,5	88,00	4,76	1,52
6,5	58.52	9,00	4,34	19	88,92	4,68	1,48
7	60.24	8,61	4,03	19.5	89,82	4,61	1,45
7,5	61.88	8,25	3,76	20	90,71	4,54	1,41
8	63.46	7,93	3,53	20.5	91,59	4,47	1,38
8,5	64.98	7,64	3,32	21	92,46	4,40	1,34
9	66.44	7,38	3,13	21.5	93,31	4,34	1,31
9,5	67.86	7,14	2,97	22	94,15	4,28	1,28
10	69.23	6,92	2,82	22.5	94,98	4,22	1,25
10,5	70.56	6,72	2,69	23	95,80	4,17	1,23
11	71.85	6,53	2,56	23.5	96,60	4,11	1,20
11,5	73.11	6,36	2,45	24	97,40	4,06	1,18
12	74.33	6,19	2,35				



Graphe II-3 : Courbe I.D.F (Intensité, Durée, Fréquence) Pour Fréquence de 10%

II.3.4 calcul de l'intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari :

$$I_{\Delta t (15\text{min}), p\%} = I_{24, p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (\text{II -13})$$

Où :

$I_{\Delta t (15\text{min}), p\%}$: intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%) ;

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

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

b: exposant climatique de la région ($b=0.39$), il est donnée par l'A.N.R.H de Blida ;

Pour l'estimation de l'intensité, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans durant 15 min, peut être la valeur optimale.

Nous aurons donc :

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

D'après la loi de Gumbel :

$$I_{15\text{min}, 10\%} = \frac{94,2}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,39-1} = 63,54\text{mm} / h$$

D'après la loi de Galton :

$$I_{15\text{min}, 10\%} = \frac{97,4}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,39-1} = 65,70\text{mm} / h$$

Conclusion :

L'étude hydrologie nous a permit de déterminer l'intensité moyenne des précipitations. On observe que les résultats obtenus par les deux lois d'ajustement (loi de Gumbel et la loi de Galton) soit analytiquement ou graphiquement sont très rapprochés.

Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement on va prendre la valeur obtenue par la loi de Galton et on déterminera la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique.

$$I = \frac{65,70 \times 10000}{3600} = 182,5\text{l} / s / ha.$$

:

Chapitre: III

Calcul de base

CALCUL DE BASE

Introduction :

L'assainissement des agglomérations est 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 ou d'un centre d'activité, de telle façon que les produits évacués ne puissent polluer l'environnement.

Dans ce contexte, le dimensionnement d'un réseau d'assainissement est indispensable, il est contraint de passer par certaines phases préliminaires, parmi lesquelles on trouve, le calcul de base.

Dans ce chapitre ; on va s'intéresser au calcul de base du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales et de l'estimation du nombre d'habitants pour L'horizon 2050, le choix du système de réseau et du schéma ; le nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

III.1 Situation démographique :

La ville de Djouab a connue une importance croissance démographique, soit un taux d'accroissement de 3.80% en 1998.

D'après les données recueillies auprès du service des statistiques de la commune de Djouab et après l'achèvement de la première étape des enquêtes du recensement (2017 /2018), la population de la commune en 2017est de 7696 avec un taux de croissance qui est de 3,6%.

On peut estimer le nombre d'habitants pour des horizons futurs, en utilisant la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivante :

$$P_n = P_0 (1 + T)^N \quad \text{(III.1)}$$

Avec :

P_n : Nombre d'habitants à l'horizon futur.

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de base 2017($P_0=7696$ hab.).

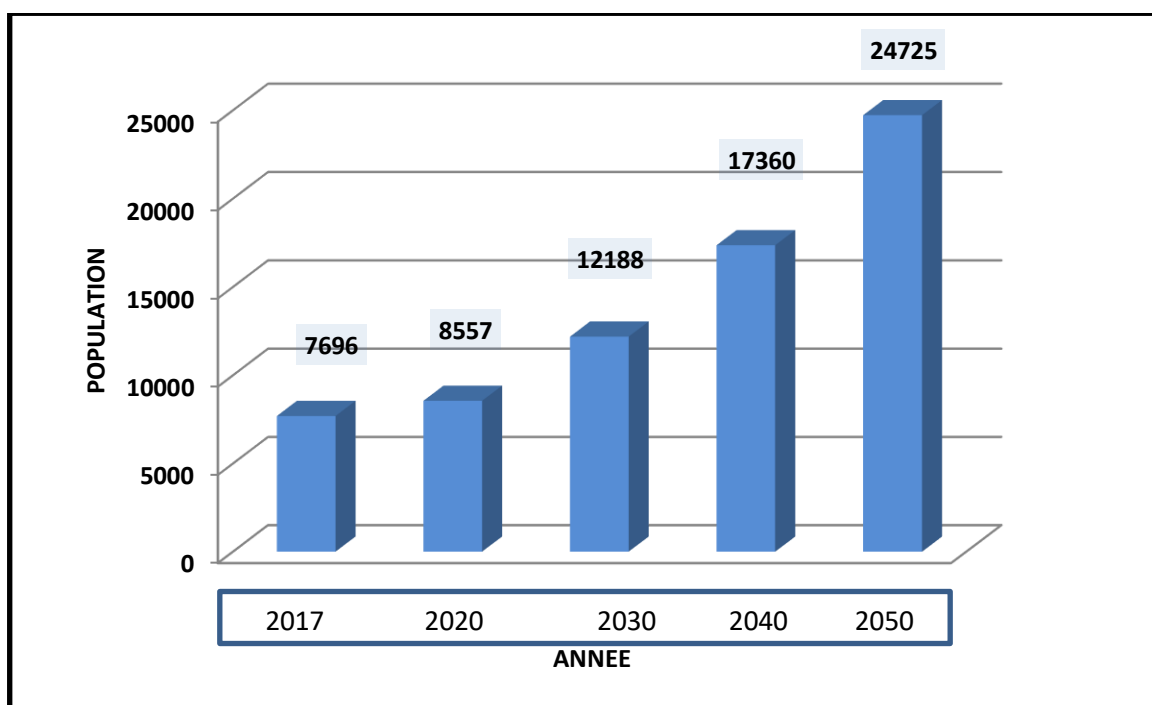
T : taux d'accroissement égal a 3.6% d'après APC Djouab.

N : écart d'années entre les deux horizons (2017-2050) $N = 33$ ans.

Notre étude est fixée à long terme (33ans), L'évaluation de la population ; selon les différents horizons est estimée comme suit :

Tableau III.1: Estimation de l'évolution de la population

Localité	Taux d'accroissement	population	Horizons				
			2017	2020	2030	2040	2050
DJOUAB	3.6%		7696	8557	12188	17360	24725

**Figure III.1 :** évolution de la population

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

En général, le bassin versant est un secteur géographique limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux.

Le découpage du site en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

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

Pour notre projet, le découpage de la zone à étudier se fait suivant la nature du sol et la densité des habitants. Les routes et les voiries existantes, les courbes de niveaux, ainsi que les pentes et les contres pentes.

III.3 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales:

L'établissement du réseau d'une agglomération doit répondre à deux catégories de pré-occupation, 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, ainsi que les eaux résiduaires industrielles. Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement.

Plusieurs systèmes d'évacuations sont susceptibles d'être mis en service :

- Système unitaire.
- Système séparatif.
- Système pseudo séparatif.
- Systèmes spéciaux.

III.3.1 Système séparatif :

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et, sous certaines Réserves, de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau.

III.3.2 Système unitaire :

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

III.3.3 Système mixte :

On appelle communément système mixte un réseau constitué suivant les zones en partie en Système unitaire et en partie en système séparatif.

III.3.4 Système pseudo séparatif :

L'usage a prévalu de désigner sous ce vocable des réseaux séparatifs où le réseau d'eaux usées Peut recevoir certaines eaux pluviales provenant des propriétés riveraines.

III.3.5 Système composite :

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

III.3.6 Systèmes spéciaux :

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

- **Système sous pression sur la totalité du parcours :** Le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours.
- **Système sous dépression :** Le transport de l'effluent s'effectue par mise des canalisations en dépression.

III.4 Choix du système d'évacuation :

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

- L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
- Il faut tenir compte des conditions de rejet.
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant.
- La topographie du terrain naturel.

Remarque :

Dans notre travail nous avons opté pour le système unitaire

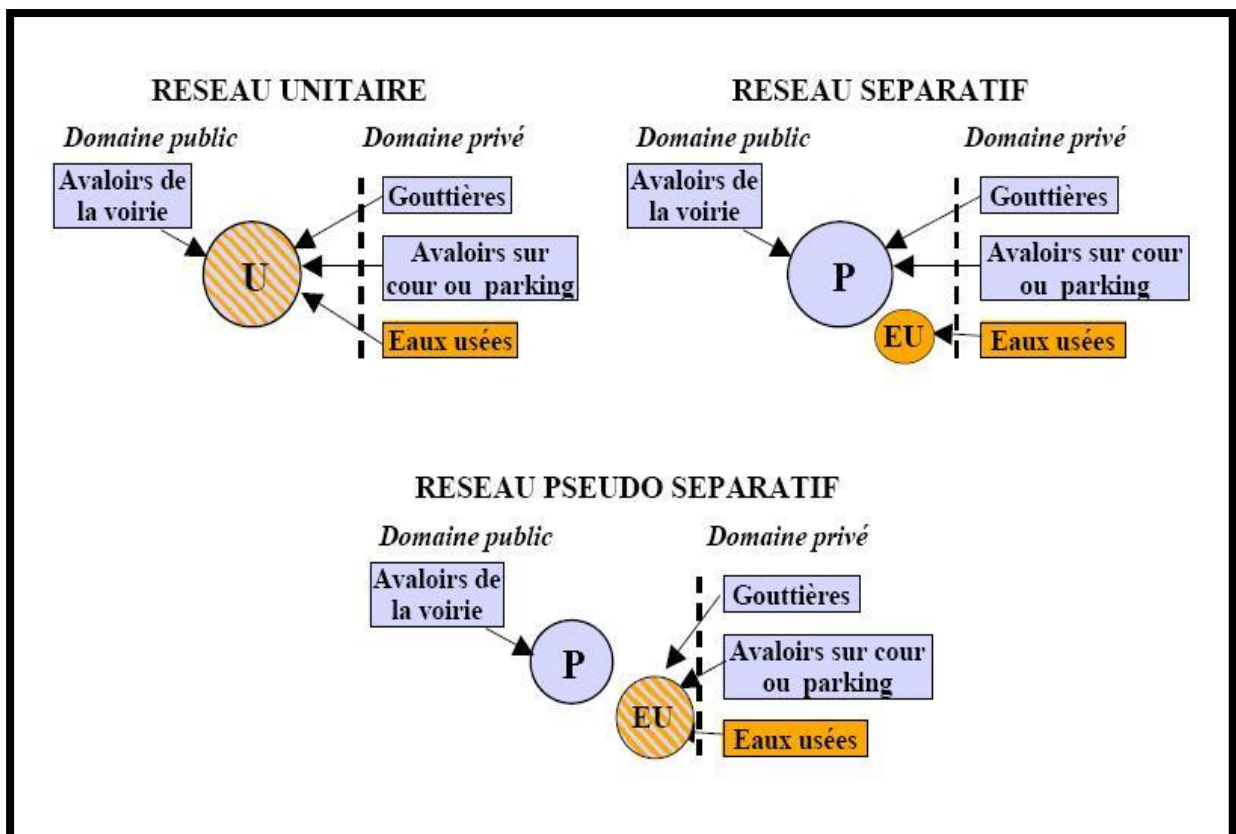


Figure III.2 : divers systèmes d'évacuation

Tableau III.2: Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux

Système	Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte. - topographie à faible relief. - imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune. - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - 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. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la station d'épuration très variable. - lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales. - apport de sable important à la station d'épuration. - acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche. - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petites et moyennes agglomérations. - extension des villes. - faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. 	<ul style="list-style-type: none"> - diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées. - exploitation plus facile de la station d'épuration. - meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques. - certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents notamment). 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol. - coût d'investissement élevé. - risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements. - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales). - entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs). - entretien des postes de relèvement et des chambres à sables.

tableau III.2: (Suite) Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux

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.
-----------------	--	--	--	---

Source : Office International de l'Eau

III.5 Schémas d'évacuation :

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

III.5.1 Schéma perpendiculaire :

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

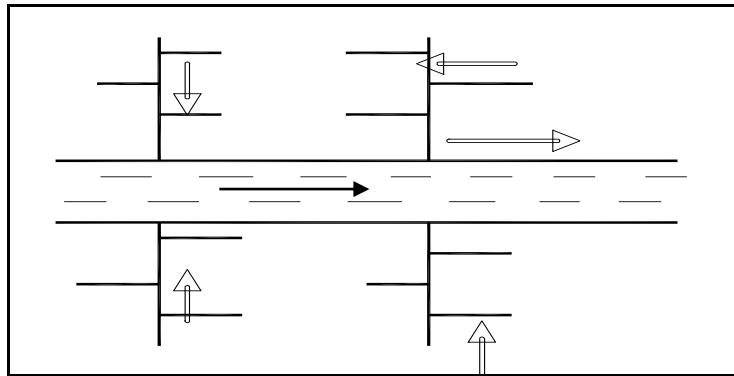


Figure III.3 : Schéma perpendiculaire

III.5.2 Schéma par déplacement latéral :

Le schéma par déplacement latéral est le plus simple, 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, dans ce cas l'épuration est nécessaire.

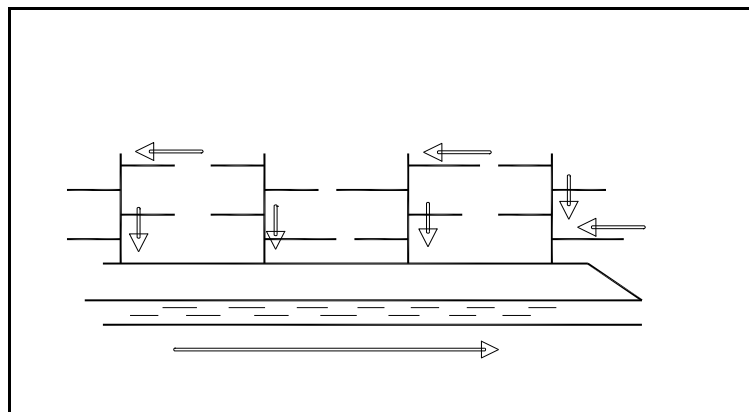


Figure III.4 : Schéma par déplacement latéral

III.5.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique :

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

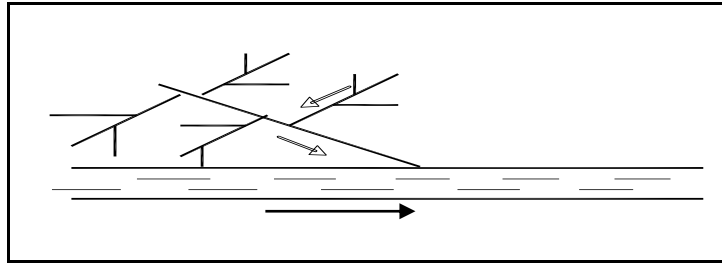


Figure III.5 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

III.5.4 Schéma à collecteur étagé :

Ce schéma est une transposition du schéma à déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux .Il permettent de décharger le collecteur bas des apports en provenance du haut de l'agglomération.

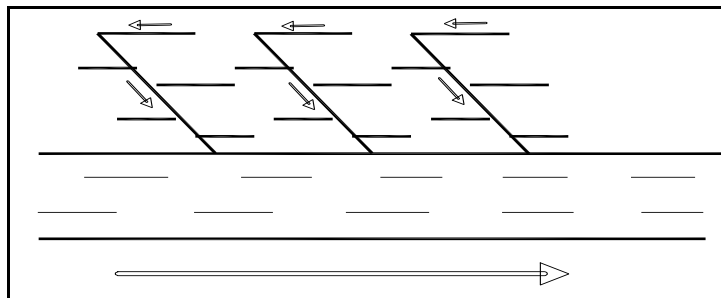


Figure III.6 : Schéma à Collecteur Etagé

III.5.5 Schéma type 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.

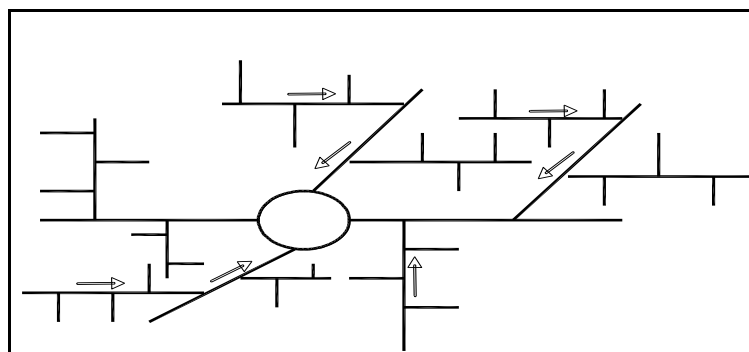


Figure III.7: schéma type radial

III.6 Choix du schéma du réseau d'évacuation :

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

- Les conditions techniques et locales du site, du système existant, de la topographie du terrain et de la répartition géographique des habitants à desservir.
- Les conditions économiques ; le coût et les frais d'investissement et d'entretien.
- les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.

Pour notre agglomération, on adoptera le réseau d'eau usée avec schéma à déplacement latéral. Ce schéma permet de ne pas charger les collecteurs et de ne pas avoir des diamètres importants au centre de l'agglomération.

III.7 Choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « Cr » sera pris égal au taux d'imperméabilisation. Si « A » est la surface totale du bassin versant, « A' » la superficie de surface revêtue

$$C = A' / A \quad \text{(III.2)}$$

Ce coefficient a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possible, pour minimiser les erreurs commises sur l'évaluation du coefficient de ruissellement.

Il dépend de plusieurs facteurs :

- La nature du sol.
- La pente du terrain.
- Le mode d'occupation du sol.
- La densité de la population.
- La durée de pluie.
- Humidité de l'air.

III.7.1 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :

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

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \quad (III.3)$$

III.7.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

Le coefficient de ruissellement 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 ruissellement important.

Tableau III.3: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

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

III.7.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :**Tableau III.4 :** Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée

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

III.7.4. Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population :

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

Tableau III.5: Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

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

III.7.5. Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence :**Tableau III.6:** Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence

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

Remarque :

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction des surfaces drainées en tenant compte de la densité des habitations.

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

N° de SB	Aire (ha)	Cr
1	10,2	0,50
2	5,02	0,52
3	6,20	0,49
4	4,03	0,54
5	4,05	0,67
6	6,73	0,55
7	9,78	0,62
8	6,04	0,46
Total	52,05	

III.8. Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :

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

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

III.8.1. Coefficient de ruissellement pondéré:

Il est donné par la relation (III.4) suivante :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} = 27,09/52,05=0,54 \quad (III.4)$$

$$C_{rp} = 0,54$$

III.8.2 Calcul de la densité partielle :

$$D_i = \frac{C_{ri}.Pt}{C_{rp}.A} \quad (III.5)$$

$$A = 52,05 \text{ ha.}$$

Pt : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon 2050= 24725 hab.

On procède par la suite au calcul du nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin par la relation III.6 ci-dessous :

$$P_i = D_i. A_i \quad (III.6)$$

Remarque : les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau III.8.

Tableau III.8: nombre d'habitants de chaque sous bassin

N° de SB	Surface Ai (ha)	Cri	Cri*Ai	Di (hab/ha)	Nbre d'habitant
1	10,2	0.5			
2	5,02	0.52	3,62	117,97	1471
3	6,20	0,49	3,86	199,33	1569
4	4,03	0.54	6,09	272,56	2478
5	4,05	0.67	3,99	130,18	1623
6	6,73	0.55	4,91	317,31	1996
7	9,78	0,62	3,75	248,15	1526
8	6,04	0,46			
Total	52,05	--	--	--	10663

Ou :

Cri : coefficient de ruissellement de chaque sous bassin ;

Ai : surface partielle (hec) ;

Di : densité partielle (hab /hec)

Conclusion :

Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :

1. on a fixé l'horizon de calcul à 2050, soit une population future de 24725 habitants.
2. Le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système unitaire, muni d'une déviation des eaux pluviales venant de l'aval de l'agglomération vers un bassin des eaux pluviales
3. IL a été déduit huit (8) sous bassins à la suite du découpage de la zone urbaine.

Chapitre: IV

Evaluation

Des débits

EVALUATION DES DEBITS

Introduction :

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

- ✓ l'évacuation correcte des eaux pluviales permettant :
 - d'empêcher la submersion des zones urbanisées.
 - d'éviter la stagnation de ces eaux particulièrement dans les points bas de l'agglomération.

- ✓ la collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux industrielles) en assurant leur transport, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leur traitement (la station d'épuration).

VI.1 Evaluation des débits des eaux usées :

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées à considérer dans l'étude des réseaux d'assainissement correspondent essentiellement :

- aux pointes des rejets qui conditionnent la détermination des sections des canalisations.
- aux flots minimaux actuels qui permettent d'apprécier les capacités d'auto curage des Canalisations.

VI.1.1 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.

A. 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).

✚ Qualité des eaux usées :

Les eaux usées constituent un effluent pollué et nocif .leur étude doit s'effectuer sous le double point de vue physico-chimique et biologique,

✚ Quantité à évacuer :

La quantité des eaux à évacuer est, en seconde analyse à considérer sous l'angle des débits qui conditionnent le calcul des sections des canalisations d'égout. A cet effet, il y a lieu de distinguer entre les réseaux urbains courants et ceux desservants les agglomérations d'un type particulier telle que cités, casernes, etc. Elles dépendent des normes de consommation en eau potable et qui à leurs tours dépendent de l'évaluation de la consommation actuelle.

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

- ❖ Type d'habitat et leur degré de confort.
- ❖ Dotation en eau potable.
- ❖ Conditions climatiques.
- ❖ Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles.

B. Eaux des services publics :

Les eaux de lavage des espaces publics (cours, rue,...) sont évacuées vers le réseau par l'intermédiaire de puisard muni 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.

C. 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.

VI.1.2 Estimation des débits des eaux usées :

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

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

VI.1.3 Estimation des débits des eaux usées domestiques :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, en tenant compte la nature de la zone d'étude (zone rurale). Donc nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 150 l/j hab.

Nous considérons que les 80% d'eau consommée sont rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

VI.1.3.1 Evaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{N_i * \text{Dot} * K_r}{86400} \quad (\text{IV.1})$$

- $Q_{\text{moy.j}}$: débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s).
- K_r : coefficient de rejet pris égale à 80% de la quantité d'eau potable consommé.
- Dot : dotation journalière prise égale à 150 (l/s/hab).
- N_i : nombre d'habitant du sous bassin.

VI.1.3.2 Evaluation du débit de pointe :

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

$$Q_{\text{pte}} = K_p \cdot Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{IV.2})$$

K_p : Coefficient de pointe, Ce coefficient de pointe peut être :

➤ **Calculé à partir du débit moyen journalier :**

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy.j}}}} \quad \text{si } Q_{\text{moy.j}} \geq 2,81 / \text{s} \quad (\text{IV.3})$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{\text{moy.j}} < 2,81 / \text{s}$$

Remarque :

Pour notre étude le coefficient de pointe k_p est calculé à partir du débit moyen journalier, selon la relation (IV.2).

Les débits d'eaux usées des équipements et les débits d'eaux usées de pointe sont respectivement illustrés dans le tableau (IV.1) et le tableau (IV.2).

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

N° du S.B	Type d'équipement	Unité de mesure	Surfaces, usagers	Dotation l/j.h ou l/j.m2	Qmoy (m ³ /j)	Qequi usée (m ³ /j)	Qequi total (m ³ /j)	Qequi total (l/s)
2	Mosquée	Fidele	600	30	18	14,4	17,68	0,2046
	UPC	Personne	240	15	3,6	2,88		
	Equipement public	Personne	50	10	0,5	0,4		
3	Lycée	Elève	800	10	8	6,4	7,440	0,086
	Collège d'Enseignement moyen	Personne	80	10	0,8	0,64		
	Equipement public	Personne	50	10	0,5	0,4		
4	Gare routière	Personne	100	10	1	0,8	1,890	0,0219
	Equipement public	Personne	50	10	0,5	0,4		
	Equipement public	Personne	50	10	0,5	0,4		
	Station de service	Personne	30	12	0,36	0,29		

6	Centre de santé+Maternité	Personne	100	10	1	0,8	14,64	0,169
	Sureté urbain	Personne	150	10	1,5	1,2		
	Groupe ment Scolaire	Elève	1500	10	15	12		
	Crèche	Enfant	40	5	0,2	0,16		
	Jardin	m ²	40	15	0,6	0,48		
7	Ecole	Elève	270	10	2,7	2,16	32,8	0,38
	100 Locaux pour Jeunes	Personne	200	10	2	1,6		
	Groupe ment Scolaire	Elève	1500	10	15	12		
	Siège de l'A.P.C	Personne	40	10	0,4	0,32		
	Polyclinique	Personne	70	20	1,4	1,12		
	Mosquée	Fidèle	600	30	18	14,4		
	Equipement publique	Personne	100	10	1	0,8		
	Bibliothèque	Elève	40	5	0,2	0,16		
	Subdivision	Personne	30	10	0,3	0,24		

Tableau IV.2: Détermination des débits de pointe d'eaux usées

N° de SB	Aire (ha)	Nombre d'habitant (hab)	dotation (l/j/hab)	$Q_{moy,j}$ (l/s)	K_p	$Q_{pte,usé}$ (l/s)	Q_{equip} (l/s)	$Q_{EU\ total}$ (l/s)	$Q_{EU\ total}$ (m3/s)
1	10,2	0	150						
2	5,02	1471		2,04	3,00	6,1292	0,2046	6,3338	0,0063
3	6.2	1569		2,18	3,00	6,5375	0,0860	6,6235	0,0066
4	4.03	2478		3,44	3,00	3,4417	0,0219	3,4636	0,0035
5	4.05	1623		2,25	3,00	6,7625	0	6,7625	0,0068
6	6.73	1996		2,77	3,00	8,3167	0,1690	8,4857	0,0085
7	9.78	1526		2,12	3,00	6,3583	0,38	6,7383	0,0067
8	6.04	0							

Signification des colonnes

$Q_{moy,j}$: Débit d'eau usée moyen (l/s).

$Q_{pte,usé}$: Débit d'eau usée de pointe (l/s).

Q_{equip} : Débit d'eau usée d'équipement (l/s).

$Q_{EU\ total}$: Débit d'eau usée total (l/s).

VI.2 Evaluation des débits des eaux pluviales :

Différentes méthodes sont utilisées pour l'évaluation du débit pluvial. Dans notre travail nous considérons les deux les plus utilisées.

VI.2.1 Méthode rationnelle :

La technique de calcul des débits de ruissellement afin de calculer les diamètres ou les dimensions des conduites et canaux est basée sur la méthode rationnelle. Cette technique est utilisée depuis la fin du siècle dernier (1889). mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS, c'est une méthode qui a fait ses preuves surtout pour les bassins urbains de faible surface (≤ 10 ha).

Ce n'est pas à proprement parler une méthode de simulation car elle est basée sur une approximation pondérée par les temps de parcours du débit de pointe de l'hydrogramme.

Cette approximation nous donne donc l'ordre de grandeurs des débits à véhiculer mais ne peut prévoir toutes les situations critiques.

La méthode rationnelle permet de calculer chaque débit de dimensionnement du réseau de drainage en commençant en tête du bassin:

La méthode rationnelle s'exprime par la formule (IV.4) suivante :

$$Q = \alpha.Cr.i.A \quad (IV.4)$$

VI.2.1.1 Hypothèses De La Méthode Rationnelle :

Les hypothèses de base sont les suivantes :

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.
- Le débit de pointe Q_p en m^3/s de l'hydro gramme de ruissellement est une fonction du débit précipité i , A .
- L'intervalle de la récurrence du débit de pointe Q_p est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i .
- En fin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.

VI.2.1.2 Validité De La Méthode Rationnelle :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha) le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, ainsi elle est applicable pour des zones ou le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

VI.2.1.3 Temps de concentration :

Le temps de concentration relatif à un bassin versant est le temps le plus long que met l'eau qui ruisselle pour atteindre l'exutoire. Pour évaluer ce dernier on sait qu'il :

t_1 , t_2 et t_3 tels que :

➤ $t_1 = \frac{1}{60.v}$: C'est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites. (Min)

➤ t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement on l'estime compris entre 2 et 20 minutes.

➤ $t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}}$: Temps de ruissellement sur un parcours ne comportant pas de canalisation.

- Le bassin ne comporte pas de canalisation : $t_c = t_3$.
- Le bassin comporte un parcours superficiel, puis une canalisation: $t_c = t_1 + t_3$.
- Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $t_c = t_1 + t_2$.

VI.2.2 Méthode superficielle :

L'expression littérale du débit provenant d'un bassin versant urbanisé pour une fréquence « F » donnée a été établie à partir des travaux de **M. Caquot**. Les études les plus récentes, Confirmées par des vérifications expérimentales, ont permis de fixer la valeur numérique des coefficients de cette expression.

La formule superficielle du débit de fréquence de dépassement « F » prend l'aspect suivant :

$$Q(F) = K^{1/u} . I^{v/u} . C^{1/u} . A^{w/u} \quad (IV.5)$$

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

$$i(t,F) = a(F) * t^{b(F)} \quad (IV.6)$$

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

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

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

C : est le coefficient de ruissellement ;

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

$$k : \text{est un coefficient d'expression } k = \frac{0,5b(F) a(F)}{6,6} \quad (\text{IV.7})$$

$$u : \text{est un coefficient d'expression } u=1 + 0,287 b(F); \quad (\text{IV.8})$$

$$v : \text{est un coefficient d'expression } v= - 0,41 b(F), \quad (\text{IV.9})$$

$$w : \text{est un coefficient d'expression } w=0,95 + 0,507 b(F). \quad (\text{IV.10})$$

Cette formule est valable pour des bassins versants d'allongement moyen « M= 2»

VI.2.2.1 Evaluation de la pente :

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

$$I = \left(\frac{L}{\frac{L_K}{\sqrt{I_K}}} \right)^2 \quad (\text{IV.11})$$

VI.2.2.2 Evaluation du coefficient de ruissellement :

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

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

$$C_r = A' / A \quad \text{avec } C_r \geq 0,2 \quad (\text{IV.12})$$

VI.2.2.3 Evaluation de l'allongement d'un bassin et évaluation du coefficient correcteur :

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

Considéré, son expression est la suivante :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \geq 0,8 \quad (\text{IV.13})$$

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

ment le fait que, pour une même surface « A », le débit varie à l'inverse de l'allongement « M » dudit bassin.

VI.2.2.4 Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins :

La formule superficielle développée ci dessus (IV.5) est valable pour un bassin de caractéristiques physiques homogènes. L'application du modèle à un groupement de sous bassins hétérogènes de paramètres individuels A_j, C_j, I_j, L_j (longueur du drain principal), Q_{pj} (débit de pointe du bassin considéré seul), nécessite l'emploi de formule d'équivalence pour les paramètres « A, C, I et M » du groupement.

Ces formules qui diffèrent selon que les bassins constituant le groupement sont en « série » ou en « parallèle » sont exprimées ci-après :

Si l'évaluation des paramètres d'équivalence d'un groupement de bassins ne pose pas de problème dans le principe, il n'en va pas de même pour le calcul de l'allongement de bassins en « parallèle ». En respectant la hiérarchie des débits maximum pour un groupement de bassins en « parallèle » sur un exutoire commun (bassins de surface A_1, A_2, \dots de plus longs parcours en temps d'écoulement L_1, L_2, \dots et de débits de pointe individuels Q_{p1}, Q_{p2}, \dots).

On calculera l'allongement équivalent du dit groupement en prenant pour longueur équivalente du plus long parcours celle du bassin ayant le plus fort débit de pointe individuel L ($Q_{pj_{max}}$).

Tableau IV.3 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins

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

VI.2.2.5 Validité des formules :

Dans le domaine actuel de vérification de l'ajustement du modèle de M. Caquot, les formules d'expression du débit, quelle que soit la période de retour d'insuffisance choisie, sont valables dans les conditions suivantes :

- une superficie totale < 200 ha
- la pente doit être comprise entre (0,2 < I < 5) %
- le coefficient de ruissellement (0,2 < Cr < 1)
- le coefficient d'allongement (0,8 < M < 2)

VI.3 Choix de la méthode :

Puisque la surface de Djouab est supérieure à 10 ha et que les pentes moyennes sont comprises entre (0,2 et 5)%, alors on opte pour des débits des eaux pluviales la méthode superficielle car les conditions de validité de celle-ci sont respectées sur tout les sous bassins.

VI.4 Calcul des débits pluviaux :**VI.4.1 Calcul des coefficients a (f) et b (f) :**

L'intensité moyenne de pluie peut être représentée approximativement par la formule :

$$i(t, f) = a(f) * t^{b(f)} \quad (IV.14)$$

Alors que la formule de MONTANARI s'écrit comme suit :

$$i_{t(f)} = \frac{i_{24(f)}}{60} \cdot \left(\frac{t}{24 * 60} \right)^{b-1} \quad (IV.15)$$

$$b=0,39$$

Par analogie entre les deux formules on tire :

$$b(f) = b - 1 = 0,39 - 1 = -0,61 \quad (IV.16)$$

$$a(f) = \frac{P_{24(f)}}{24 * 60} \cdot \left(\frac{1}{24 * 60} \right)^{b-1} \quad (IV.17)$$

P24 (f) : pluie maximale journalière (P24 = 97,4mm/j).

b : exposant climatique b=0,37

$$a(f) = \frac{97.4}{24 * 60} \left(\frac{1}{(24 * 60)} \right)^{-0.61} = 3,85$$

Donc :

$$a(f) = 5,71$$

$$b(f) = - 0,61$$

VI.4.2 Calcul des coefficients d'expressions :

$$k = \frac{(0,5)^{b(f)} * a(f)}{6.6} = 1,32$$

$$v = -0,41b(f) = 0,25$$

$$u = 1 + 0,287b(f) = 0,825$$

$$w = 0,95 + 0,507b(f) = 0,641$$

Ce qui nous amène à avoir la formule de MONTANARI sous la forme :

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}} * I^{\frac{v}{u}} * C_r^{\frac{1}{u}} * A^{\frac{w}{u}} = 1,40 * I^{0,303} * C_r^{1,21} * A^{0,77} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

Le débit pluvial corrigé est égal :

$$Q(f) \text{ corrigé} = m Q(f) \text{ brute}$$

m: Coefficient d'influence donné par l'expression (IV.18) qui suit :

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0,84*b(f)}{1+0,287*b(f)}} = \left(\frac{M}{2} \right)^{-0,61} \quad (\text{IV.18})$$

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$$

$$Q = m * Q_{\text{brute}}$$

Remarque :

Les résultats détaillés des débits bruts sont données à l'annexe N°III :

Tableau III.1 : détermination du débit pluvial de sous bassin1.

Tableau III.2 : détermination du débit pluvial de sous bassin2.

Tableau III.3 : détermination du débit pluvial de sous bassin3.

Tableau III.4 : détermination du débit pluvial de sous bassin4.

Tableau III.5 : détermination du débit pluvial de sous bassin5.

Tableau III.6 : détermination du débit pluvial de sous bassin6.

Tableau III.7 : détermination du débit pluvial de sous bassin7.

Tableau III.8 : détermination du débit pluvial de sous bassin8.

Tableau IV.4: détermination du débit pluvial corrigé

N° de SB	A (ha)	L (hect)	Cri	I	$K^{1.212}$	$I^{0.303}$	$C_r^{1.22}$	$A^{0.77}$	Qbrute (m3/s)	M	m	Q corrigé (m3/s)
1	10,2	5,227	0,5	0,0625	1,4	0,432	0,43	5,979	1,5616	1,64	1,13	1,7646
2	5,02	4,294	0,52	0,0532	1,4	0,411	0,45	3,464	0,9036	1,92	1,03	0,9307
3	6,2	4,113	0,49	0,0527	1,4	0,400	0,42	4,075	0,9865	1,65	1,13	1,1147
4	4,03	4,409	0,54	0,0171	1,4	0,291	0,47	2,925	0,5662	2,20	0,94	0,5322
5	4,05	2,108	0,67	0,0141	1,4	0,275	0,61	2,936	0,6960	1,05	1,49	1,0370
6	6,73	9,821	0,55	0,0159	1,4	0,285	0,48	4,341	0,8405	3,79	0,67	0,5631
7	9,78	4,815	0,62	0,0256	1,4	0,329	0,56	5,788	0,7120	1,54	1,28	0,9114
8	6,04	8,431	0,46	0,03	1,4	0,346	0,39	3,994	0,7551	3,43	0,72	0,5437

IV.5 Procédure d'assemblage :**a) Assemblage en série :**

$$\triangleright B_{2,6} = B_2 + B_6$$

$$A_{2,6} = A_2 + A_6 = 11,75 \text{ ha.}$$

$$C_{2,6} = \frac{C_2 \cdot A_2 + C_6 \cdot A_6}{A_2 + A_6} = 0,54$$

$$\sum L_k = L = L_2 + L_6 = 429,4 + 982,1 = 1411,5 \text{ m}$$

$$\sum \frac{Lk}{\sqrt{Ik}} = 1861,11 + 7794,69 = 9655,8$$

$$I = \left(\frac{L}{\sum \frac{L_k}{\sqrt{I_k}}} \right)^2 = 0,021 \text{ m / m}$$

$$Q(f) = 1,40 * 0,021^{0,303} * 0,54^{1,21} * 11,75^{0,77} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

$$M_{eq} = \left(\frac{Lk}{\sqrt{Ak}} \right) = 4,12$$

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0,84 \times (0,39 - 1)}{1 + 0,287 \times (0,39 - 1)}} = \left(\frac{M}{2} \right)^{-0,61}$$

$$Q_{corr} = m \times Q_{brute}$$

b) Assemblage en parallèle:

$$\triangleright B_{5-6 \text{ 7-8}} = B_{5-6} + B_{7-8}$$

$$A_{5-6 \text{ 7-8}} = A_{5-6} + A_{7-8} = 26,60 \text{ ha.}$$

$$C_{5-6 \text{ 7-8}} = \frac{C_{5-6} \cdot A_{5-6} + C_{7-8} \cdot A_{7-8}}{A_{5-6} + A_{7-8}} = 0,58$$

$$I_{5-6 \text{ 7-8}} = \frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i}$$

$$M_{eq} = \left(\frac{L(Q_{j_{\max}})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$$

$$m = \left(\frac{M_{eq}}{2} \right)^{\frac{0,84 \times (0,39-1)}{1+0,287 \times (0,39-1)}} = \left(\frac{M_{eq}}{2} \right)^{-0,61}$$

$$Q_{corr} = m \cdot Q_{brute}$$

Remarque :

Pour notre évaluation des débits suivant l'assemblage des bassins (en série ou en parallèle). sont respectivement illustrés dans le tableau N° IV.5

Tableau IV.5: Evaluation des débits suivant l'assemblage des bassins (en série ou en parallèle).

collecteur	N°S .B	SURFACE	I	C	$K^{1.21}$	$I^{0.303}$	$C_r^{1.21}$	$A^{0.77}$	Q brutes (m ³ /s)	L (m)	M	m	Qcorr (m ³ /s)
I	1	10,2	0,063	0,50	1,4	0,432	0,432	5,979	1,5619	527,70	1,65	1,13	1,7603
II	2.5 s	9,07	0,031	0,59	1,4	0,349	0,528	5,462	1,4096	644,22	2,14	0,96	1,3518
	2.6 s	11,75	0,004	0,54	1,4	0,188	0,474	6,667	0,8311	1411,47	4,12	0,64	0,5311
	2.5-2.6 p	20,82	0,029	0,56	1,4	0,342	0,496	10,357	2,4591	1411,47	3,09	0,74	1,8099
III	2.6 s	11,75	0,004	0,54	1,4	0,188	0,474	6,667	0,8311	1411,47	4,12	0,64	0,5311
IV	3.7 s	15,98	0,035	0,57	1,4	0,362	0,507	8,448	2,1694	892,84	2,23	0,94	2,0284
V	5-6,7-8 p	26,6	0,021	0,58	1,4	0,310	0,517	12,507	2,8097	2517,49	0,41	2,67	7,5048
VI	8	6,04	0,030	0,50	1,4	0,346	0,432	3,994	0,8353	843,1	3,43	0,72	0,5998

Tableau IV.6: différents débits de dimensionnement

N° de SB	A (ha)	Q _{EU} (m ³ /s)	Q _{EP} (s ³ m)	Q _{total} (m ³ /s)
1	10,2		1,7646	1.7646
2	5,02	0,0063	0,9307	0,937
3	6,20	0,0066	1,1147	1,1213
4	4,03	0,0035	0,5322	0,5357
5	4,05	0,0068	1,037	1,0438
6	6,73	0,0085	0,5631	0,5716
7	9,78	0,0067	0,9114	0,9181
8	6,04		0,5437	0,5437

Conclusion :

Le présente chapitre (évaluation des débits) a pour but la quantification des débits à évacuer pour chaque sous bassin, Ces débits incluent les débits d'eaux usées et d'eaux pluviales. Cette évaluation des débits nous permet de procéder au calcul hydraulique c.-à-d le dimensionnement de notre réseau.

Chapitre: V

Calcul

Hydraulique Du Réseau d'assainissement

CALCUL HYDRAULIQUE

Introduction :

Le calcul hydraulique constitue une étape clé puisqu'elle conditionne le bon fonctionnement du réseau, de manière durable. Ses objectifs principaux sont :

- d'anticiper au mieux les éventuelles extensions du réseau en amont ;
- d'appliquer les conditions d'autocurage (vitesse minimale et donc pente minimale) permettant d'éviter les obstructions, la formation d'H₂S et leurs conséquences ;
- d'éviter les mises en charge et les débordements en assurant la protection du milieu contre la pollution selon sa sensibilité.

Le calcul hydraulique du réseau consiste à dimensionner les ouvrages, en tenant compte des perspectives d'évolution de la collecte et du degré de protection contre les inondations.

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

V.1 Conditions d'implantation des réseaux :

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'autocurage.

La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements. En général, le drainage des caves et sous sols est exclu, dans la mesure où cette position entraînerait un approfondissement excessif du réseau.

Par ailleurs, cette profondeur doit être faite de façon à ce que le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter.

V.2 Conception du réseau d'assainissement :

La conception du 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 joint et confection.
- Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur.
 - Emplacement (en plan).
 - Profondeur.
 - Côtes.

V.3 Dimensionnement du réseau d'assainissement :

V.3.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

L'écoulement en assainissement doit être gravitaire dans la mesure du possible, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'auto curage, et ne détériore pas les conduites.

La vitesse d'auto curage : comme les eaux usées sont des eaux chargées, qui contiennent du sable, facilement a décanté. Pour empêcher ce phénomène il faut avoir une vitesse d'écoulement qui satisfait les conditions suivantes :

- une vitesse minimale de 0.6m /s pour le (1/10) du débit de pleine section.
- une vitesse de 0.3m / s pour le (1/100) de ce même débit.
- Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduisons à poser des limites supérieures aux pentes admissibles.

Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m / s.

V.3.2 Formules d'écoulement :

Dans le calcul des canalisations on utilise les différentes formules d'écoulements qui ont été développées par des chercheurs scientifiques parmi ses formules on a :

V.3.2.1 Formule de CHEZY

$$V = C\sqrt{R_h \cdot I} \quad (V.1)$$

Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule de BAZIN :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\delta}{\sqrt{Rh}}} \quad (V.2)$$

Tableau V.1 : δ en fonction de la nature des parois

Catégorie	Nature des parois	δ (m ^{1/2} /s)
1	<ul style="list-style-type: none"> ✚ Enduit de ciment lisse. ✚ Planches soigneusement rabotées. ✚ Tôles lisses bien jointées. 	0,06
2	<ul style="list-style-type: none"> ✚ Même parois que le 1, mais soignées. ✚ Revêtement en pierres taillées. 	0,16
3	<ul style="list-style-type: none"> ✚ Béton sans enduit. ✚ Maçonnerie ordinaire. ✚ Dépôt de boues des végétations de mousse sur les parois. 	0,46
4	<ul style="list-style-type: none"> ✚ Canaux en terre unis sans végétation. 	0,85
5	<ul style="list-style-type: none"> ✚ Canaux en terre revêtus d'herbe. ✚ Rivières à cour irrégulière, sans végétation. 	1,3
6	<ul style="list-style-type: none"> ✚ Canaux en terre avec végétation puissante ou avec érosion et atterrissement irréguliers. 	1,75

Si on prend le coefficient de «BAZIN» égal à 0.46 de telle sorte que «C» peut être représenté approximativement par l'expression

$$C = 60 Rh^{1/4}$$

Ce qui conduit à la formule :

$$V = 60 I^{1/2} Rh^{3/4}$$

Le procédé de calcul se fait comme suit :

Avec la pente et le débit ; on tire de l'abaque le diamètre normalisé, le débit à

Pleine section et la vitesse à pleine section. Ensuite, on calcul les rapports donnant les paramètres hydrauliques :

- $R_Q = Q/Q_{PS}$ (rapport des débits) ;
- $R_V = V/V_{PS}$ (rapport des vitesses) ;
- $R_h = h/D$ (rapport des hauteurs) ;

Dans notre étude, le système unitaire est le système choisi pour l'agglomération considérée, donc la vitesse minimale à respecter est de **0,6m/s** pour qu'il n'y ait pas de dépôt de

sable (autocurage) et ceci pour le dixième du débit à pleine section, ou de **0,3m/s** pour le centième du débit maximum, en conséquence, le diamètre doit répondre nécessairement à ces conditions.

V.3.3 Mode de calcul :

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

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

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

Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Q_{ps} ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

Avant tout on définit les paramètres suivants :

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

$$Q = V.S \quad (V.3)$$

Pour le dimensionnement de notre réseau, nous avons élaboré une macro Excel 2003, qui a pour objet de faciliter la tâche du dimensionnement.

Pour cela on utilise la formule qui nous donne la vitesse moyenne. Si on choisit la formule de Manning-Strickler, la vitesse en (m/s) est déterminée par l'expression :

$$V = K_s R_h^{2/3} \sqrt{I} \quad (V.4)$$

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s . S . R^{2/3} . \sqrt{I} \quad (V.5)$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right)^{3/8} \quad (V.6)$$

Le débit en pleine section est donné donc par la relation :

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi * (D_{nor})^2}{4} \quad (V.7)$$

D'après la méthode des régressions polynomiales et à partir des valeurs fournies par l'annexe N°1 (voir abaque) nous avons établi les relations entre R_q et R_v , ainsi entre R_q et R_h .

Les relations sont les suivantes :

$$\begin{aligned} \text{➤ } R_h = & -11,423 \cdot R_q^6 + 40,641 \cdot R_q^5 - 55,497 \cdot R_q^4 + 37,115 \cdot R_q^3 - 12,857 \cdot R_q^2 + \\ & 2,8373 \cdot R_q + 0,0359 \end{aligned} \quad (\text{V.8})$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } R_v = & -25,63 \cdot R_q^6 + 93,647 \cdot R_q^5 - 134,25 \cdot R_q^4 + 95,24 \cdot R_q^3 - 35,151 \cdot R_q^2 + \\ & 7,0395 \cdot R_q + 0,2263 \end{aligned} \quad (\text{V.9})$$

Ensuite on calcule les vitesses et les hauteurs :

$$R_v = V / V_{ps} \quad \Rightarrow \quad V = R_v \cdot V_{ps}$$

$$R_h = H / D_{nor} \quad \Rightarrow \quad H = R_h \cdot D_{nor}$$

$$R_{v,min} = V_{min} / V_{ps} \quad \Rightarrow \quad V_{min} = R_{v,min} \cdot V_{ps}$$

$$R_{h,min} = H_{min} / D_{nor} \quad \Rightarrow \quad H_{min} = R_{h,min} \cdot D_{nor}$$

Pour la vérification de la vitesse d'auto curage on a deux conditions à vérifier:

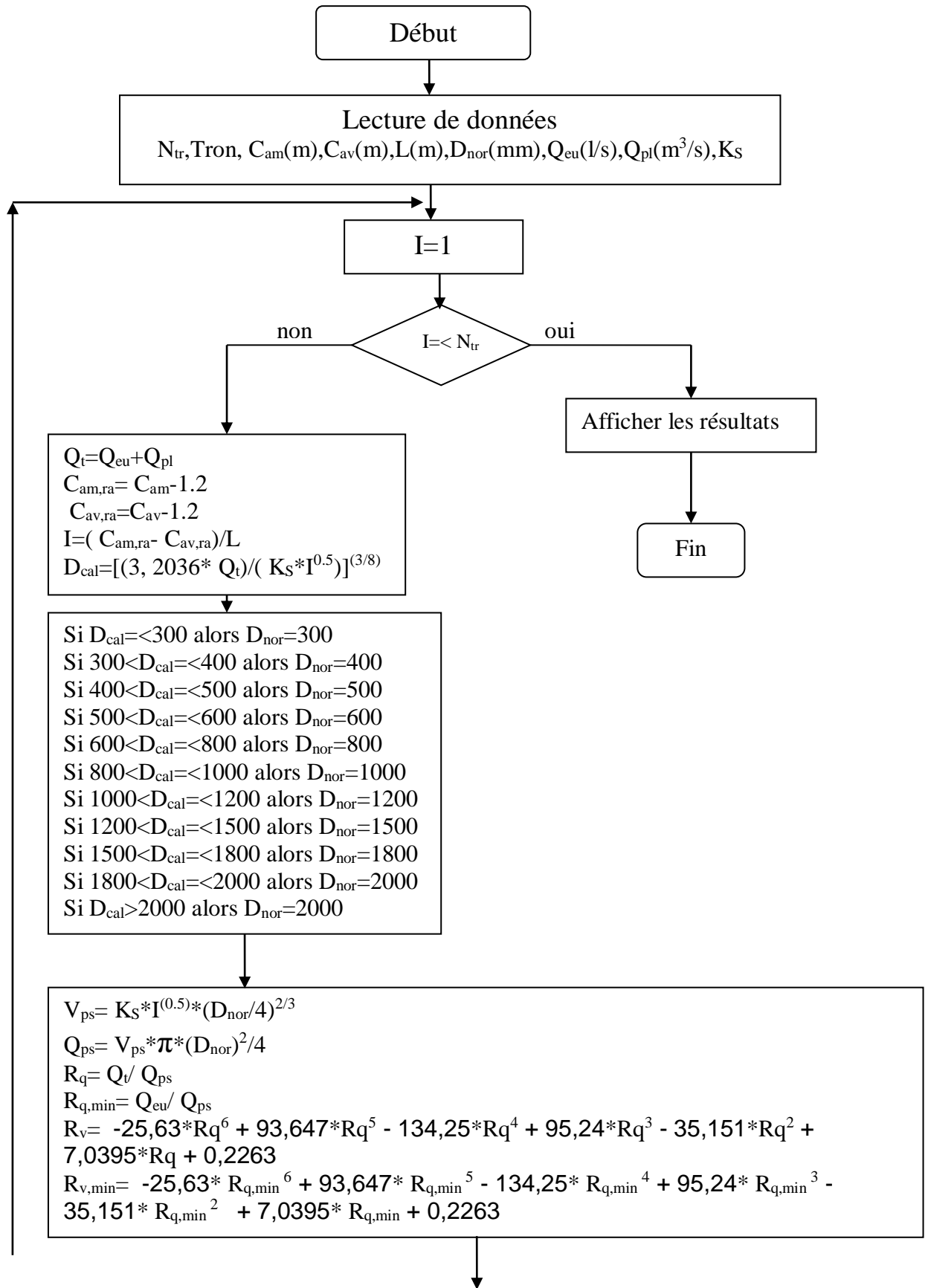
Condition 1: Vitesse d'écoulement ($V \geq 1.00 \text{ m / s}$)

Condition 2:

$$* V_{min} > 0.60 \text{ m / s} \quad \text{pour} \quad (Q_{PS} / 10) \approx Q_{min}$$

$$* V_{min} > 0.30 \text{ m / s} \quad \text{pour} \quad (Q_{PS} / 100) \approx Q_{min}$$

Les étapes du dimensionnement du notre réseau sont représentées dans l'organigramme suivant :



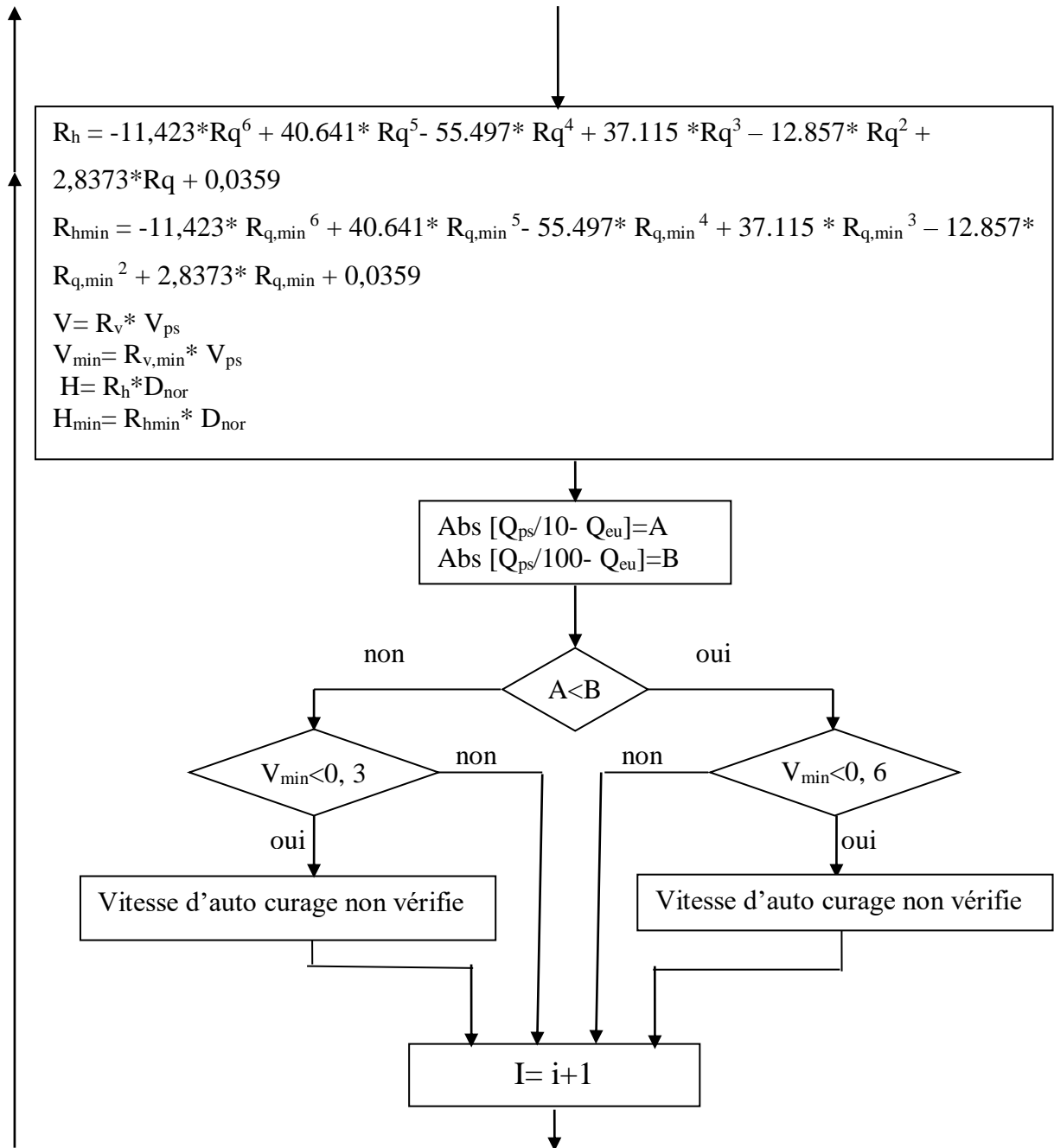


Figure V.1 Organigramme du programme

V.4 Dimensionnement du réseau d'assainissement :

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leurs paramètres Hydrauliques sont résumés dans les tableaux qui suivent :

TABLEAU V.2 : Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur principal (A)

tronçon	Cam(m)	Cav(m)	L(m)	Cram(m)	Crav(m)	I (m/m)	Qm3/s)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Qps(m3/s)	Vps(m/s)	Rq	Rh	Rv	Vm/s)	H(m)	Vmin
R168-R169	919,38	918	32	917,63	916,63	0,043	1,765	782	800	3,66	3,800	0,48	0,48	0,98	3,724	384	0,906
R169-R170	917,99	916,51	31,5	916,63	914,76	0,047	1,765	770	800	3,78	2,210	0,47	0,48	0,98	2,166	384	0,526
R170-R171	916,51	915,44	38,5	914,76	913,69	0,028	1,765	847	800	2,88	3,126	0,61	0,57	1,04	3,251	456	0,755
R171-R172	915,44	912,55	40	913,69	910,8	0,072	1,765	713	800	2,45	4,417	0,72	0,63	1,08	4,770	504	1,079
R172-R173	912,55	906,13	37,56	910,8	904,38	0,171	1,765	609	800	3,54	6,041	0,50	0,50	1,00	6,041	400	1,442
R137-R147	906,13	902,2	31,67	904,38	900,45	0,124	1,765	646	800	3,22	5,383	0,55	0,53	1,01	5,437	424	1,292
R174-R175	902,2	898,14	35,94	900,45	896,39	0,113	1,765	657	800	3,17	5,203	0,56	0,54	1,02	5,307	432	1,250
R175-R167	898,14	895,32	33,55	896,39	893,57	0,084	1,765	693	800	2,56	4,67	0,69	0,61	1,07	4,997	488	1,137
R176-R177	895,32	893,01	54,95	893,57	891,28	0,042	1,765	786	800	1,85	3,629	0,95	0,77	1,13	4,101	616	0,907
R177-R178	893,01	889,97	39,94	891,28	888,22	0,076	1,765	706	800	2,48	4,505	0,71	0,62	1,07	4,820	496	1,099
R178-R179	889,96	883,83	41,56	888,22	882,08	0,147	1,765	626	800	3,08	5,733	0,57	0,54	1,02	5,848	432	1,379
R179-R180	883,83	879,97	27,19	882,08	878,22	0,142	1,765	630	800	3,03	5,651	0,58	0,55	1,03	5,821	440	1,361
R180-R181	879,97	875,84	42,54	878,22	874,09	0,097	1,765	675	800	2,75	4,924	0,64	0,58	1,05	5,170	464	1,193
R181-R200	875,84	875,05	40,96	874,09	873,03	0,019	1,765	906	1000	2,47	2,734	0,71	0,63	1,08	2,953	630	0,667

TABLEAU V.3 : Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur principal (B)

tronçon	Cam(m)	Cav(m)	L(m)	Cram(m)	Crav(m)	I (m/m)	Qm3/s)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Qps(m3/s)	Vps(m/s)	Rq	Rh	Rv	Vm/s)	H(m)	Vmin
R1-R2	916,14	914,69	48,2	914,37	912,92	0,0301	0,937	664	800	1,367	2,720	0,69	0,60	1,06	2,883	480	0,702
R2-R3	914,69	913,71	47,56	912,92	911,95	0,0204	0,937	715	800	1,173	2,334	0,69	0,68	1,10	2,572	544	0,614
R3-R4	913,71	911,78	29,83	911,95	910,02	0,0647	0,937	577	600	1,012	3,581	0,69	0,76	1,13	4,029	456	0,963
R4-R5	911,78	910,08	52,28	910,02	908,32	0,0325	0,937	654	800	1,4	2,786	0,69	0,60	1,06	2,953	480	0,717
R5-R6	910,08	908,6	23,44	908,32	906,84	0,0631	0,937	580	600	1,002	3,547	0,69	0,76	1,13	4,001	456	0,955
R6-R7	908,6	905,71	19,03	906,84	904,90	0,1019	0,937	531	600	1,19	4,212	0,69	0,67	1,10	4,633	402	1,106
R7-R8	905,71	903,56	17,08	904,9	901,80	0,1815	0,937	478	600	1,467	5,19	0,69	0,58	1,05	5,450	348	1,328
R8-R9	903,56	900,97	20,07	901,8	899,21	0,1290	0,937	509	600	1,299	4,595	0,69	0,63	1,08	4,963	378	1,193
R9-R10	899,29	896,56	13,43	899,21	897,06	0,1601	0,937	490	600	1,405	4,972	0,69	0,60	1,06	5,270	360	1,279
R10-R11	896,56	894,42	42,73	897,06	891,76	0,1240	0,937	513	600	0,743	4,533	0,69	0,62	1,07	4,850	372	1,285
R11-R12	894,42	892,64	14,43	891,76	889,77	0,1379	0,937	530	600	1,333	4,716	0,69	0,61	1,07	5,046	366	1,220
R12-R13	892,64	890	25,24	889,77	888,10	0,0662	0,937	503	600	1,333	4,717	0,69	0,61	1,07	5,047	366	1,221
R13-R14	890	888,21	21,75	888,1	886,26	0,0846	0,937	550	600	1,114	3,943	0,69	0,70	1,11	4,377	420	1,045
R14-R15	888,21	886,04	25,72	886,26	884,04	0,0863	0,937	548	600	1,12	3,962	0,69	0,70	1,11	4,398	420	1,049
R15-R16	886,04	883,4	28,62	884,04	881,53	0,0877	0,937	546	600	1,129	3,995	0,69	0,68	1,10	4,402	408	1,057
R16-R17	883,4	878,84	54,56	881,53	877,08	0,0816	0,572	462	600	1,102	3,899	0,69	0,51	1,00	3,899	306	1,035
R17-R18	878,84	876,01	49,8	877,08	874,91	0,0436	0,572	518	600	0,874	3,095	0,69	0,59	1,05	3,250	354	0,852
R18-R19	876,01	874,35	48,35	874,91	873,25	0,0343	0,572	541	600	0,8	2,833	0,69	0,63	1,08	3,060	378	0,792
R19-R20	874,35	873,52	27,11	873,25	872,43	0,0302	0,572	554	600	0,766	2,71	0,69	0,65	1,09	2,954	390	0,764
R20-R21	873,52	872,84	27,75	872,43	871,43	0,0360	0,572	537	600	0,816	2,886	0,69	0,61	1,07	3,088	366	0,804
R21-R22	872,84	872,3	28,63	871,43	871,3	0,0045	0,572	783	800	0,681	1,356	0,69	0,70	1,11	1,505	560	0,391
R22-R23	872,3	872,04	26	871,3	870,64	0,0254	0,572	572	600	0,718	2,541	0,69	0,68	1,10	2,800	408	0,725
R23-R24	872,04	871,49	24,77	870,64	869,99	0,0262	0,572	569	600	0,777	2,751	0,69	0,64	1,09	2,999	384	0,773
R24-R25	871,49	871,01	29,96	869,99	869,91	0,0027	0,572	866	1000	0,872	1,111	0,69	0,59	1,05	1,167	590	0,306
R25-R26	871,01	870,76	60,36	869,91	869	0,0151	0,572	629	800	1,055	2,1	0,69	0,53	1,01	2,121	424	0,561
R26-R27	870,76	870,31	27,16	869	868,81	0,0070	0,572	725	800	0,799	1,591	0,69	0,62	1,07	1,702	496	0,445
R27-R28	870,31	870,13	28,3	868,81	868,68	0,0046	0,572	783	800	0,618	1,356	0,69	0,75	1,12	1,521	600	0,399
R28-R29	870,13	869,06	34,91	868,68	867,3	0,0395	0,572	528	600	0,843	2,985	0,69	0,60	1,06	3,164	360	0,827
R29-R30	869,06	868	32,19	867,3	866,24	0,0329	0,572	546	600	0,79	2,796	0,69	0,63	1,08	3,020	378	0,784

TABLEAU V.4 : Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur principal (C)

tronçon	Cam(m)	Cav(m)	L(m)	Cram(m)	Crav(m)	I (m/m)	Qm3/s)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Qps(m3/s)	Vps(m/s)	Rq	Rh	Rv	Vm/s)	H(m)	Vmin
R86-R87	886,04	883,19	32,3	884,55	882,02	0,0783	0,572	463	500	0,675	3,331	0,84	0,71	1,11	3,697	355	1,031
R87-R88	883,19	881,24	28,38	882,02	880,04	0,0698	0,572	474	500	0,643	3,18	0,889	0,74	1,12	3,555	370	0,997
R88-R89	881,24	880,01	22,92	880,04	878,81	0,0537	0,572	497	500	0,58	2,893	0,986	0,80	1,14	3,284	400	0,932
R89-R90	880,01	878,63	28,26	878,81	877,53	0,0453	0,572	512	600	0,865	2,729	0,661	0,59	1,05	2,865	354	0,797
R90-R91	878,63	877,62	26,67	877,53	876,59	0,0352	0,572	536	600	0,755	2,486	0,757	0,65	1,09	2,710	390	0,749
R91-R92	877,62	876,85	22,18	876,59	875,65	0,0424	0,572	518	600	0,798	2,654	0,716	0,63	1,08	2,866	378	0,789
R92-R93	876,85	876,08	26,41	875,65	874,93	0,0273	0,572	561	600	0,687	2,268	0,832	0,70	1,11	2,517	420	0,699
R93-R94	876,08	875,46	30,96	874,93	874,46	0,0152	0,572	625	800	1,135	1,382	0,504	0,50	1,00	1,382	400	0,383
R94-R95	875,46	874,99	30,72	874,46	873,78	0,0221	0,572	583	800	0,611	2,104	0,936	0,76	1,13	2,373	608	0,668
R95-R96	874,99	874,87	34,06	873,78	873,55	0,0068	0,572	724	800	0,725	1,633	0,788	0,67	1,10	1,796	536	0,497
R96-R97	874,87	875,79	38,89	873,55	873,44	0,0028	0,572	849	1000	0,905	1,001	0,632	0,58	1,04	1,041	580	0,290
R97-R98	875,79	876,72	26,7	873,44	873,38	0,0022	0,572	887	1000	0,8	0,909	0,715	0,63	1,08	0,982	630	0,270
R98-R99	876,72	877,38	25,8	873,38	873,14	0,0093	0,572	682	800	0,857	1,535	0,667	0,60	1,06	1,627	480	0,449
R99-R100	877,38	877,45	31,95	873,14	872,67	0,0147	0,572	628	800	1,055	1,814	0,542	0,53	1,01	1,832	424	0,509
R100-R101	877,45	876,02	38,89	872,67	872,04	0,0162	0,572	618	800	1,185	1,872	0,482	0,48	0,98	1,835	384	0,515
R101-R102	876,02	872,96	37,12	872,04	871,36	0,0183	0,572	603	800	1,2	1,963	0,476	0,48	0,98	1,924	384	0,539

TABLEAU V.5 : Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur principal (D)

tronçon	Cam(m)	Cav(m)	L(m)	Cram(m)	Crav(m)	I (m/m)	Qm3/s)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Qps(m3/s)	Vps(m/s)	Rq	Rh	Rv	Vm/s)	H(m)	Vmin
R120-R121	877,09	875,83	32,65	875,97	874,73	0,0380	0,918	631	800	1,780	2,928	0,52	0,51	0,51	1,493	408	0,739
R121-R122	875,83	875,16	33,31	874,73	874,06	0,0201	0,918	709	800	1,223	2,324	0,75	0,65	0,65	1,511	520	0,613
R122-R123	875,16	874,6	29,38	874,06	873,35	0,0242	0,918	685	800	1,392	2,485	0,66	0,59	0,59	1,466	472	0,645
R123-R124	874,6	873,88	34,32	873,35	872,63	0,0210	0,918	703	800	1,25	2,36	0,73	0,63	0,63	1,487	504	0,621
R124-R125	873,88	873,15	29,53	872,63	871,9	0,0247	0,918	683	800	1,4	2,504	0,66	0,59	0,59	1,477	472	0,649
R125-R126	873,15	872,54	28,38	871,9	870,34	0,0550	0,918	590	600	0,955	3,349	0,96	0,78	0,78	2,612	468	0,918
R126-R127	872,54	870,98	30,21	870,34	869,22	0,0371	0,918	634	800	1	2,903	0,92	0,75	0,75	2,177	600	0,789
R127-R128	870,98	869,81	23,96	869,22	867,8	0,0593	0,918	582	600	0,97	3,442	0,95	0,77	0,77	2,650	462	0,941
R128-R129	869,81	868,23	25,84	867,8	866,98	0,0317	0,918	652	800	1,615	2,74	0,57	0,54	0,54	1,480	432	0,698
R129-R130	868,23	866,95	15,57	866,98	865,7	0,0822	0,918	549	600	1,92	2,879	0,48	0,48	0,48	1,382	288	0,721
R130-R131	866,95	865,61	22,92	865,7	864,36	0,0585	0,918	584	600	0,95	3,428	0,97	0,78	0,78	2,674	468	0,940
R131-R132	865,61	864,85	19,22	864,36	863,6	0,0395	0,918	627	800	1,795	2,972	0,51	0,50	0,50	1,486	400	0,749
R132-R133	864,85	863,92	24,94	863,6	862,73	0,0349	0,918	641	800	1,635	2,839	0,56	0,54	0,54	1,533	432	0,723
R133-R134	863,92	863,79	24,35	862,73	862,54	0,0078	0,918	842	1000	1,45	1,647	0,63	0,58	0,58	0,955	580	0,425
R134-R135	863,79	863,4	23,93	862,54	862,15	0,0163	0,918	736	800	1,185	2,152	0,77	0,67	0,67	1,442	536	0,570
R135-R136	864,4	863	29,9	862,15	861,85	0,0100	0,918	805	1000	1,678	1,803	0,55	0,54	0,54	0,974	540	0,458
R136-R137	863	862,55	25,34	861,85	861,3	0,0217	0,918	701	800	1,256	2,389	0,73	0,63	0,63	1,505	504	0,628
R137-R138	862,55	867,67	27,76	861,3	860,51	0,0285	0,918	665	800	1,49	2,637	0,62	0,57	0,57	1,503	456	0,678

TABLEAU V.6 : Calcul du paramètre hydraulique des collecteurs principaux (E)

tronçon	Cam(m)	Cav(m)	L(m)	Cram(m)	Crav(m)	I (m/m)	Qm3/s)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Qps(m3/s)	Vps(m/s)	Rq	Rh	Rv	Vm/s)	H(m)	Vmin
R112R113	875,05	874,61	30,88	884,8	881,93	0,0929	1,044	562	600	1,245	4,197	0,84	0,70	1,11	4,659	420	1,107
113R102	874,61	872,96	26,3	881,93	879,99	0,0738	1,044	586	600	1,105	3,857	0,94	0,76	1,13	4,351	456	1,074
R102R81	872,96	871,35	40,5	879,99	879,71	0,0069	0,572	725	800	0,648	1,387	0,88	0,73	1,12	1,548	584	0,434
R81R82	871,35	870,3	42,7	879,71	879,39	0,0075	0,572	716	800	0,685	1,42	0,83	0,70	1,11	1,576	560	0,438
R82R30	870,3	868	41,82	879,39	879,03	0,0086	0,572	696	800	0,813	1,499	0,70	0,61	1,07	1,604	488	0,444
R30R153	868	866,92	98,72	879,03	878,76	0,027	0,918	688	800	1,450	2,633	0,63	0,58	1,04	2,738	464	0,696
R153R154	866,92	864,74	29,6	878,76	878,44	0,0108	0,918	794	800	1,685	1,854	0,54	0,53	1,01	1,873	424	0,470
R154R155	864,74	862,49	43,12	878,44	878,06	0,0088	0,918	824	1000	1,4	1,721	0,66	0,59	1,05	1,807	590	0,446
R155R138	862,49	861,76	44,09	878,06	877,68	0,0086	0,918	827	1000	1,372	1,706	0,67	0,60	1,06	1,808	600	0,443
R138R35	861,76	861,35	37,8	877,68	877,26	0,0111	0,544	655	800	1,295	1,562	0,42	0,44	0,94	1,468	352	0,353
R35R36	861,35	859,7	32,72	877,26	876,78	0,0147	0,544	621	800	1,1	1,793	0,49	0,49	0,99	1,775	392	0,406
R36R37	859,7	857,01	35,93	876,78	876,46	0,0089	0,544	680	800	0,721	1,499	0,75	0,65	1,09	1,634	520	0,339
R37R38	857,01	854,47	30,62	876,46	876,14	0,0105	0,544	660	800	1,291	1,58	0,42	0,44	0,94	1,485	352	0,358
R38-DO	854,47	853,149	40	876,14	875,72	0,0105	1,088	849	1000	1,8	1,923	0,60	0,56	1,03	1,981	560	0,541

TABLEAU V.7 : Calcul des paramètres hydraulique du collecteur principal (F)

tronçon	Cam(m)	Cav(m)	L(m)	Cram(m)	Crav(m)	I (m/m)	Qm3/s)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Qps(m3/s)	Vps(m/s)	Rq	Rh	Rv	Vm/s)	H(m)	Vmin
R39R40	896,35	889,97	34,78	894,6	888,2	0,184	0,544	392	400	0,565	4,501	0,96	0,78	1,13	5,086	312	1,019
R40R41	889,97	886,91	18,44	888,2	885,23	0,161	0,544	401	500	0,841	4,289	0,65	0,59	1,05	4,503	295	0,971
R41R42	886,91	883,16	24,49	885,23	881,41	0,156	0,544	403	500	0,832	4,238	0,65	0,59	1,05	4,450	295	0,959
R42R43	883,16	879,85	20,07	881,41	879,02	0,119	0,544	424	500	0,775	3,845	0,70	0,61	1,07	4,114	305	0,870
R43R44	879,85	878,2	21,67	879,02	876,45	0,119	0,544	424	500	0,775	3,845	0,70	0,61	1,07	4,114	305	0,870
R44R45	878,2	875,05	29,76	876,45	873,3	0,106	0,544	433	500	0,755	3,687	0,72	0,63	1,08	3,982	315	0,834
R45R46	875,05	872,48	30,11	873,3	871,28	0,067	0,544	471	500	0,625	3,122	0,87	0,72	1,12	3,481	360	0,707
R46R47	872,48	871,43	25,37	871,28	869,67	0,064	0,544	475	500	0,612	3,07	0,89	0,74	1,12	3,432	370	0,695
R47R48	871,43	870,81	24,76	869,67	869,06	0,025	0,544	563	600	0,62	2,18	0,88	0,73	1,12	2,433	438	0,493
R48R49	870,81	869,19	29,18	869,06	867,44	0,056	0,544	486	600	0,65	2,922	0,84	0,70	1,11	3,243	420	0,661
R49R50	869,19	867,33	42	867,44	866,13	0,031	0,544	541	600	0,585	2,356	0,93	0,76	1,13	2,651	456	0,533
R50R51	867,33	866,06	27,33	866,13	862,66	0,127	0,544	419	400	0,577	3,937	0,94	0,76	1,13	4,441	304	0,891
R51R52	866,06	863,01	33	862,66	861,26	0,042	0,544	512	600	0,7	2,631	0,78	0,65	1,09	2,868	390	0,595
R52R53	863,01	861,73	37,3	861,26	859,98	0,034	0,544	532	600	0,494	2,437	1,10	0,59	1,05	2,559	354	0,551
R53R54	861,73	860,62	42,15	859,98	857,77	0,052	0,544	493	600	0,827	2,846	0,66	0,59	1,05	2,988	354	0,644
R54R55	860,62	858,13	43,77	857,77	856,38	0,032	0,544	538	600	0,715	2,834	0,76	0,65	1,09	3,089	390	0,641
R55R56	858,13	857,95	32,45	856,38	856,2	0,006	0,544	730	800	0,69	1,298	0,79	0,67	1,10	1,428	536	0,294
R56R57	857,95	857,61	47,4	856,2	855,61	0,012	0,544	644	800	0,893	1,671	0,61	0,57	1,04	1,738	456	0,378
R57R58	857,61	857	56	855,61	855,25	0,006	0,544	730	800	0,683	1,298	0,80	0,68	1,10	1,430	544	0,294
R58R59	857	854,96	41	855,25	852,21	0,074	0,544	462	500	0,675	3,234	0,81	0,68	1,10	3,564	340	0,732
R59R38	854,96	854,65	45	853,71	852,71	0,022	0,544	576	600	0,6	2,08	0,91	0,75	1,12	2,330	450	0,471

TABLEAU V.8 : Dimensionnement des collecteurs secondaires du sous bassin N°2

tronçon	Cam(m)	Cav(m)	L(m)	Cram(m)	Crav(m)	I (m/m)	Qm3/s)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Qps(m3/s)	Vps(m/s)	Rq	Rh	Rv	Vm/s)	H(m)	Vmin
R60R5	912,59	910,08	44,36	911,39	908,88	0,0566	0,937	593	600	0,965	3,392	0,97	0,78	1,13	3,833	468	0,919
R61R62	907,46	907,37	27,68	906,26	906,17	0,0033	0,937	998	1000	0,943	1,198	0,97	0,80	1,14	1,360	800	0,326
R62R63	907,37	906,07	27,88	906,17	904,87	0,0469	0,937	612	800	1,89	3,175	0,97	0,50	1,00	3,175	400	0,792
R63R64	906,07	903,63	31,16	904,87	902,43	0,0780	0,937	558	600	1,105	3,825	0,97	0,71	1,11	4,246	426	1,015
R64R65	903,63	902,11	22,46	902,43	900,91	0,0679	0,937	574	600	1,008	3,621	0,97	0,76	1,13	4,074	456	0,974
R65R109	902,11	900,97	20,72	900,91	899,77	0,0551	0,937	595	600	0,94	3,374	0,97	0,81	1,14	3,835	486	0,917
R66R67	895,83	896,11	25,68	894,63	894,46	0,0065	0,937	879	1000	1,365	1,541	0,97	0,61	1,07	1,649	610	0,398
R67R68	896,11	895,29	26,48	894,91	894,09	0,0312	0,937	660	800	1,6	2,735	0,97	0,56	1,03	2,817	448	0,693
R68R12	895,29	892,64	31,46	894,09	890,84	0,1031	0,937	530	600	1,278	4,229	0,97	0,63	1,08	4,567	378	1,100
R103R104	907,43	902,56	25,79	906,23	901,56	0,1812	0,937	479	500	1,102	5,196	0,97	0,71	1,11	5,768	355	1,379
R104R105	902,56	897,67	21,78	901,36	896,47	0,2244	0,937	460	500	1,284	5,613	0,97	0,63	1,08	6,062	315	1,459
R105R83	897,67	894,43	25,84	896,47	893,23	0,1254	0,937	512	600	1,343	4,545	0,97	0,61	1,07	4,863	366	1,175
R83R69	894,43	891,44	23,43	893,23	890,24	0,1277	0,937	510	600	1,233	4,753	0,97	0,65	1,09	5,181	390	1,242
R69R70	891,44	889,02	21,5	890,24	887,82	0,1126	0,937	522	600	1,245	4,36	0,97	0,65	1,09	4,752	390	1,138
R70R71	889,02	886,27	27,05	887,82	885,07	0,1014	0,937	532	600	1,287	4,2	0,97	0,63	1,08	4,536	378	1,092
R71R72	886,27	883,81	27,12	885,07	882,61	0,0906	0,937	543	600	1,205	4,039	0,97	0,67	1,10	4,443	402	1,059
R72R16	883,81	883,4	18,24	882,61	882,2	0,0226	0,937	699	800	1,305	2,438	0,97	0,63	1,08	2,633	504	0,633
R83R84	894,42	892,11	31,12	893,22	890,91	0,0741	0,937	563	600	1,9	3,753	0,97	0,49	0,99	3,715	294	0,935
R84R85	892,11	889,04	34,02	890,91	887,84	0,0902	0,937	543	600	1,205	4,03	0,97	0,67	1,10	4,433	402	1,056
R8586	889,04	886,05	34,81	887,84	884,85	0,0859	0,937	548	600	1,197	3,96	0,97	0,67	1,10	4,356	402	1,039
R86R87	886,05	884,19	26,87	884,85	882,99	0,0693	0,937	570	600	1,009	3,661	0,97	0,76	1,13	4,119	456	0,984
R107R106	884,19	882,97	25,41	882,99	881,77	0,0477	0,937	610	800	1,895	3,198	0,97	0,49	0,99	3,166	392	0,797

TABLEAU V.9 : Dimensionnement des collecteurs secondaires du sous bassin N°3

tronçon	Cam(m)	Cav(m)	L(m)	Cram(m)	Crav(m)	I (m/m)	Qm3/s)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Qps(m3/s)	Vps(m/s)	Rq	Rh	Rv	Vm/s)	H(m)	Vmin
R156R39	900,05	896,35	33.92	898,85	895,15	0,1091	1,121	560	600	1,248	4,536	0,90	0,74	1,12	5,080	444	1,191
R157R158	910,36	907,2	32.38	909,16	906	0,0977	1,121	572	600	1,231	4,361	0,91	0,75	1,12	4,884	450	1,147
R158R159	907,2	904,24	22.74	906	903,04	0,1303	1,121	543	600	1,368	4,842	0,82	0,69	1,11	5,350	414	1,256
R159R160	904,24	901,35	29.96	903,04	900,15	0,0963	1,121	573	600	1,228	4,336	0,91	0,75	1,12	4,856	450	1,141
R160R161	901,35	899,51	20.94	900,15	898,31	0,0879	1,121	583	600	1,2	4,196	0,93	0,76	1,13	4,721	456	1,108
R161R162	899,51	895,75	39.15	898,31	894,55	0,0960	1,121	573	600	1,228	4,329	0,91	0,75	1,12	4,848	450	1,139
R162R163	895,75	893,4	23.56	894,55	892,2	0,1000	1,121	569	600	1,241	4,395	0,90	0,74	1,12	4,922	444	1,155
R163R140	893,4	889,97	30.43	892,2	888,77	0,1125	1,121	558	600	1,253	4,583	0,89	0,74	1,12	5,133	444	1,203
R164R165	886,95	885,96	24.81	885,75	884,76	0,0397	1,121	673	800	1,798	3,14	0,62	0,57	1,04	3,266	456	0,790
R165R166	885,96	885,22	38.87	884,76	884,02	0,0192	1,121	796	800	1,219	2,414	0,92	0,75	1,12	2,709	600	0,636
R166R167	885,22	883,27	25.75	884,02	882,07	0,0757	1,121	600	800	2,396	3,981	0,47	0,47	0,97	3,862	376	0,977
R67R43	883,27	879,85	30.66	882,07	878,65	0,1116	1,121	559	600	1,04	4,569	1,08	0,61	1,07	4,889	366	1,232
R114R115	893,41	891,75	25.51	892,21	890,55	0,0651	1,121	615	800	2,225	3,759	0,50	0,50	1,00	3,759	400	0,928
R115R116	891,75	888,24	39.54	890,55	887,04	0,0888	1,121	583	600	1,2	4,198	0,93	0,76	1,13	4,723	456	1,108
R116R117	888,24	884,46	30.2	887,04	883,26	0,1251	1,121	547	600	1,348	4,77	0,83	0,70	1,11	5,295	420	1,240
R117R118	884,46	881,27	29.4	883,26	880,07	0,1087	1,121	561	600	1,248	4,532	0,90	0,74	1,12	5,076	444	1,190
R118R119	881,27	878,84	31.09	880,07	877,64	0,0780	1,121	596	600	1,175	4,016	0,95	0,77	1,13	4,538	462	1,063
R119R120	878,84	877,09	31.76	877,64	875,89	0,0552	1,121	635	800	2,105	3,539	0,53	0,52	1,01	3,574	416	0,878
R139R140	881,06	880	34.59	879,86	878,8	0,0308	1,121	705	800	1,6	2,864	0,70	0,61	1,07	3,064	488	0,730
R140R141	880	878,75	37.14	878,8	877,55	0,0335	1,121	696	800	1,63	2,936	0,69	0,61	1,07	3,142	488	0,746
R141R120	878,75	877,09	31.59	877,55	875,89	0,0526	1,121	641	800	2	3,465	0,56	0,54	1,02	3,534	432	0,863

TABLEAU V.9 : Dimensionnement des collecteurs secondaires du sous bassin N°4

tronçon	Cam(m)	Cav(m)	L(m)	Cram(m)	Crav(m)	I (m/m)	Qm3/s)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Qps(m3/s)	Vps(m/s)	Rq	Rh	Rv	Vm/s)	H(m)	Vmin
R183R184	891,01	889,5	32	889,81	888,3	0,0473	0,536	498	500	0,545	2,738	0,98	0,79	1,13	3,105	395	0,739
R184R185	889,5	888,3	32	888,3	887,1	0,0376	0,536	519	600	0,791	2,522	0,98	0,60	1,06	2,673	360	0,648
R185R186	888,3	886,61	28	887,1	885,41	0,0603	0,536	476	500	0,598	3,002	0,98	0,74	1,12	3,362	370	0,799
R186R187	886,61	885,12	29	885,41	883,92	0,0513	0,536	492	500	0,55	2,814	0,98	0,78	1,13	3,180	390	0,759
R187R188	885,12	883,25	39	883,92	882,05	0,0480	0,536	497	500	0,578	2,759	0,98	0,76	1,13	3,104	380	0,738
R188R189	883,25	881,74	30	882,05	880,54	0,0502	0,536	493	500	0,5	2,802	0,98	0,67	1,10	3,082	335	0,767
R189R190	881,74	880,76	24	880,54	879,56	0,0412	0,536	511	600	0,8	2,608	0,98	0,60	1,06	2,764	360	0,669
R190R191	880,76	879,68	22,5	879,56	878,48	0,0479	0,536	497	600	0,9	2,757	0,98	0,56	1,03	2,840	336	0,698
R191R192	879,68	879,12	25	878,48	877,92	0,0223	0,536	573	600	0,615	2,072	0,98	0,72	1,12	2,310	432	0,550
R194R195	877,33	876,56	21,5	876,13	875,36	0,0361	0,536	524	600	0,79	2,479	0,98	0,61	1,07	2,653	366	0,637
R195R196	876,56	875,42	29	875,36	874,22	0,0391	0,536	516	600	0,795	2,557	0,98	0,60	1,06	2,710	360	0,656
R196R197	875,42	874,88	30	874,22	873,68	0,0181	0,536	593	600	0,968	1,934	0,98	0,53	1,01	1,953	318	0,486
R197R198	874,88	873,89	14	873,68	872,69	0,0709	0,536	464	600	0,655	3,155	0,98	0,69	1,11	3,486	414	0,830
R198R199	873,89	873,61	38	872,69	872,41	0,0072	0,536	702	800	0,73	1,389	0,98	0,63	1,08	1,500	504	0,360
R199R200	873,61	873,05	63	872,41	871,85	0,0090	0,536	674	800	0,557	1,497	0,98	0,78	1,13	1,692	624	0,403
R201R202	871,45	870,31	31,5	870,25	869,11	0,0361	0,536	523	600	0,764	2,486	0,98	0,61	1,07	2,660	366	0,641
R202R203	870,31	868,98	34,5	869,11	867,78	0,0388	0,536	517	600	0,78	2,547	0,98	0,61	1,07	2,725	366	0,655
R203R204	868,98	868,74	38	867,78	867,54	0,0063	0,536	720	800	0,611	1,316	0,98	0,73	1,12	1,469	584	0,349
R204R205	868,74	867,63	50,5	867,54	866,43	0,0218	0,536	574	600	0,585	2,065	0,98	0,75	1,12	2,317	450	0,552
R205R206	867,63	867,4	62,5	866,43	866,2	0,0037	0,536	793	800	0,566	1,084	0,98	0,77	1,13	1,225	616	0,291
R207R208	877,96	871,32	28,5	876,76	870,12	0,2331	0,536	372	400	0,615	4,898	0,98	0,72	1,12	5,461	288	1,299
R208R209	871,32	869,59	26,5	870,12	868,39	0,0650	0,536	469	500	0,612	3,086	0,98	0,73	1,12	3,444	365	0,819
R209R205	869,59	867,64	60,5	868,39	866,44	0,0323	0,536	535	600	0,715	2,734	0,98	0,67	1,10	3,007	402	0,711
R210R211	878,26	876,09	32	877,06	874,89	0,0678	0,536	464	500	0,628	3,155	0,98	0,71	1,11	3,502	355	0,834
R211R212	876,09	874,78	31	874,89	873,58	0,0424	0,536	508	600	0,81	2,631	0,98	0,59	1,05	2,763	354	0,674
R212R213	874,78	874,03	34,5	873,58	872,83	0,0217	0,536	574	600	0,495	2,065	0,98	0,62	1,07	2,210	372	0,567
R213R214	874,03	868,94	36,5	872,83	867,74	0,1396	0,536	409	500	0,797	4,059	0,98	0,60	1,06	4,303	300	1,041
R214R205	868,94	867,63	49,5	867,74	866,43	0,0263	0,536	555	600	0,65	2,212	0,98	0,69	1,11	2,444	414	0,582

TABLEAU V.10 : Dimensionnement des collecteurs secondaires du sous bassin N°5

Tronçon	Cam(m)	Cav(m)	L(m)	Cram(m)	Crav(m)	I (m/m)	Q	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Qps (m3/s)	Vps(m/s)	Rq	Rh	Rv	Vm/s)	H(m)	Vmin
R108R109	881,31	878,55	29,5	880,11	877,35	0,094	1,044	561	600	1,204	4,216	0,87	0,72	1,12	4,701	432	1,117
R109R92	878,55	876,85	24,5	877,35	875,65	0,069	1,044	593	600	1,1	3,765	0,95	0,77	1,13	4,254	462	1,011
R192R193	880,12	878,95	26	878,92	877,75	0,045	1,044	641	800	1,835	1,64	0,57	0,54	1,02	1,673	432	0,413
R193R111	878,95	875,03	39,5	877,75	873,83	0,099	1,044	453	500	1,25	4,298	0,84	0,70	1,11	4,771	350	1,133
R110R111	876,57	875,03	34	875,37	873,83	0,045	1,044	762	800	1,835	3,224	0,57	0,54	1,02	3,288	432	0,812
R111R97	875,03	873,79	23,5	873,83	872,59	0,053	1,044	623	800	2	3,425	0,52	0,51	1,00	3,425	408	0,856

TABLEAU V.11 : Dimensionnement des collecteurs secondaires du sous bassin N°6

Tronçon	Cam(m)	Cav(m)	L(m)	Cram(m)	Crav(m)	I (m/m)	Q	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Qps (m3/s)	Vps(m/s)	Rq	Rh	Rv	Vm/s)	H(m)	Vmin
R73R74	884,75	882,38	61	883,55	881,18	0,0388	0,572	527	600	0,794	2,592	0,72	0,63	1,08	2,799	378	0,772
R74R17	882,38	878,84	55,5	881,18	877,64	0,0639	0,572	485	600	0,611	3,094	0,94	0,76	1,13	3,490	456	0,983
R75R76	878,94	876,82	57,5	877,74	875,62	0,0370	0,572	534	600	0,798	2,549	0,72	0,63	1,08	2,753	378	0,758
R76R18	876,82	876,01	51,5	875,62	874,81	0,0157	0,572	629	800	1,125	1,835	0,51	0,50	1,00	1,835	400	0,509
R77R78	875,85	874,25	45	874,65	873,05	0,0355	0,572	593	600	0,75	1,496	0,76	0,65	1,09	1,631	390	0,451
R78R20	874,25	873,58	63,5	873,05	872,38	0,0106	0,572	672	800	0,9	1,613	0,64	0,58	1,05	1,694	464	0,467
R79R80	874,52	871,68	58,5	873,32	870,48	0,0486	0,572	509	600	0,885	2,8	0,65	0,59	1,05	2,940	354	0,814
R80R26	871,68	870,76	58	870,48	869,56	0,0159	0,572	629	800	1,127	1,835	0,51	0,50	1,00	1,835	400	0,509

TABLEAU V.12 : Dimensionnement des collecteurs secondaires du sous bassin N°7

Tronçon	Cam(m)	Cav(m)	L(m)	Cram(m)	Crav(m)	I (m/m)	Q	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Qps (m3/s)	Vps(m/s)	Rq	Rh	Rv	Vm/s)	H(m)	Vmin
R142R143	876,89	876,1	34	875,69	874,9	0,023	0,918	690	800	1,285	2,451	0,71	0,62	1,07	2,623	496	0,642
R143R144	876,1	875,56	43	874,9	874,36	0,012	0,918	775	800	0,985	1,943	0,93	0,76	1,13	2,186	608	0,530
R144'R122	875,56	875,16	38,5	874,36	873,96	0,010	0,918	805	800	1,655	1,803	0,55	0,54	1,02	1,839	432	0,458
R144'R145	873,09	872,31	35	871,89	871,11	0,022	0,918	697	800	1,28	2,4	0,72	0,63	1,08	2,592	504	0,629
R145R146	872,31	871,96	45	871,11	870,76	0,008	0,918	842	1000	1,46	1,647	0,63	0,58	1,04	1,713	580	0,425
R146R125	871,96	871,12	35,5	870,76	869,92	0,024	0,918	692	800	1,285	2,441	0,71	0,62	1,07	2,612	496	0,640
R147R148	870,21	869,05	34	869,01	867,85	0,034	0,918	643	800	1,623	2,811	0,57	0,54	1,02	2,867	432	0,716
R148R149	869,05	868,3	37	867,85	867,1	0,020	0,918	709	800	1,198	2,324	0,77	0,66	1,10	2,556	528	0,615
R149R129	868,3	868,23	44	867,1	867,03	0,002	0,918	1123	1200	1,121	0,926	0,82	0,69	1,11	1,023	828	0,247
R150R151	868,99	867,36	31,5	867,79	866,16	0,052	0,918	598	600	2	3,258	0,46	0,47	0,97	3,160	282	0,813
R151R152	867,36	865,27	43,5	866,16	864,07	0,048	0,918	605	800	1,198	3,196	0,77	0,66	1,10	3,516	528	0,846
R152R134	865,27	863,79	40	864,07	862,59	0,037	0,918	637	800	1,58	2,87	0,58	0,67	1,10	3,157	536	0,733

Avec :

- Cam : côte de terrain naturel amont (m) ;
Cav : côte de terrain naturel aval (m) ;
Cram. : Côte projet amont (m) du terrain ;
Crav. : Côte projet aval (m) du terrain ;
L : longueur de conduite entre deux regards (m) ;
I: pente (m/m);
Q: débit total (m³/s) ;
Q_{ps}: débit à pleine section (m³/s) ;
V_{ps} : vitesse à pleine section (m/s) ;
D_{cal}: diamètre calculé (mm) ;
D_{nor}: diamètre normalisé (mm) ;
R_q : rapport des débits ;
R_h : rapport des hauteurs ;
R_v : rapport des vitesses ;
H : hauteur de remplissage (mm) ;
V : vitesse de l'écoulement (m/s) ;

La remarque la plus importante qu'on peut tirer après le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales c'est :

Les diamètres des collecteurs principaux, varient de 400mm jusqu'à 1200mm

Ainsi, le débit à évacuer est plus important, ce qui nous oblige à projeter des déversoirs d'orages et un bassin de décantation et des regards au niveau des raccordements.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales, nous avons suivi une méthode de calcul déjà expliquée au préalable

Nous remarquerons sans doute que notre dimensionnement a pris en considération :

- La vitesse d'autocurage ;
- La distance entre la génératrice supérieure de la conduite et la cote de terrain naturel qui est supérieure à 1m.

Chapitre: VI

Les éléments

Constitutifs

Du réseau d'égout Et

ouvrages annexes

LES ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU DEGOUT ET OUVRAGES ANNEXES

Introduction :

Dans une large mesure, les services à attendre d'un réseau d'assainissement en exploitation dépendent des dispositions adoptées pour les ouvrages annexes disposés en propriété privée et pour les ouvrages annexes publics. Trop souvent, l'entretien, s'il n'a pas été prévu au moment de la conception des ouvrages, risque en effet d'être négligé.

Les réseaux d'évacuation sont constitués par des canalisations enterrées en matériaux imputrescibles et résistants. L'ensemble doit être étanche pour ne pas polluer l'environnement.

Sur leur tracé les réseaux comportent :

- Un collecteur principal
- Les raccordements au collecteur principal
- Les entrées d'eaux (avaloirs, regards à grilles) recueillant les eaux de surface.
- Des regards pour la visite et le curage, qui sont situés aux intersections, aux coudes et à intervalles réguliers sur les portions droites du réseau
- Des accessoires (séparateurs d'hydrocarbure, bacs à graisses, séparateurs d'orage, éléments de décantation) d'interception de tout ce qui pourrait obstruer ou endommager les canalisations, et de tout ce qui présente un danger en aval.
- Des siphons de chasse pour les canalisations à pente trop faibles.
- Des stations de relevage.

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

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

VI.1 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.

Pour palier au problème d'auto curage, le profil circulaire est remplacé par la forme ovoïde, quand cela est possible.

Les diamètres des conduites circulaires équivalents aux conduites ovoïdes de hauteur H sont donnés dans le tableau VI.1 :

Tableau VI.1 : diamètres des conduites circulaires équivalents aux hauteurs des conduites ovoïdes.

H (cm)	D (mm)
100	800
130	1000
150	1200
180	1400
200	1500

VI.1.1 Canalisations :

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine. Elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dites diamètres nominaux exprimés en millimètre, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre et, des ouvrages visitables.

VI.1.2 Matériau des canalisations :

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

VI.1.2.1 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.

VI.1.2.2 Conduites en béton non armé :

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

VI.1.3 Conduites en béton armé :

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation).

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.

VI.1.2.4 Conduites en grès artificiels :

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à partie égale d'argile et de sable argileux cuit 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.

VI.1.2.5 Conduite en amiante ciment :

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante - ciment se composent d'un mélange de ciment Portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau.

Ce genre se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m Les joints sont exclusivement du type préformé.

VI.1.2.6 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.

VI.1.3 Choix du type de canalisation :

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

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

Pour notre projet, nous avons utilisé les conduites en PVC pour les petits diamètres ($\Phi < 1000\text{mm}$) et cela pour les réseaux secondaires dans la ville, et des conduites en béton armé de profil circulaire lorsque le diamètre est supérieur à $\Phi 1000$ et cela pour le réseau principale et l'émissaire.

Ce choix n'est pas arbitraire mais vu les avantages qu'elles présentent :

VI.1.3.1 Pour les conduites en béton arme :

- Etanchéité primordiale.
- Résistance aux attaques chimiques.
- Bonne résistance mécanique.
- Leur bonne stabilité dans les tranchées.
- Pose et assemblage facile.
- La disponibilité sur le marché national.

VI.1.3.2 Pour les conduites en PVC :**a. Propriétés mécaniques et physiques :**

- Résistance à l'abrasion.
- Résistance aux charges extérieures.
- Résistance et réaction au feu.
- Tenue à la pression.
- Étanchéité.

b. Propriétés chimiques :

- Résistance à la corrosion et aux divers agents atmosphériques,
- Inertie chimique vis-à-vis du fluide transporté,
- Résistance à l'H₂S (hydrogène sulfuré) et aux traitements chlorés. .

c. Qualités économiques :

- Pérennité : durée de vie supérieure à 50 ans,
- Compétitivité : facilité de mise en œuvre, simplicité d'entretien. .

Tableau VI.2 : les différentes conduites en PVC et caractéristiques

Référence	Désignation	Diamètre Extérieur en mm	Epaisseur En (mm)	Jonction	Pression Service
10 004 1101	Tube PVC	110	3,2	A Joint	6 Bars
10 004 1251	Tube PVC	125	3,7	A Joint	6 Bars
10 004 1601	Tube PVC	160	4,0	A Joint	6 Bars
10 004 2001	Tube PVC	200	4,9	A Joint	6 Bars
10 004 2501	Tube PVC	250	6,2	A Joint	6 Bars
10 004 3151	Tube PVC	315	7,7	A Joint	6 Bars
10 004 4001	Tube PVC	400	9,8	A Joint	6 Bars
10 004 5001	Tube PVC	500	12,3	A Joint	6 Bars
10 004 6301	Tube PVC	630	15,4	A Joint	6 Bars

Source d'information : (GROUPE CHIALI)

VI.1.4 Assemblage en PVC :**VI.1.4.1 Assemblage par collage à froid :**

Les conditions à respecter pour obtenir un collage satisfaisant sont :

- Dépouler les parties à assembler à l'aide de papier de verre.
- Vérifier la présence de chanfrein à l'extrémité du bout mâle et reporter sur celle-ci, à l'aide d'un crayon gras la longueur de l'emboîture.
- Bien nettoyer les parties à assembler avec le décapant fourni par le fabricant.
- Appliquer l'adhésif sans excès à l'aide d'un pinceau à l'entrée de l'emboîture, puis sur le bout mâle.
- Emboîter immédiatement les 2 éléments à fond (jusqu'à repère préalablement tracés) en poussant longitudinalement sans mouvement de torsion.
- Oter avec un chiffon propre l'adhésif superflu à l'extérieur du joint.
- Reboucher les pots de colle et de décapant après chaque usage et vérifier qu'aucun pot n'a été oublié ou renversé dans le fond de la fouille (dans ce cas enlever la terre souillée).

VI.1.4.2 Assemblage a joint :

- Nettoyer soigneusement l'intérieur de la tête d'accouplement, ainsi que le bout mâle à introduire.
- Introduire le joint dans son logement.
- Tracer un repère sur le bout mâle coupe d'équerre et chanfreiné.
- Lubrifier le bout mâle et la bague montée dans sa gorge (vaseline ou eau savonneuse).
- Introduire le bout mâle dans l'emboîture en évitant tout risque de salissure.
- Après avoir aligné les tubes dans le plan horizontal et vertical, convient d'enfoncer le bout mâle dans l'emboîture jusqu'au repère du bout mâle.

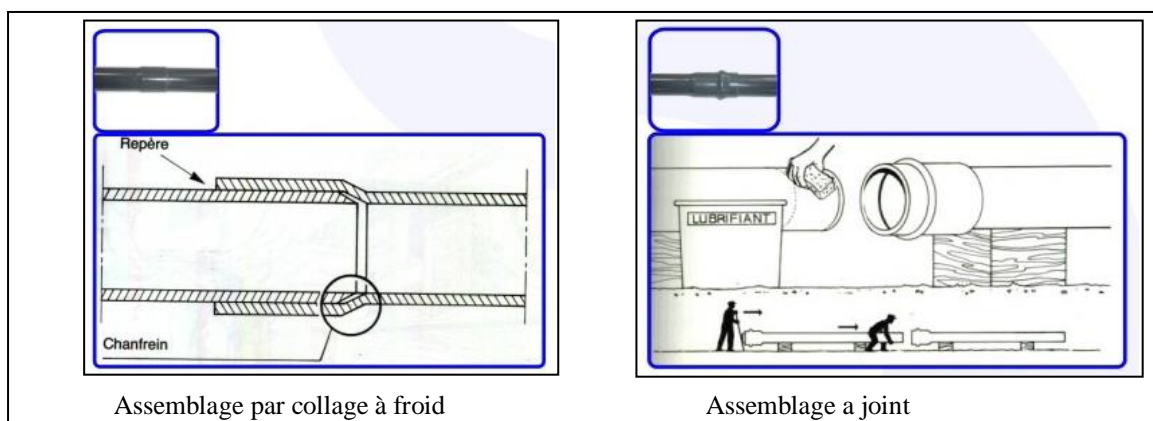


Figure VI.1 : Type d'assemblage en PVC

VI.1.5 Les joints des conduites en béton :

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

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

VI.1.5.1 Joint type Rocla :

C'est des joints à emboîtement où 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 longueur ; Le jeu de 1cm 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.

VI.1.5.2 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.

VI.1.5.3 Joint torique :

Il est remplacé dans la plupart des cas par le Rocla. 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.

VI.1.5.4 Joint à collet :

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

VI.1.5.5 Joint plastique :

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

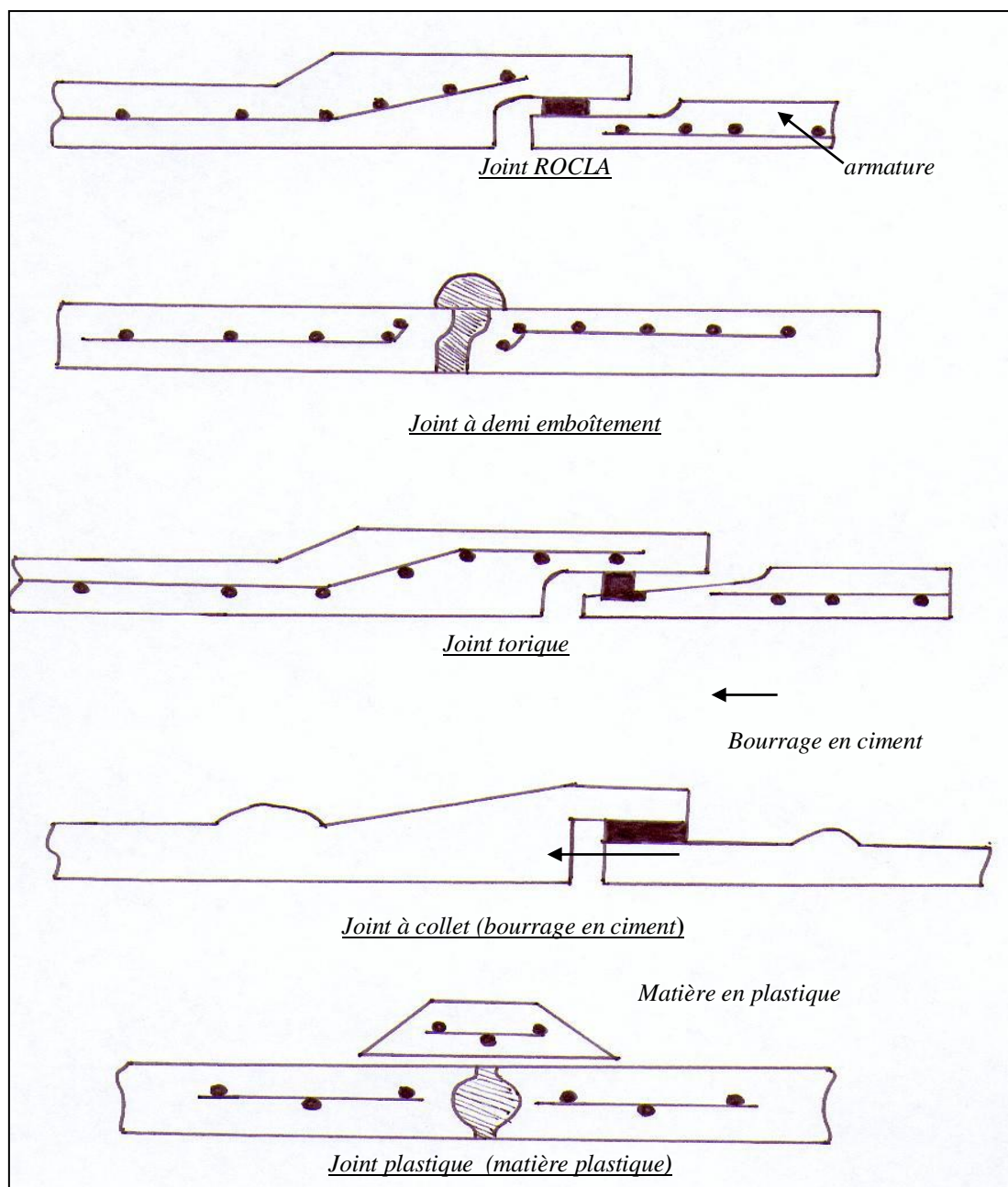


Figure VI.2 : Différents type de joints

VI.1.6 Différentes actions supportées par la conduite :

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures. Pour cela, ces canalisations doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont : Les actions mécaniques ; les actions statiques et les actions chimiques.

VI.1.6.1 Actions mécaniques :

Ce type d'action résulte de l'agressivité des particules de sable et de gravier qui forment le remblai et le radier des canalisations. Cette agressivité provoque la détérioration des parois intérieures par le phénomène d'érosion dû essentiellement à de grandes vitesses imposées généralement par le relief.

VI.1.6.2 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 VI.3: 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

VI.1.6.3 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. Une baisse de pH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique (H_2S) corrosif et néfaste aux conduites.

VI.1.7 Protection des conduites :

Le béton utilisé pour la fabrication des tuyaux et ouvrages d'assainissement subit des formes d'agression ; sous l'aspect de corrosion chimique qui entraîne la destruction des canalisations ; sous l'aspect d'abrasion qui est une action physique non négligée du fait de faible résistance du matériau et compte tenu de la vitesse limite maximale des écoulements dans le réseau.

Pour cela les moyens de lutte peuvent se résumer comme suit :

- ✓ Les temps de rétention des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- ✓ L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ceux-ci favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H₂S).
- ✓ Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H₂S.
- ✓ Revêtement intérieur des conduites par du ciment limoneux ou du ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton).
- ✓ Empêcher l'entrée des sables par l'implantation des bouches d'égout.

VI.1.8 Essais des tuyaux préfabriqués :

Avant d'entamer la pose des canalisations ; il est obligatoire de faire quelques essais notamment l'essai à l'écrasement, à l'étanchéité et à la corrosion.

Ces essais sont exécutés sur des tuyaux prélevés au hasard à raison de cinq éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai à l'écrasement et de dix éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai d'étanchéité.

VI.1.8.1 Essai à l'écrasement :

Les ouvrages doivent résister aux charges permanentes des remblais d'une part, aux surcharges dans les zones accessibles aux véhicules routiers d'autre part. Ce qui nous oblige de faire l'essai de 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 tuyau. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement. à une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute. Cet essai permet de déterminer la charge de rupture.

VI.1.8.2 Essai d'étanchéité :

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

- a. 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.
- b. sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.
 - ✚ L'essai à l'eau effectué pendant 30mn pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.
 - ✚ L'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.
 - ✚ L'essai à l'air: Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0,5 bar durant 3 minutes, Pour les conduites circulaires.

VI.1.8.3 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.

VI.2 Ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout .Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée : fonction de recette des effluents, de fenêtres ouvertes sur le réseau pour en faciliter l'entretien, du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts.

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux ;
- Les ouvrages spéciaux ;

VI.2.1 Ouvrages normaux :

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

VI.2.1.1 Branchements :

Les branchements doivent assurer les meilleures conditions d'hygiène pour l'habitation tout en sauvegardant le bon fonctionnement du réseau de collecte.

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

Un branchement particulier comporte :

- le raccordement à l'immeuble avec éventuellement, si la longueur et la pente du branchement le justifient, un ouvrage dit « regard de façade » situé sous le domaine public.
- une canalisation;
- le raccordement à l'égout public.

Le raccordement du branchement à l'égout public se fera :

- soit directement (sur un égout visitable ou sur un regard);
- soit par l'intermédiaire d'une « culotte de raccordement » (dite aussi « tulipe ») adaptée à la nature de la canalisation lorsque les diamètres respectifs de la canalisation et du branchement le permettent;
- soit par l'intermédiaire d'une boîte de branchement.

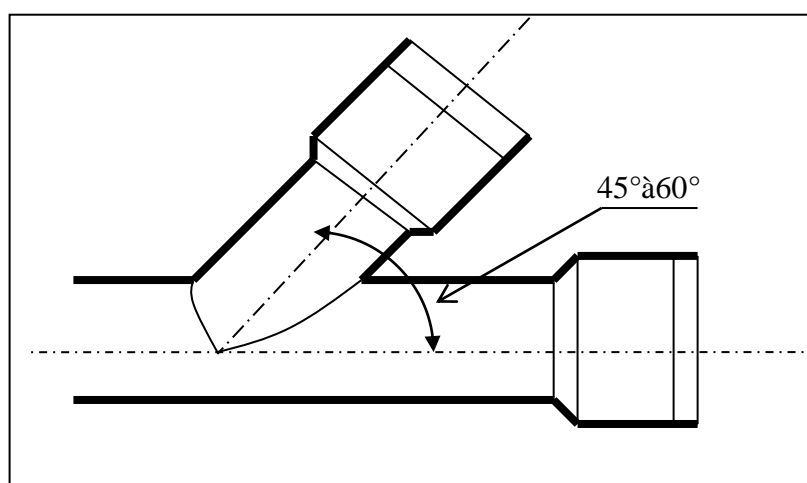


Figure VI.3 : Type de branchements

VI.2.1.2 Fossés :

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

VI.2.1.3 Caniveaux :

Ce sont des ouvrages annexes de voirie destinés à la collecte des eaux pluviales provenant de la chaussée et éventuellement du trottoir s'il y en a un.

Dans le cas de trottoir, ils sont constitués par une surface pavée ou une dalle préfabriquée et une bordure.

VI.2.1.4 Bouches d'égout :

Ce sont des ouvrages destinés à collecter en surface les eaux de ruissellement. Ils permettent par l'intermédiaire d'une canalisation d'acheminer ces eaux jusqu'à l'égout.

Elles peuvent être classées d'après deux critères principaux :

➤ La façon dont on recueille les eaux :

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

➤ La façon dont les déchets sont retenus :

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

a. Bouches d'égout à accès latéral (ou avaloirs).

Ce sont des ouvrages à ouverture latérale largement dimensionnée. Ils sont préférables aux grilles de caniveaux assez fragiles, souvent glissantes, que l'apport des feuilles et déchets divers risque d'obstruer au début du ruissellement et de les rendre par suite inefficaces.

b. Bouches d'égout à accès sur le dessus (bouches à grilles).

Ces ouvrages collectent les eaux de ruissellement au niveau du sol, en général en dehors de celles rassemblées dans les caniveaux de trottoirs.

Elles pourront dans les mêmes conditions que les bouches à avaloir être munies de puisards de décantation. Ceux-ci sont d'autant plus indispensables que le sol environnant est recouvert de sable ou de gravillons.

Il sera judicieux de placer ces bouches à grille en des points accessibles aux engins de curage et d'orienter les barreaux de grille perpendiculairement au sens de circulation.

VI.2.1.5 Regards :**a. Généralité :**

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

- Les regards simples : Destinés pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents ;
- Les regards latéraux : Utilisés en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important ;
- Les regards toboggan : En cas d'exhaussement de remous ;
- Les regards de chute : En cas de forte pente.

La distance entre deux regards est variable :

- 35 à 50m en terrain accidenté.
- 50 à 80m 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 de pente.
- A chaque changement de diamètre.

b. Type des regards :

On distingue différents types qui sont :

b.1 Regard de visite :

Ils sont de section circulaire et d'un diamètre intérieur minimal de 1 m. Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières.

b.2 Regard de ventilation :

La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydrogène gazeux ; la ventilation s'opère par :

- Les tampons des regards munis d'orifices appropriés ;
- Les tuyaux de chute qui doivent être prolongés jusqu'à l'air libre ;
- Les cheminées placées sur l'axe de la canalisation.

b.3 Regard de jonction :

Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections ; ils sont construits de telle manière à avoir :

- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard) ;
- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs ;
- Une absence de reflux d'eau par temps sec ;
- Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.

b.4 Regard de chute :

C'est l'ouvrage le plus répandu en assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour deux différents types de chutes :

➤ La chute verticale profonde :

Utilisée pour un diamètre faible et un débit important ; leur but est de réduire la vitesse.

➤ La chute toboggan :

Cette chute est utilisée pour des diamètres assez importants, elle assure la continuité d'écoulement et permet d'éviter le remous.

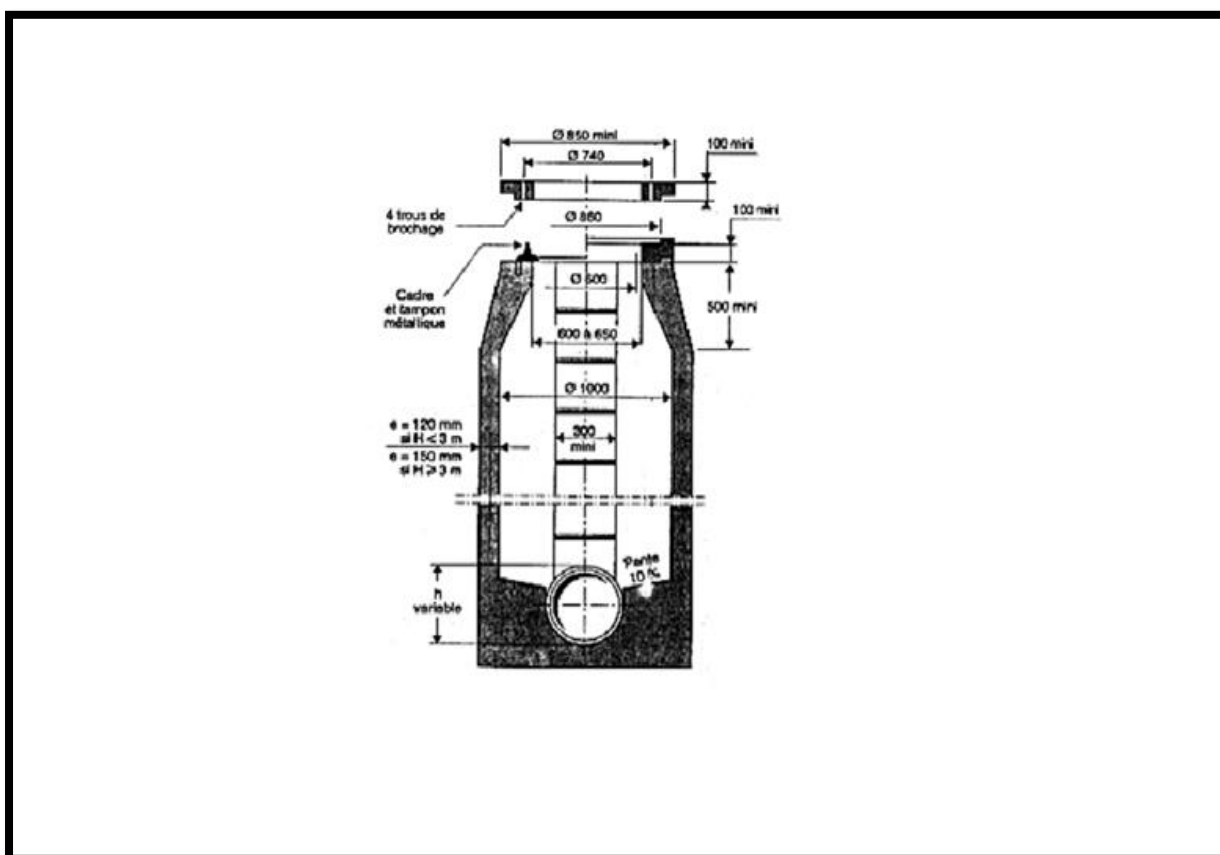


Figure VI.4: Regard de visite à section circulaire de 1 m de diamètre

c) Dimensionnement des regards de chute :

Le dimensionnement des regards de chute consiste à déterminer leur longueur « L »

De la façon suivante

Le mouvement d'une particule est représenté par l'équation :

$$x = Vt \quad (\text{VI.1})$$

$$y = \frac{1}{2} g t^2 \quad (\text{VI.2})$$

Ou : x : La longueur du regard (m).

Y : La différence de niveau entre les deux collecteurs (m) à partir de la cote du radier.

V : Vitesse maximal de la particule en amont juste avant la chute.

t : tempe de chute

Pour : Y=H, et : X=L, on obtient :

$$L = V \sqrt{\frac{2y}{g}} \quad (\text{m}) \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

H : hauteur de la chute,

L : longueur d e la chambre de regard de chute.

Exemple de calcul : regard de chute N°8, collecteur principal 2Données de base

Le cas le plus critique pour une vitesse max

$$R_v = 1,00$$

$$V_{ps} = 6,41 \text{ m/s} \leftrightarrow V_{max} = 6.04 \text{ m/s}$$

$$D = 800 \text{ mm}$$

$$H = D + 0,8 D = 1,44 \text{ m}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

➤ Calcul de la longueur de la chambre du regard :

$$X = L = V_{max} \sqrt{2H/g}$$

$$L = 6.04 \sqrt{2 \times 1,44 / 9,81}$$

$$L = 3.28 \text{ m}$$

Soit B la largeur de la chambre

$$B = 1,5 \times D = 1,5 \times 0,8 = 1,2 \text{ m}$$

Dimension du regard

Donc les dimensions du regard de chute **R8** : **(5×1,2×1,44)**.

Comme notre terrain présent des pentes très importantes, alors nous avons projeté ((21)) regards de chute, à travers le pole urbain, dont leurs hauteurs de chute sont:

TABLEAU VI .4 Dimensionnement des regards de chute

N° de sous bassin	Désignation du regard	Profondeur	vitesse maximale	Longueur de regard
		m	m/s	m
1	R173	1,44	6,04	3,27
	R174	1,44	5,44	2,95
2	R8	1,28	4,96	2,54
	R10	1,28	4,85	2,48
	R11	1,28	5,05	2,58
	R12	1,28	5,05	2,58
	R13	1,28	4,38	2,24
	R14	1,28	4,94	2,52
	R15	1,28	4,94	2,52
	R28	1,44	3,16	1,71
6	R97	1,8	0,98	0,59
	R98	1,44	1,62	0,88
	R99	1,44	1,83	0,99
	R100	1,44	1,83	0,99
	R101	1,44	1,92	1,04
7	R126	1,44	2,30	1,24
	R127	1,28	2,65	1,35
	R128	1,44	1,48	0,80
8	R51	1,28	2,87	1,47
	R54	1,28	3,09	1,58
	R57	1,44	1,43	0,77

Remarque :

On remarque que les dimensions de certains regards de chute sont importantes, ce qui rend le projet très onéreux. Donc la chute libre des eaux sera dirigée par une conduite, d'où une chute forcée.

VI.2.2 Ouvrages spéciaux :**VI.2.2.1 Déversoirs d'orage :**

Les déversoirs d'orage sont destinés à laisser passer, en direction du milieu récepteur le plus proche, une fraction importante du débit d'orage au-dessus d'un seuil prédéterminé correspondant en général au niveau supérieur de la tranche d'eau équivalente au débit des eaux usées (débit de pointe de temps sec) et de petite pluie.

Les déversoirs d'orage comporteront, en particulier, une chambre de partage dimensionnée hydrauliquement dont les seuils de déversement seront réglables pour permettre l'intervention sur le réseau, mais avec toutes les précautions voulues pour que les services d'exploitation ne les arasent pas trop bas par mesure de commodité.

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 variations des pentes.

b. Type des déversoirs :

On distingue plusieurs types de déversoir :

b.1 Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée :

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

b.2 Déversoir à seuil latéral et conduite aval libre :

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

b.3 Déversoir d'orage à ouverture du fond :

Dans ce type d'ouvrage ; le débit d'eau usée transite à travers une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation.

On a d'autres types de déversoirs comme :

- ❖ Les déversoirs à seuil frontal.
- ❖ Les déversoirs siphonides.
- ❖ Les déversoirs automatiques.

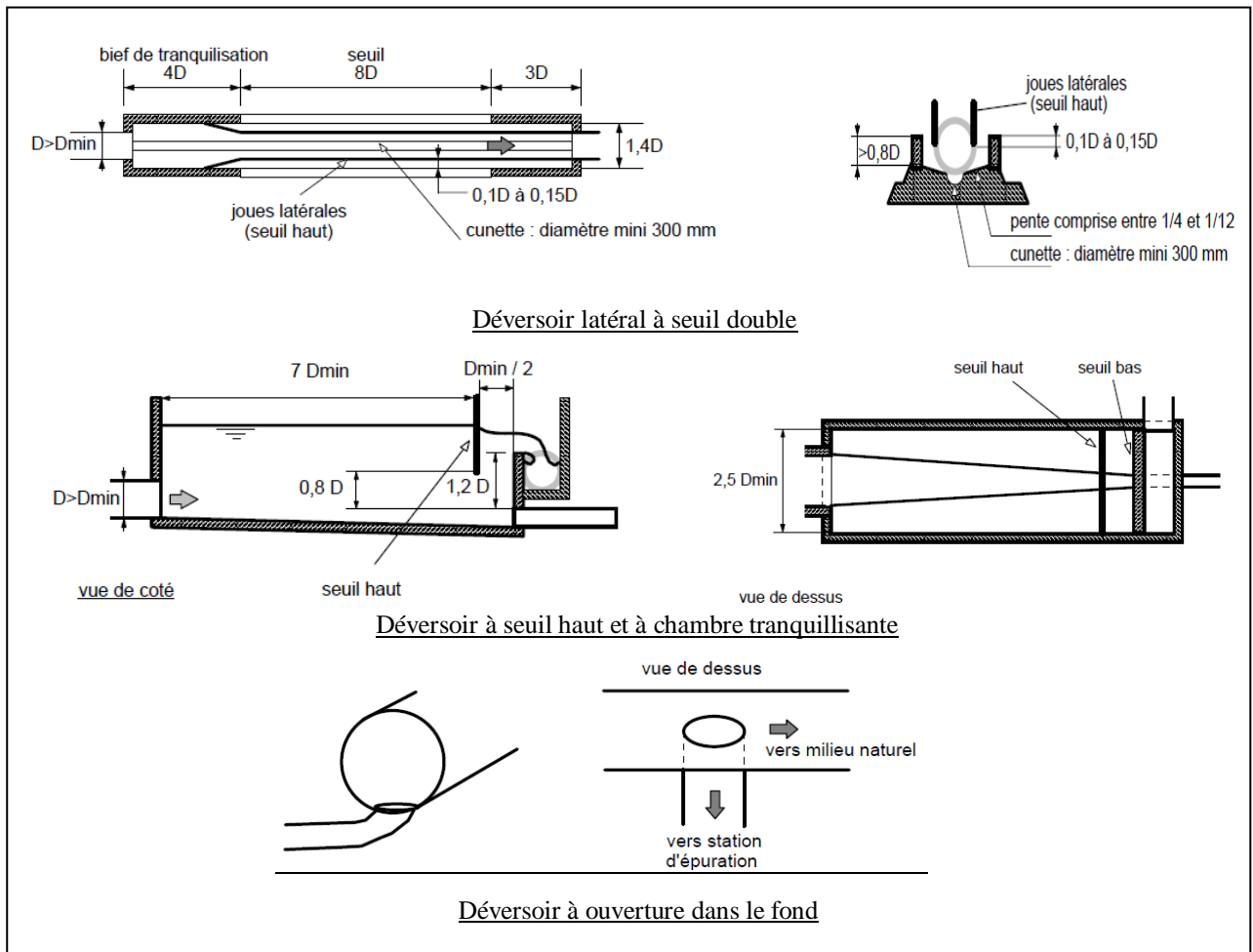


Figure VI.5 : Types de déversoirs

c) Dimensionnement de déversoir d'orage

Le dimensionnement d'un tel ouvrage commence par le choix du débit de référence et du débit amont maximal en fonction des objectifs de protection du milieu naturel, de la ville contre l'inondation ..., que doivent être assurés par les réseaux d'assainissement. Au débit de référence, on dimensionne la géométrie de l'ouvrage de telle sorte qu'il n'y ait

pas de déversement. Ce calcul se fait en fonction des pentes et des formes des sections des canalisations en amont, en aval et au niveau du déversoir. Dans le cas des déversoirs à seuil, On dimensionne la hauteur de crête. Si le déversoir dispose d'un entonnement, Celui-ci va influencer la hauteur de crête.

Mode de calcul :

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil latéral et conduite aval libre.

On doit adopter :

- Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits en temps sec (Q_{US}) et du débit pluvial (Q_P)

$$Q_T = Q_P + Q_{US} \quad (VI-1)$$

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

$$Q_{bd} = 3 \cdot Q_{US} \quad (VI-2)$$

- Le débit rejeté vers l'Oued:

$$Q_R = Q_T - Q_{ST} \quad (VI-3)$$

- On détermine la valeur de la lame déversée (Hr)

- On détermine la longueur du seuil, déversant (L).

Exemple de calcul

Déversoirs d'orage type latéral :

Ce déversoir d'orage se place au Sud-ouest de la ville sur le collecteur E, il est chargé de déverser les pointes de ruissellement vers l'oued de Sour Djouab ; et d'évacuer les eaux usées vers le bassin de décantation.

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1000 \text{ mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 1,088 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 1,80 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de pointe allant vers la station d'épuration:

$$Q_{ST} = 3 Q_{US} = 0,0456 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Calcul du coefficient de retardement

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

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \quad (\text{VI-1})$$

t_c = temps de concentration (mn) $t_c = 15$ mn

Donc $Z = 0,90$

➤ **Calcul du débit pluvial corrigé :**

$$Q_{pl.cor} = Z * Q_{pl} = 0,90 * 1.088 = 0,979 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Le débit total : } Q_t = Q_{pl.cor} = 0,979 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Débit rejeté vers la l'oued: $Q_R = 0,933 \text{ m}^3/\text{s}$
- pente égale à 0,0105m/m
- Hauteur d'eau à l'entrée : $H_e = 560\text{mm}$

➤ **Hauteur d'eau allant vers le Bassin de décantation :**

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

$$R_Q = \frac{Q_{bd}}{Q_{ps}} \quad \text{Et} \quad R_h = \frac{H_{bd}}{D_e}$$

D'après l'abaque (ANNEXEII):

$$R_Q = 0,025 \quad \text{et} \quad R_h = 0,040$$

$$H_{bd} = D_e \cdot R_h = 1000 \cdot 0,04 = 40\text{mm}$$

$$H_{bd} = 40 \text{ mm}$$

Pour éviter le problème de dépôts au niveau de seuil et pour le bon fonctionnement du déversoir, nous supposons que la hauteur du seuil est égale à :

$$H_{bd} = H_{ST} + 20\% \quad H_{bd} = 48 \text{ mm}$$

➤ **Hauteur de la lame déversant :**

$$H_d = (H_e - H_{bd}) / 2 = (560 - 48) / 2 = 256\text{mm}$$

H_e : hauteur de remplissage dans la conduite amont (mm).

H_{bd} : hauteur de remplissage dans la conduite aval (mm).

➤ **Détermination du seuil déversante :**

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_d = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} H_d^{3/2} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

μ : coefficient de débit de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ($\mu=0,6$)

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

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

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

Donc :

$$L = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_d}{0,60 (2.g)^{0,5} (H_d)^{1,5}} \quad (\text{VI.3})$$

$$L = \frac{3}{2} \cdot \frac{0,933}{0,6(2.9,81)^{0,5} (0,256)^{1,5}} = 2,45m$$

➤ **Dimensionnement de la conduite transitant le débit vers l'oued :**

$Q_R = 2846 \text{ l/s}$ et $I = 0,45\%$ d'après l'abaque : $D_R = 1500\text{mm}$

Dimensionnement du conduit transitant le débit vers l'oued :

$Q = 933\text{l/s}$ et $I = 1\%$ —————> d'après l'abaque : $D_R = 1000$

Tableau VI.5 : caractéristiques des déversoirs d'orage.

	De (mm)	Q_t m^3/s	Q_{ps} m^3/s	Q_{bd} m^3/s	H (mm)	H_d (mm)	L (m)
Déversoir d'orage	1000	0,979	1,8	0,046	40	256	2,45

VI.2.2.2 BASSINS DE RETENUE D'EAUX PLUVIALES

a) Principe. Intérêt et sujétions.

Le transit des eaux de ruissellement provenant de zones urbanisées équipées suivant le mode Séparatif (ou pseudo-séparatif) au moyen de collecteurs dimensionnés de façon suffisante pour pouvoir évacuer les pointes des débits d'orage, parfois sur de longues distances jusqu'aux exutoires utilisables, entraîne en général des dépenses élevées.

Dans bien des cas, une solution fonctionnelle meilleure consiste à écrêter ces pointes d'orages et à les stocker, soit à l'extérieur de la zone d'apport aussi près que possible de celle-ci, soit à l'intérieur même de cette zone, dans un ou plusieurs bassins ou dans des canaux à ciel ouvert, il sera ainsi possible de réduire très notablement les dimensions des collecteurs d'évacuation ou encore de réduire les frais d'aménagement de ruisseaux à faible capacité d'évacuation donc, en définitive, d'aboutir à une dépense moindre.

Les bassins de retenue peuvent, par ailleurs, présenter un intérêt certain en matière d'environnement (pêche, canotage, etc.)

Ils peuvent aussi jouer un rôle pratique (réserves d'incendie et d'arrosage). Enfin, les retenues, qu'elles soient à « sec » ou « en eau » servent à améliorer la qualité des cours d'eau

Les bassins de retenue doivent être conçus en tenant compte de :

- L'adaptation au tissu urbain dans lequel se situe le bassin.
- L'objectif de qualité pour L'utilisation prévue.
- L'objectif de qualité pour le milieu récepteur aval.

b) Les hypothèses explicatives du dimensionnement d'un bassin de retenue d'eau pluviale :

- Pourcentage des zones imperméabilisées plus important que celui des zones perméabilisées
- Intensité pluviométrique important
- Pas de décharge à l'amont de l'emplacement du bassin de retenue.
- Temps de concentration égal au temps de chute de pluie.
- Débit sortant (ou de fuite) sensiblement constant
- Période de retour lointaine
- Suspect de zone de dépôts dans les collecteurs.

c) Méthode pratique de calcul :

- **Dimensionnement du bassin par la méthode des volumes :**

La détermination du volume de bassin de retenue se fait comme suit :

➤ **Le calcul de la surface active**

En pratique la détermination de la confection «Ca» mesurant le rendement globale des précipitations n'est pas facile

Ce coefficient et déferlante du coefficient de ruissellement et comprise entre 0,05 et 0,6

Pour notre cas on pondra l'état de pluies critiques ou $Ca=0,6$.

En pondra dans la suite la surface d'influence de sous bassin N°1 et 4, et égale **S : 18,28**

D'où : $S_a=10,95$

➤ **Le choix de débit de fuit Q (m³/s)**

Le débit de fuit englobe le débit a la sortie de bassin de retenue et les pertes par infiltration.

Dons notre calcul, on considérera que les pertes par infiltration sont négligeables et que le débit de sortie « Q' » fixé par les conditions avale est constant

Ce débit « Q' » est estimé à à 0,25m³/s et fixé par les conditions d'exploitation à l'aval du bassin de retenue.

Le débit de fuite par hectare de surface active ou débit spécifique est donnée par :

$$Q=360Q'/S_a = 360 \cdot 0,25/10,95 ; \quad \text{d'où : } Q=8,22\text{mm/h}$$

➤ **Choix de la période de retour**

Elle correspond à la période de retour moyenne de déversement par l'évacuateur et en général supérieure ou égale à la période de défaillance du réseau aval.

Dans notre cas nous adopterons à une période de retour de 10 ans.

➤ **Détermination de la hauteur spécifique de stockage**

Connaissant Q' , la période de retour, et en utilisant l'abaque représenté dans l'annexe III

Pour la région I, on déduit la capacité spécifique de stockage : $h_a=19.50\text{mm}$

➤ **Calcul de volume utile de stockage est :**

On a le volume utile de stockage et : $V_b=10 \cdot S_a \cdot H_a$

Avec les valeurs valeur de « S_a » et « h_a » trouvées auparavant on trouve :

$$V_b=2135.25\text{m}^3$$

On majore la valeur de V_b d'une valeur de « $1/6V_b$ » pour tenir compte du temps mis pour atteindre le débit de fuite. D'où $V=2492\text{m}^3$

Pour notre cas on prend un bassin à sec de forme rectangulaire, et une profondeur d'eau égal à : 3m et une longueur pris égale à : $L=30\text{m}$. Alors la largeur de notre bassin sera égale à : $l=23\text{m}$

Donc la démentions finale du bassin sont : **$L= (30\text{m}) \times l= (23\text{m}) \times (H=3\text{m})$**

VI.2.2.3 Bassin de décantation :

a) introduction :

Les procédés les plus employés en épuration des eaux sont des procédés biologiques, dont le principe consiste à utiliser les micro-organismes pour décomposer et minéralisation la pollution de l'eau.

Il existe un grand nombre de procédés d'épuration biologique des eaux à épurer et du degré d'épuration désiré.

Les procédés d'épuration les plus répandus sont:

- L'épandage.
- Le lagunage.
- Les disques biologiques.
- Les lits bactériens.
- Les boues activées.

Pour le bassin de décantation c'est en considère comme un décanteur primaire dans la station d'épuration est utilise généralement pour élimine la matière en suspension

b) Différent type de bassin de décantation :

- **bassin de décantation circulaire :**



Figure VI.6 : Bassin circulaire

- **bassin de décantation rectangulaire**



Figure VI .7 : Bassin rectangulaire

c) Choix du procédé pour notre projet :

Le procédé adopté par notre projet est le procédé à décantation qui consiste à laisser déposer les matières en suspension.

Les matières en suspension dans l'eau peuvent être séparées des eaux usées si les trois conditions suivantes sont remplies :

- 1- Les particules doivent être si grosses qu'elles ne peuvent plus être poussées par les molécules d'eau toujours en mouvement.
- 2- Les matières doivent avoir un poids spécifique différents de celui des eaux usées $\rho_s > \rho_w$ (boues décantation)
- 3- La vitesse de sédimentation dépend de la façon dont l'eau circule (horizontalement), du type d'écoulement laminaire, de la viscosité cinématique de l'eau (δ) de la forme, de la grosseur et du poids spécifique ρ_s des particules qui doivent se décanter.

Pour notre cas, la taille des particules choisie est de 0,08mm [0,001 – 0,11] pour qu'elle suive la loi de STOKES et la masse volumique de 1,2 t/m³ de l'eau usée, la décantation des particules des eaux résiduaires domestiques sont équipées de racleur manuel de fond.

Le bassin est fait en béton armé et dimensionner pour un temps de séjour (1 à 2 heures)

Pour notre projet on choisi le type rectangulaire (facile pour la réalisation)

La matière qui se dépose au fond du bassin est appelée boue. Il faut absolument enlever la boue du bassin de décantation avant qu'elle remonte à la surface et soit transportée hors du bassin avec des camions spéciaux. Cette boue peut être transportée vers un endroit loin de court d'eau et des agglomérations ou directement dans des installations de traitement des boues

d) Dimensionnement du bassin de décantation :

Tableau VI.6 Calcul des débits totaux (horizon 2017, 2037) :

Horizon	population	Norme de rejet	débits
2037	17360	120	46l/s

Calcul du bassin de la décantation 2035:**➤ Débit de point d'eau usée:**

Le débit de pointe d'après les calculs est estimé à 85,96 l/s

➤ Débit d'eau usée diluée :

$$Q_d = 3 * 85,96 \text{ l/s} = \mathbf{257,87 \text{ l/s}}$$

$\delta_s = 1,2 \text{ t/m}^3$ c'est la densité d'eau usée d'après les analyse et $d = 0,08 \text{ mm}$ diamètre des particules

$V_s = f(\delta_s, d)$ de l'abaque densité diamètre on obtient (voir annexe).

$$V_s = 0,05 \text{ cm/s} = 0,0005 \text{ m/s}$$

➤ **Calcul de surface du bassin :**

$$F_o = Qd / V_s = 0,2579 / 0,0005 = 515,8 \text{ m}^2$$

Donc **Fo = 515,8 m²**

Volume du bassin :

$$V = Qd * t_a \quad t_a = \text{temps de rétention} = \text{nombre d'heures} \quad \text{D'où } : t_a = 1\text{h}$$

$$V = 0,2579 * 1 * 3600 = 928,44 \text{ m}^3$$

On prend **V = 929m³**

Hauteur du bassin :

$$H \leq V / F_o \quad h \leq 929 / 515,8 = 1,8 \text{ m}$$

On Prend **h = 1,8m**

Donc les démentions finales du bassin sont : **L= (25m) x l= (20m) x (H=1,8m)**

Remarque :

A défaut de procéder à des prélèvements et analyses de l'eau usée, Les charges polluantes de notre eau usée sont

MES=793,35mg/l , DBO5=462,35mgO₂/l , DCO=802,70mgO₂/l , Azote ammoniacole (NH₄)=105mg/l , Phosphate(PO₄)=3.10mg/l , Phosphore(P) =1mg/l , Aluminium (Al) <0.5mg/l , Plomb (Pb)= <0,5mg/l , Chrome (Cr)= <0,5mg/l , Cadmium(Cd) =<0,5mg/l , Nike (Ni)= <0.5mg/l , Cobalt(Co) =<0,5mg/l , Fer(Fe)=6,10mg/l, Manganese (Mn)=0,25mg/l

En voir que il n'ya pas pollution industrielle c'est une eau des agglomérations

(Ces analyses sont fournies par DHW de MEDEA)

A partir de ces charges polluantes on

➤ **Calcule de la charge polluante journalière:**

$$\text{MES} = 793,35 \cdot 1507800 = 1196,21 \text{ kg/j}$$

$$\text{DBO}_5 = 462,35 \cdot 1507800 = 696,76 \text{ kg/j}$$

➤ **Calcul des charges polluantes éliminent par le bassin de décantation :**

Sachant que le bassin de décantation éliminé environ 35% de DBO5 et environ 95% de matière en suspension, les charges éliminées sont donne de :

Charge en MES = $0,95 \cdot 1196,21 = 1136,40$ kg/j

Charge en DBO5 = $0,35 \cdot 697,13 = 244$ kg/j

Conclusion :

Le présent chapitre permet de mettre en place les différents éléments constituant un réseau d'assainissement à écoulement gravitaire, et faire le dimensionnement des différents ouvrages tels que les regards et les bassins de retenue d'eaux pluviale et décantation.....ect.).

On peut dire que Les ouvrages annexes contribuent au bon fonctionnement des réseaux d'assainissement qu'il faut maîtriser. Et pour une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites qui le constituent et ceci selon la forme et le matériau de celles-ci.

Chapitre: VII

Pose des canalisations

POSE DES CANALISATIONS

Introduction :

La réalisation d'un système d'assainissement est régie par les lois auxquelles sont soumis tous chantiers se trouvant dans la nature, en milieu urbain soit ils ou en milieu rural.

Pour une réalisation optimale il faut suivre les règles de l'organisation du chantier en général. La méthode la plus utilisée est la méthode CPM « critical path méthode », c'est une méthode qui consiste à réduire les temps de réalisation, les coûts, et augmenter le rendement du travail. Elle se base sur l'établissement d'un réseau qui traduit la succession des opérations constituant le projet en question. A la fin on obtient ce qu'on appelle le chemin critique.

VII.1 Emplacement des canalisations :

Dans les rues de moins de 15m de largeur, les conduites sont placées en général dans l'axe de la chaussée.

Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'impose.

Dans le système séparatif, il n'est, cependant, posé en général, qu'une seule canalisation d'eaux pluviales en fouille commune avec une des canalisations d'eaux usées.

VII.2 Exécution des travaux :

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

- Vérification, manutention des conduites.
- Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de végétation.
- Emplacement des jalons des piquets.
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- Aménagement du lit de pose.
- La mise en place des canalisations en tranchée.
- Assemblage des tuyaux.
- Essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Construction des regards.
- Remblai des tranchées.

VII.3 Décapage de la couche de terre végétale:

L'opération se fait par un doser sur une couche de 10 cm, le volume (V) de terre décapé est :

$$V = bHL \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VII.1})$$

VII.4 Emplacement des jalons des piquets (piquetage) :

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

VII.5 Exécution des tranchées et les regards :

La largeur de la tranchée dépend essentiellement des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux, de la fondation, de l'espace minimum nécessaire entre la canalisation et la paroi de la tranchée pour réaliser une pose correcte et un remblayage latéral de compacité adéquate, de la profondeur de pose de la place disponible pour l'exécution des fouilles, de la nature des terrains rencontrés, notamment si les terrassements ne sont pas réalisés à l'abri d'un blindage. Economiquement, il n'est pas intéressant d'établir des tranchées trop larges, vu le coût des terrassements ; on s'oriente donc vers l'exécution de fouilles de largeurs minimales.

L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées est réalisée par une pelle mécanique équipée en rétro de l'aval vers l'amont du réseau.

Les aptitudes de la pelle rétro sont :

- creuser au dessous de la surface d'appui ;
- creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical ;
- creuser à une profondeur importante ;
- creuser dans la direction de la machine.

a) Profondeur de la tranchée :

$$H = e + D + h \quad (\text{m}) \quad (\text{VII.2})$$

b) Largeur de la tranchée :

$$B = D + 2c$$

$$c = 0,5 \text{ m}$$

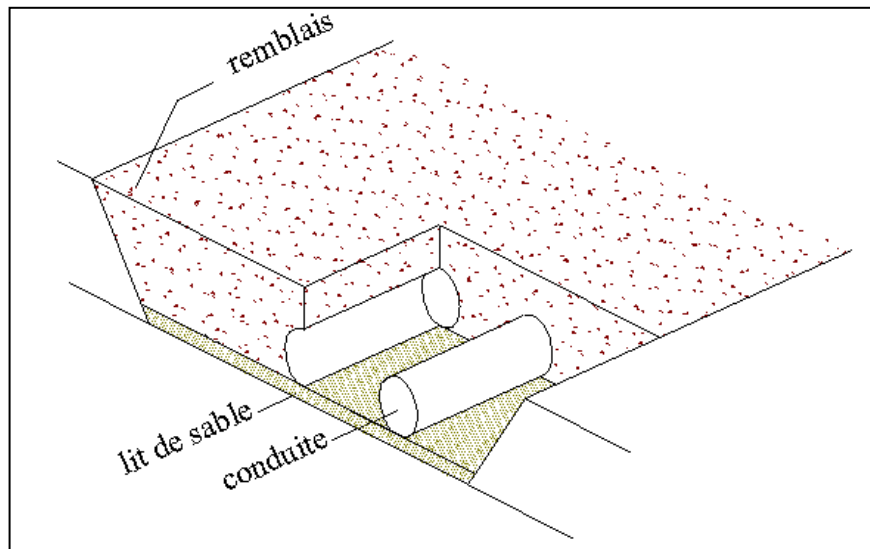


Figure VII.1: Coupe transversale d'une tranchée avec la mise en place de la conduite

Tableau VII.1 : Largeur minimale de la tranchée

Profondeur (m)	Type de Blindage	DN ≤ 600	DN > 600
0,00 à 1,30	S	De + 2x0,30 (mini. 0,90)	De + 2x0,40 (mini. 1,70)
0,00 à 1,30	C	De + 2x0,35 (mini. 1,10)	De + 2x0,45 (mini. 1,80)
1,30 à 2,50	C	De + 2x0,55 (mini. 1,40)	De + 2x0,60 (mini. 1,90)
1,30 à 2,50	CSG	De + 2x0,60 (mini. 1,70)	De + 2x0,65 (mini. 2,00)
2,50 à 3,50	CSG	De + 2x0,60 (mini. 1,80)	De + 2x0,65 (mini. 2,10)
2,50 à 3,50	CDG	De + 2x0,65 (mini. 1,90)	De + 2x0,70 (mini. 2,20)
3,50 à 5,50	CDG	De + 2x0,65 (mini. 2,00)	De + 2x0,70 (mini. 2,30)
≥ 5,50	CDG	De + 2x0,70 (mini. 2,10)	De + 2x0,80 (mini. 2,60)

DN : diamètre nominal de la canalisation

Source : Fascicule n°70

De : diamètre extérieur de la canalisation

S : sans blindage

C : caisson

CSG : coulissant simple glissière

CDG : coulissant double glissière

VII.6 Aménagement du lit de sable :

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

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

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaires : exécution d'un béton de propreté, des berceaux ou même des dalles de répétition.

VII.7 Pose des canalisations en tranchées :

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

➤ d'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale,

➤ de réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur,

➤ de creuser le fond de fouille, lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur sur tout leur pourtour, de façon à éviter que les collets ne portent sur le sol,

➤ de placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches,

➤ d'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries,...) qui constituent des tasseaux naturels,

➤ en sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damé avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier,

➤ en sols mouvants, marécageux ou organique, de prévoir un appui en béton, éventuellement sur pieux, ou de procéder au remplacement du sol insuffisamment portant,

➤ en terrains où l'eau peut ruisseler ou s'accumuler, de confectionner un appui en matériaux pulvérulents capable d'assurer un bon drainage,

➤ de réaliser, si possible dans tous les cas, un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc au moins égal au quart de sa circonférence extérieure ; plus le diamètre est grand, plus la surface d'appui doit être soignée.

VII.7.1 Mise en place des conduites :

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

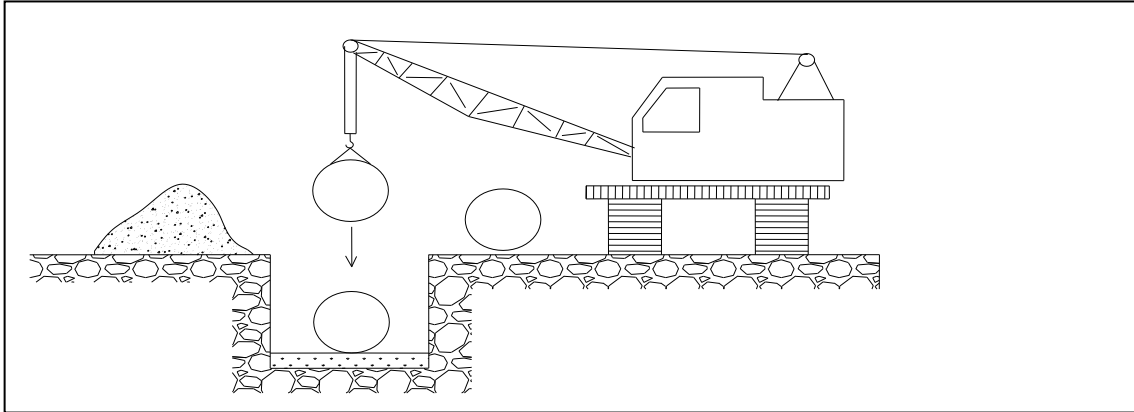


Figure VII.2 : Pipelayers (pose de la canalisation)

VII.7.2 Assemblage des conduites :

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

VII.7.3 Essais sur les joints et les canalisations :

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

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

VII.7.4 Essais des tuyaux préfabriqués :

VII.7.4.1 Essais d'étanchéité :

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

A) 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.

B) sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.

B.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.

B.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.

B.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.

VII.8 Confection des joints :

Les joints doivent être confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants de tuyaux. À noter que, dans le cas de joints en mortier de ciment dans des canalisations dont le diamètre est supérieur à 600mm, le joint doit faire l'objet, à l'intérieur de la canalisation, d'un ragréage au mortier de ciment.

VII.9 Réalisation des regards :

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

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

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

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

VII.10 Remblaiement et compactage des tranchées:

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

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

L'exécution de l'assis et de l'enrobage doit être effectuée avec des matériaux purgés des éléments supérieurs à 30mm.

VII.11 Choix des engins :

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

A) Pour le décapage de la couche de la terre végétale :

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

On distingue la niveleuse automotrice appelée motor grader et la niveleuse tractée appelée grader, le motor grader est constitué de :

- Un tracteur à quatre (04) roues ou à deux (02) prolongé vers l'avant par un long bras coudé reposant lui même à son extrémité sur un essieu à deux (02) roues directrices (train avant) commandé depuis le tracteur, toutes les roues sont inclinables sur leur essieu pour permettre à la niveleuse de se déplacer en tout terrain et en particulier dans le cas de forte pente transversale.
- Une couronne circulaire.
- Une lame (outil de travail) montée sur la couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou se déplacer dans son prolongement, c'est à dire prendre toutes les positions possibles dans le plan de la couronne, on peut donner à celle-ci une inclinaison les deux mouvements combinés celui de la lame et de la couronne permettent donc à l'outil d'occuper toutes les positions de l'espace, cette mobilité de l'outil constitue le principal avantage de la machine et lui permet d'effectuer une gamme de travaux variés. on n'utilise plus ce type d'engins.

A.1 Utilisation des niveleuses :

La niveleuse en plus de son travail de terrassement et de finition ces emplois sont multiples :

- Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou de grosses pierres.

- Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur.
- Creusement ou Curage des fossés en inclinant la lame sur le coté, les terres extraites par la lame remontent le long de celle-ci et viennent se déposer en cavalier sur le bord du fossé.

B.Pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro

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

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

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

B.1-Pour le remblaiement des tranchées :

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur. (Bacuse loader)

c-Pour le compactage :

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

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

On peut utilise le compacteur a main lors de compactage de lit de pose.



Bulldozer



Niveleuse automotrice



Pelle équipée en rétro



Chargeur



Compacteur à rouleau



Compacteur à main

Figure VII.3 : différents engins utilisés

VI.12 Devis quantitatif et estimatif :

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

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

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

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

VI.12.1 Détermination des différents volumes :**a. Volume de la couche de terre végétale:**

$$V_{cv} = H_v . L . B \quad (\text{VII.3})$$

On prend $H_v = 0,1$ m.

b. Volume des déblais des tranchées :

$$V_{deb} = B . L . H \quad (\text{VII.4})$$

c. Volume du lit du sable :

$$V_{ls} = e . L . B \quad (\text{VII.5})$$

Avec : e : épaisseur de lit de sable $e = 0.1$ m.

d. Volume occupé par les conduites :

$$V_{condt} = L . \pi . D^2 / 4 \quad (\text{VII.6})$$

e. Volume du remblai :

$$V_r = V_{deb} - [V_{condt} + V_{cv} + V_{ls}] \quad (\text{VII.7})$$

f. Volume excédentaire :

$$V_{excé} = V_r - V_{remb} \quad (\text{VII.8})$$

$$\text{Tel que : } V_f = V_{deb} . K_f \quad (\text{VII.9})$$

On prend : $K_f = 1,24$.

Tableau VII.2: Volumes des travaux.

volumes	V _{c.v} (m ³)	V _{deb} (m ³)	V _{condt} (m ³)	V _{l.s} (m ³)	V _{remb} (m ³)	V _f (m ³)	V _{excé} (m ³)
Collecteur A	84,43	1013,16	276,69	84,43	567,61	1256,32	68874
Collecteur B	148,68	1784,16	590	148,68	896,80	2212,36	1315,56
Collecteur C	73,95	887,4	242,26	73,95	497,24	1100,38	603,19
Collecteur D	77,04	924,48	241,91	77,04	528,49	1146,36	617,87
Collecteur E	80,47	965,64	288,78	80,47	515,92	1197,39	681,47
Collecteur F	70,60	847,20	199,51	70,60	506,49	1050,53	544,04
C.S.SB N°2	96,14	1153,68	169,80	96,14	791,60	1430,56	638,96
C.S.SB N°3	103,04	1236,48	182	103,04	848,4	1533,24	684,84
C.S.SB N°4	155,68	1868,16	274,97	155,68	1281,86	2316,52	1034,66
C.S.SB N°5	32,08	384,96	47,88	32,08	272,92	477,35	204,43
C.S.SB N°6	72,08	864,96	165,33	72,08	555,47	1072,55	517,08
C.S.SB N°7	73,76	885,12	278,73	73,76	458,87	1097,55	638,68
Total	1067,95	12014,44	2957,86	1067,95	9652,09	15891,11	8169,52

Tableau VII.3: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée	m ³	1067.95	150	160192.50
2	Déblai	m ³	12014.44	300	3604332
3	Pose du lit de sable	m ³	1067.95	1000	1067950
4	Remblai de la tranchée	m ³	9652.09	350	3378231.5
5	Evacuation des déblaies excédentaires	m ³	8169.52	160	1307123.2
B	Canalisation				
1	Fourniture, transport et pose de canalisation				
	Canalisation en PVC				
	400	ml	182	2000	364000
	500	ml	596	2200	1311200
	600	ml	2746	2500	6865000
	800	ml	2880	2700	7776000
2	Canalisation en béton armé				
	1000	ml	316	2900	916400
	1200	ml	144	3100	446400
	1400	ml	/	/	/
	2000	ml	/	/	/
C	Construction				
1	Construction des regards en béton armé	Unité	217	16000	3472000
2	Exécution de déversoir d'orage	Unité	1	16000	16000
	Construction de bassin de retenue d'eau pluviale	Unité	1	280000	3580000
	Construction de bassin de décantation	Unité	1		4350000
	THT				38214829
	TVA 17%				6496521
	TTC				44711350

VII.13. Planifications des travaux:

Les principales opérations à exécuter sont :

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

Tableau VII.3 : détermination des délais.

OPERATION	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	20	15	35	15	35	0
C	90	35	125	35	125	0
D	20	125	145	145	165	20
E	40	125	165	125	165	0
F	20	125	145	145	165	20
G	30	125	155	135	165	10
H	15	165	180	165	180	0
I	15	180	195	180	195	0
J	25	195	220	190	220	0
K	20	220	240	220	240	0

TR: temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finissement au plus tôt.

DCPP: date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finissement au plus tard

MT : marge totale.

Le chemin critique

A-B-C-E-H-I-J-K

$$\sum TR = 245 \text{ jours}$$

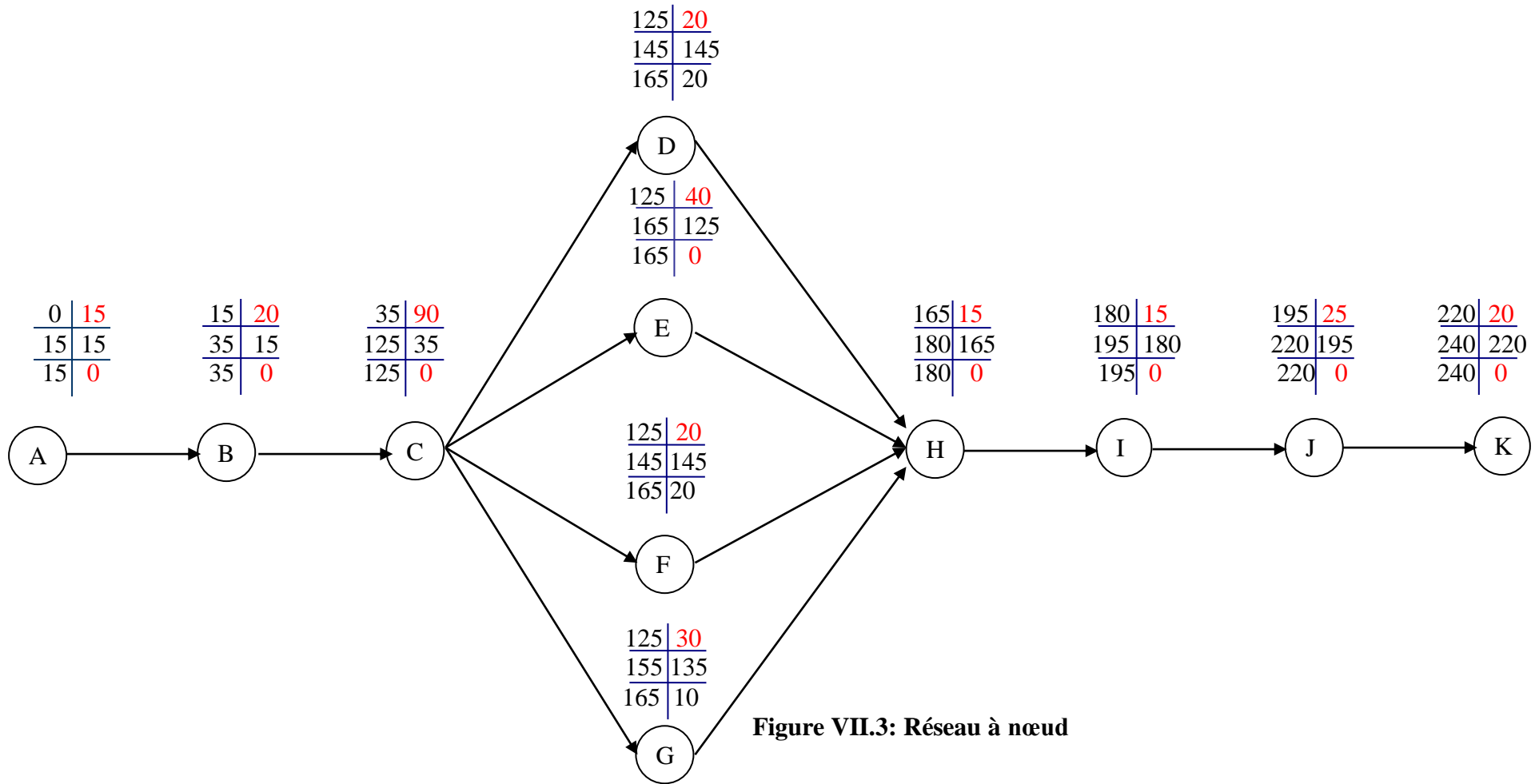


Figure VII.3: Réseau à nœud

CONCLUSION

D'après ce chapitre on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tout les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part, on peut avoir une information sur le cout total de projet ainsi que leur temps de réalisation.

L'organisation de chantier définit aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier et le choix final des engins seront basés sur une étude économique.

Conclusion générale :

L'objectif principal de cette étude est de projeter un réseau d'assainissement qui permet d'évacuer tous les eaux usées et pluviales de l'agglomération du nouveau pôle urbain de la ville de djouab et dans des conditions favorables afin d'éviter les problèmes qui menacent les nappes phréatiques ainsi que les zones agricoles.

La reconnaissance du site d'après les plans d'occupation du sol (plans d'aménagement) ,à long terme de notre agglomération et une étude hydrologique profonde, nous ont permis de déterminer les débits d'eaux usées et pluviales par la méthode superficielle (dite de CAQOUT) pour une période de retour de dix ans.

Dans notre étude; nous avons projeté un réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales.

notre choix s'est penché sur un système unitaire et un schéma déplacement latéral.

La topographie constitue une contrainte très importante, d'où l'étude à permis de faire le tracé d'une seule variante. Cette dernière comporte cinq collecteurs principaux (CA, CB, CC, CD, CE).

Pour les éléments du réseau d'égout, nous avons projeté des déversoirs d'orage, des regards de jonction, des regards de chute, et un bassin de retenue d'eau pluviale.

D'après l'étude d'organisation de chantier nous avons estimé le coût de projet nous avons trouvé **44711350 D.A** et la durée de réalisation du projet est de 8 mois.

Reste le point du traitement des rejets que et le plus important, nous proposons de réaliser un bassin de décantation sur la partie sud de pôle pour traiter les eaux usées avant leur rejet dans la nature de façon à ne pas nuire à l'environnement.

LES ANNEXES

ANNEXE : I

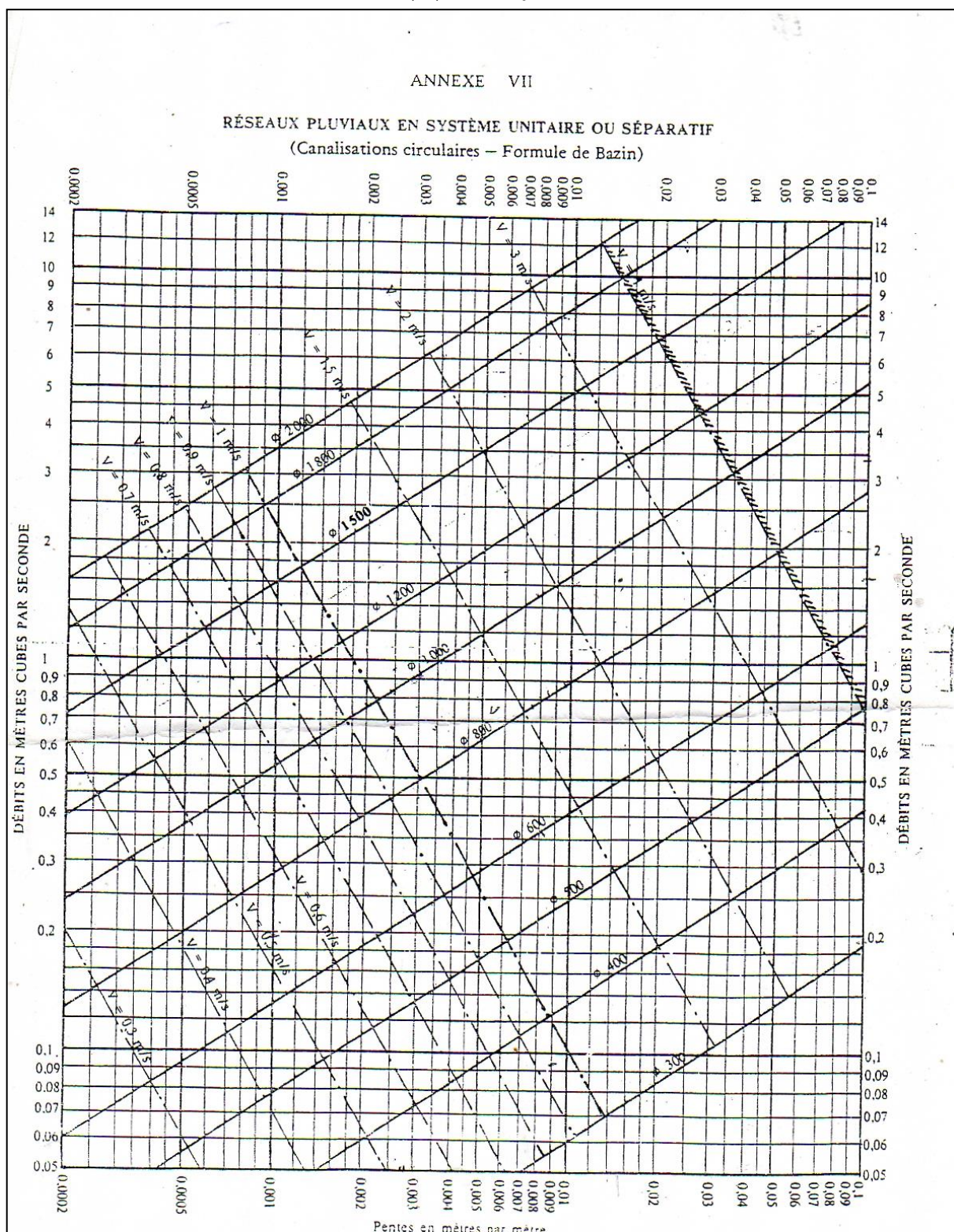


Figure N° 1: Abaque de variation des diamètres et des vitesses en fonction de débit et de la pente (D'après la formule de Bazin)

ANNEXE : II

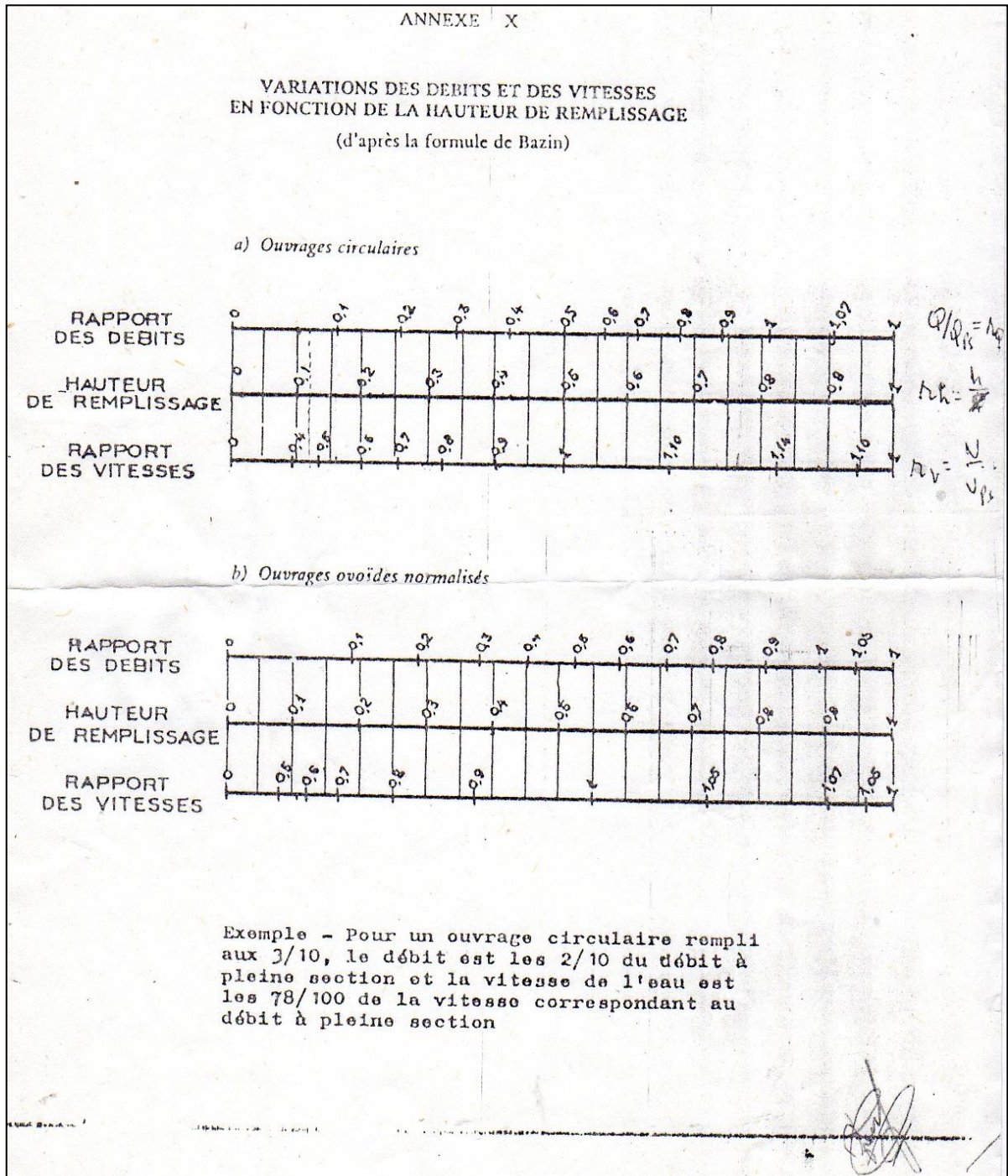


Figure N° 2 : Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage (D'après la formule de Bazin)

ANNEXE III :

Tableau III.1: détermination du débit pluvial.

	N° SB	A (ha)	Tronçon	Côtes TN		Lk	L (m)	Ik	$\frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$	$\sum \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$	$\left(\frac{\sum L}{\sum \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}} \right)^2$	Q brutes	Remarque
				Amont	Aval							(m3/s)	
Collecteur A	1	10.2	R168-R169	919,385	917,999	31,95	527,7	0,044	152,316	2109,2702	0,0625	1,5616	✓
			R169-R170	917,999	916,514	31,42		0,047	144,929				✓
			R170-R171	916,514	915,444	38,39		0,028	229,424				✓
			R171-R172	915,444	912,552	40,08		0,072	149,369				✓
			R172-R173	912,551	906,126	37,56		0,171	90,829				✓
			R173-R174	906,126	902,202	31,67		0,124	89,937				✓
			R174-R175	902,202	898,141	35,94		0,113	106,915				✓
			R175-R176	898,141	895,324	33,55		0,083	116,454				✓
			R176-R177	895,324	893,013	54,95		0,042	268,128				✓
			R177-R178	893,013	889,967	39,94		0,076	144,878				✓
			R178-R179	889,967	883,829	41,56		0,148	108,030				✓
			R179-R180	883,829	879,971	27,19		0,142	72,155				✓
			R180-R181	879,971	875,844	42,54		0,094	138,750				✓
R181-R200	875,844	875,048	40,96	0,019	297,155	✓							

✓ : Pente normale de terrain naturel.

✗ : Contre pente terrain naturel.

Tableau III.2: détermination du débit pluvial.

N° SB	A (ha)	Tronçon	Côtes TN		Lk	L (m)	Ik	$\frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$	$\sum \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$	$\left(\frac{\sum L}{\sum \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}}\right)^2$	Q brutes	Remarque	
			Amont	Aval							(m3/s)		
Collecteur B	2	5.02	R1-R2	916,135	914,685	48,2	429,41	0,03	278,283	1861,115	0,0532	0,9036	✓
			R2-R3	914,685	913,709	47,56		0,021	328,195				✓
			R3-R4	913,709	911,776	29,83		0,065	117,003				✓
			R4-R5	911,776	910,082	52,28		0,032	292,254				✓
			R5-R6	910,082	908,6	23,44		0,063	93,3872				✓
			R6-R7	908,6	905,705	19,03		0,152	48,811				✓
			R7-R8	905,705	903,561	17,08		0,125	48,309				✓
			R8-R9	903,561	900,968	20,07		0,129	55,879				✓
			R9-R10	899,287	896,563	13,43		0,203	29,808				✓
			R10-R11	896,563	894,419	42,73		0,05	191,094				✓
			R11-R12	894,419	892,644	14,43		0,123	41,14				✓
			R12-R13	892,644	890,001	25,24		0,105	77,892				✓
			R13-R14	890,001	888,205	21,75		0,082	75,954				✓
			R14-R15	888,205	886,038	25,72		0,084	88,742				✓
			R15-R16	886,038	883,4	28,62		0,092	94,357				✓

✓ : Pente normale de terrain naturel.

✗ : Contre pente terrain naturel.

Tableau III.3: détermination du débit pluvial.

	N° SB	A (ha)	Tronçon	Côtes TN		Lk	L (m)	Ik	$\frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$	$\sum \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$	$\left(\frac{\sum L}{\sum \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}} \right)^2$	Q brutes	Remarque
				Amont	Aval							(m3/s)	
Collecteur C	3	6,2	R114-R115	893,451	891,750	25,51	411,33	0,067	98,554	1791,535	0,0527	0,9865	✓
			R115-R116	891,75	888,238	39,54		0,089	132,538				✓
			R116-R117	888,238	884,460	30,2		0,125	85,418				✓
			R117-R118	884,46	881,266	29,4		0,109	89,050				✓
			R118-R119	881,266	878,811	31,09		0,079	110,613				✓
			R119-R120	878,811	877,086	31,76		0,054	136,637				✓
			R139-R140	881,061	879,965	34,59		0,032	193,364				✓
			R140-R141	879,965	878,749	37,14		0,033	204,449				✓
			R14-1R120	878,749	877,086	32		0,052	140,33				✓
			R164-R165	886,949	885,945	24,81		0,04	124,050				✓
			R165-R166	885,945	885,216	38,87		0,019	281,993				✓
			R166-R167	885,216	883,77	25,75		0,056	108,814				✓
R16-7R43	883,77	879,847	30,67	0,128	85,725	✓							

✓ : Pente normale de terrain naturel.

✗ : Contre pente terrain naturel.

Tableau III.4: détermination du débit pluvial.

	N° SB	A (ha)	Tronçon	Côtes TN		Lk	L (m)	Ik	$\frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$	$\sum \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$	$\left(\frac{\sum L}{\sum \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}}\right)^2$	Q brutes	Remarque
				Amont	Aval							(m3/s)	
Collecteur D	4	4.03	R194-R195	877,336	876,558	21,26	440,87	0,036	112,050	3375,971	0,0171	0,5662	✓
			R195-R196	876,558	875,424	28,87		0,039	146,189				✓
			R196-R197	875,424	872,88	29,79		0,085	102,180				✓
			R197-R198	872,88	873,487	44,13		0,014	372,966				✗
			R198-R199	873,487	873,614	37,8		0,003	690,130				✗
			R199-R200	873,614	875,048	31,28		0,046	145,843				✗
			R201-R202	871,453	870,313	62,79		0,018	233,147				✓
			R202-R203	870,313	868,977	34,44		0,038	176,673				✓
			R203-R204	868,977	868,735	37,80		0,006	487,996				✓
			R204-R205	868,735	867,634	50,32		0,022	339,257				✓
R205-R206	867,634	868,394	62,39	0,012	569,54à	✗							

✓ : Pente normale de terrain naturel.

✗ : Contre pente terrain naturel.

Tableau III.5: détermination du débit pluvial.

	N° SB	A (ha)	Tronçon	Côtes TN		Lk	L (m)	Ik	$\frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$	$\sum \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$	$\left(\frac{\sum L}{\sum \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}} \right)^2$	Q brutes	Remarque
				Amont	Aval							(m3/s)	
Collecteur E	5	4.05	R108-R109	881,274	878,542	29,46	210,81	0,093	316,774	1776,077	0,0141	0,696	✓
			R109-R92	878,542	876,849	24,61		0,069	356,667				✓
			R192-R193	879,122	878,945	26		0,007	315,296				✓
			R193-R111	878,945	878,224	39,56		0,018	294,863				✓
			R111-R97	878,224	875,787	34		0,072	126,711				✓
			R112-R113	875,048	874,614	30,88		0,014	260,984				✓
			R113-R102	874,614	872,960	26,3		0,063	104,782				✓

✓ : Pente normale de terrain naturel.

✗ : Contre pente terrain naturel.

Tableau III.6: détermination du débit pluvial.

N° SB	A (ha)	Tronçon	Côtes TN		Lk	L (m)	Ik	$\frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$	$\sum \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$	$\left(\frac{\sum L}{\sum \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}}\right)^2$	Q brutes	Remarque	
			Amont	Aval							(m3/s)		
Collecteur F	6	6.73	R86-R87	886,044	883,188	32,3	982,06	0,036	170,236	7794,69	0,0159	0,8405	✓
			R87-R88	883,188	881,237	28,38		0,039	143,707				✓
			R88-R89	881,237	880,009	22,92		0,085	78,615				✓
			R89-R90	880,009	878,629	28,26		0,014	238,841				✓
			R90-R91	878,629	877,617	26,67		0,003	486,925				✓
			R91-R92	877,617	876,851	22,18		0,046	103,141				✓
			R92-R93	876,851	876,076	26,41		0,018	196,849				✓
			R93-R94	876,076	875,46	30,96		0,038	158,821				✓
			R94-R95	875,46	874,989	30,72		0,006	396,593				✓
			R95-R96	874,989	874,871	34,06		0,022	229,632				✓
			R96-R97	874,871	875,787	38,89		0,012	355,015				✗
			R97-R98	875,787	876,723	26,7		0,035	142,72				✗
			R98-R99	876,723	877,382	25,8		0,026	160				✗
			R99-R100	877,382	877,446	31,95		0,002	714,424				✗
			R100-R101	877,446	876,022	38,89		0,012	355,016				✓
			R101-R102	876,022	872,96	37,12		0,082	129,629				✓
			R16-R17	883,339	878,836	54,56		0,092	179,879				✓
			R17-R18	878,836	876,005	49,8		0,057	208,589				✓

Suite de tableau III.6 : détermination du débit pluvial.

N° SB	A (ha)	Tronçon	Côtes TN		Lk	L (m)	Ik	$\frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$	$\sum \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$	$\left(\frac{\sum L}{\sum \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}} \right)^2$	Q brutes	Remarque
											(m3/s)	
6	6.73	R18-R19	876,005	874,354	48,35	982,06	0,034	262,215	7794,69	0,0159	0,8405	✓
		R19-R20	874,354	873,517	27,11		0,031	153,974				✓
		R20-R21	873,517	872,835	27,75		0,025	175,506				✓
		R21-R22	872,835	872,301	28,63		0,019	207,704				✓
		R22-R23	872,301	872,044	26		0,01	260				✓
		R23-R24	872,044	871,493	24,77		0,022	187,225				✓
		R24-R25	871,493	871,009	29,96		0,016	236,855				✓
		R25-R26	871,009	870,758	60,36		0,0041	942,665				✓
		R26-R27	870,758	870,309	27,16		0,023	179,088				✓
		R27-R28	870,309	870,134	28,3		0,006	365,351				✓
		R28-R29	870,134	869,064	34,91		0,031	198,275				✓
		R29-R30	869,064	868,002	32,19		0,033	177,2				✓

✓ : Pente normale de terrain naturel.

✗ : Contre pente terrain naturel.

Tableau III.7: détermination du débit pluvial.

N° SB	A (ha)	Tronçon	Côtes TN		Lk	L (m)	Ik	$\frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$	$\sum \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$	$\left(\frac{\sum Lk}{\sum \sqrt{Ik}} \right)^2$	Q brutes	Remarque	
			Amont	Aval							(m3/s)		
Collecteur G	7	9,78	R120-R121	877,086	875,83	32,65	481,51	0,038	167,491	3010,009	0,0256	0,712	✓
			R121-R122	875,83	875,163	33,31		0,020	235,537				✓
			R122-R123	875,163	874,601	29,38		0,019	213,145				✓
			R123-R124	874,601	873,881	34,32		0,021	236,831				✓
			R124-R125	873,881	873,154	29,53		0,025	186,764				✓
			R125-R126	873,154	872,542	28,38		0,022	191,338				✓
			R126-R127	872,542	870,975	30,21		0,052	132,48				✓
			R127-R128	870,975	869,805	23,96		0,049	108,24				✓
			R128-R129	869,805	868,227	25,84		0,061	104,623				✓
			R129-R130	868,227	866,95	15,57		0,082	54,373				✓
			R130-R131	866,95	865,609	22,92		0,017	175,788				✓
			R131-R132	865,609	864,846	19,22		0,040	96,1				✓
			R132-R133	864,846	863,921	24,94		0,037	129,657				✓
			R133-R134	863,921	863,789	24,35		0,005	344,361				✓
			R134-R135	863,789	863,4	23,93		0,016	189,183				✓
			R135-R136	864,4	863	29,90		0,047	137,918				✓
			R136-R137	863	862,55	25,34		0,018	188,873				✓
R137-R138	862,55	861	27,76	0,056	117,307	✓							

Tableau III.8: détermination du débit pluvial.

N° SB	A (ha)	Tronçon	Côtes TN		Lk	L (m)	Ik	$\frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$	$\sum \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}$	$\left(\frac{\sum L}{\sum \frac{Lk}{\sqrt{Ik}}}\right)^2$	Q brutes	Remarque	
			Amont	Aval							(m3/s)		
Collecteur H	8	6,04	R39-R40	896,345	889,974	34,78	843,11	0,1832	81,2626	4831,1914	0,03	0,7551	✓
			R40-R41	889,974	886,912	18,44		0,1661	45,2521				✓
			R41-R42	886,912	883,163	24,49		0,1531	62,5930				✓
			R42-R43	883,163	879,848	20,07		0,1652	49,3832				✓
			R43-R44	879,848	878,197	21,67		0,0762	78,5082				✓
			R44-R45	878,197	875,048	29,76		0,1058	91,4878				✓
			R45-R46	875,048	872,482	30,11		0,0852	103,1425				✓
			R46-R47	872,482	871,427	25,37		0,0416	124,4098				✓
			R47-R48	871,427	870,808	24,76		0,0250	156,5960				✓
			R48-R49	870,808	869,194	29,18		0,0553	124,0727				✓
			R49-R50	869,194	867,333	42		0,0443	199,5266				✓
			R50-R51	867,333	866,056	27,33		0,0467	126,4340				✓
			R51-R52	866,056	863,005	33		0,0925	108,5300				✓
			R52-R53	863,005	861,733	37,3		0,0341	201,9853				✓
			R53-R54	861,733	860,615	42,15		0,0265	258,8067				✓
			R54-R55	860,615	858,130	43,77		0,0568	183,6968				✓
			R55-R56	858,130	857,951	32,45		0,0055	436,9136				✓
R56-R57	857,951	857,609	47,40	0,0072	558,0260	✓							

Suite de tableau III.8 : détermination du débit pluvial.

N° SB	A (ha)	Tronçon	Côtes TN		Lk	L (m)	Ik	$\frac{L_k}{\sqrt{I_k}}$	$\sum \frac{L_k}{\sqrt{I_k}}$	$\left(\frac{\sum L}{\sum \frac{L_k}{\sqrt{I_k}}} \right)^2$	Q brutes	Remarque
			Amont	Aval							(m3/s)	
8	6,04	R57-R58	857,609	857	56	843,11	0,0109	536,9989	4831,1914	0,03	0,712	✓
		R58-R59	857	854,961	41		0,0497	183,8515				✓
		R59-R38	854,961	854,465	45		0,0110	428,6254				✓
		R138-R35	861,756	861,345	30,6		0,0134	264,0348				✓
		R35-R36	861,345	859,670	36		0,0465	166,8962				✓
		R36-R37	859,670	857,014	32,7		0,0812	114,7381				✓
		R37-R38	857,014	854,464	37,78		0,0675	145,4196				✓

✓ : Pente normale de terrain naturel.

✗ : Contre pente terrain naturel.

Annexe : IV

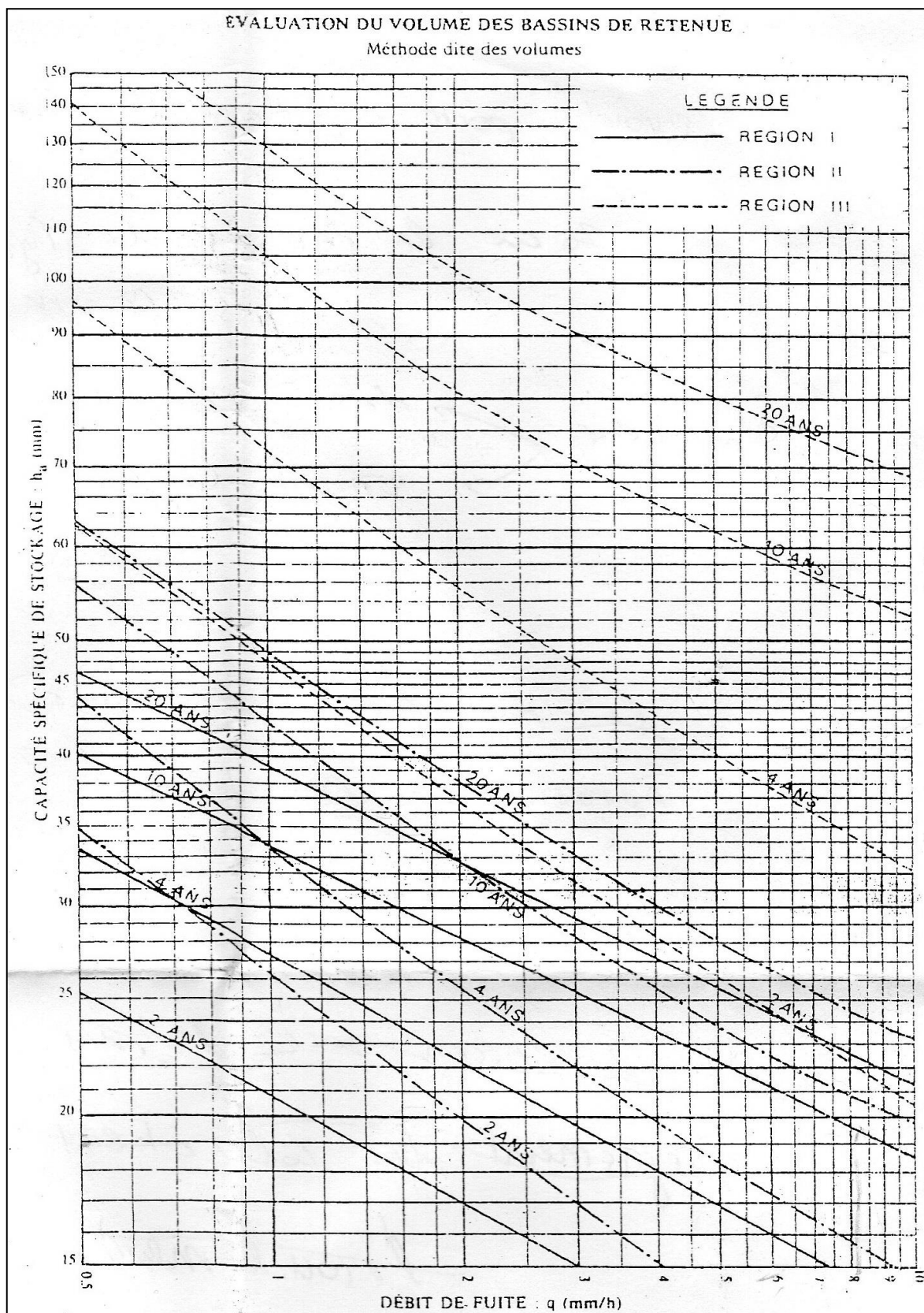


Figure N° 3 : Abaque de LA détermination de la hauteur d'eau en fonction de la période de retour choisies en (ans) et le débit de fuit en (mm /h)

BIBLIOGRAPHIE

[1] **B,SALAH**, 2010 « cours d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique,ENSH BLIDA.

[2] **FRANÇOIS G, BRIERE**, distribution et collecte des eaux, édition de l'école polytechnique de Montréal 1997.

[3] **GOMELLA, C., GUERREE, H.**, 1986 « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), EYROLLES, Paris. 256 p.

[4] **HENRI. G ET CYRIL. G**, 1982 ; les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales ,2^e Edition EYROLLES, Paris .169p

[5] **KERLOC'H BRUNO (C.E.T.E. NORD - PICARDIE) et MAELSTAF DAMIEN**

(DDE 80) ,.1980 ;le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations, 67p

[6] **MARC SATIN, BECHIR SELMI**,2006 ; Guide Technique de l'Assainissement, Édition Le Moniteur, Paris (France) ,1061p

[7]**PHILIPPE SCHMIDT, ARNAUD PELISSIER**,2008 ; Guide pratique de l'eau et de l'assainissement , Édition Berger-Levrault ,416p

[8] **REGIS, B**, 1984 « les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective », Paris.

[9] **TOUAIBIA, B**, « Manuel pratique d'hydrologie » 2004.

Site Internet:

[8] [http:// www.ote-ingenierie.com](http://www.ote-ingenierie.com) (20/04/2018)

[9] [http:// www.Véolia.com](http://www.Véolia.com) (20/04/2018)

[10] [http:// www.M3R.com](http://www.M3R.com) (20/04/2018)