

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



Faculté de Technologie
Département d'**Hydraulique**
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

Mr AMGHAR Abdelatif

Mr ABDELLI Smail

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : hydraulique urbaine

INTITULE :

DIAGNOSTIC ET ELIMINATION DES REJETS VERS LE MILIEU NATUREL HAI SOMMAM COCO PLAGE COMMUNE BORDJ EL-BAHRI

Soutenu le 28/06/2015 devant le jury composé de :

- Président : Mr. HAMDI L.
- Promoteur (s) : AMIROUCHE Mokrane
- Examineur (s) : Mr. HADDAD S.
- Invité :

Remerciements

Nous tenons, avant tout, à remercier notre unique DIEU, tout clément, tout puissant, de nous avoir donné le courage de surmonter les moments les plus difficiles de notre vie et la volonté de mener à terme ce travail.

Les premiers gens qui méritent le grand remerciement sont nos parents qui nous ont fourni pendant toute notre vie et durant nos études tout ce que nous avons besoin. Nous prions DIEU de les protéger.

Nos remerciements vont exceptionnellement à Monsieur AMIROUCHE.M pour son aide, son suivi, ses conseils et directives et pour son dévouement et ainsi pour la confiance qu'il nous a toujours témoignée.

Nous tenons à remercier aussi les membres de jury « Mr HAMDI.L et HADDAD.S » qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Enfin, nos remerciements vont à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à réaliser ce travail.

Dédicaces

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

- * A la mémoire de mon oncle DOUADI et ma grand-mère IMA KHOUKHA, que dieu les accueille dans son vaste paradis.*
- * A ma très chère Mère et mon très cher père pour tous les sacrifices qu'ils ont consenti à mon égard.*
- * A ma sœur et frères : Thafsouth ; Amazigh ; Mahdi et Lounes.*
- * A mes grands-parents.*
- * A toute ma grande famille AMGHAR.*
- * A tous mes amis et en particulier Si Tayeb Hamza.*
- * A tous ceux que j'estime beaucoup.*

✍ Latif

Dédicaces

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

- * A mes parent et grands-parents pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard.*
- * A mes sœurs et frères.*
- * A toute ma grande famille ABDELLI.*
- * A tous mes amis de la promotion.*
- * A tous ceux que j'estime beaucoup.*

✍ Smail

Table de matière

Introduction Generale	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
<i>Introduction</i>	2
<i>I.1. Situation géographique</i>	3
I.2. Topographie de la zone d'étude	3
I.3. Sismicité de la zone d'étude.....	3
I.4. Climat de la zone d'étude.....	3
I.5. Situation démographique	6
I.5.1. Évolution de la population de la zone d'étude entre 2015 et 2040.....	6
Conclusion.....	7
Chapitre II : Diagnostic de réseau existant	
Introduction	8
II.1. Objectif de l'étude de diagnostic	8
II.2. Les phases d'une étude de diagnostic.....	8
II.2.1. Le pré-diagnostic	9
II.2.2. Reconnaissance approfondie.....	9
II.2.3. Etude fonctionnelle des surfaces élémentaires à drainer	10
II.2.4. Techniques d'enquêtes, diagnostic	10
II.3. Description du réseau d'assainissement en place	10
II.3.1. Structure du réseau d'assainissement actuel.....	10
II.3.2. Etat des collecteurs	11
<i>II.3.2.1. Sous bassin versant 01</i>	11
<i>II.3.2.1.1. Le collecteur primaire</i>	11
<i>II.3.2.1.2. Les collecteurs secondaires</i>	11
<i>II.3.2.2. Sous bassin versant 02</i>	12
<i>II.3.2.2.1. Le collecteur primaire N°2</i>	12
<i>II.3.2.2.2. Les collecteurs secondaires</i>	12
<i>II.3.2.3. Sous bassin versant 03</i>	13
<i>II.3.2.3.1. Le collecteur primaire N°3</i>	14
<i>II.3.2.3.2. Les collecteurs secondaires</i>	14
<i>II.3.2.4. Sous bassin versant 04</i>	15
<i>II.3.2.4.1. Le collecteur primaire N°4</i>	15

<i>II.3.2.4.2. Les collecteurs secondaires</i>	15
II.3.3. Etat des avaloirs.....	16
II.3.4. Etat des regards.....	17
II.3.5. Etat des rejets.....	20
II.3.6. Constatation.....	21
Conclusion.....	22

Chapitre III : étude hydrologique

Introduction.....	23
III.1. Analyse statistique des données.....	24
III.1.1 Test d'homogénéité.....	26
III.1.2 Les caractéristiques empiriques de l'échantillon.....	28
III.2. Ajustement statistique.....	29
III.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	30
III.2.1.1. Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de Gumbel.....	31
III.2.2.1. Caractéristiques empiriques de la loi de Galton.....	35
III.3. Comparaison entre les lois d'ajustement.....	37
III.3.1. Application du test sur la loi de GUMBEL.....	38
III.3.2. Application du test sur la loi de Galton.....	39
III.4. Analyse des averses.....	40
III.4.1. Choix de la période de retour.....	40
III.4.2. L'intensité.....	40
III.4.2.1. Calcul de l'intensité de pluie.....	40
III.4.3. Choix de l'intensité maximale.....	41
Conclusion.....	41

Chapitre IV : Calcul hydraulique

Introduction.....	42
IV.1. Estimation des eaux pluviales et des eaux usées de la zone d'étude.....	42
IV.1.1 les eaux usées.....	42
<i>IV.1.1.1 Origine et nature des eaux usées</i>	42
<i>IV.1.1.2 Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer</i>	42
<i>IV.1.2.2 Estimation des débits d'eaux usées domestiques</i>	43
<i>IV.1.2.3. Calcul de coefficient de pointe K_p à partir de débit moyen journalier</i>	44

<i>IV.1.3.1 Evaluation des débits des eaux pluviales</i>	44
<i>IV.1.3.2. Méthode rationnelle</i>	45
<i>IV.2.3. Validité de la méthode rationnelle</i>	45
<i>IV.3. Méthode superficielle</i>	45
<i>IV.3.1. Validité de la méthode superficielle</i>	46
IV.4. Choix de la méthode	46
IV.5. Choix du coefficient de ruissellement.....	46
IV.6. Application de la méthode rationnelle pour la localité Hai coco plage Bordj El Bahri	48
IV.7. Choix du système d'évacuation	48
IV.8. Conceptions du réseau unitaire	49
IV.9. Dimensionnement du réseau d'assainissement	49
IV.9.1. Condition d'écoulement et de dimensionnement.....	49
VI.9.2. Mode de Calcul	50
Conclusion.....	59

Chapitre V : Elément constitutif du réseau

Introduction	60
V.1 Ouvrage principaux	60
V.1.1 Canalisations	60
<i>V.1.1.1 Conduites en béton non armé</i>	60
<i>V.1.1.2 Conduite en béton armé</i>	60
<i>V.1.1.3 Conduites en amiante – ciment</i>	61
<i>V.1.1.4 Conduites en grés artificiels</i>	61
<i>V.1.1.5 Conduites en fonte</i>	61
<i>V.1.1.6 Conduites en matière plastique</i>	61
V.1.2 choix du type de canalisation	62
<i>V.1.2.1 Différentes actions supportées par la conduite</i>	63
V.2 Les ouvrages annexes	64
V.2.1 Ouvrages normaux	64
<i>V.2.1.1 les branchements</i>	64
<i>V.2.1.2 Bouche d'égout</i>	65
<i>V.2.1.2 Regards</i>	65
<i>V.2.1.2.1 Type de regards</i>	66

V.2.3 Dimensionnement du regard.....	66
V.3 ouvrages spéciaux.....	68
V.3.1 Déversoir d'orage	68
V.3.2 Emplacement des déversoirs d'orages.....	68
V.3.3 Dimensionnement du déversoir à seuil latéral.....	69
<i>V.3.3.1 Dimensionnement du premier déversoir d'orage</i>	<i>69</i>
<i>V.3.3.2. Dimensionnement du deuxième Déversoir d'orage</i>	<i>70</i>
Conclusion.....	71
Conclusion Generale	72

Liste des figures

Liste des figures

Figure I.1: le plan de la situation de la zone d'étude.....	3
Figure II.1 : Rejet n°01.....	22
Figure II.2 : Rejet n°02.....	22
Figure II.3 : Rejet n°04.....	23
Figure II.4 : Photos de quelques regards.....	21
Figure III.2 : Teste d'ajustement a la loi de Gumbel.....	34
Figure III.2 : Teste d'ajustement à la loi de Galton.....	37
Figure VI.1 : Organigramme de méthode de vérification des conditions d'autocurage.....	58
Figure V.3: Conduite en béton armé.....	64
Figure V.4: Conduite en béton (buse).....	65
Figure V.3: Conduite en fonte.....	65
Figure V.4 : Raccordement de boîte de branchement vers le collecteur.....	67
Figure V.5 : Regard de visite.....	69
Figure V.6 : Regard de branchement.....	70
Figure V.7 : déversoir d'orage a seuil frontal.....	71

Liste des abréviations

Liste des abréviations

ONM : Office National Météorologique

ANRH : Agence National de Ressource Hydraulique

ONS : Office National des Statistiques

SEAAL : Société des Eaux et de l'Assainissement de la wilaya d'Alger

DRE : Direction des Ressource en Eau

B.V : Bassin Versant

S.B.V : Sous Bassin Versant

PR : Poste de refoulement

D.dorage : Déversoir d'orage

Liste des Tableaux

Liste des tableaux

Tableau I.1: Températures moyennes mensuelles.....	4
Tableau I.2: Durées(en heures) moyennes mensuelles l'enseillement/jour.....	4
Tableau I.3: Humidités moyennes mensuelles.....	4
Tableau I.4: les Vitesses du vent mensuelles en m/s.....	5
Tableau I.5 : L'évapotranspiration mensuelle calculée à partir de la formule de Penman.....	5
Tableau I.6: Répartition mensuelle de la pluviométrie.....	6
Tableau I.7: Estimation de la population actuelle de la zone d'étude (Population 2015).....	6
Tableau I.8: Évolution de la population de la zone d'étude a l'horizon 2045.....	7
Tableau II.1 : Caractéristique du collecteur n°01.....	11
Tableau II.2: Caractéristiques du collecteur n°02.....	12
Tableau II.3: Caractéristiques du collecteur n°03.....	14
Tableau II.4 : Caractéristiques du collecteur n°04.....	15
Tableau II.5 : Répartition des avaloirs selon les sous bassin versant.....	16
Tableau II.6 : Caractéristiques des Regards.....	16
Tableau III 1 : Pluie journalière maximale (mm).....	24
Tableau III 2 : Calcule du teste de WILCOXON.....	25
Tableau III 3 : récapitulatif des caractéristiques statistiques.....	27
Tableau III.4 : Test d'ajustement de Gumbel.....	31
Tableau III.5 : Test d'ajustement de Galton.....	31
Tableau III.6 : Test d'ajustement de Khi 2 sur la loi de Gumbel.....	37
Tableau III.7 : test d'ajustement de Khi 2 à la loi de Galton.....	38
Tableau IV.1 : débit actuel d'eau usée domestique pour la zone d'étude.....	43
Tableau IV 2 : débit projet future d'eau usée domestique pour la zone d'étude.....	43
Tableau IV.3 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population.....	47
Tableau IV.4 : Coefficient de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisation.....	47

Liste des Tableaux

Tableau IV.5 : Coefficient de ruissellement en fonction de mode d'occupation du sol.....	47
Tableau VI.6 : Estimation des débits des eaux pluviales des sous bassins pour une période de retour de 20 ans (méthode rationnelle).....	48
Tableau VI.7 : Dimensionnement des conduites de sous bassin versant N°1.....	54
Tableau VI.8 : Dimensionnement des conduites de sous bassin versant N°2.....	55
Tableau VI.9 : Dimensionnement des conduites de sous bassin versant N°3.....	57
Tableau V.1 : Dimensions des regards.....	66
Tableau V.2 : caractéristique du déversoir d'orage type latéral.....	71

Liste des annexes

Liste des annexes

Annexe I : Table des caractéristiques des conduites partiellement remplies

Annexe II : Table des eaux pluviaux en système unitaire ou séparatif

Annexe III : Table de loi normale et test de Khi-deux

Annexe IV: Tracé en plan du réseau d'assainissement projeté

Introduction Générale

Introduction Générale

L'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer la collecte et l'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales, et de procéder aux traitements avant le rejet dans le milieu récepteur.

Actuellement, vu l'accroissement rapide des populations, le développement intense de l'urbanisation et l'évolution du mode de vie rendent de plus en plus délicat le problème d'évacuation des eaux usées et pluviales.

Chaque système d'assainissement est un cas particulier. Cependant, le rejet direct des polluants vers le milieu naturel sans aucun traitement préalable est un cas très souvent rencontré en Algérie.

Hai Sommam Coco Plage, faisant partie de la commune Bordj El Bahri, est complètement urbanisée. Il est caractérisé par sa basse topographie en possédant un réseau d'assainissement unitaire qui connaît actuellement une situation alarmante dans le domaine d'évacuation des eaux. A cela s'ajoute le non-respect de la normalisation « assainissement ». Plusieurs points de rejet ont été constatés à Oued El hamiz ce qui a accentué la pollution du cours d'eau.

Devant un tel état du réseau vétuste, et sous dimensionné, notre étude consiste à faire un diagnostic approfondi pour mieux comprendre le fonctionnement technique et les anomalies qui en résultent. Afin d'entamer la rénovation de tout le réseau, ainsi que d'apporter les solutions nécessaires pour les rejets qui portent atteinte à la santé public et à l'environnement.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

Introduction

Tout d'abord avant de procéder à l'étude d'un projet hydraulique, l'étude de la localité est une nécessité, en précisant la situation de site d'étude du point de vue géographique, géologique, géomorphologique, hydrogéologique, et également les caractéristiques climatiques. Cela nous permettra d'avoir déjà un aperçu et un nombre important d'informations, et en fonction de ces derniers nous pouvons procéder à l'élaboration de l'étude du diagnostic et le dimensionnement dans le but de rénover le réseau d'assainissement de Hai Soummam Coco plage, commun de Bordj El Bahri, Alger Est.

En effet, chaque zone d'étude représente un cas spécifique et conditionné par un ensemble de caractéristiques et de données que ce soit :

- Données naturelle du site :

La zone présente un terrain pratiquement plat avec des pentes très faibles vers la mer et Oued El Hamiz et quelques contre-pentes du terrain naturel. Néanmoins des pentes minimales de 2/1000 ont pu être garanties.

- Données relatives au tissu d'urbanisation :

Les localités de Bordj El Bahri sont des sites résidentiels. Des bâtisses érigées tout au long de la surface, en plus des constructions illicites à proximité de la bande côtière. Donc l'urbanisation s'avère très dense.



Source (Google Earth)

Figure I.1: Le plan de situation de la zone d'étude

I.1. Situation géographique

La zone d'étude en l'occurrence, Hai Soummam est situé à 50 km au Nord-Est de la wilaya d'Alger. Elle est limitée :

- A l'Est par la continuité de la commune de Bordj El Behri ;
- A l'Ouest par Oued el Hamiz ;
- Au Sud par la route de stade N 24.

Ainsi au nord par la mer méditerranéenne.

I.2. Topographie de la zone d'étude

La morphologie de la région constitue un terrain généralement plat, et les altitudes oscillent entre 3 à 8 m dessinant un relief plat, selon une direction nord vers la mer (niveau zéro) et une autre Ouest vers Oued El Hamiz.

Les pentes sont très faibles, elles varient entre 0 et 0.5%. elles présentent une bonne aptitude à l'urbanisation et l'implantation des infrastructures de base. Néanmoins elles favorisent une stagnation des eaux pour former des marécages.

I.3. Sismicité de la zone d'étude

Alger est une zone sismique, menacée par plusieurs failles (zemouri, sahel, blida, thenia, chenoua).

Depuis le tremblement de terre du 29 octobre 1989, cette région est étudiée avec attention et, la carte des isoséistes montre que la région d'étude possède une forte magnitude et se trouve territorialement, où l'intensité sismique est non négligeable, car elle se situe au-dessus de la faille tectonique qui sépare le continent Africain du continent Européen.

Sachant que la sismicité provoque la déstabilisation de la position des canalisations ce qui est cause ensuite le déboîtement des joints ces dernières, donc il faut prendre en considération ce facteur dans la pose des conduites.

I.4. Climat de la zone d'étude

Le climat se définit comme étant l'ensemble des phénomènes météorologiques qui caractérisent l'état de l'atmosphère et de son évolution en un lieu donné.

La zone de notre étude se trouve dans une région où règne le climat méditerranéen, il est caractérisé principalement par l'alternance d'une saison hivernale froide et humide, ainsi qu'une saison estivale chaude et sèche.

a) Température

Le climat est caractérisé par des étés chauds et des hivers doux. Durant les saisons froides, la température minimale absolue est de 5,3°C, tandis que pour les saisons chaudes, la température maximale absolue varie entre 29,1 à 32,6°C.

La distribution de la température durant l'année apparaît dans le tableau N°01 :

Tableau I.1: Températures moyennes mensuelles

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Annuel
Tmax	17,4	17,7	20,1	21,8	24,7	29,1	31,5	32,6	29,6	26,5	20,9	18,2	24,2
Tmoy	11,7	11,5	13,5	15,2	18,7	22,8	25,2	26,5	23,7	20,4	15,4	12,7	18,1
Tmin	6,1	5,3	7,0	8,6	12,6	16,4	18,9	20,4	17,6	14,2	9,9	7,2	12,1

Source : [ONM, Dar El Beida]

b) L'ensoleillement

La durée en heures d'ensoleillement c'est la période d'enregistrement pendant, une période donne résultant de la présence de soleil.

Tableau I.2: Durées(en heures) moyennes mensuelles d'ensoleillement/jour

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Annuel
Ensoleillement en heures	5.1	5.8	6.6	7.7	8.8	10.1	11.1	10.3	8.7	7.1	5.7	4.8	5.1

Source : [ONM, Dar El Beida]

c) Humidité de l'air

La zone d'étude est classé parmi les zone humide on Algérie non seulement à cause de son positionnement près de la mer mais aussi à cause de la présence du lac de REGHAIA, On ne distingue pas de grande différence de l'humidité moyenne entre les saisons, elle varie autour d'une valeur moyenne de 75%.

L'humidité de l'air est donnée par le tableau suivant :

Tableau I.3: Humidité moyenne mensuelle

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Annuel
Hum(%)	78	81	76	75	76	71	70	69	72	74	78	79	75

Source : [ONM, Dar El Beida]

d) Le vent

Le vent est d'habitude faible à modéré elles varient de 2.1 m/s à 2.8 m/s, sa direction prédominante est le Nord-Ouest.

Le sirocco souffle en moyenne 5 jours par an. Les orages sont fréquents surtout en hiver et en automne avec en moyenne 23.3 jour/an.

Tableau I.4: La Vitesse du vent mensuelle en m/s

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Annuel
V(m/s)	2,5	2,1	2,2	2,7	2,7	2,8	2,7	2,4	2,5	2,0	2,5	2,5	2,5

Source : [ONM, Dar El Beida]

Les vitesses moyennes sont de 2,5m/s environ sans grande variation d'un mois à l'autre.

e) L'évapotranspiration

L'évapotranspiration est un paramétré important, du bilan hydrologique.

Tableau I.5 : L'évapotranspiration mensuelle calculée à partir de la formule de Penman

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Annuel
ETP mm	48.3	59.6	82.7	100.8	127	150.7	177.8	172.5	132.7	97.2	63.6	49.2	1262.1
ETP %	3.8	4.7	6.5	8.0	10.1	11.9	14.1	13.7	10.5	7.7	5.0	4.0	100

Source : [ONM, Dar El Beida]

f) la Pluviométrie

La pluviométrie est caractérisé par une irrégularité dans la répartition, pondant l'année ce qui nous mène a distingué ;

Une saison humide qui s'étale du mois d'octobre jusqu'au mois de mai, ou il s'intensifie entre les mois de novembre et février.

Une saison sèche qui s'étale du mois de juin jusqu'au mois de septembre la pluviométrie moyenne annuelle dans la zone est de l'ordre de 600 mm où sa répartition mensuel est montrée dans le tableau suivant :

Tableau I.6: Répartition mensuelle de la pluviométrie

Mois	Oct.	nove	Dèce	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sept
P (mm)	43,3	93,1	87,4	92.2	74.5	45.2	64.1	46.3	7.3	2.0	16.5	24.7

Source : [ONM, Dar El Beida]

I.5. Situation démographique

L'étude démographique d'une agglomération est une étude primordiale, elle nous permet de visualiser l'évaluation de la population au cours des années passées, ainsi qu'à l'horizon futur.

I.5.1. Évolution de la population de la zone d'étude entre 2015 et 2045

Pour estimer le nombre d'habitants du Hai Sommam, on a adopté "la méthode du nombre d'habitation", ce choix est motivé par l'absence de recensement précis et de données démographiques fiables au niveau de l'A.P.C de Bordj el Bahri. D'après les services de recensement de cette A.P.C. les habitations de la localité sont des maisons du type individuel, elle abrite des familles composées de 05 à 07 personnes en générale.

La méthode du nombre d'habitation consiste à calculer le nombre d'habitation qui se trouve dans la zone d'étude, et multiplier cette valeur par le nombre de personnes qui occupent chaque habitation.

Dans le souci de faire une estimation précise et fiable de la population de la zone d'étude, on va procéder par la délimitation des sous bassins versants et attribuer à chaque S.B.V une numérotation.

Tableau I.7: Estimation de la population actuelle de la zone d'étude (Population 2015)

Sous Bassin Versant	N ^{bre} de Maisons	N ^{bre} hab / maison	N ^{bre} hab / rejet
S.B.V.N° 01	58	07 habitants	406
S.B.V.N° 02	127		889
S.B.V.N° 03	186		1302

Ensuite, et pour chaque rejet, un calcul du nombre d'habitations sera fait et par conséquent le calcul du nombre d'habitants pour chaque rejets et donc la population totale de la zone d'étude. Cette population doit être projetée à un horizon d'étude d'environ 30 ans, soit à l'année 2040.

Pour le calcul du nombre de la population du Hai Sommam Coco Plage à l'horizon de l'étude, on se base sur le nombre d'habitant actuel et on fixe le taux d'accroissement de la

population en se référant à la loi des accroissements géométrique donnée par la relation suivante :

$$P_x = P_0 * (1+\alpha)^n$$

- P_x : Population à l'horizon de calcul.
- P_0 : Population de référence (2015).
- α : taux d'accroissement annuel de la population,
- n : Nombre d'années séparent l'année de référence et l'horizon de calcul.

De la fin des années 80 jusqu'à aujourd'hui le taux d'accroissement s'est diminué et s'est stabilisé au tour de 2,6 (source **ONS**).

Le résultat du calcul de l'évolution de la population par Sous Bassin Versant, à l'horizon de l'étude (jusqu'à l'année 2045) est donné par le tableau ci-après :

Tableau I.8: Évolution de la population de la zone d'étude à l'horizon 2045

Zone	Population 2015	Population 2045
S.B.V.N° 01	406	876
S.B.V.N° 02	889	1920
S.B.V.N° 03	1302	2812
Total	2597	5608

Conclusion

Après l'achèvement de la présentation de la zone d'étude, du point de vue géographique, topographie, sismique, climatologie, ainsi que démographique. aucun détails n'est négligeable afin d'affiner l'étude, ce qui va nous aider à effectuer un bon dimensionnement.

On peut conclure, que le site d'étude est caractérisé par :

- ✓ Un terrain à très faible pente ce qui n'est pas favorable à la réalisation d'un réseau d'assainissement ;
- ✓ Un accroissement important et anarchique de la population;
- ✓ Des pluies importantes (le débit des eaux pluviales important).

Chapitre II :

Diagnostic du réseau d'assainissement existant

Introduction

Un système d'assainissement urbain remplit trois fonctions principales :

- ✓ Protection de l'environnement urbain, ou drainage des eaux urbaines, par temps de pluie ou par temps sec ;
- ✓ Stabilité de tous les ouvrages ;
- ✓ protection de l'environnement naturel. [1]

Suite à un fonctionnement du réseau d'assainissement en quelques années, des dysfonctionnements peuvent apparaître, résultant des anomalies, des dégradations et des désordres de la structure des collecteurs :

- ✓ Rétrécissement des sections des conduites ou leur obturation à cause des dépôts ;
- ✓ Corrosion des parois internes des conduites par certains gaz comme l'H₂S ;
- ✓ L'érosion des radiers (décrochement, disparition et affouillement) due au drainage des eaux chargées en produits solides et particules de sable à des vitesses élevées dans des collecteurs à forte pente ;
- ✓ Le manque d'entretien et de nettoyage des collecteurs ;
- ✓ La mauvaise qualité du béton et des produits de revêtements intérieurs des collecteurs dû à leur âge avancé d'une part et à l'éventualité du non-respect des normes de dosage des agrégats lors de leur mise en œuvre d'autre part ;
- ✓ La variation des contraintes statique et dynamique exercées sur la structure (glissement de terrain, terrassement près des réseaux principaux, tel que remblais non prévu provoquant des surcharges sur la conduite ;
- ✓ La mauvaise évaluation des poussées latérales ou axiales des sols et des surcharges

Ponctuelles lors de la réalisation.

Enfin, comme le système d'assainissement est coûteux en investissement et en exploitation, il doit faire l'objet d'évaluation régulière du point de vue de ses performances : l'auto-surveillance et le diagnostic s'avèrent inéluctables. [1]

II.1. Objectif de l'étude de diagnostic

L'objectif de l'étude de diagnostic est d'acquérir une bonne connaissance de l'état et du fonctionnement des réseaux, pour identifier les facteurs intervenant dans le processus de dégradation en vue de les réhabiliter, de les restructurer et de prévoir les extensions liées au développement urbain. [1,2]

L'étude de diagnostic nous permet de juger l'état physique ainsi que le bon fonctionnement hydraulique des réseaux d'assainissement, et de planifier les travaux nécessaires à effectuer pour :

- ✓ augmenter le rendement du réseau ;
- ✓ améliorer la fiabilité du réseau ;
- ✓ prolonger la durée de vie des canalisations ;
- ✓ assurer une bonne gestion et entretien futur.

II.2. Les phases d'une étude de diagnostic

Avant de commencer le diagnostic, il faut en premier lieu, faire la collecte des données et des informations relatives au réseau actuel.

Les données à recueillir sont :

a) Données relatives à la localité

- Hai Soummam Coco Plage compte un nombre d'habitants de 2597, alimenté par une norme de consommation en eau potable de 150 l/j/hab;
- la surface totale de drainage est de 11,24 ha, elle est caractérisée par un degré d'imperméabilisation d'environ 80%, avec des faibles pentes, ainsi que la présence de quelques contre-pentes dans la zone.

b) données relatives au réseau et ses ouvrages annexes

- Il a été constaté sur site une vétusté rendant difficile sa gestion. Exceptés les collecteurs, on signale la présence de quelques avaloirs qui n'est pas satisfaisante par rapport à la surface de drainage des eaux pluviales ;
- la présence d'un poste de relevage dans la zone, mais ce réseau n'est pas connecté à ce dernier.

c) données relatives au traitement

Actuellement, le déversement dans l'Oued El Hamiz se fait directement et sans aucune procédure d'épuration.

d) Données relatives au milieu récepteur

Le milieu récepteur n'est autre qu'Oued el Hamiz qui reçoit l'ensemble des eaux usées et pluviales.

Après le recueil des données on distingue les phases de diagnostic.

II.2.1. Le pré-diagnostic

Dans la phase initiale, et après le recueil des données, un examen préalable du réseau ainsi que des ouvrages annexes est jugé nécessaire pour établir une préconisation des travaux à adopter pour améliorer les caractéristiques du réseau et à remédier aux différentes détériorations et insuffisances constatées. [1]

II.2.2. Reconnaissance approfondie

La deuxième phase consiste à faire une reconnaissance approfondie et détaillée des réseaux et des ouvrages annexes :

- On signale l'absence de pollutions toxiques d'origine industrielle au niveau de notre réseau, car la localité est résidentielle ;
- les rejets d'origine domestique sont dominants dans ce site, il a été signalé la présence des gaz de H₂S, aux regards et aux débouchés des conduites ce qui a provoqué une attaque des matériaux constituant les ouvrages d'assainissement ;
- les regards sont en état vétuste ; des regards enterrés, effondrés avec des tampons cassés ;
- les profondeurs des branchements ne sont pas respectées ;
- des inondations partielles enregistrées dans certaines zones du réseau en période de crues ;
- Quatre points de rejet qui provoquent la pollution des eaux d'Oued el Hamiz.

II.2.3. Etude fonctionnelle des surfaces élémentaires à drainer

Cette phase permet de :

- délimiter les surfaces pour chaque collecteur ;
- définir le coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire ;
- localiser les tronçons suspects.

II.2.4. Techniques d'enquêtes, diagnostic

Pour le diagnostic de l'état du réseau, les services de la SEAAL ont préconisé diverses techniques à savoir :

- ✓ La mesure des débits des effluents à l'aide des débitmètres instantanés ou enregistreurs ou des déversoirs portables ;
- ✓ Les essais de pression hydraulique ou à l'air pouvant être associés à un corrélateur acoustique ;
- ✓ Les essais à la fumée ou par injection de colorant ;
- ✓ La recherche acoustique des branchements obstrués, inutilisés ou abandonnés ;
- ✓ L'inspection télévisée par caméra autotractée : ITV et IPV ;
ITV : inspection télévisée par caméra autotractée : permet de prendre des vidéos en déplacement et en rotation de 360° attaché à l'appareil de commande par un câble flexible, doté d'un petit écran.
IPV : inspection Photo-Vidéo : permet de prendre des photos et des vidéos en zoom attachés à l'appareil de commande par un câble flexible, doté d'un petit écran.

II.3. Description du réseau d'assainissement en place

II.3.1. Structure du réseau d'assainissement actuel

Le réseau d'assainissement de Hai Sommam Coco Plage est un système unitaire qui s'étend sur une superficie de 11,24 ha. il est composé de quatre (04) collecteurs principaux.

- tous les collecteurs suivent une direction vers les points de rejet situés sur Oued El Hamiz ;
- ce réseau est composé de collecteurs circulaires de diamètre variant de 300 à 1200 mm.

Le réseau d'assainissement de Hai Soummam Coco Plage se compose de :

- 4 collecteurs principaux (primaires);
- 32 collecteurs secondaires ;
- 66 avaloirs;
- 166 regards.

La longueur totale du réseau est de 3075 m avec une forme circulaire des collecteurs.

II.3.2. Etat des collecteurs

II.3.2.1. Sous bassin versant 01

Le réseau d'assainissement de sous bassin versant élémentaire 01 est un réseau unitaire formé par trente (30) regards et dix-neuf (19) avaloirs. Qui est pour mission de réception des eaux pluviales et usées de toute la surface du sous bassin versant et l'évacuation vers le rejet N°01 d'Oued el Hamiz.

II.3.2.1.1. Le collecteur primaire

Le collecteur primaire n°1 est un collecteur gravitaire, a une section circulaire en béton comprimé et de longueur 209.95m, commence par le Regard N°164 jusqu'au Regard N°30 où se trouve le rejet numéro 01 (passant par les regards 21, 22, 23, 24, 27 et 29).

Le collecteur principal commence par Ø400 puis augmente progressivement jusqu'à atteindre 1200 mm au niveau de rejet.

II.3.2.1.2. Les collecteurs secondaires

Neuf (09) collecteurs secondaires, qui sont repartis comme suit : six (06) de la rive droite et trois (03) de la rive gauche du collecteur primaire.

Les collecteurs secondaires ont une section circulaire avec différents diamètres :

- des collecteurs gravitaires de diamètres 400 mm en béton armé ;
- des collecteurs gravitaires de diamètres 300, 400 et 800 mm en béton comprimé.

Tableau II.1 : Caractéristiques du collecteur n°01

Collecteur	Tronçon	Longueur	Diamètre	Matériau
CI	1-2	123.94	400	BC
	2-3	61.96	400	BC
	3-4	60.51	800	BC
	4-5	//	800	BC
	5-6	9.91	800	BC
	6-7	//	800	BC
	7-9	28.96	800	BC
	9-26	32.89	800	BC
	26-27	//	800	BC
	10-24	30.74	300	BC
	11-23	26.68	300	BC
	166-22	15.76	300	BC
	12-22	24.62	300	BC
	42-41	27.77	300	BC
	41-22	22.68	300	BC
	52-51	15.19	400	BA
	51-50	13.70	400	BA
	50-49	11.66	400	BA
	49-48	13.27	400	BA
	48-47	04.46	400	BA
	47-164	20.15	400	BA
	164-21	36.06	400	BC
	21-22	22.61	400	BC
	22-23	34.96	400	BC
	23-24	35.11	400	BC
	24-27	33.41	400	BC
	27-29	23.36	1000	BC
	33-29	9.10	300	BC
	29-30	24.44	1200	BC
	30- Rejet N°1	//	1200	BC

II.3.2.2. Sous bassin versant 02

Le réseau d'assainissement du sous bassin versant élémentaire 02 est un réseau unitaire formé par quarante (40) regards et treize (13) avaloirs qui est pour mission, la réception des eaux pluviales et usées de toute la surface du sous bassin versant et l'évacuation vers le rejet N°02 d'Oued el Hamiz.

II.3.2.2.1. Le collecteur primaire N°2

Le collecteur primaire n°2 est un collecteur gravitaire, a une section circulaire en béton comprimé et de longueur 294.83m, commence par le Regard N°56 jusqu'au Regard N°31 où se trouve le rejet numéro 02 (passant par les regards n° 57 jusqu'à n°64 et 165).

Le collecteur primaire débute avec un diamètre Ø300, puis, augmente progressivement jusqu'à atteindre 1000 mm au niveau de rejet.

II.3.2.2.2. Les collecteurs secondaires

Dix (10) collecteurs secondaires qui sont repartis comme suit : sept (07) de la rive droite et trois (03) de la rive gauche du collecteur primaire.

Les collecteurs secondaires ont une section circulaire avec différents diamètres.

- des collecteurs gravitaires de diamètres 400 mm en PVC ;
- des collecteurs gravitaires de diamètres 300, 400, 600 et 800 mm en béton comprimé.

Tableau II.2 : Caractéristiques du collecteur n°02

Collecteur	Tronçon	Longueur	Diamètre	Matériau
CII	RE-63	19.09	400	BC
	34-62	15.61	400	PVC
	35-36	31.69	300	BC
	36-37	29.10	300	BC
	37-61	15.37	300	BC
	38-39	28.69	300	BC
	39-40	26.01	300	BC
	40-60	18.23	300	BC
	43-59	17.31	300	BC
	44-45	24.77	300	BC
	45-46	27.70	300	BC
	46-58	20.76	300	BC
	53-54	15.31	300	BC
	54-55	13.38	300	BC
	55-56	13.56	300	BC
	88-87	22.49	300	BC
	87-86	22.68	300	BC
	86-59	17.35	300	BC
	76-62	55.86	400	BC
	69-70	15.88	300	BC
	70-71	11.44	300	BC
	75-71	5.17	300	BC
	71-72	18.08	300	BC
72-74	15.74	300	BC	
74-68	18.98	400	BC	

	68-67	23.56	600	BC
	67-65	19.71	800	BC
	65-165	10.04	800	BC
	56-57	39.43	300	BC
	57-58	35.69	300	BC
	58-59	21.13	300	BC
	59-60	34.39	300	BC
	60-61	33.26	300	BC
	61-62	34.95	400	BC
	62-63	21.15	600	BC
	63-64	17.57	600	BC
	64-165	14.53	600	BC
	165-31	23.07	800	BC
	31-Rejet N°2	19.66	1000	BC

II.3.2.3. Sous bassin versant 03

Le réseau d'assainissement de sous bassin versant élémentaire 03 est un réseau unitaire formé par quarante - deux (42) regards et seize (16) avaloirs qui est pour mission, la réception des eaux pluviales et usées de toute la surface du sous bassin versant et l'évacuation vers le rejet N°03 d'Oued el Hamiz.

II.3.2.3.1. Le collecteur primaire N°3

Le collecteur primaire n°3 est un collecteur gravitaire, a une section circulaire en béton comprimé et de longueur 245.74m, commence par le Regard N°102 jusqu'au le Regard N°111 où se trouve le rejet numéro 03 (passant par les regards n° 103 jusqu'à n°111 et163). Le collecteur primaire commence en Ø300 puis passe au Ø400 et en fin arrive avec Ø500 au niveau de rejet.

II.3.2.3.2. Les collecteurs secondaires

Huit (08) collecteurs secondaires qui sont repartis comme suit : sept (07) de la rive droite et deux (02) de la rive gauche du collecteur primaire.

Les collecteurs secondaires ont une section circulaire avec différents diamètres :

- des collecteurs gravitaires de diamètres 300, 400 et 500 mm en béton comprimé.

On signale qu'il existe deux collecteurs secondaires de Ø50 qui sont branchés au collecteur primaire de Ø300, ce qui explique un mauvais dimensionnement du réseau.

Tableau II.3 : Caractéristiques du collecteur n°03

Collecteur	Tronçon	Longueur	Diamètre	Matériau
C III	77-108	15.55	400	BC
	117-116	06.72	400	BC
	116-108	29.72	400	BC
	78-79	12.86	400	BC
	79-81	18.19	400	BC
	81-82	20.72	500	BC
	82-83	17.06	500	BC
	83-107	17.49	500	BC
	84-85	21.42	300	BC
	85-105	24.99	300	BC
	89-163	18.90	300	BC
	90-91	15.83	300	BC
	91-92	24.10	300	BC
	92-93	14.62	300	BC
	93-94	19.64	300	BC
	94-104	15.34	300	BC
	95-96	26.80	500	BC
	96-97	14.19	500	BC
	97-99	09.93	500	BC
	99-163	31.59	500	BC
	151-150	13.24	500	BC
	152-150	15.61	500	BC
	150-149	18.07	500	BC
	149-146	18.62	500	BC
	148-147	18.41	400	BC
	147-146	19.95	500	BC
	146-145	19.36	500	BC
	145-144	17.85	500	BC
	144-143	17.53	500	BC
	143-102	16.51	500	BC
	102-103	11.88	300	BC
	103-104	36.60	300	BC
104-163	16.98	300	BC	
163-105	32.30	300	BC	
105-106	05.11	300	BC	
106-107	31.02	400	BC	
106-108	33.70	500	BC	
108-109	19.37	500	BC	
109-110	30.04	500	BC	
110-111	28.74	500	BC	
	111-Rejet N3	/	500	BC

II.3.2.4. Sous bassin versant 04

Le réseau d'assainissement de sous bassin versant élémentaire 04 est un réseau unitaire formé par trente - deux (32) regards et dix-neuf (19) avaloirs qui ont pour mission, la réception des eaux pluviales et usées de toute la surface du sous bassin versant et l'évacuation vers le rejet N°04 d'Oued el Hamiz.

II.3.2.4.1. Le collecteur primaire N°4

Le collecteur primaire n°4 est un collecteur gravitaire, a une section circulaire en béton armé et de longueur 274.64m, commence par le Regard N°135 jusqu'au le Regard N°162 où se trouve le rejet numéro 04 (passant par le regard n° 135 jusqu'à le R n°142 et de R n°155 jusqu'au R n°159 et162).

Le collecteur primaire commence avec un Ø300 puis passe au Ø400 au niveau de rejet.

II.3.2.4.2. Les collecteurs secondaires

Cinq (05) collecteurs secondaires sont du côté de la rive droite du collecteur primaire. Les collecteurs secondaires sont des collecteurs gravitaires de section circulaire et de diamètres 300 mm en béton comprimé.

TableauII.4 : Caractéristiques du collecteur n°04

Collecteur	Tronçon	Longueur	Diamètre	Matériau
IV.	161-160	19.22	300	BC
	160-162	13.04	300	BC
	112-113	26.41	300	BC
	113-115	25.01	300	BC
	115-159	27.61	300	BC
	120-121	17.17	300	BC
	121-122	09.18	300	BC
	122-123	12.68	300	BC
	123-124	27.52	300	BC
	124-158	16.58	300	BC
	125-126	24.89	300	BC
	126-127	25.69	300	BC
	127-128	22.25	300	BC
	128-157	19.59	300	BC
	129-130	19.75	300	BC
	130-131	19.97	300	BC
	131-132	19.87	300	BC
	132-133	19.61	300	BC
	133-134	08.38	300	BC
	134-156	26.17	300	BC
	135-138	13.11	300	BC
	138-139	32.08	300	BA
	139-140	16.06	400	BA
	140-141	15.98	400	BA
	141-142	19.40	400	BA
	142-155	19.67	400	BA
	155-156	22.60	400	BA
	156-157	33.87	400	BA
	157-158	33.07	400	BA
	158-159	23.70	400	BA
159-162	26.61	400	BA	
162-Rejet N°4	18.49	400	BA	

II.3.3. Etat des avaloirs

Tableau II.5 : Répartition des avaloirs selon les sous bassins versants

Numéro de sous bassin versant	1	2	3	4
Nombre d'avaloirs existants	18	13	16	19

Soixante-six (66) avaloirs existent dans de ce réseau dont, la majorité sont bouchés à cause de manque de curage, plus l'absence des avaloirs au niveau de plusieurs coins. Donc le nombre d'avaloirs s'avère très insuffisant pour drainer les eaux pluviales ce qui provoque la stagnation des eaux pluviales en période pluvieuse.

II.3.4. Etat des regards

Les regards de visite sont installés à chaque branchement latéral, changement de pente, Diamètre et changement de direction de la conduite.

Le réseau d'assainissement de la zone d'étude renferme dans sa totalité 166 regards en maçonnerie de types carrés.

L'état actuel des regards est résumé dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : Caractéristiques des Regards

Regard N°	Cote de tampon	Profondeur	Situation
01	100.38		Non identifié
02	99.90		/
03	99.94	3.00	/
04	99.96	3.00	mal placé
05	99.95	1.30	bouchée
06	99.91	2.50	mal placé
07	99.91	3.20	bouché
08	100.05		/
09	100.30	3.70	/
10	99.95		/
11	99.97	1.2	Dalle cassé
12	99.95		Non identifié
13	99.41	0.60	Bouchée
14			Non identifié
15			Non identifié
16			Non identifié
17			Non identifié
18			Non identifié
19			Non identifié
20			Non identifié
21	99.4	1.30	/
22	99.53	1.30	

23	99.59	1.10	Saturé-bouché
24	99.82	1.50	goudronné
25			Non identifie
26	100.04	1.30	
27	100.13	3.50	/
28			Non identifie
29	99.99	3.40	Bon état
30	100.01	1.90	fonctionnel
31	99.44	1.80	/
32			Non identifie
33	100.05		/
34			Non identifie
35	99.68	1.20	/
36	99.64	1.20	/
37	99.61	1.15	/
38	99.57		Bon état
39	99.51	0.85	Débordé
40	99.43	0.85	saturé
41	99.46	0.90	Débordé
42	99.39	0.85	/
43	99.35	0.85	/
44	99.38	0.85	Dalle brisé
45	99.30	0.84	Déborder
46	99.81		Non identifié
47	99.37		/
48	99.41		Bloqué
49	99.33		Non identifié
50	99.38		/
51	99.39	0.80	/
52	99.37	0.80	Goudronné
53	99.77		Non identifie
54	99.69		/
55	99.64		/
56	99.54	1.20	/
57	99.39	1.30	Saturé
58	99.23	1.30	Non identifie
59	99.34	1.30	/
60	99.45	1.50	/
61	99.59	1.70	/
62	99.73	1.70	/
63	99.71	1.80	/
64	99.53	1.70	/
65	99 .61		/
66	99.70		/
67	99.77		/
68	99.74		/
69	99.64	1.20	/
70	99.66	1.20	/
71	99.68	1.10	/
72	99.67	1.20	Saturé
73			Non identifié
74	99.54	1.20	/
75	99.62	1.20	/

76	100.03	1.60	/
77	99.72	1.20	/
78	99.77	1.20	/
79	99.87	1.20	/
80			Non identifie
81	99.90	1.10	/
82	99.79	1.70	/
83	99.63	1.70	/
84	99.61	1.20	/
85	99.56		/
86	99.35		/
87	99.34	1.00	/
88	99.36	1.00	Saturé
89	99.38	1.00	/
90	99.32	1.00	/
91	99.37	1.00	Déborderé
92	99.35	1.00	/
93	99.38		Déborderé
94	99.40		Non identifié
95	99.42	1.30	/
96	99.58	1.30	/
97	99.60	1.50	/
98			Non identifié
99	99.35	/	Non identifié
100			Non identifié
101			Non identifié
102	99.11	1.40	/
103	99.03		/
104	99.93	1.30	/
105	99.13		/
106	99.17		/
107	99.28	1.70	/
108	99.42		/
109	99.50	1.90	/
110	99.33	2.00	/
111	99.98	1.80	Point de rejet
112	99.44	1.00	Non identifié
113	98.97	1.00	/
114		/	Non identifié
115	98.83	1.00	Déborderé
116	99.16		/
117	99.04		/
118	/	/	Non identifié
119	/	/	Non identifié
120	99.17	1.20	/
121	98.97	1.20	/
122	98.89	1.20	/
123	98.78	1.20	/
124	98.57	1.20	Déborderé
125	99.08	1.00	/
126	99.03	1.00	Déborderé
127	98.89	1.20	Non identifié
128	98.82	1.20	/

129	99.00	1.00	/
130	98.93	1.00	/
131	98.75	1.00	/
132	98.75	1.00	/
133	98.74	1.00	/
134	98.68	1.00	/
135	98.89	1.00	Saturé
136	/		Non identifié
137	/		Non identifie
138	98.83	0.80	/
139	98.89	1.20	/
140	98.81	1.20	/
141	98.79		/
142	98.81		/
143	99.19	1.60	/
144	99.12	1.50	/
145	99.04	1.40	/
146	99.06	1.40	Saturé
147	99.04	1.20	Non identifié
148	98.96		/
149	99.27	1.40	/
150	99.27	1.40	/
151	99.16		/
152	99.28	1.40	/
153			Non identifie
154			Non identifie
155	98.72	1.00	/
156	98.59		/
157	98.56	1.00	Déborderé
158	98.46	1.00	Bouché
159	98.55	1.00	/
160	98.51	1.00	/
161	98.33	1.00	Bouchée
162	98.24	1.00	fonctionnel
163			Regard enterré
164			Regard enterré
165			Non identifié
166			Regard enterré

II.3.5. Etat des rejets

Le déversement des eaux usées et pluviales se fait directement dans Oued el Hamiz à partir de quatre points de rejet que comprend le réseau d'assainissement sans prétraitement. Cette situation pose beaucoup de problèmes de point de vue environnemental.

Rejet n° 01 ; il s'agit du rejet le plus important, c'est un rejet unitaire qui résulte de l'assainissement de sous bassin versant 01, il s'effectue actuellement dans une simple conduite de diamètre Ø1200mm.



Figure II.1 : Rejet n°01

Rejet n° 02 ; il s'agit d'un rejet unitaire qui résulte de l'assainissement de sous bassin versant 02, il s'effectue actuellement dans une simple conduite de diamètre Ø1000mm.



Figure II.2 : Rejet n°02

Rejet n° 03 ; il s'agit d'un rejet unitaire qui résulte de l'assainissement de sous bassin versant 03, il s'effectue actuellement dans une simple conduite de diamètre Ø500.

Rejet n° 04 ; il s'agit d'un rejet unitaire qui résulte de l'assainissement de sous bassin versant 04, il s'effectue actuellement dans une simple conduite de diamètre Ø400.



Figure II.3 : Rejet n°04

II.3.6. Constatation

Après avoir terminé l'analyse des données disponibles sur le réseau d'assainissement de notre zone d'étude, on tire les conclusions suivantes :

- le problème majeur de l'aire d'étude est les rejets des eaux (usées et pluviales) directement dans le Oued El Hamiz, ensuite vers la mer sans aucun traitement préalable (pollution) ;
- On signale l'absence totale d'un entretien préventif, les interventions ne se font qu'en cas d'urgence ;
- Le problème des regards non identifiés empêche le suivi du tracé des collecteurs ;
- Plusieurs regards sont enterrés, goudronnés ou bien cimentés, empêchant ainsi, le service d'entretien de faire la gestion et le nettoyage ;
- La plupart des regards et avaloirs connaît des dépôts, empêchant l'écoulement normal des eaux ;
- L'insuffisance et parfois l'absence des avaloirs provoquent la stagnation des eaux pluviales lors des averses ;
- On signale qu'il existe deux collecteurs secondaires de Ø500 qui sont branchés au collecteur primaire n°3 de Ø300, ce qui explique un mauvais dimensionnement du réseau.

Un exemple de photos est donné par les figures suivantes :

Regard bouché



Dépôts et encrassement de la conduite jusqu'à 70%



Figure II.4 : Photos de quelques regards

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons montré que le système d'évacuation de cette zone se trouve dans un état vétuste. Le développement de nombre d'habitants a fait que l'étendue de l'actuel réseau d'évacuation et ses ouvrages spéciaux n'ont pas suivi l'évolution du tissu urbain de la zone d'étude. Par ailleurs, les points de rejet dans mer sont la principale source de pollution du littoral environnant. En période pluviale, le débordement au niveau des avaloirs et regards laisse à réfléchir sur un sous dimensionnement.

A la base de ces constatations, une rénovation du système d'évacuation avec un dimensionnement adéquat trouve sa justification.

Chapitre III :

Etude Hydrologique

Introduction

D'une façon 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 : pour les écoulements en milieux saturés.

Ainsi, l'étude hydrologique joue un rôle primordial dans le dimensionnement d'un réseau d'assainissement, il s'agit de la détermination de l'intensité de pluie qui permet l'estimation du débit des eaux évacués surtout pendant la saison hivernale, cette intensité est évaluée à partir d'une série pluviométrique ajustée sur des lois de statistique choisies.

❖ Les averses

On distingue généralement par averse un ensemble de pluies associées à une même perturbation météorologique bien définie, selon l'intensité de pluie et ses conséquences on distingue. Deux types de pluie. [2]

❖ Les averses fortes

Elles peuvent durer quelques minutes ou se prolonger jusqu'à plusieurs heures, elles couvrent quelque kilomètres carrés tels que les orages ou quelque milliers de kilomètres carrés telles que les pluies cycloniques qui génèrent les crues des grandes fleuves. [2]

❖ Les averses faibles

Elles sont des précipitations caractérisées essentiellement par une intensité faible qui n'engendre pas un ruissellement d'eau pendant une faible durée d'averse. [2]

❖ Période de retour

Elle est définie comme étant le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester, Elle est déterminée suite à une étude technico-économique basée sur un compromis entre le coût de construction du réseau et celui de son entretien. [2]

❖ Temps de concentration

Il est défini comme étant le temps mis par une goutte tombant sur le point le plus éloigné de l'exutoire du bassin versant pour atteindre celui-ci, ce temps doit dépendre de l'étendue, de la forme, de la pente et de la surface du bassin versant. [2]

III.1. Analyse statistique des données

Les données pluviométriques ont été prélevées de la station de REGHAIA et fournies par l'ANRH d'Alger.

Les coordonnées Lambert de la station sont ;

X= 5570.8 ;

Y= 382.25 ;

Z= 20 m.

Code de la station : 020632.

Notre série pluviométrique est constituée de 38 valeurs de précipitations maximales journalières allant de 1972 jusqu'au 2009.

Par ces données pluviométriques, on procède aux calculs hydrologiques, en l'occurrence, l'intensité maximale correspondant à une durée de précipitations donnée (temps de concentration du bassin versant) et une période de retour appropriée.

Donc il faudra ;

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la loi à laquelle s'ajuste les valeurs de la série ;
- Calculer les quantiles à partir de la loi choisie et l'intervalle de confiance ;
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

La série d'observation est la suivant :

Tableau III.1 : Pluie journalière maximale (mm)

	sept	oct.	Nov.	Déc.	janv.	fév.	mars	Avril	mai	juin	juil.	aout	PJ max
1972	80	152	41.1	49	49.1	32.2	26.2	7.5	0.7	46	1.7	1.8	152
1973	98.5	26.4	17.2	43.7	33.3	34.5	87	18.7	0.2	9.5	0.6	0	98.5
1974	11.3	47.7	40.2	13	13.5	26	18.8	11	19.6	18.1	0	0	47.7
1975	3.8	9.6	42.2	30.3	36.2	30.6	10.5	9.3	14.3	5.2	20.8	11.8	42.2
1976	8.3	26	26.3	21.2	13.6	19.7	15.2	36	22.4	3	0	0	36
1977	0	5.6	32.5	3	37.6	11	21.7	71.7	24.1	0.7	0	0	71.7
1978	5.9	44.2	41	21.9	18.3	25.6	48.2	9.7	2.5	3.9	0	1.7	48.2
1979	40.3	11.9	53	33.6	30	12.7	30.7	51.4	11	1.5	0	0	53
1980	0	16.4	34	48.2	16.9	13.2	12	13	22.2	2.3	0	18.9	48.2
1981	2.3	22.6	10.4	19.8	33.2	24.4	16	6.9	15.8	16.5	0	3.5	33.2
1982	41.6	31.6	63.5	26.9	1.6	37.1	18.4	6.4	2.8	0	7.8	1.4	63.5
1983	1	20.5	19.7	34.5	46.3	21.9	12.2	12	38	13.5	0	0	46.3
1984	17.5	101.4	12.5	31.9	28	12.6	34.3	2.5	30.8	0	0	0	101.4
1985	19.3	18.6	34.4	19.6	13.6	22.1	31.5	14.1	0.7	11	11.3	2.6	34.4
1986	37.3	6.9	38.4	36.1	27.2	44	3.5	0	2	17.8	1.2	0	44
1987	24.2	19.7	41.2	14.4	18	8.5	34	15	8.4	20.4	0.7	0	41.2
1988	31.3	1.9	38.5	25.7	8.5	9.1	4.5	10.4	0	0	0.2	0	38.5
1989	7.9	12.5	9.7	6.6	2.9	0	6.3	14.8	9.5	4.6	13.8	0	14.8
1990	0.5	28	16.2	19.3	20	19.7	10.4	15	11.7	7.6	0	0.4	28
1991	40.6	24.4	25.5	3.1	48.8	16.5	17.4	30.4	28.6	10.1	3.7	0	48.8
1992	2.7	42.9	94.8	20.7	14.3	23.2	4	13.4	14.7	0.4	2.1	0	94.8
1993	26.6	15.8	28.3	23	34	16.3	0.3	18.4	2.9	0	0	0	34
1994	14.2	26.9	30.6	28.8	45.2	32.7	27.8	11.2	0	16.2	0	20.4	45.2
1995	12.4	40.8	9.8	22	24.6	21	18	49.2	10.7	50.8	1.2	1.7	50.8
1996	21.9	44	12	4.3	12	8.5	11.9	43.4	6	6.8	2.6	22.2	44
1997	64	15.9	34.1	51	19.6	37.2	22.2	32.6	59.6	6.1	0	0.9	64
1998	5.3	23.8	24.4	26.6	37.5	43.7	22.3	9.1	0.6	4	0	4.6	43.7
1999	23	29.6	40.3	35.9	9	7.3	36.8	8	37.3	1.1	0	0	40.3
2000	5.5	25.2	22.4	14.6	31.5	24.7	0	13.1	3.4	0	0	0	31.5
2001	19.6	13.8	49	21.2	13.8	2.9	11.7	6.6	9.1	0	1.2	8.4	49
2002	11.8	22.5	37.6	30	45.2	25.3	12	32.3	4.4	0	0	0	45.2
2003	23.5	13.5	13	20.7	46.6	20.7	40.6	23.5	77.4	0	0	0	77.4
2004	3.1	21	53	52.4	31.6	18.6	16.9	10.2	1.2	0	1	0	53
2005	8	24.6	44	25.3	26.4	27.6	16	1.9	105.3	0.6	0	5.9	105.3
2006	20.5	5.3	10.3	37.1	6	13.8	23.4	24.2	9.8	2.7	5	0	37.1
2007	29.8	36.4	60.8	27.2	5	7	10.8	4.8	25.3	2.4	8.3	0	60.8
2008	12.5	17.1	35.8	31.4	21.6	9.2	16.1	23.3	5.1	0	0	0	35.8
2009	62.3	6	53.2	38.1	28.2	14.3	48.6	23.8	18.8	2.9	2.3	20.9	62.3

[Source ; ANRH]

III.1.1 Test d'homogénéité

Avant toute étude statistique on doit s'assurer que notre série pluviométrique est homogène et qu'elle vient de la même population, pour cela on opte pour le test non paramétrique de WILCOXON qui se déroule comme suit :

1. Diviser l'échantillon d'étude en deux sous échantillon X, Y de taille respective N1, N2 avec $N1 < N2$ et $(N1 + N2 = N)$;
2. Classer l'échantillon (X, Y) par ordre croissant en associant un rang à chaque valeur ;
3. Déterminer l'origine de chaque valeur de (Y) ;
4. Calculer W_{min} , W_{max} et W_x ;

Avec :

$$W_{min} = \frac{(N1+N2+1)*N1-1}{2} - Z_{1-\frac{\alpha}{2}} * \sqrt{\frac{N1*N2*(N1+N2+1)}{2}} \dots\dots\dots (III.1)$$

$$W_{max} = (N1 + N2 + 1) * N1 - W_{min} \dots\dots\dots (III.2)$$

$$W_x = \sum rang(x)$$

W est la valeur de rang

5. Vérifier ; $W_{min} \leq W_x \leq W_{max}$. $\dots\dots\dots (III.3)$

Tableau III.2: Résultat du test de WILCOXON

Année	Pjmax	rang	X	Y	Valeur classée	Origine de l'échantillon	Rang X
1972	152	1	152		14.8	Y	
1973	98.5	2	98.5		28	Y	
1974	47.7	3	47.7		31.5	Y	
1975	42.2	4	42.2		33.2	X	4
1976	36	5	36		34	Y	
1977	71.7	6	71.7		34.4	X	6
1978	48.2	7	48.2		35.8	Y	
1979	53	8	53		36	X	8
1980	48.2	9	48.2		37.1	Y	
1981	33.2	10	33.2		38.5	Y	
1982	63.5	11	63.5		40.3	Y	
1983	46.3	12	46.3		41.2	Y	
1984	101.4	13	101.4		42.2	X	13
1985	34.4	14	34.4		43.7	Y	
1986	44	15	44		44	Y	
1987	41.2	16		41.2	44	Y	
1988	38.5	17		38.5	45.2	Y	
1989	14.8	18		14.8	45.2	Y	
1990	28	19		28	46.3	X	19
1991	48.8	20		48.8	47.7	X	20
1992	94.8	21		94.8	48.2	X	21
1993	34	22		34	48.2	X	22
1994	45.2	23		45.2	48.8	Y	
1995	50.8	24		50.8	49	Y	
1996	44	25		44	50.8	Y	
1997	64	26		64	53	X	26
1998	43.7	27		43.7	53	Y	
1999	40.3	28		40.3	60.8	Y	
2000	31.5	29		31.5	62.3	Y	
2001	49	30		49	63.5	X	30
2002	45.2	31		45.2	64	Y	
2003	77.4	32		77.4	71.7	X	32
2004	53	33		53	77.4	Y	
2005	105.3	34		105.3	94.8	Y	
2006	37.1	35		37.1	98.9	X	35
2007	60.8	36		60.8	101.4	X	36
2008	35.8	37		35.8	105.3	Y	
2009	62.3	38		62.3	152	X	38

$$Wx = \sum \text{rang } X = 310$$

α : le risque d'erreur ou niveau de signification on le prend a 5%.

$$Z1 - \frac{\alpha}{2} = Z0.975 = 1.96 \dots\dots\dots (III.4)$$

$$Wmin = \frac{(14+24+1)*14-1}{2} - 1.96 * \sqrt{\frac{14*24*(14+24+1)}{2}}$$

$$Wmin = 94.85$$

$$Wmax = (N1 + N2 + 1) * N1 - Wmin$$

$$= (14 + 24 + 1) * 14 - 94.85$$

$$Wmax = 451.15$$

Donc,

$$Wmin = 94.85 \leq Wx = 310 \leq Wmax = 451.15$$

La condition est vérifiée, ce qui nous mène à conclure que notre série pluviométrique est homogène.

III.1.2 Les caractéristiques empiriques de l'échantillon

La moyenne de la pluie journalière maximale ;

$$\overline{Pmaxj} = \frac{\sum_{j=1}^n Pmaxj}{n} \dots\dots\dots (III.5)$$

$$\frac{2065.8}{n} = 54,36 \text{ mm}$$

n : le nombre d'années d'observation (n=38).

L'écart type « σ_{Pmaxj} » pour un échantillon de taille $n > 0$.

L'écart type est donné par la formule :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{38} (xi - \overline{Pmaxj})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{38} (xi - 54.36)^2}{37}} \dots\dots\dots (III.6)$$

$$\sigma = 26.30$$

Coefficient de variation « CV »

$$Cv = \frac{\sigma_{Pmaxj}}{Pmaxj} \dots\dots\dots (III.7)$$

$$Cv=0,48$$

Coefficient d'asymétrie C_s

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^{38} (P_i - P_{\max i})^3}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot \sigma^3} \dots\dots\dots (III.8)$$

$$C_s = 1,86$$

On récapitule ces caractéristiques dans le tableau suivant.

Tableau III.3 Récapitulatif des caractéristiques statistiques

Caractéristiques statistiques	Résultats
Taille de l'échantillon	38
La moyenne	54,36
L'écart type	26,30
Coefficient de variation	0,48

III.2. Ajustement statistique

Quelle que soit la théorie d'ajustement à un échantillon, le procédé de calcul est toujours le même. Il consiste à : [3]

- classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement
- affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées ;
- calculer la fréquence expérimentale pour une formule empirique ;
- calculer les caractéristiques empiriques de l'échantillon à savoir : la moyenne, l'écart type ou coefficient de variance, coefficient d'asymétrie.....etc.
- reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi ;
- tracer la droite ou la courbe théorique appropriée ;
- calculer la valeur extrême (quantile), c'est-à-dire la valeur correspondante à une probabilité donnée.
- tester l'adéquation de la loi d'ajustement ;
- calculer l'intervalle de confiance en général à 95% sur les caractéristiques empiriques de l'échantillon et sur le ou les valeurs extrêmes.

Les lois d'ajustement les plus utilisées sont celles qui ont le moins de paramètres, parmi lesquelles :

- ✓ La loi doublement exponentielle ou loi de Gumbel
- ✓ La loi log normal ou loi de Galton

III.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (III.9)$$

Tel que : $y = a(x - x_0) \dots\dots\dots (III.10)$

Avec :

- Y : Variable réduite de GUMBEL;
- X : Précipitation maximale journalière (mm) ;
- X₀ : Paramètre de position (le mode) en (mm) ;
- a : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif.

On peut écrire :

$$y_i = -\ln(-\ln(F(x_i))) \dots\dots\dots (III.11)$$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- 1) classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....m ;
- 2) calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN ;

$$F(x) = \frac{m-0.5}{N} \dots\dots\dots (III.12)$$

Telle que, m: rang de précipitation ;

N: nombre d'observations.

- 3) calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$Y_i = -\ln(-\ln(F(x_i)))$$

- 4) calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x₀ » ;
- 5) représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL.

III.2.1.1. Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de Gumbel

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = \left(\frac{1}{a}\right)y + x_0 \dots\dots\dots (III.13)$$

Avec : $\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi}\right)\sigma_x$

$\frac{1}{a}$: La pente de la droite de GUMBEL ;

$$\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi}\right)\sigma_x = (0,78)(26.30) = 20.51mm$$

Et x_0 représente l'ordonnée à l'origine (le mode) ;

$$X_0 = \bar{X} - \frac{1}{a}\bar{y} \dots\dots\dots (III.15)$$

y : la variable réduite ;

\bar{y} ; moyenne de la variable réduite de GUMBEL

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=38} yi}{N} \dots\dots\dots (III.16)$$

$$\bar{y} = 0,57mm$$

$$\sigma_Y = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=38} (Y_i - 0.57)^2}{38 - 1}} \right] = 1.26 \dots\dots\dots (III.17)$$

$$C_V = \frac{\sigma_y}{\bar{y}} \dots\dots\dots (III.18)$$

$$Cv = \frac{1.26}{0.57} = 2.21$$

$$X_0 = 54.36 - (20.51).(0,57) = 42.67$$

Donc la droite de GUMBEL devient ; $X = 20.51 y + 42.67$

$$P_{max,j} (p\%) = 21.51 y + 42.67$$

Coefficient de corrélation r :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})^2 \sum (y_i - \bar{y})^2}} \dots\dots\dots (III.19)$$

Donc, $r = 0.97$

❖ **Calcul de l'intervalle de confiance**

On détermine les limites de confiance X_1 et X_2 , de telle sorte que ;

$$Prob\{X_1 \leq u \leq X_2\} = \alpha$$

*Pour un quantile X_p de probabilité p ;

$$X_p - Z\left(\frac{1-\alpha}{2}\right) * \frac{\sigma}{\sqrt{2N}} * \sqrt{2 + Zp^2} \leq X_p \leq X_p + Z\left(\frac{1-\alpha}{2}\right) * \frac{\sigma}{\sqrt{2N}} * \sqrt{2 + Zpi^2}$$

Avec : $Z\left(\frac{1-\alpha}{2}\right) = 1,96 . [3]$

Les calculs d'ajustement sont illustrés dans le tableau suivant.

Tableau III.3: Test d'ajustement de Gumbel

Valeur expérimentale	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
152	14.8	1	-1,466	-1,466	12,46	2,76	26,84
98.5	28	2	-1,173	-1,173	18,46	17,14	38,86
47.7	31.5	3	-1,001	-1,001	21,99	21,25	41,75
42.2	33.2	4	-0,869	-0,869	24,69	23,38	43,02
36	34	5	-0,758	-0,758	26,98	24,51	43,49
71.7	34.4	6	-0,659	-0,659	29,00	25,17	43,63
48.2	35.8	7	-0,569	-0,569	30,86	26,79	44,81
53	36	8	-0,484	-0,484	32,59	27,16	44,84
48.2	37.1	9	-0,404	-0,404	34,24	28,40	45,80
33.2	38.5	10	-0,327	-0,327	35,82	29,92	47,08
63.5	40.3	11	-0,252	-0,252	37,36	31,81	48,79
46.3	41.2	12	-0,178	-0,178	38,86	32,77	49,63
101.4	42.2	13	-0,106	-0,106	40,35	33,81	50,59
34.4	43.7	14	-0,034	-0,034	41,82	35,34	52,06
44	44	15	0,037	0,037	43,28	35,63	52,37
41.2	44	16	0,109	0,109	44,76	35,61	52,39
38.5	45.2	17	0,181	0,181	46,24	36,77	53,63
14.8	45.2	18	0,254	0,254	47,74	36,70	53,70
28	46.3	19	0,329	0,329	49,26	37,71	54,89
48.8	47.7	20	0,405	0,405	50,82	39,00	56,40
94.8	48.2	21	0,483	0,483	52,42	39,36	57,04
34	48.2	22	0,563	0,563	54,07	39,20	57,20
45.2	48.8	23	0,646	0,646	55,77	39,61	57,99
50.8	49	24	0,733	0,733	57,55	39,58	58,42
44	50.8	25	0,823	0,823	59,41	41,12	60,48
64	53	26	0,919	0,919	61,37	43,03	62,97
43.7	53	27	1,020	1,020	63,45	42,69	63,31
40.3	60.8	28	1,129	1,129	65,67	50,10	71,50
31.5	62.3	29	1,246	1,246	68,07	51,16	73,44
49	63.5	30	1,374	1,374	70,69	51,84	75,16
45.2	64	31	1,515	1,515	73,59	51,75	76,25
77.4	71.7	32	1,673	1,673	76,84	58,74	84,66
53	77.4	33	1,856	1,856	80,58	63,60	91,20
105.3	94.8	34	2,071	2,071	85,00	79,97	109,63
37.1	98.9	35	2,337	2,337	90,45	82,35	114,65
60.8	101.4	36	2,687	2,687	97,64	83,44	119,36
35.8	105.3	37	3,212	3,212	108,40	84,55	126,05
62.3	152	38	4,324	4,324	131,21	125,10	178,90

La représentation graphique du couple $(P_{\max,j}, y_i)$, ainsi que l'intervalle de confiance avec une erreur de 5% sont déterminés à l'aide du logiciel HYFRAN comme suit :

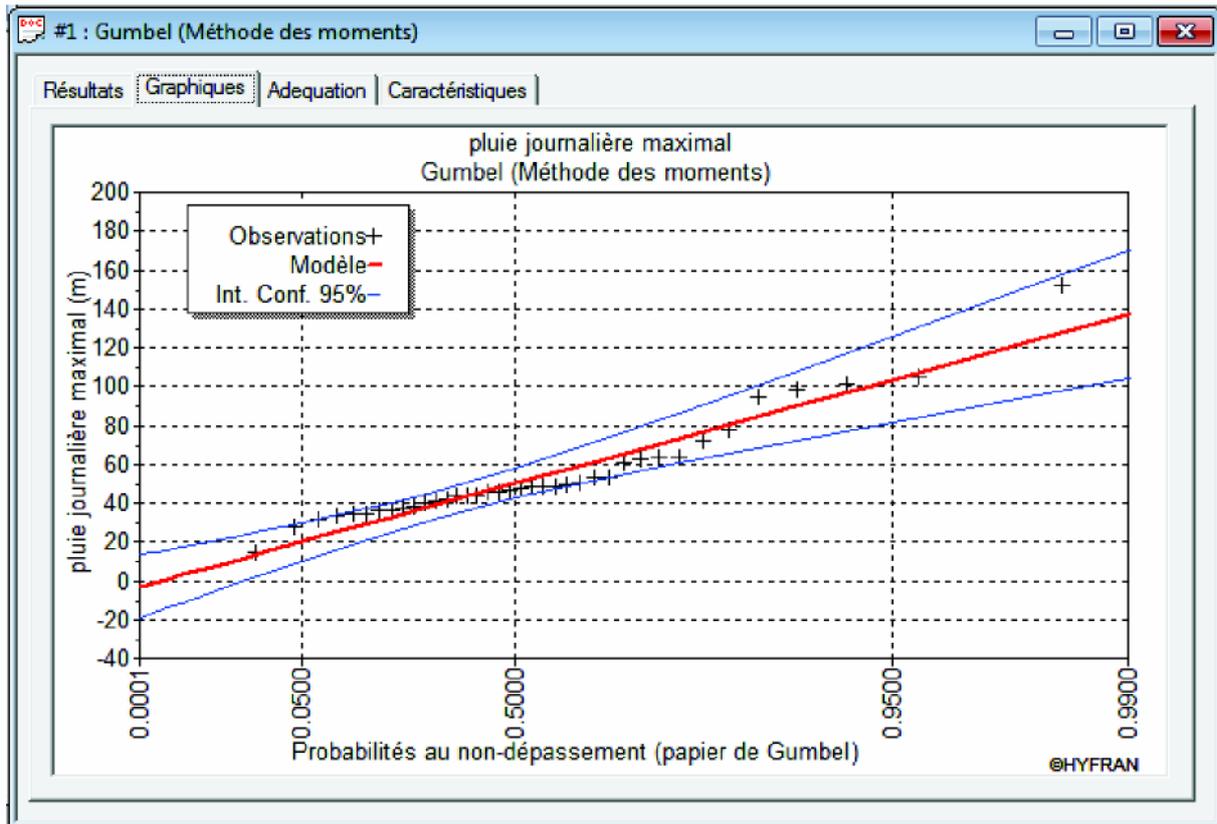


Figure III.1 : Test d'ajustement à la loi de Gumbel

- Pour une période de retour donnée, le débit maximal correspondant peut être estimé à partir de la relation : [4]

$$P_T = \bar{P}_{j, \max} + K * \alpha$$

Où
$$K = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} * [0,5772 * \ln(\ln(\frac{T}{T-1}))]$$

Pour T=20 ans
$$K = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} * [0,5772 * \ln(\ln(\frac{20}{20-1}))]$$

$$K = 1,87$$

$$P_{(T=20)} = 54,36 + 1,87 * 26,3$$

$$P_{(T=20)} = \mathbf{103,5 \text{ mm}}$$

Donc la pluie maximale pour une période de retour de 20 ans est 103.5 mm

III.2.2 Ajustement à la loi log-normale ou de Galton

La procédure d'utilisation de la loi log-normale est identique à celle de la loi normale, seulement avant commencé en doit procédé à une transformation logarithmique des données (logarithme népérien ou à base 10).

Sa fonction de répartition est la suivante : [4]

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int e^{(-\frac{1}{2})u^2} du$$

Où :

x : est la variable qui est dans notre cas la pluie maximale journalière ;

u : est la variable centrée réduite, $u = \frac{\ln(xi)-M}{\sigma_y}$

III.2.2.1. Caractéristiques empiriques de la loi de Galton

M : est la moyenne des logarithmes de la variable x

$$M = \frac{\sum \ln(xi)}{N} = 1,69$$

σ_y : est l'écart type ;

$$\sigma_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=38} (u_i - M)^2}{N-1}}$$

$$\sigma_y = 0,43$$

$Cv(y)$: est le coefficient de variation ;

$$Cv(y) = \frac{\sigma_y}{M} = 0,11 \text{ est le coefficient de variation}$$

r : est le coefficient de corrélation ; $r=0,95$

Tableau III.4 : Test d'ajustement de Galton

Valeur expérimentale	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
152	14.8	1	0,0132	-2,803	2,69	6,41	23,19
98.5	28	2	0,0395	-1,320	27,28	19,64	36,36
47.7	31.5	3	0,0658	-1,047	32,90	23,13	39,87
42.2	33.2	4	0,0921	-0,924	35,40	24,82	41,58
36	34	5	0,1184	-0,869	36,54	25,62	42,38
71.7	34.4	6	0,1447	-0,842	37,10	26,01	42,79
48.2	35.8	7	0,1711	-0,749	39,00	27,38	44,22
53	36	8	0,1974	-0,736	39,26	27,57	44,43
48.2	37.1	9	0,2237	-0,666	40,70	28,63	45,57
33.2	38.5	10	0,2500	-0,580	42,47	29,95	47,05
63.5	40.3	11	0,2763	-0,474	44,65	31,61	48,99
46.3	41.2	12	0,3026	-0,422	45,70	32,43	49,97
101.4	42.2	13	0,3289	-0,366	46,84	33,33	51,07
34.4	43.7	14	0,3553	-0,285	48,51	34,68	52,72
44	44	15	0,3816	-0,269	48,84	34,95	53,05
41.2	44	16	0,4079	-0,269	48,84	34,95	53,05
38.5	45.2	17	0,4342	-0,207	50,12	36,04	54,36
14.8	45.2	18	0,4605	-0,207	50,12	36,04	54,36
28	46.3	19	0,4868	-0,151	51,27	37,05	55,55
48.8	47.7	20	0,5132	-0,082	52,69	38,38	57,02
94.8	48.2	21	0,5395	-0,057	53,18	38,87	57,53
34	48.2	22	0,5658	-0,057	53,18	38,87	57,53
45.2	48.8	23	0,5921	-0,029	53,77	39,45	58,15
50.8	49	24	0,6184	-0,019	53,97	39,65	58,35
44	50.8	25	0,6447	0,065	55,69	41,47	60,13
64	53	26	0,6711	0,163	57,71	43,77	62,23
43.7	53	27	0,6974	0,163	57,71	43,77	62,23
40.3	60.8	28	0,7237	0,483	64,26	52,13	69,47
31.5	62.3	29	0,7500	0,539	65,42	53,71	70,89
49	63.5	30	0,7763	0,584	66,33	54,96	72,04
45.2	64	31	0,8026	0,602	66,71	55,48	72,52
77.4	71.7	32	0,8289	0,866	72,13	63,32	80,08
53	77.4	33	0,8553	1,044	75,78	69,03	85,77
105.3	94.8	34	0,8816	1,516	85,45	86,44	103,16
37.1	98.9	35	0,9079	1,605	87,27	90,14	106,86
60.8	101.4	36	0,9342	1,672	88,66	93,04	109,76
35.8	105.3	37	0,9605	1,760	90,46	96,94	113,66
62.3	152	38	0,9868	2,614	107,97	143,64	160,36

La représentation graphique des couples $(P_{\max,j}, y_i)$ ainsi que l'intervalle de confiance avec un risque de 5% sont déterminés à l'aide du logiciel HYFRAN comme suit :

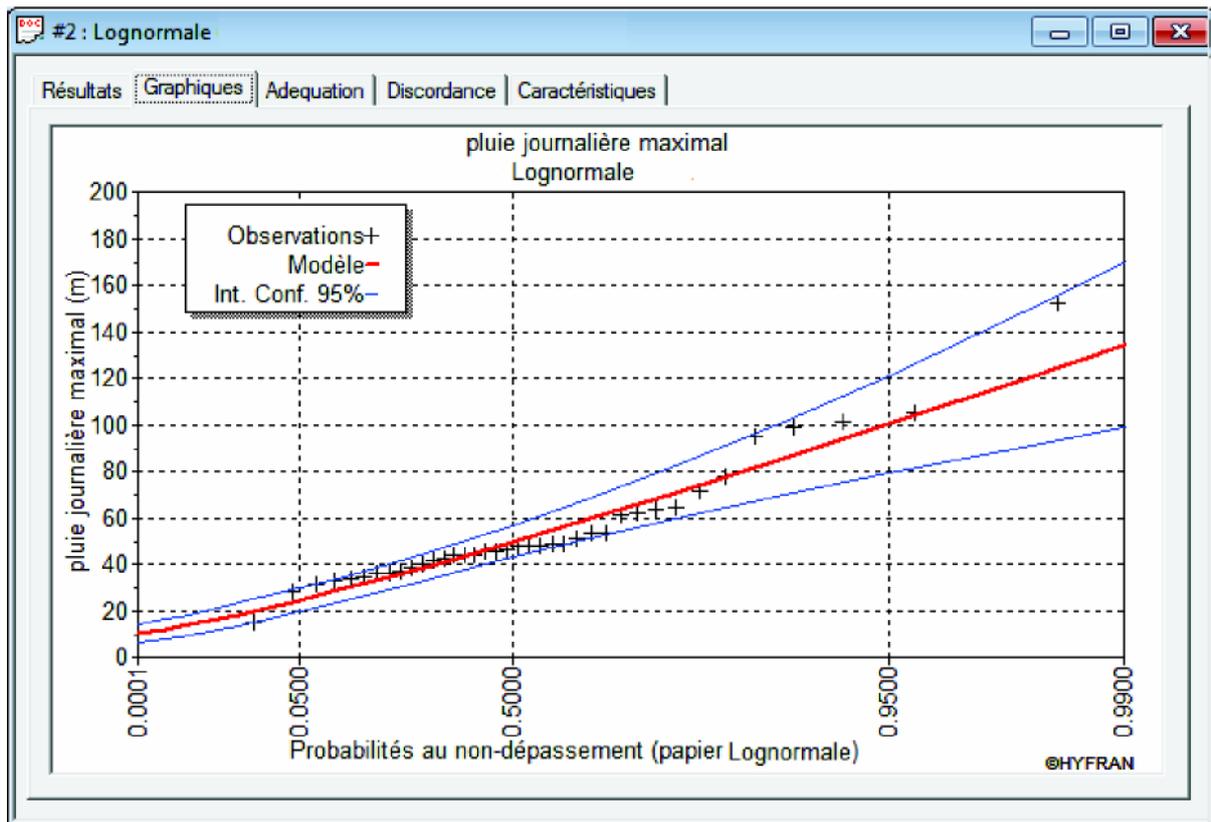


Figure III.2 : Test d'ajustement à la loi de Galton

À partir de l'équation de la variable réduite Galton : [4]

$$P_{j,\max}(T) = \text{EXP}(\overline{\ln(x)}) + Z_i * \sigma n$$

Pour, T=20 ans

$$f = 1 - \frac{1}{T} \quad f = 0,95$$

D'après la table de la loi normale on obtient $z = 1,65$

$$P_{j,\max}(20) = 100 \text{ mm}$$

III.3. Comparaison entre les lois d'ajustement

D'après les graphes, notre série pluviométrique s'ajuste bien aux deux lois (GUMBEL et GALTON) afin de choisir la loi la mieux ajustée à notre série on doit effectuer un test d'adéquation de khi-deux, qui nous facilitera la comparaison et le choix entre les deux lois d'ajustement.

Le test nous permet de juger la qualité de l'ajustement d'une distribution théorique à une distribution expérimentale.

La démarche de ce test est la suivante :

- On divise l'intervalle de variation en k classes de façon que chacune d'elles contienne au minimum 5 données expérimentales ;
- La classe i est borné par les valeurs x_{i-1} et x_i (borne inférieure et borne supérieure).
- On détermine la fréquence absolue observée ou l'effectif de chaque classe : $f_{o1}, f_{o2}, \dots, f_{ok}$ avec $\sum f_{oi} = N$; N = taille de l'échantillon ;
- On peut obtenir les fréquences théoriques : $f_{t1} = N_{p1}, f_{t2} = N_{p2}, \dots, f_{tk} = N_{pk}N_{pk}$

Où P_i représente la probabilité que la variable étudiée prenne une valeur appartenant

à la classe i, c'est à dire que $P_i = FND_i - FND_{i-1}$, On a aussi $\sum f_{ti} = N$;

- Pour évaluer l'ampleur de l'écart entre les fréquences absolues observées et les fréquences théoriques f_{ti} obtenues à partir de la loi théorique que l'on suppose adéquate, on utilise la quantité :

$$\chi^2 = \sum (f_{oi} - f_{ti})^2 / f_{ti}$$

- Une fois le χ_e^2 relatif à notre échantillon déterminé, on le compare au χ_{v, α^2} , donné par la table pour un degré de liberté connu y et une probabilité au dépassement a ; seuil de signification

Deux cas peuvent se présenter :

- Si $\chi_e^2 < \chi_{v, \alpha^2}$ on accepte l'hypothèse que le phénomène étudié suit la distribution théorique choisie et que les écarts entre les fréquences observées et les fréquences théoriques ne sont pas significatifs.
- Si χ_e^2 est $> \chi_{v, \alpha^2}$, on rejette l'hypothèse considérée car les écarts sont significatifs, ce qui veut dire que les données expérimentales suivent une loi autre que celle de notre hypothèse, et l'on essaye une autre loi d'ajustement.

III.3.1. Application du test sur la loi de GUMBEL

- ✓ On divise notre série sur 7 classes dont chacune d'entre elles contient au moins 5 observations ;
- ✓ Déterminer la fréquence expérimentale de chaque classe qui est le nombre d'observation dans chaque classe ;
- ✓ Calculer les variable réduite des borne des classes à l'aide de la droite de GUMBEL déterminé précédemment ($z = \frac{x-42,52}{20,51}$) ainsi leur probabilité à l'aide de la table de GAUSS ;
- ✓ Calculer l'ampleur de l'écart entre les fréquences expérimentale et théorique par la formule $\chi^2 = \sum (f_{oi} - f_{ti})^2 / f_{ti}$. [3]

Ces différentes étapes sont illustrées dans le tableau suivant ;

Tableau III.5: Test d'ajustement de Khi 2 sur la loi de Gumbel

i	xi-1	Xi	Zi-1	Zi	FNDi-1	FNDi	foi	fti	khi-deux
1	14,8	34,8	-1,35	-0,38	0,08851	0,35197	6	10,01	1,61
2	34,8	54,8	-0,38	0,60	0,35197	0,72575	19	14,20	1,62
3	54,8	74,8	0,60	1,57	0,72575	0,94179	7	8,21	0,18
4	74,8	94,8	1,57	2,55	0,94179	0,99461	2	2,01	2,21
5	94,8	114,8	2,55	3,52	0,99461	0,99980	3	0,20	
6	114,8	134,8	3,52	4,50	0,99980	1,00	0	0,01	
7	134,8	154,8	4,50	5,47	1,000	1,00	1	0,00	
							6	0,00	
$\chi^2 = \Sigma$									9,89

- Déterminer la valeur de $\chi^2_{v, \alpha}$ à partir de la table de kh2 pour une degré de liberté, $v=k-p-1 = 7-2-1= 4$ et un seuil de signification $\alpha=0,05$ on trouve [3]

D'où v : nombre de degrés de liberté

k ; nombre de classe égale à 7

p = nombre de paramètres qui définissent exactement la loi théorique (loi log-normal dans notre cas).

- $\chi^2 = 9,89 > \chi^2_{4,0.05} = 9,49$ ce qui signifie que le choix d'ajustement à la loi de Gumbel n'est pas acceptable car il ne remplit pas la condition citée en [3].

III.3.2. Application du test sur la loi de Galton

La procédure est la même que celle pour la loi de Gumbel, la différence se présente dans le calcul des variables réduites, grâce à la loi de Galton.

$$\ln(P_j, \max) = 3,9 + 0,43 * Z_i$$

La variable réduite : $Z_i = \frac{\ln(x)-3,9}{0,43}$

Les étapes de calcul du test se résume dans le tableau suivant :

Tableau III.6: Test d'ajustement de Khi 2 à la loi de Galton

i	xi-1	xi	Zi-1	Zi	FNDi-1	FNDi	foi	fti	khi-deux
1	14,8	34,8	-2,80	-0,81	0,00256	0,20897	6	7,84	0,43
2	34,8	54,8	-0,81	0,24	0,20897	0,59483	19	14,66	1,28
3	54,8	74,8	0,24	0,96	0,59483	0,83147	7	8,99	0,44
4	74,8	94,8	0,96	1,52	0,83147	0,93574	2	3,96	
5	94,8	114,8	1,52	1,96	0,93574	0,97500	3	1,49	
6	114,8	134,8	1,96	2,33	0,97500	0,99010	0	0,57	
7	134,8	154,8	2,33	2,66	0,99010	0,99609	1	0,23	0,01
								6,26	
$\chi^2 = \Sigma$									2,17

On trouve donc $\chi^2 = 2,17 < \chi^2_{4, 0.05} = 9,49$ ce qui implique que l'ajustement à la loi de Galton est acceptable.

Donc, Notre série pluviométrique s'ajuste à la loi de Galton, qui est caractérisé par la droite, $\ln(Pj, max) = 3.9 + 0.43 * Zi$

III.4. Analyse des averses

III.4.1. Choix de la période de retour

Dans les zones fortement urbanisées et à faible pente, le concepteur n'hésitera pas à dimensionner les collecteurs principaux en vue de déterminer les débits maximum de période de retour de 20 ans, voire 50 ans.

Les inondations étendues prolongent cette tenue de la longévité des ouvrages et de l'accroissement continue du coefficient de ruissellement. [6]

III.4.2. L'intensité

L'intensité moyenne (Im) c'est la quantité de pluie (ΔP) tombée durant l'unité de temps (Δt).

$$I_m = \frac{(\Delta P)}{(\Delta t)} \text{ (mm/min)}$$

Intensité horaire (Ih) ; c'est la hauteur de pluie qui serait tombée en une heure pour une intensité moyenne donnée.

$$I_h = I_m * 60 \text{ (mm/h)}$$

III.4.2.1. Calcul de l'intensité de pluie

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation d'une durée d'averse t et une période de retour T, nous utilisons la formule de MONTANARI :

$$I_{t, T} = I_t + \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots \dots \dots [III.20]$$

$I_{t, T}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de période de retour T ;

I_t : Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence donnée ;

t : durée de l'averse en heure ;

b : exposant climatique de la région $b = 0.37$ (selon ANRH).

Pour l'estimation de l'intensité, nous n'admettrons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 20 ans durant 15 min.

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

(III.21)

III.4.3.Choix de l'intensité maximale

- D'après les calculs, l'intensité maximale pour un temps de concentration de 15mn et une période de retour de 20 ans est de 205,3 l/s/ha (73,9 mm/h).

- Les services de la Direction des Ressources en Eaux (DRE) de la wilaya d'Alger ont imposé pour les différents projets d'assainissement et d'hydraulique sur l'ensemble du bassin urbain de la wilaya une intensité de projet de **251 l/s/ha** (90,4 mm/h). [7]

Conclusion

L'étude hydrologique représente une étape primordiale dans le dimensionnement des réseaux d'assainissement, elle sert à déterminer les différents paramètres hydrologiques tels que le climat, caractéristiques du bassin versant et surtout l'intensité de pluie de projet.

L'intensité de pluie maximale de projet de **251 l/s/ha** (73,9 mm/h) choisie est une donnée très importante, car elle influe directement sur l'estimation des débits des eaux pluviales, donc sur le dimensionnement du réseau d'assainissement.

C'est dans cette vision des choses qu'on a consacré tout un développement de chapitre, pour l'étude de cette intensité.

Chapitre IV :

Calcul Hydraulique

Introduction

Le présent chapitre concerne la quantification des eaux usées et pluviales susceptibles d'être évacuées et drainées vers la station de refoulement et le fonctionnement hydraulique du système d'assainissement de l'aire d'étude.

Dans notre cas et comme le bassin versant a une forme générale (site résidentielle), et compte tenu de la caractéristique urbaine du site, le découpage se fait selon la topographie ainsi que les routes existantes.

Il est nécessaire de définir tous les paramètres et la méthodologie à suivre pour effectuer cette étude. Il est indispensable de prendre en considération les caractéristiques géométriques du sol, sa nature, le système d'évacuation et son schéma, pour avoir une meilleure estimation des débits à évacuer dans des conditions d'écoulement favorables. Le réseau doit être dimensionné de manière à assurer l'écoulement de l'eau dans les collecteurs sans stagnation jusqu'à l'exutoire, sans pour autant que cette tâche ne soit perturbée par la génération des inondations ou les dépôts solides dans le réseau.

Par ailleurs, le réseau d'assainissement en vue de dimensionner est appelé à assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origine urbaine vers le poste de refoulement, ensuite, vers la station d'épuration de Reghaia. [6]

IV.1. Estimation des eaux pluviales et des eaux usées de la zone d'étude

IV.1.1 les eaux usées

Dans notre aire d'étude les rejets en eaux usées se qualifie en terme des besoins et en dotation, selon la population qui conditionne et fait varier les impuretés contenues dans les eaux usées, comprennent des matières organiques, des huiles et des graisses.

IV.1.1.1 Origine et nature des eaux usées

Toutes les eaux rejetées sont de nature domestique qui comprennent ;

- les eaux de cours (établissement) englobent les eaux de lavage des toitures.
- les eaux vannes englobent les urines et les matières fécales (en provenance de WC, etc...).
- les eaux ménagères dont l'origine reste l'habitation (salle de bains, cuisine, buanderie, etc.).

IV.1.1.2 Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer

L'évolution du mode de vie, la généralisation des équipements sanitaires et l'augmentation des besoins en eau des lieux d'activité ont pour conséquence un accroissement des eaux usées et surtout une modification de la qualité des flux polluants rejetés. [5]

Les débits d'eau usées dans la canalisation est conditionner par des variations, celle-ci sont essentiellement influencées par la variation de la consommation d'eau pendant la journée et les saisons.

Toute l'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée dans le réseau en totalité, il est admis que l'eau évacuée n'est que 70% à 80% de l'eau consommée, c'est ce qu'on appelle le coefficient de rejet.

- Dans notre cas, on va adopter un coefficient de rejet de l'ordre de 80% ($k_r=80\%$).

IV.1.2.2 Estimation des débits d'eaux usées domestiques

Le calcul des débits d'eaux usées domestique nécessite la détermination de la consommation moyenne journalière qui correspond au produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateur. [5]

Pour notre Aire d'étude; la dotation moyenne journalière est de l'ordre de 200 L/J/hab. (aspect urbain sous forme d'une cité résidentielle).

a) Evaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{\text{moyj}} = \left(\frac{K_r \cdot D \cdot N}{86400} \right) \dots \dots \dots (4-1)$$

Avec:

Q_{moyj} : Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s);

K_r : Coefficient de rejet fonction des habitudes de la population autrement dit, il caractérise le régime de rejet, on le prend à 80% de la consommation en eau potable.

D : Dotation journalière prise égale à 200 l/j/hab.

N : Nombre d'habitants à l'horizon étudié.

b) débit d'équipement

La nature urbain de la localité d'étude, étant donné qu'il est sous forme d'une cité résidentielle, que presque la totalité des terrains sont occupé par des bâtisses et même les petits commerces et artisans existant son de première nécessité, et que on assiste à une incapacité de répondre aux besoins élémentaires de la population en terme d'infrastructures social (salle de sport, et de loisirs, hôpital et administration), donc à une carence de toutes les équipement de première nécessité.

Pour cela que le débit d'équipement sera négligeable devant le débit de point d'eaux usées.

c) Evaluation de débit de pointe d'eaux usées

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans le temps et localités, d'où on est appelé à déterminer le débit de point rejeté, par la formule suivante

$$Q_{\text{pte}} = k_p * Q_{\text{moyj}} \dots \dots \dots (4-5)$$

Avec;

Q_{pte} ; Débit de point.

K_p ; coefficient de point.

Q_{moyj} ; Débit moyenne journalier.

Le coefficient de point est le rapport entre le débit maximal et le débit moyen au cours de cette même journée.

-Pour notre étude l'évaluation du coefficient de pointe k_p est estimée à partir du débit moyen

IV.1.2.3. Calcul de coefficient de pointe K_p à partir de débit moyen journalier

$$k_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{\text{moyj}}}} \quad \text{Si} \quad Q_{\text{moyj}} > 2,8 \text{ l/s.}$$

$$k_p = 3 \quad \text{Si} \quad Q_{\text{moyj}} < 2,8 \text{ l/s.}$$

Les résultats obtenus sont reportés dans les tableaux suivants ;

Tableau IV.1 : Débit actuel des eaux usées domestique de la zone d'étude

N°de bassin	Surface A	population pi	Dotation D	Kr	Qmoyj (l/s)	Kp	Qpte (l/s)
1	1,72	406	200	0,80	0,75	3,00	2,26
2	4	889	200	0,80	1,65	3,00	4,94
3	5,53	1302	200	0,80	2,41	3,00	7,23
Total	11.25	2597			4,81		14,43

Tableau IV.2 : Débit projet future des eaux usées domestique de la zone d'étude

N°de bassin	Surface A	population pi	Dotation D	Kr	Qmoyj (l/s)	Kp	Qpte (l/s)
1	1,72	876	200	0,80	1,62	3	4,87
2	4	1920	200	0,80	3,56	2,83	10,05
3	5,53	2812	200	0,80	5,21	2,60	13,52
Total	11.25	5608			10,39		28,43

Remarque

Une grande augmentation du débit des eaux usées à assainie dans la projection futur par rapport à l'état actuel, ce qui est dû à l'apport et au développement considérable de la population à contenir dans cette cité résidentielle.

IV.1.3.1 Evaluation des débits des eaux pluviales

La dénomination « eaux pluviales » recouvrira dans la suite de l'ouvrage les eaux résultant du ruissellement de la pluie sur les surface imperméable, qui sont dirigées, véhiculées et rejetées par un réseau. [5]

Le dimensionnement d'un réseau pluvial s'appuie l'estimation de la pluie la plus fort susceptible de survenir dans une période de 20 ans (débit décennal).

En fonction de l'étendue du bassin et de son urbanisation ; la bibliographie montre qu'il existe deux méthodes essentielles pour l'évaluation des débits pluviaux.

- la méthode rationnelle.
- la méthode superficielle.

IV.1.3.2. Méthode rationnelle

La méthode rationnelle consiste à estimer les débits résultants du ruissellement d'une averse constante le débit résultant du ruissellement sur un secteur de superficie « A » ayant un coefficient de ruissellement « Cr » s'exprime par la formule ci-dessous

$$Q_{ep} = Cr * It(f\%) * S \dots\dots\dots (4-6)$$

Avec ;

Q_{ep} ; Débits des eaux pluviales (l/s).

Cr ; coefficient de ruissellement, on le prend à 0.9 (une zone résidentielle).

$It(f\%)$; Intensité de la pluie d'une fréquence donnée (l/s).

S ; surface de sous bassin (ha).

IV.2.3. Validité de la méthode rationnelle

Cette méthode est utilisée pour des surfaces inférieures à 10 ha. Le résultat est encore meilleur pour des aires encore plus faibles, de la bonne estimation du coefficient de ruissellement. Elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 min. [6]

IV.3. Méthode superficielle

La valeur du débit d'eau pluviale provenant du bassin versant urbanisé pour une fréquence donnée F est déterminée à partir des travaux de M CAQUOT et des vérifications expérimentales effectuées depuis lors, donnée par la relation :

$$Q_f = K^{I/U} I^{V/U} * C^{I/U} * A^{W/u}$$

Avec :

Q_f : débit pluvial en m³/s

I : pente moyenne du collecteur du bassin considéré (m/m)

Cr : coefficient de ruissellement

A : surface du bassin versant en hectare

K : coefficient donné par l'expression : $(0,5)^{b(f)} * a(f) / 6,6$

$a(F)$ et $b(F)$: Paramètres de l'équation qui correspond à l'intensité maximale de la pluie de durée t et de fréquence F.

$$a(f) = \left[\frac{P24(f)}{24 * 60} \right] \left[\frac{1}{24 * 60} \right]^{b-1}$$

$$b(f) = b-1$$

$P24(f)$: pluie maximale journalière.

b : exposant climatique $b = 0,37$

U : coefficient donné par : $1 + 0,287 b (f)$

V : coefficient égale à: $-0,41 b (f)$

W : coefficient d'expression : $0,95 + 0,507 b (f)$

Dans les zones fortement urbanisées tenant compte du relief, le débit trouvé est corrigé par la formule suivante :

$$Q(F)_{\text{corrigé}} = m.Q(F)_{\text{brut}} \dots \dots \dots (40)$$

m : Coefficient d'influence de forme du bassin.

$$m = \left[\frac{M}{2} \right]^{\frac{0,84.b(F)}{1-b(F)f}} \dots \dots \dots (41)$$

Et M : coefficient d'allongement $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$

Où : L : longueur des plus long parcours hydraulique en (m)

A : surface du bassin considéré en (m²)

IV.3.1. Validité de la méthode superficielle

- La limite supérieure de la surface du bassin est fixée à 200 ha.
- La valeur de la pente est comprise entre 0.2% et 5%
- Le coefficient de ruissellement : $0.2 \leq Cr \leq 1$

IV.4. Choix de la méthode

Pour l'évaluation des débits des eaux pluviales on opte pour la méthode rationnelle car les conditions de validité de celle-ci sont respectées sur tous les sous bassins.

IV.5. Choix du coefficient de ruissellement

La valeur du coefficient de ruissellement dépend de l'inclinaison, du genre et de la limite de la surface des sous bassins à drainer, l'humidité de l'air, l'humidité de la surface et durée de pluie.

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est le rapport entre le volume d'eau ruisselé et le volume d'eau tombé sur cette surface.

$$Cr = \frac{V'}{V}$$

V' : Volume d'eau ruisselé.

V : Volume d'eau tombé.

L'évaluation de coefficient de ruissellement dépend de :

- La nature du sol.
- L'inclinaison du terrain.
- L'humidité de terrain.
- L'humidité de l'air.
- La durée de pluie.
- La pente naturelle ou artificielle.
- La densité de la population.
- Le mode d'occupation du sol.

Tableau IV.3 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population

Densité de la population (hab/ha)	Cr
20	0.20
20-80	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
400-600	0.70-0.90
600-700	0.70-0.90

Tableau IV.4 : Coefficient de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisation

Catégories d'urbanisation	Coefficient de ruissellement
Habitation très dense	0.90
Habitation dense	0.60 – 0.70
Habitation moins dense	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Squares, jardins, praires	0.05 – 0.20

Tableau IV.5 : Coefficient de ruissellement en fonction de mode d'occupation du sol

Zone d'influence	Cr
Surface imperméable	0.90
Pavage à large joint	0.60
Voies non goudronnée	0.35
Allées en graviers	0.20
Surfaces baiseses	0.05

- ❖ Pour notre projet le coefficient de ruissellement est estimé en fonction du mode d'occupation du sol.

IV.6. Application de la méthode rationnelle pour la localité Hai coco plage Bordj El Bahri

Tableau VI.6 : Estimation des débits des eaux pluviales des sous bassins pour une période de retour de 20 ans (méthode rationnelle)

N° S.B.V	A(ha)	Cr	It(l/s/ha)	Qep(l/s)
S.B.V N° 01	1,72	0,9	251	388,548
S.B.V N° 02	4	0,9	251	903,6
S.B.V N° 03	5,53	0,9	251	1249,227
Total	11.25			2541,375

IV.7. Choix du système d'évacuation

Le système d'égouts des villes et des localités résidentielle se présent en général sous trois formes, ainsi une municipalité aura le choix entre le système séparatif, le système unitaire et le système pseudo séparatif.

- ❖ Cependant ce choix est tributaire de plusieurs facteurs parmi lesquels on peut citer ;
 - Les techniques de conception.
 - L'aspect économique.
 - L'impact du système sur le milieu naturel.
 - Le type de traitement envisagé.
- ❖ Pour notre zone d'étude, nous préconisons un système unitaire à écoulement gravitaire pour plusieurs raisons ;
 - La présence d'une station d'épuration importante et son extension prévue pour assurer l'épuration d'un grand débit d'eaux usées (station Reghaia).
 - La simplicité puisque il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque immeuble.
 - La densité importante de la population.
 - Les voies publique sont de petite largeur d'où la complexité de construire plusieurs réseaux.
 - La nature de projet qui focalisé sur l'élimination de tous les rejets sur la localité.
 - Les projets prévus sur le long de Oued el Hamiz (aménagement des Oueds).

IV.8. Conceptions du réseau unitaire

La conception d'un réseau d'assainissement unitaire est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma global. [7]

- les collecteurs sont définies par leur ;
 - Emplacement
 - Profondeur
 - Diamètre (extérieur, intérieur)
 - La pente

- les regards de visite et de jonction sont également définie par leur ;
 - Emplacement (en plan)
 - Profondeur
 - Cote du terrain naturel.

IV.9. Dimensionnement du réseau d'assainissement

IV.9.1. Condition d'écoulement et de dimensionnement

L'écoulement en assainissement est gravitaire dans la mesure du possible, donc conditionné par la topographie du terrain naturel, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'auto curage, et qui n'influence pas négativement sur la résistance de la conduite des eaux usées.

Comme les eaux usées sont des eaux chargées, qui contiennent du sable, facilement décantable pour empêcher la stagnation des dépôts solides, il faut avoir une vitesse d'écoulement satisfaisant des conditions d'auto curage ;

- une vitesse minimale de 0.6 m /s pour le (1/10) du débit de pleine section.
- une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit.

Si les conditions d'auto curage ne sont pas satisfaites il faut prévoir le curage hydromécanique, soit la mise en place des chasses automatique, ou l'utilisation périodique d'engin du curage (camion du curage hydraulique).

A l'opposé des conditions relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des conduites et joints de raccordement, nous a poussé à introduire des limites supérieures aux vitesses admissibles.

Donc, il est déconseillé de dépasser les vitesses de l'ordre de (4 à 5) m/s a plein section. [7]

VI.9.2. Mode de Calcul

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau on considère les hypothèses suivantes ;

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

-La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval. [8]

Et les paramètres suivantes ;

Périmètre mouillé (P_m) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact avec l'eau.

Section mouillée (S_m) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m^2).

Rayon hydraulique (R_h) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé. (m).

Vitesse moyenne (v) : c'est le rapport entre le débit volumique (m^3/s) et la section (m^2). [7]

Le dimensionnement des collecteurs se fait à la base des abaques de BAZIN le procédé de calcul est le suivant ;

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, En suite on calcule les rapports

$$\text{Rapport des débits } R_q = \frac{Q_t}{Q_{ps}} \dots\dots\dots (\text{VI} - 1)$$

$$\text{Rapport des vitesses } V_q = \frac{v}{v_{ps}} \dots\dots\dots (\text{VI} - 2)$$

$$\text{Rapport des hauteurs } R_H = \frac{h}{D} \dots\dots\dots (\text{VI} - 3)$$

Avec :

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

$$Q = Q_t = Q_{eu} + Q_{ep} \dots\dots\dots [9]$$

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

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

I : Pente du collecteur (m/m).

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

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

D : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

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

$$Q = V.S \dots\dots\dots (VI-4)$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

S : Section mouillée (m²).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions

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

$$V = K_s . R^{\frac{2}{3}} . \sqrt{I_m} \dots\dots\dots (VI-5)$$

Où :

I_m (m/m) : Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné.

Les différentes pentes sont données par les formules suivantes

La pente de radier ; $I = \frac{C_{TNam} - C_{TNav}}{L}$

La pente de collecteur ; $I = \frac{(C_{TNam-Pr}) - (C_{TNav-Pr})}{L}$

Avec ;

C_{TNam} ; Cote de terrain naturel amont

C_{TNav} ; Cote de terrain naturel aval

Pr ; profondeur de regard

L ; longueur du collecteur

R (m) : Rayon hydraulique.

K_s : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois de la conduite.

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s . S . R^{\frac{2}{3}} . \sqrt{I_m} \dots\dots\dots (VI-6)$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \dots\dots\dots (VI-7)$$

C'est le débit qui est véhiculé dans la conduite à pleine section, il est donné par la formule suivante : $V_{ps} = K_s * \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * I^{1/2}$ (VI-8)

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

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi * (D_{nor})^2}{4} \text{ (VI-9)}$$

Le rapport $R_q = \frac{Q_t}{Q_{ps}}$

$R_{q_{min}} = \frac{Q_{eu}}{Q_{ps}}$, on peut lire sur l'abaque les valeurs de Rv et Rh comme on peut aussi les calculé par les formules suivantes : [10]

$$R_v = -25,63 * R_q^6 + 93,647 * R_q^5 - 134,25 * R_q^4 + 95,24 * R_q^3 - 35,151 * R_q^2 + 7,0395 * R_q + 0,2263. \text{(VI-6)}$$

$$R_{v_{min}} = -25,63 * R_{q_{min}}^6 + 93,647 * R_{q_{min}}^5 - 134,25 * R_{q_{min}}^4 + 95,24 * R_{q_{min}}^3 - 35,151 * R_{q_{min}}^2 + 7,0395 * R_{q_{min}} + 0,2263$$

$$R_h = -11,423 * R_q^6 + 40,641 * R_q^5 - 55,497 * R_q^4 + 37,115 * R_q^3 - 12,857 * R_q^2 + 2,8373 * R_q + 0,0359$$

$$R_{h_{min}} = -11,423 * R_{q_{min}}^6 + 40,641 * R_{q_{min}}^5 - 55,497 * R_{q_{min}}^4 + 37,115 * R_{q_{min}}^3 - 12,857 * R_{q_{min}}^2 + 2,8373 * R_{q_{min}} + 0,0359$$

La vitesse effective $V = R_v * V_{ps}$

$$V_{min} = R_{v_{min}} * V_{ps}$$

La hauteur de remplissage dans la conduite $H = R_h * D_{nor}$

$$H_{min} = R_{h_{min}} * D_{nor}$$

Vérification des conditions d'autocurage :

Les étapes sont représentées dans l'organigramme suivant : [10]

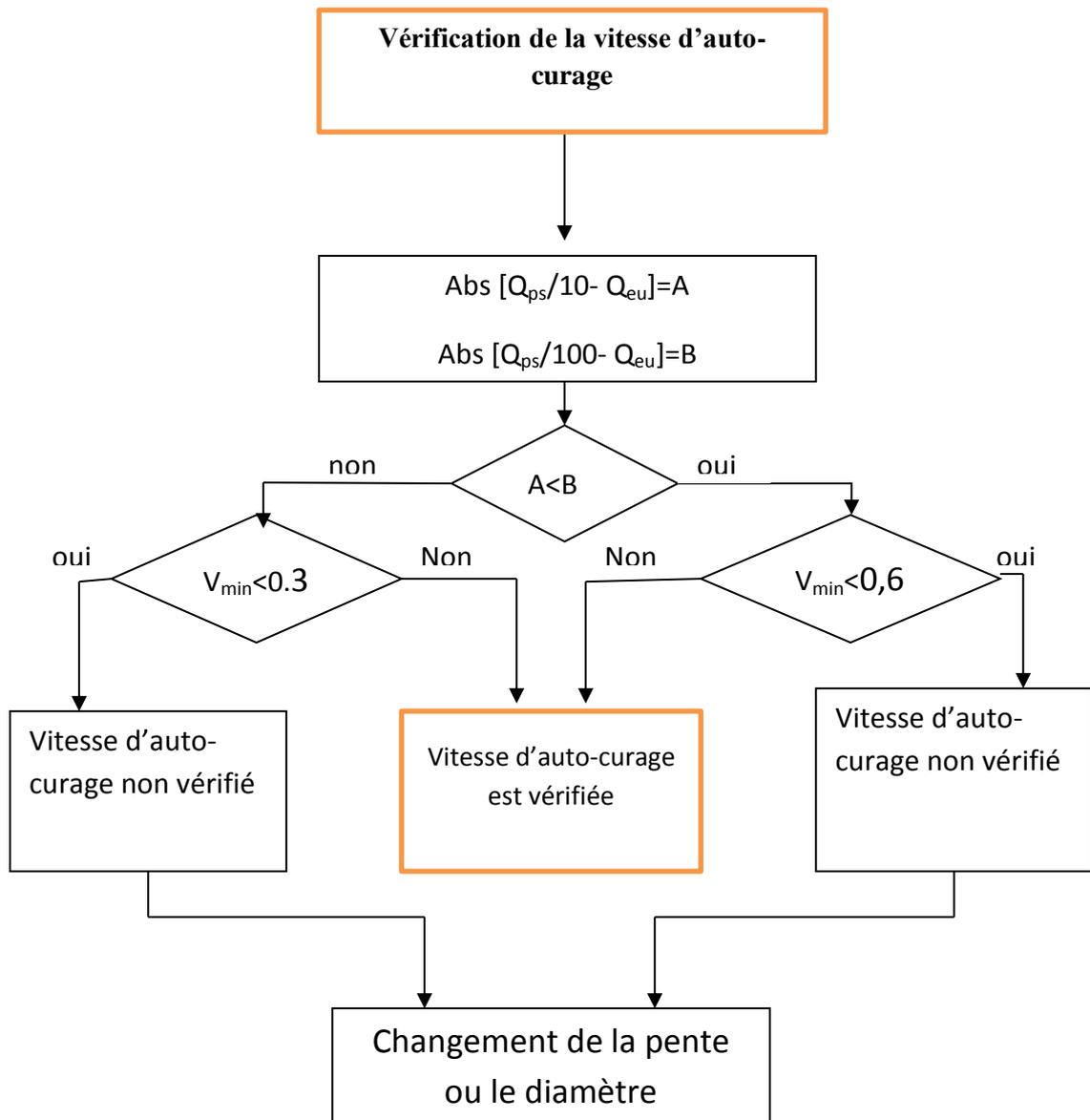


Figure IV.1 : Organigramme de vérification des conditions d'auto-curage

Tableau IV.7 : Dimensionnement des conduites de sous bassin versant N°1

TR	Ctam(m)	Prof.am(m)	Ctav(m)	prof.av (m)	Dist(m)	ks	debit usé trancon (m3/s)	debit pluviail trancon (m3/s)	I TN	I cp	Qt	Dcal	Dcom	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	V	Vmin	H	Hmin	Auto-curage
1*2	6,51	0,7	6,23	0,7	25,31	80	0,0001582	0,013	0,011	0,011	0,013	0,136	400	1,813	0,228	0,056	0,526	0,161	0,95	0,42	73,71	12,03	V
2*3	6,23	0,8	5,93	0,7	20,00	80	0,0001250	0,010	0,015	0,010	0,023	0,172	400	1,724	0,216	0,106	0,674	0,230	1,16	0,40	98,26	11,82	V
3*4	5,93	0,7	5,77	0,7	15,00	80	0,0000937	0,007	0,011	0,011	0,030	0,189	400	1,780	0,224	0,136	0,732	0,260	1,30	0,41	110,62	11,54	V
20*21	6,37	0,70	6,18	0,7	25,00	80	0,0001562	0,012	0,008	0,008	0,013	0,145	400	1,503	0,189	0,067	0,566	0,178	0,85	0,35	80,18	12,28	V
21*22	6,16	0,70	5,98	0,7	25,00	80	0,0001562	0,012	0,007	0,007	0,025	0,190	400	1,462	0,184	0,137	0,734	0,261	1,07	0,34	111,12	12,32	V
22*23	6,00	0,00	5,98	0,7	24,00	80	0,0001500	0,012	0,001	0,030	0,012	0,110	400	2,985	0,375	0,032	0,420	0,115	1,25	0,68	54,71	11,50	V
22*24	5,98	0,70	5,96	0,81	21,00	80	0,0001312	0,010	0,001	0,006	0,048	0,249	400	1,356	0,170	0,282	0,857	0,361	1,16	0,37	249,51	16,57	V
24*04	5,96	0,8	5,77	0,81	18,00	80	0,0001125	0,009	0,011	0,011	0,057	0,240	400	1,771	0,222	0,256	0,842	0,346	1,49	0,41	160,34	11,69	V
4*5	5,77	0,8	5,61	0,81	22,00	80	0,0001375	0,011	0,007	0,007	0,099	0,316	400	1,470	0,185	0,534	1,020	0,524	1,50	0,34	289,56	15,73	V
25*26	5,80	0,7	5,76	1	20,00	80	0,0001250	0,010	0,002	0,017	0,010	0,115	400	2,247	0,282	0,036	0,437	0,123	0,98	0,52	57,99	11,58	V
26*27	5,76	1	5,78	1,5	20,00	80	0,0001250	0,010	-0,001	0,024	0,020	0,139	400	2,670	0,335	0,060	0,542	0,168	1,45	0,61	76,29	11,45	V
27*28	5,78	1,5	5,74	2	20,00	80	0,0001250	0,010	0,002	0,027	0,030	0,159	400	2,832	0,356	0,085	0,623	0,204	1,76	0,65	89,39	11,41	V
28*05	5,74	2	5,61	2	22,00	80	0,0001375	0,011	0,006	0,006	0,041	0,237	400	1,325	0,166	0,249	0,837	0,341	1,11	0,34	157,38	12,27	V
5*6	5,61	2	5,72	3,2	22,00	80	0,0001375	0,011	-0,005	0,050	0,151	0,259	400	3,836	0,482	0,314	0,875	0,382	3,36	0,88	180,43	11,29	V
6*7	5,72	2	5,59	2,2	7,00	80	0,0000437	0,003	0,019	0,047	0,155	0,264	400	3,742	0,470	0,329	0,885	0,391	3,31	0,85	156,55	14,47	V
29*30	6,02	0,7	6,11	0,92	20,00	80	0,000125	0,010	-0,005	0,006	0,010	0,137	400	1,390	0,175	0,058	0,533	0,164	0,74	0,33	77,90	12,19	V
30*31	6,11	0,9	6,02	1	20,00	80	0,000125	0,010	0,005	0,009	0,020	0,169	400	1,589	0,200	0,101	0,664	0,224	1,06	0,37	94,07	11,85	V
31*32	6,02	1	5,95	1,2	20,00	80	0,000125	0,010	0,003	0,014	0,030	0,181	400	2,003	0,252	0,120	0,705	0,245	1,41	0,46	104,26	11,68	V
32*33	5,95	1,2	5,86	1,6	20,00	80	0,000125	0,010	0,004	0,025	0,040	0,180	400	2,698	0,339	0,119	0,702	0,244	1,89	0,62	103,76	11,44	V
33*34	5,86	1,6	5,69	2	20	80	0,000125	0,010	0,009	0,029	0,050	0,190	400	2,910	0,365	0,138	0,735	0,262	2,14	0,67	111,42	11,39	V
34*07	5,69	2	5,59	2	7,00	80	0,000044	0,003	0,014	0,014	0,054	0,222	400	2,060	0,259	0,209	0,810	0,315	1,67	0,47	126,13	14,55	V
7*8	5,59	2	5,65	2,2	22,00	80	0,000137	0,011	-0,003	0,006	0,220	0,438	600	1,802	0,509	0,432	0,952	0,459	1,72	0,41	307,65	18,57	V
8*9	5,65	2,2	5,53	2,2	14,00	80	0,000087	0,007	0,009	0,009	0,227	0,419	600	2,091	0,591	0,384	0,920	0,427	1,92	0,48	278,33	14,73	V
35*36	6,19	0,7	6,02	0,7	20,00	80	0,000125	0,010	0,009	0,009	0,010	0,131	400	1,589	0,200	0,051	0,504	0,151	0,80	0,37	69,96	11,91	V
36*37	6,02	0,7	5,85	0,7	20,00	80	0,000125	0,010	0,009	0,009	0,020	0,169	400	1,589	0,200	0,101	0,664	0,224	1,06	0,37	96,39	11,91	V
37*38	5,85	0,7	5,69	0,8	20,00	80	0,000125	0,010	0,008	0,013	0,030	0,182	400	1,965	0,247	0,123	0,709	0,248	1,39	0,45	105,19	11,69	V
38*39	5,69	0,8	5,56	0,9	20,00	80	0,000125	0,010	0,007	0,012	0,040	0,208	400	1,848	0,232	0,174	0,780	0,291	1,44	0,43	126,31	11,75	V
39*09	5,56	0,9	5,53	1,2	14,00	80	0,000087	0,007	0,002	0,024	0,047	0,193	400	2,646	0,332	0,143	0,742	0,266	1,96	0,60	113,31	11,25	V
09*10	5,53	1,2	5,52	2,3	16,00	80	0,000100	0,008	0,001	0,007	0,274	0,469	800	2,269	1,140	0,241	0,832	0,336	1,89	0,51	338,10	14,77	V
40*41	6,24	0,7	6,16	0,8	20,00	80	0,000125	0,010	0,004	0,009	0,010	0,129	400	1,635	0,205	0,049	0,498	0,148	0,81	0,38	83,85	12,43	V
41*42	6,16	0,7	5,91	0,7	20,00	80	0,000125	0,010	0,013	0,013	0,020	0,158	400	1,927	0,242	0,083	0,618	0,202	1,19	0,44	88,59	11,71	V
42*43	5,91	0,7	5,79	0,7	20,00	80	0,000125	0,010	0,006	0,006	0,030	0,211	400	1,335	0,168	0,181	0,786	0,296	1,05	0,36	129,14	12,13	V
43*10	5,79	0,7	5,52	0,8	24,00	80	0,000150	0,012	0,011	0,015	0,042	0,200	400	2,140	0,269	0,158	0,762	0,279	1,63	0,49	119,49	11,79	V
10*11	5,52	1,5	5,55	2,3	10,00	80	0,000062	0,005	-0,003	0,007	0,317	0,493	800	2,289	1,150	0,275	0,853	0,358	1,95	0,52	409,67	28,95	V
19*11	5,50	0,7	5,55	0,9	12,00	80	0,000075	0,006	-0,004	0,013	0,006	0,100	400	1,927	0,242	0,025	0,382	0,099	0,74	0,44	47,05	11,34	V
11*12	5,55	1	5,61	2,4	10,00	80	0,000062	0,005	-0,006	0,004	0,328	0,555	800	1,730	0,869	0,377	0,915	0,423	1,58	0,39	357,02	21,76	V
12*13	5,61	1,1	5,83	2,7	22,00	80	0,000137	0,011	-0,010	0,004	0,339	0,572	800	1,650	0,829	0,409	0,936	0,444	1,55	0,38	344,63	18,43	V
13*14	5,83	1,56	5,95	2,75	25,00	80	0,000156	0,012	-0,005	0,003	0,352	0,594	800	1,548	0,778	0,452	0,966	0,472	1,50	0,35	333,00	18,45	V
44*14	6,21	2	5,95	1,9	15,00	80	0,000094	0,007	0,017	0,011	0,008	0,112	400	1,780	0,224	0,034	0,428	0,119	0,76	0,41	73,18	12,02	V
14*15	5,95	1,8	6,25	3,2	20,00	80	0,000125	0,010	-0,015	0,008	0,369	0,516	800	2,369	1,190	0,310	0,873	0,379	2,07	0,54	303,5	28,96	V
15*15'	6,25	2,18	6,66	3,7	17,00	80	0,000106	0,008	-0,024	0,005	0,378	0,555	1000	2,310	1,813	0,208	0,810	0,315	1,87	0,52	575,01	36,40	V
15*dev	6,66	2,6	6,51	2,47	5,00	80	0,000031	0,002	0,030	0,004	1,33713791	0,796	1000	2,008	1,576	0,545	1,026	0,530	2,06	0,45	705,06	35,96	V

Tableau IV.8 : Dimensionnement des conduites de sous bassin versant N°2

Tr	Ctam(m)	Prof,am(m)	Ctav(m)	prof,av(m)	Dist(m)	ks	debit usé trancon (m3/s)	debit pluvial trancon (m3/s)	I TN	I cp	Qt	Dcal	Dcom	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	V	Vmin	H	Hmin	Auto-courage
56*57	6,48	0,7	6,34	0,7	16	80	0,000131588	0,0080	0,009	0,009	0,00810886	0,120	400	1,612	0,202	0,040	0,458	0,131	0,74	0,37	52,46	15,10	V
57*58	6,34	0,7	6,38	0,9	16	80	0,000131588	0,0080	-0,003	0,010	0,01621772	0,151	400	1,724	0,216	0,075	0,592	0,190	1,02	0,40	76,10	15,05	V
58*59	6,38	0,9	6,34	1	20	80	0,000164484	0,0100	0,002	0,007	0,02635379	0,194	400	1,442	0,181	0,146	0,745	0,269	1,07	0,34	107,42	15,39	V
59*60	6,34	0,9	6,07	0,9	22	80	0,000180933	0,0110	0,012	0,012	0,03750348	0,199	400	1,909	0,240	0,156	0,760	0,278	1,45	0,44	111,03	15,21	V
66*67	6,42	0,7	6,21	0,7	20	80	0,000164484	0,0100	0,011	0,011	0,01013607	0,126	400	1,766	0,222	0,046	0,483	0,142	0,85	0,41	56,80	15,20	V
67*68	6,21	0,7	6,28	0,9	20	80	0,000164484	0,0100	-0,004	0,006	0,02027215	0,178	400	1,390	0,175	0,116	0,696	0,241	0,97	0,33	96,36	15,43	V
68*60	6,28	0,9	6,07	0,9	27	80	0,000222054	0,0135	0,008	0,008	0,03395585	0,209	400	1,520	0,191	0,178	0,784	0,294	1,19	0,36	117,59	15,67	V
60*61	6,07	0,9	6,03	1	20	80	0,000164484	0,0100	0,002	0,007	0,0815954	0,297	400	1,442	0,181	0,451	0,965	0,471	1,39	0,34	188,38	15,39	V
61*62	6,03	1	5,9	1	20	80	0,000164484	0,0100	0,006	0,006	0,09173148	0,314	400	1,390	0,175	0,526	1,015	0,518	1,41	0,33	207,38	15,43	V
62*63	5,9	1	5,9	1,2	24	80	0,000197381	0,0120	0,000	0,008	0,10389477	0,314	400	1,573	0,198	0,526	1,015	0,519	1,60	0,37	207,42	15,49	V
63*64	5,9	1,2	5,96	1,5	20	80	0,000164484	0,0100	-0,003	0,012	0,11403084	0,304	400	1,888	0,237	0,481	0,986	0,491	1,86	0,44	196,22	15,14	V
64*65	5,96	1,5	5,88	1,55	20	80	0,000164484	0,0100	0,004	0,006	0,12416692	0,352	400	1,390	0,175	0,711	1,090	0,620	1,51	0,33	248,14	15,43	V
65*49	5,88	1,55	6,91	2,8	27	80	0,000222054	0,0135	-0,038	0,008	0,13785062	0,351	400	1,556	0,195	0,705	1,089	0,617	1,69	0,36	246,88	15,64	V
45*46	6,7	0,7	6,2	0,7	20	80	0,000164484	0,0100	0,025	0,025	0,01013607	0,107	400	2,725	0,342	0,030	0,406	0,110	1,11	0,63	43,83	14,90	V
46*47	6,2	0,7	6,03	0,7	19	80	0,00015626	0,0095	0,009	0,009	0,01976535	0,166	400	1,630	0,205	0,097	0,653	0,219	1,06	0,38	87,55	15,22	V
87*88	6,73	0,7	6,86	1	20	80	0,000164484	0,0100	-0,006	0,009	0,01013607	0,131	400	1,589	0,200	0,051	0,505	0,151	0,80	0,37	60,54	15,29	V
88*89	6,86	1	6,86	1,2	20	80	0,000164484	0,0100	0,000	0,010	0,02027215	0,165	400	1,724	0,216	0,094	0,646	0,215	1,11	0,40	86,14	15,22	V
89*90	6,86	1	7,17	1,5	20	80	0,000164484	0,0100	-0,016	0,010	0,03040822	0,193	400	1,680	0,211	0,144	0,743	0,267	1,25	0,39	106,94	15,24	V
90*91	7,17	1,5	6,94	1,5	20	80	0,000164484	0,0100	0,012	0,012	0,0405443	0,208	400	1,848	0,232	0,175	0,781	0,292	1,44	0,43	116,65	15,16	V
91*47	6,94	1,5	6,03	1	24	80	0,000197381	0,0120	0,038	0,017	0,05270759	0,213	400	2,253	0,283	0,186	0,792	0,300	1,78	0,52	120,01	15,15	V
47*48	6,03	1	5,97	1,2	19	80	0,00015626	0,0095	0,003	0,014	0,08210221	0,262	400	2,016	0,253	0,324	0,882	0,388	1,78	0,46	155,33	15,06	V
48*49	5,97	1,2	6,91	2,3	20	80	0,000164484	0,0100	-0,047	0,008	0,09223828	0,303	400	1,542	0,194	0,476	0,983	0,488	1,52	0,36	195,07	15,32	V
81*82	6,21	0,7	6,34	1	20	80	0,000164484	0,0100	-0,006	0,009	0,01013607	0,131	400	1,589	0,200	0,051	0,505	0,151	0,80	0,37	60,54	15,29	V
82*83	6,34	1	5,99	1	20	80	0,000164484	0,0100	0,018	0,018	0,02027215	0,148	400	2,280	0,286	0,071	0,579	0,184	1,32	0,53	73,67	15,01	V
83*84	5,99	1	6,11	1,3	20	80	0,000164484	0,0100	-0,006	0,009	0,03040822	0,195	400	1,635	0,205	0,148	0,749	0,271	1,22	0,38	108,29	15,27	V
84*85	6,11	1,2	5,98	1,2	20	80	0,000164484	0,0100	0,006	0,006	0,0405443	0,231	400	1,390	0,175	0,232	0,827	0,331	1,15	0,33	132,22	15,43	V
85*86	5,98	1,2	6,12	1,5	15	80	0,000123363	0,0075	-0,009	0,011	0,04814635	0,225	400	1,780	0,224	0,215	0,815	0,320	1,45	0,41	127,86	14,98	V
86*49	6,12	1,5	6,91	2,4	14	80	0,000115139	0,0070	-0,056	0,008	0,05524161	0,251	400	1,528	0,192	0,288	0,860	0,365	1,31	0,35	146,14	15,04	V
49*50	6,91	2,25	6,07	1,5	21	80	0,000172709	0,0105	0,040	0,004	0,29597338	0,527	600	1,479	0,418	0,708	1,090	0,619	1,61	0,34	371,23	22,24	V
69*70	5,84	0,7	6,01	1	21	80	0,000172709	0,0105	-0,008	0,006	0,01064288	0,141	400	1,356	0,170	0,062	0,550	0,171	0,75	0,33	68,50	15,51	V
70*50	6,01	1	6,07	1,2	20	80	0,000164484	0,0100	-0,003	0,007	0,02077895	0,178	400	1,442	0,181	0,115	0,694	0,239	1,00	0,34	95,76	15,39	V
50*51	6,07	1,2	6,28	1,5	20	80	0,000164484	0,0100	-0,011	0,004	0,32688841	0,542	800	1,835	0,922	0,355	0,901	0,408	1,65	0,42	326,29	29,12	V
51*52	6,28	1,5	6,2	1,6	17	80	0,000139812	0,0085	0,005	0,011	0,33550407	0,466	800	2,815	1,414	0,237	0,830	0,334	2,34	0,64	266,92	28,94	V
52*53	6,2	1,6	6,12	1,6	21	80	0,000172709	0,0105	0,004	0,004	0,34614695	0,571	800	1,689	0,848	0,408	0,936	0,443	1,58	0,38	354,40	29,18	V
53*54	6,12	1,6	6,31	1,83	16	80	0,000131588	0,0080	-0,012	0,003	0,35425581	0,624	800	1,368	0,687	0,515	1,009	0,512	1,38	0,32	409,81	29,15	V
71*72	6,53	0,7	6,71	1	20	80	0,000164484	0,0100	-0,009	0,006	0,01013607	0,140	400	1,335	0,168	0,060	0,543	0,168	0,72	0,33	67,17	15,47	V
72*73	6,71	1	6,49	1	20	80	0,000164484	0,0100	0,011	0,011	0,02027215	0,162	400	1,808	0,227	0,089	0,634	0,210	1,15	0,42	83,94	15,18	V
73*74	6,49	1	6,69	1,4	20	80	0,000164484	0,0100	-0,010	0,010	0,03040822	0,192	400	1,724	0,216	0,140	0,738	0,264	1,27	0,40	105,66	15,22	V
74*75	6,69	1,3	6,28	1,4	28	80	0,000230278	0,0140	0,015	0,018	0,04459873	0,198	400	2,326	0,292	0,153	0,755	0,275	1,76	0,54	109,81	15,25	V
75*54	6,28	1,4	6,31	1,5	10	80	8,22422E-05	0,0050	-0,003	0,007	0,04966677	0,246	400	1,442	0,181	0,274	0,853	0,357	1,23	0,33	142,73	14,87	V
54*55	6,31	1,5	6,41	1,67	30	80	0,000246727	0,0150	-0,003	0,002	0,41912669	0,673	800	1,322	0,664	0,631	1,068	0,578	1,41	0,34	462,68	29,56	V
76*77	6,59	0,7	6,66	0,9	20	80	0,000164484	0,0100	-0,004	0,006	0,01013607	0,138	400	1,390	0,175	0,058	0,534	0,164	0,74	0,33	65,59	15,43	V
77*78	6,66	0,9	6,95	1,32	20	80	0,000164484	0,0100	-0,015	0,006	0,02027215	0,178	400	1,390	0,175	0,116	0,696	0,241	0,97	0,33	96,36	15,43	V

TR	Ctam(m)	Prof,am(m)	Ctav(m)	prof,av (m)	Dist(m)	ks	debit usé trancon (m3/s)	debit pluvial trancon (m3/s)	I TN	I cp	Qt	Dcal	Dcom	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	V	Vmin	H	Hmin	Auto- curage
78*79	6,95	1,32	6,47	1	20	80	0,000164484	0,0100	0,024	0,004	0,03040822	0,200	400	1,542	0,194	0,157	0,761	0,278	1,17	0,36	111,24	15,32	V
78*80	6,47	1	6,45	1,15	20	80	0,000164484	0,0100	0,001	0,003	0,0405443	0,220	400	1,589	0,200	0,203	0,806	0,312	1,28	0,37	124,64	15,29	V
80*55	6,45	1,15	6,41	1,21	16	80	0,000131588	0,0080	0,003	0,003	0,04865316	0,250	400	1,363	0,171	0,284	0,858	0,363	1,17	0,32	145,24	15,23	V
55*15	6,41	0,95	6,66	1,25	21	80	0,000172709	0,0105	-0,012	0,002	0,47842273	0,705	800	1,335	0,671	0,713	1,090	0,621	1,46	0,33	497,08	29,30	V
17*18	6,36	0,7	6,39	0,85	20	80	0,000164484	0,0100	-0,001	0,006	0,01013607	0,140	400	1,335	0,168	0,060	0,543	0,168	0,72	0,34	67,17	15,47	V
18*16	6,39	0,85	6,1	0,7	22	80	0,000180933	0,0110	0,013	0,006	0,02128576	0,182	400	1,375	0,173	0,123	0,710	0,248	0,98	0,37	99,24	15,54	V
16*93	6,1	0,7	6,83	1,6	18	80	0,000148036	0,0090	-0,041	0,009	0,03040822	0,194	400	1,675	0,210	0,145	0,744	0,268	1,25	0,39	107,08	15,16	V
93*94	6,83	1,6	6,55	1,6	18	80	0,000148036	0,0090	0,016	0,016	0,03953069	0,195	400	2,150	0,270	0,146	0,747	0,269	1,61	0,49	107,73	14,98	V
94*95	6,55	1,6	6,57	1,8	18	80	0,000148036	0,0090	-0,001	0,010	0,04865316	0,228	400	1,724	0,216	0,225	0,822	0,326	1,42	0,40	130,29	15,13	V
95*96	6,57	1,8	6,55	1,9	12	80	9,86907E-05	0,0060	0,002	0,002	0,0547348	0,239	500	2,000	0,393	0,139	0,737	0,263	1,47	0,46	131,63	18,31	V
96*130	6,55	1,9	6,58	2,15	13	80	0,000106915	0,0065	-0,002	0,002	0,06132325	0,226	400	2,242	0,282	0,218	0,817	0,321	1,83	0,51	128,49	14,79	V
130*131	6,58	2,15	6,58	2,27	20	80	0,000164484	0,0100	0,000	0,002	0,07145933	0,290	400	1,335	0,168	0,426	0,948	0,455	1,27	0,39	181,99	15,47	V
131*132	6,58	2,27	6,27	2,3	18	80	0,000148036	0,0090	0,017	0,004	0,08058179	0,245	400	2,369	0,298	0,271	0,851	0,355	2,01	0,54	141,89	14,92	V
132*133	6,27	2,3	6,1	2,35	11	80	9,04664E-05	0,0055	0,015	0,004	0,08615663	0,249	400	2,437	0,306	0,281	0,857	0,361	2,09	0,56	144,53	14,69	V
Do*92	6,51	0,8	6,48	0,9	22	80	0,000180933	0,0110	0,001	0,002	0,04714968	0,249	400	1,325	0,166	0,283	0,858	0,363	1,14	0,35	145,01	15,59	V
92*97	6,48	0,9	6,6	1,15	13	80	0,000106915	0,0065	-0,009	0,004	0,05373813	0,237	400	1,724	0,216	0,248	0,837	0,341	1,44	0,40	136,24	14,92	V
97*98	6,6	1,15	6,64	1,31	20	80	0,000164484	0,0100	-0,002	0,003	0,06387421	0,278	400	1,335	0,168	0,381	0,918	0,425	1,23	0,34	170,06	15,47	V
98*99	6,64	1,31	6,34	1,35	20	80	0,000164484	0,0100	0,015	0,004	0,07401028	0,242	400	2,247	0,282	0,262	0,845	0,349	1,90	0,52	139,73	15,02	V
99*100	6,34	1,35	6,52	1,65	20	80	0,000164484	0,0100	-0,009	0,004	0,08414635	0,309	400	1,335	0,168	0,502	1,000	0,504	1,33	0,34	201,52	15,47	
100*101	6,52	1,65	6,57	1,8	13	80	0,000106915	0,0065	-0,004	0,005	0,0907348	0,303	400	1,512	0,190	0,478	0,984	0,489	1,49	0,35	195,46	15,00	V

Tableau IV.9: Dimensionnement des conduites de sous bassin versant N°3

TR	Ctam(m)	Prof.am(m)	Ctav(m)	prof.av (m)	Dist(m)	ks	debit usé trancon (m3/s)	debit pluviail trancon (m3/s)	I TN	I cp	Qt	Dcal	Dcom	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	V	Vmin	H	Hmin	Auto-curage
193,175	6,81	0,7	6,67	0,71	26	80	0,000180	0,017	0,005	0,006	0,0164	0,168	400	1,309	0,164	0,100	0,661	0,223	0,87	0,35	89,09	15,57	V
171,172	6,85	0,7	6,72	0,7	20	80	0,000138	0,013	0,006	0,006	0,0126	0,149	400	1,390	0,175	0,072	0,584	0,186	0,81	0,34	74,56	15,24	V
172,173	6,72	0,7	6,91	1,1	20	80	0,000138	0,013	-0,010	0,011	0,0252	0,177	400	1,766	0,222	0,114	0,692	0,238	1,22	0,41	95,34	15,05	V
173,174	6,91	1,1	6,81	1,2	20	80	0,000138	0,013	0,005	0,010	0,0378	0,208	400	1,724	0,216	0,175	0,781	0,292	1,35	0,40	116,70	15,07	V
174*175	6,81	1	6,67	1	22	80	0,000152	0,014	0,006	0,006	0,0517	0,254	400	1,375	0,173	0,300	0,867	0,373	1,19	0,32	149,07	15,33	V
175*177	6,67	1	6,6	1	16	80	0,000111	0,010	0,004	0,004	0,0782	0,319	500	1,323	0,260	0,301	0,868	0,374	1,15	0,33	186,89	18,54	V
176*177	6,83	0,7	6,6	0,7	31	80	0,000215	0,020	0,007	0,007	0,0196	0,172	400	1,485	0,186	0,105	0,673	0,229	1,00	0,35	91,46	15,63	V
177*194	6,6	0,7	6,54	0,8	20	80	0,000138	0,013	0,003	0,008	0,1104	0,324	400	1,542	0,194	0,570	1,040	0,545	1,60	0,36	217,89	15,15	V
194*180	6,54	0,8	6,46	0,9	16	80	0,000111	0,010	0,005	0,011	0,1205	0,314	400	1,828	0,230	0,525	1,014	0,518	1,85	0,42	207,17	14,89	V
178*179	6,65	0,7	6,53	0,7	20	80	0,000138	0,013	0,006	0,006	0,0126	0,152	400	1,335	0,168	0,075	0,593	0,191	0,79	0,35	76,28	15,27	V
179*180	6,53	0,7	6,46	0,8	14	80	0,000097	0,009	0,005	0,012	0,0214	0,162	400	1,899	0,239	0,090	0,636	0,211	1,21	0,44	84,26	14,81	V
180*195	6,46	0,8	6,46	0,9	20	80	0,000138	0,013	0,000	0,005	0,1545	0,401	500	1,414	0,278	0,557	1,033	0,537	1,46	0,34	268,53	18,64	V
195*166	6,46	0,9	6,4	0,95	17	80	0,000118	0,011	0,004	0,006	0,1653	0,392	500	1,609	0,316	0,523	1,014	0,517	1,63	0,37	258,57	18,47	V
181*182	6,73	0,7	6,53	0,7	20	80	0,000138	0,013	0,010	0,010	0,0126	0,138	400	1,724	0,216	0,058	0,535	0,164	0,92	0,40	65,73	15,07	V
182*166	6,53	0,7	6,4	0,7	21	80	0,000145	0,013	0,006	0,006	0,0259	0,197	400	1,356	0,170	0,152	0,754	0,274	1,02	0,33	109,54	15,30	V
162*163	6,5	0,7	6,55	0,9	20	80	0,000138	0,013	-0,002	0,008	0,0126	0,145	400	1,493	0,187	0,067	0,567	0,179	0,85	0,35	71,53	15,18	V
163*164	6,55	0,9	6,33	0,9	20	80	0,000138	0,013	0,011	0,011	0,0252	0,175	400	1,808	0,227	0,111	0,686	0,236	1,24	0,42	94,23	15,03	V
164*165	6,33	0,9	6,5	1,2	20	80	0,000138	0,013	-0,009	0,006	0,0378	0,225	400	1,390	0,175	0,217	0,816	0,321	1,13	0,35	128,25	15,24	V
165*166	6,5	1,2	6,4	1,25	17	80	0,000118	0,011	0,006	0,009	0,0486	0,234	400	1,619	0,203	0,239	0,831	0,335	1,35	0,37	133,88	15,00	V
166*161	6,4	1,08	6,52	1,3	24	80	0,000166	0,015	-0,005	0,004	0,2548	0,501	600	1,458	0,412	0,619	1,063	0,572	1,55	0,33	342,93	22,21	V
156*157	6,63	0,7	6,61	0,8	20	80	0,000138	0,013	0,001	0,006	0,0126	0,152	400	1,335	0,168	0,075	0,593	0,191	0,79	0,35	76,28	15,27	V
157*158	6,61	0,8	6,42	0,8	20	80	0,000138	0,013	0,010	0,010	0,0252	0,180	400	1,680	0,211	0,120	0,703	0,244	1,18	0,39	97,77	15,08	V
158*159	6,42	0,8	6,59	1,15	20	80	0,000138	0,013	-0,009	0,009	0,0378	0,212	400	1,635	0,205	0,184	0,790	0,299	1,29	0,38	119,44	15,10	V
159*160	6,59	1,15	6,61	1,3	20	80	0,000138	0,013	-0,001	0,006	0,0505	0,251	400	1,390	0,175	0,289	0,861	0,366	1,20	0,37	146,46	15,24	V
160*161	6,61	1,3	6,52	1,3	13	80	0,000090	0,008	0,007	0,007	0,0587	0,263	400	1,434	0,180	0,326	0,883	0,389	1,27	0,33	155,71	14,91	V
183*161	6,69	0,7	6,52	0,7	28	80	0,000194	0,018	0,006	0,006	0,0177	0,172	400	1,343	0,169	0,105	0,672	0,228	0,90	0,32	91,38	15,63	V
161*196	6,52	0,7	6,57	0,9	20	80	0,000138	0,013	-0,003	0,007	0,3438	0,502	600	1,956	0,553	0,622	1,064	0,573	2,08	0,45	344,03	21,96	V
196*155	6,75	0,9	6,61	0,91	16	80	0,000111	0,010	0,009	0,009	0,3539	0,487	500	1,936	0,380	0,931	1,119	0,778	2,17	0,44	388,83	18,35	V
184*185	6,77	0,7	6,72	0,8	20	80	0,000138	0,013	0,002	0,007	0,0126	0,145	400	1,493	0,187	0,067	0,567	0,179	0,85	0,35	71,53	15,18	V
185*155	6,72	0,8	6,61	0,9	22	80	0,000152	0,014	0,005	0,010	0,0265	0,184	400	1,684	0,212	0,125	0,713	0,250	1,20	0,39	100,02	15,15	V
150*151	6,6	0,7	6,69	0,92	20	80	0,000138	0,013	-0,005	0,006	0,0126	0,149	400	1,390	0,175	0,072	0,584	0,186	0,81	0,34	74,56	15,24	V
151*152	6,69	0,92	6,61	1	20	80	0,000138	0,013	0,004	0,008	0,0252	0,186	400	1,542	0,194	0,130	0,722	0,255	1,11	0,36	101,96	15,15	V
152*153	6,61	1	6,72	1,32	20	80	0,000138	0,013	-0,005	0,011	0,0378	0,206	400	1,766	0,222	0,171	0,776	0,289	1,37	0,41	115,45	15,05	V
153*154	6,72	1,32	6,7	1,42	20	80	0,000138	0,013	0,001	0,006	0,0505	0,255	400	1,335	0,168	0,301	0,868	0,374	1,16	0,35	149,42	15,27	V
154*155	6,7	1,42	6,61	1,5	17	80	0,000118	0,011	0,005	0,010	0,0612	0,249	400	1,724	0,216	0,283	0,857	0,362	1,48	0,40	144,83	14,96	V
155*197	6,61	1,25	6,73	1,5	20	80	0,000138	0,013	-0,006	0,006	0,4542	0,572	600	1,821	0,515	0,883	1,113	0,733	2,03	0,42	439,60	21,99	V
197*188	6,73	1,5	6,82	1,7	17	80	0,000118	0,011	-0,005	0,006	0,4649	0,578	600	1,817	0,513	0,905	1,116	0,753	2,03	0,41	451,81	21,92	V
186*187	6,76	0,7	6,89	0,95	20	80	0,000138	0,013	-0,006	0,006	0,0126	0,152	400	1,335	0,168	0,075	0,593	0,191	0,79	0,36	76,28	15,27	V
187*188	6,89	0,95	6,82	1,2	27	80	0,000187	0,017	0,003	0,012	0,0296	0,184	400	1,876	0,236	0,126	0,714	0,251	1,34	0,43	100,23	15,24	V
188*198	6,82	1,2	6,9	1,43	20	80	0,000138	0,013	-0,004	0,007	0,5071	0,581	600	1,956	0,553	0,917	1,117	0,764	2,19	0,45	458,60	21,96	V
198*192	6,9	1,43	7,02	1,6	17	80	0,000118	0,011	-0,007	0,003	0,5179	0,698	800	1,484	0,745	0,695	1,087	0,612	1,61	0,34	489,23	29,07	V
r1*r2	6,58	0,7	6,68	1,15	40	80	0,000277	0,026	-0,002	0,009	0,0252	0,183	400	1,612	0,202	0,125	0,712	0,249	1,15	0,38	99,77	15,86	V
r2*192	6,68	1,15	7,02	1,6	11	80	0,000076	0,007	-0,031	0,010	0,0322	0,196	400	1,724	0,216	0,149	0,750	0,271	1,29	0,39	108,47	14,75	V
rs*107	6,83	0,7	7,13	1,35	34	80	0,000235	0,022	-0,009	0,010	0,0214	0,167	400	1,749	0,220	0,098	0,656	0,220	1,15	0,41	88,09	15,54	V

TR	Ctam(m)	Prof,am(m)	Ctav(m)	prof,av(m)	Dist(m)	ks	debit usé trancon (m3/s)	debit pluvipl trancon (m3/s)	I TN	I cp	Qt	Dcal	Dcom	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	V	Vmin	H	Hmin	Auto-curage
192*107	7,02	1,6	7,13	1,8	21	80	0,000142	0,013	-0,005	0,004	0,5633	0,671	800	1,791	0,900	0,626	1,066	0,576	1,91	0,41	460,43	29,08	V
108*109	6,27	0,7	6,72	1,35	20	80	0,000135	0,012	-0,023	0,010	0,0126	0,138	400	1,724	0,216	0,058	0,535	0,164	0,92	0,40	65,73	15,07	V
109*110	6,72	1,35	6,4	1,35	35	80	0,000236	0,022	0,009	0,009	0,0347	0,205	400	1,648	0,207	0,168	0,773	0,286	1,27	0,39	114,54	15,65	V
167*168	6,5	0,7	6,5	0,9	20	80	0,000135	0,012	0,000	0,010	0,0126	0,138	400	1,724	0,216	0,058	0,535	0,164	0,92	0,40	65,73	15,07	V
168*169	6,5	0,9	6,4	1	20	80	0,000135	0,012	0,005	0,010	0,0252	0,179	400	1,724	0,216	0,117	0,697	0,241	1,20	0,40	96,52	15,07	V
169*170	6,4	1	6,47	1,27	20	80	0,000135	0,012	-0,003	0,010	0,0378	0,208	400	1,724	0,216	0,175	0,781	0,292	1,35	0,40	116,70	15,07	V
170*110	6,47	1,27	6,4	1,52	32	80	0,000216	0,020	0,002	0,010	0,0580	0,244	400	1,724	0,216	0,268	0,849	0,353	1,46	0,40	141,19	15,49	V
110*111	6,4	1,52	6,52	1,83	19	80	0,000128	0,012	-0,006	0,010	0,1047	0,305	400	1,724	0,216	0,484	0,988	0,492	1,70	0,40	196,94	15,03	V
111*112	6,52	1,83	6,37	1,8	20	80	0,000135	0,012	0,007	0,006	0,1173	0,350	500	1,549	0,304	0,386	0,921	0,428	1,43	0,36	214,21	18,58	V
112*113	6,37	1,8	6,33	1,89	21	80	0,000142	0,013	0,002	0,006	0,1306	0,362	400	1,356	0,170	0,767	1,099	0,651	1,49	0,33	260,35	15,30	V
120*121	6,1	0,7	6,09	0,9	20	80	0,000135	0,012	0,000	0,011	0,0126	0,136	400	1,766	0,222	0,057	0,529	0,162	0,93	0,41	64,78	15,05	V
121*122	6,09	0,9	6,07	1	20	80	0,000135	0,012	0,001	0,006	0,0252	0,197	400	1,335	0,168	0,150	0,752	0,273	1,00	0,33	109,09	15,27	V
122*123	6,07	1	6,14	1,2	20	80	0,000135	0,012	-0,003	0,007	0,0378	0,225	400	1,390	0,175	0,217	0,816	0,321	1,13	0,34	128,25	15,24	V
123*124	6,14	1,2	6,37	1,55	20	80	0,000135	0,012	-0,012	0,006	0,0505	0,255	400	1,335	0,168	0,301	0,868	0,374	1,16	0,33	149,42	15,27	V
124*113	6,37	1,55	6,33	1,62	16	80	0,000108	0,010	0,003	0,007	0,0606	0,266	400	1,429	0,179	0,337	0,890	0,397	1,27	0,37	158,70	15,04	V
113*114	6,33	1,62	6,71	2,15	20	80	0,000135	0,012	-0,019	0,007	0,2037	0,413	600	1,956	0,553	0,369	0,910	0,417	1,78	0,45	250,23	21,96	V
114*115	6,71	2,15	6,45	2,25	14	80	0,000095	0,009	0,019	0,026	0,2126	0,333	600	3,622	1,023	0,208	0,810	0,315	2,93	0,82	188,77	21,70	V
125*126	6,06	0,7	6,33	1,15	20	80	0,000135	0,012	-0,014	0,009	0,0126	0,140	400	1,635	0,205	0,061	0,546	0,170	0,89	0,38	67,81	15,10	V
126*127	6,33	1	6,17	1,2	20	80	0,000135	0,012	0,008	0,018	0,0252	0,160	400	2,312	0,290	0,087	0,628	0,207	1,45	0,53	82,69	14,89	V
127*128	6,17	1,2	6,17	1,4	20	80	0,000135	0,012	0,000	0,010	0,0378	0,208	400	1,724	0,216	0,175	0,781	0,292	1,35	0,40	116,70	15,07	V
128*129	6,17	1,4	6,45	1,88	20	80	0,000135	0,012	-0,014	0,010	0,0505	0,232	400	1,724	0,216	0,233	0,828	0,331	1,43	0,40	132,42	15,07	V
129*115	6,45	1,88	6,45	2,1	18	80	0,000122	0,011	0,000	0,012	0,0618	0,241	400	1,905	0,239	0,258	0,843	0,347	1,61	0,44	138,75	14,94	V
115*116	6,45	2,1	6,82	2,63	20	80	0,000135	0,012	-0,019	0,008	0,2870	0,464	500	1,789	0,351	0,818	1,105	0,683	1,98	0,41	341,47	18,49	V
116*117	6,82	2,63	6,59	2,55	20	80	0,000135	0,012	0,012	0,008	0,2996	0,477	500	1,732	0,340	0,881	1,112	0,732	1,93	0,40	365,85	18,51	V
145*146	6,79	0,7	6,72	0,9	20	80	0,000135	0,012	0,004	0,014	0,0126	0,130	400	2,003	0,252	0,050	0,502	0,150	1,01	0,46	60,08	14,97	V
146*147	6,72	0,9	6,89	1,3	20	80	0,000135	0,012	-0,009	0,012	0,0252	0,174	400	1,848	0,232	0,109	0,681	0,233	1,26	0,43	93,16	15,02	V
147*148	6,89	1,3	6,86	1,4	20	80	0,000135	0,012	0,001	0,006	0,0378	0,225	400	1,390	0,175	0,217	0,816	0,321	1,13	0,34	128,25	15,24	V
148*149	6,86	1,4	6,67	1,4	20	80	0,000135	0,012	0,010	0,010	0,0505	0,234	400	1,680	0,211	0,239	0,831	0,335	1,40	0,39	133,96	15,08	V
149*117	6,67	1,4	6,59	1,5	18	80	0,000122	0,011	0,004	0,010	0,0618	0,250	400	1,724	0,216	0,286	0,859	0,364	1,48	0,40	145,56	15,00	V
117*118	6,59	1,5	6,86	1,85	20	80	0,000135	0,012	-0,014	0,004	0,3740	0,583	800	1,730	0,869	0,430	0,951	0,458	1,65	0,39	366,14	29,07	V
118*119	6,86	1,85	6,82	1,9	20	80	0,000135	0,012	0,002	0,004	0,3867	0,577	800	1,835	0,922	0,419	0,944	0,450	1,73	0,42	360,38	29,05	V
140*141	7,03	0,7	6,96	0,9	20	80	0,000135	0,012	0,004	0,014	0,0126	0,130	400	2,003	0,252	0,050	0,502	0,150	1,01	0,46	60,08	14,97	V
141*142	6,96	0,9	6,99	1,2	20	80	0,000135	0,012	-0,002	0,014	0,0252	0,169	400	2,003	0,252	0,100	0,662	0,223	1,33	0,46	89,35	14,97	V
142*143	6,99	1,2	7,01	1,5	20	80	0,000135	0,012	-0,001	0,014	0,0378	0,195	400	2,039	0,256	0,148	0,749	0,270	1,53	0,47	108,18	14,96	V
143*144	7,01	1,5	6,98	1,63	29	80	0,000196	0,018	0,001	0,006	0,0561	0,270	400	1,280	0,161	0,349	0,897	0,404	1,15	0,33	161,75	15,73	V
144*119	6,98	1,63	6,82	1,7	12	80	0,000081	0,007	0,013	0,019	0,0637	0,224	400	2,386	0,300	0,213	0,813	0,318	1,94	0,54	127,14	14,67	V
119*101	6,82	1,7	6,57	1,6	19	80	0,000128	0,012	0,013	0,008	0,4624	0,556	800	2,431	1,221	0,379	0,916	0,424	2,23	0,55	338,88	28,96	V
135*136	6,92	0,7	6,71	0,7	25	80	0,000169	0,016	0,008	0,008	0,0158	0,155	400	1,580	0,198	0,079	0,606	0,197	0,96	0,37	78,69	15,32	V
136*137	6,71	0,7	6,24	0,8	25	80	0,000169	0,016	0,019	0,023	0,0315	0,166	400	2,603	0,327	0,096	0,653	0,219	1,70	0,60	87,53	14,94	V
137*138	6,24	0,8	6,65	1,9	20	80	0,000135	0,012	-0,021	0,035	0,0442	0,175	400	3,201	0,402	0,110	0,683	0,234	2,19	0,73	93,65	14,74	V
138*139	6,65	1,9	6,05	1,9	20	80	0,000135	0,012	0,030	0,030	0,0568	0,197	400	2,985	0,375	0,151	0,753	0,274	2,25	0,68	109,40	14,77	V
139*133	6,05	1,9	6,1	2,2	13	80	0,000088	0,008	-0,004	0,019	0,0650	0,225	400	2,390	0,300	0,216	0,816	0,320	1,95	0,55	128,14	14,69	V
133*134	6,1	2,2	6,54	3	20	80	0,000135	0,012	-0,022	0,018	0,0776	0,244	400	2,312	0,290	0,267	0,848	0,352	1,96	0,53	140,96	14,89	V
134*101	6,54	3	6,57	3,15	18	80	0,000122	0,011	-0,002	0,007	0,0889	0,309	500	1,633	0,320	0,278	0,854	0,359	1,40	0,37	179,44	18,49	V
101*102	6,57	3	6,92	3,4	20	80	0,000135	0,012	-0,018	0,003	0,6546	0,785	800	1,368	0,687	0,953	1,121	0,800	1,53	0,36	639,71	29,17	V
102*103	6,92	3,4	6,94	3,46	20	80	0,000135	0,012	-0,001	0,002	0,6673	0,825	1000	1,420	1,115	0,599	1,054	0,561	1,50	0,34	560,75	36,24	V

TR	Ctam(m)	Prof,am(m)	Ctav(m)	prof,av (m)	Dist(m)	ks	debit usé trancon (m3/s)	debit pluvial trancon (m3/s)	I TN	I cp	Qt	Dcal	Dcom	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	V	Vmin	H	Hmin	Auto-curage
103*104	6,94	3,46	6,95	3,6	20	80	0,000135	0,012	0,000	0,007	0,6799	0,666	1000	2,560	2,009	0,338	0,890	0,397	2,28	0,58	397,41	36,09	V
104*105	6,95	3,6	6,97	3,7	20	80	0,000135	0,012	-0,001	0,004	0,6925	0,734	1000	2,008	1,576	0,439	0,958	0,464	1,92	0,46	463,63	36,14	V
105*106	6,97	3,55	7,09	3,72	20	80	0,000135	0,012	-0,006	0,003	0,7051	0,808	1000	1,587	1,246	0,566	1,038	0,542	1,65	0,36	542,28	36,21	V
106*107	7,09	3,72	7,13	3,8	6	80	0,000041	0,004	-0,007	0,007	0,7089	0,673	1000	2,592	2,035	0,348	0,897	0,404	2,32	0,59	403,87	35,96	V
107*202	7,13	3,8	6,87	3,6	27,81	80	0,000188	0,017	0,009	0,002	0,7264	0,840	1200	1,665	1,882	0,386	0,921	0,428	1,53	0,38	514,10	43,42	V
203*202	7	0,9	6,87	0,9	17,61	80	0,000119	0,011	0,007	0,007	0,0184	0,168	400	1,481	0,186	0,099	0,659	0,222	0,98	0,34	88,63	15,08	V
202*DO	6,87	3,56	6,51	3,21	4,5	80	0,000030	0,003	0,080	0,002	0,7476	0,844	1000	1,497	1,175	0,636	1,070	0,581	1,60	0,34	581,06	35,97	V
DO*204	6,51	3,21	6,51	3,3	21	80	0,000142	0,013	0,000	0,004	0,0532	0,277	500	1,309	0,257	0,207	0,809	0,314	1,06	0,35	157,16	18,73	V
204*204'	6,51	3,3	6,74	3,64	24	80	0,000162	0,015	-0,010	0,005	0,0684	0,300	500	1,354	0,266	0,257	0,843	0,346	1,14	0,37	173,15	18,81	V

Avec :

TR : Tronçon

Ctam : cote de terrain amont

Ctav : cote de terrain aval

Prof,am : profondeur amont

Prof,av : profondeur aval

Dist : distance (longueur)

Ks : coefficient de rugosité (établi par Manning-Strickler)

Qr,eu : débit de route des eaux usées

Qr,ep : débit de route des eaux pluviales

ITN : la pente de terrain naturel

Icp : la pente de la conduite

Qt : débit total

Dcal : diamètre calculé

Dnor : diamètre commercialisé

V : vérifié

Conclusion

Dans notre projet d'étude et après avoir constaté la situation du réseau existant, et la nature topographique du terrain et après une analyse du plan d'urbanisme dont on a constaté la structure de l'agglomération, la disposition des quartiers, nous avons tracé les collecteurs principaux qui sont parallèles, qui acheminent les eaux usées et pluviales vers la station de refoulement, dont l'objectif essentiel est d'éliminer les rejets vers Oued El Hamiz, les collecteurs choisis seront posés dans des tranchées étroites, d'où les rues sont de faible largeur ce qui a renforcé la thèse d'un système unitaire. On a choisi le dimensionnement du réseau d'assainissement futur de Hai Sommam, par un système unitaire, sans prendre en considération d'autres variantes car tous les arguments sont confondus pour ce choix.

Chapitre V :

Elément constitutif du réseau

Introduction

Un réseau d'assainissement est un ensemble de canalisation et d'ouvrage, en ce qui concerne les ouvrages, il existe des annexes qui ont pour but d'améliorer le fonctionnement du réseau (déversoir d'orage, bassin de rétention) ainsi que des ouvrages principaux ayant pour effet de faire la liaison surface-réseau, ainsi que la liaison réseau-milieu naturel.

Dans le domaine 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 perturbation.

V.1 Ouvrage principaux

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

V.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.

Dans notre cas les canalisations d'évacuation des rejets doivent fonctionner exceptionnellement en charge, ils se divisent en plusieurs types dues à la nature des matériaux constitutif.

V.1.1.1 Conduites en béton non armé

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50 m. 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, sous voirie.

Les principaux jointements sont du type emboîtement à gorge pour joint élastomère.

V.1.1.2 Conduite en béton armé

Sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (centrifugation, compression radiale, vibration etc...), pour être dit « armé », un tuyau doit comporter deux séries d'armatures :

- des barres droites appelées « génératrices » ;
- des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 15 cm.

V.1.1.3 Conduites 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.... [9]

V.1.1.4 Conduites en grès artificiels

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

V.1.1.5 Conduites en fonte

Les conduites en fonte présentent la meilleure résistance mécanique notamment aux chocs externes, qualité très appréciable dans les installations intérieurs, dans les sous-sols, etc....

V.1.1.6 Conduites en matière plastique

La matière plastique usuelle pour les évacuations et le chlorure de polyvinyle (PVC) non plastifié. Les tuyaux sont opaques et de couleur normalisée (gris claire), ils ne doivent pas être employés lorsque la température de l'effluent est supérieure à 35°C

On peut rajouter encore des canalisations qui sont moins utilisées dans le domaine de l'assainissement,

- Conduite en Zinc

- Conduite en cuivre [9]

Quelques images illustratives des conduites d'assainissement ;

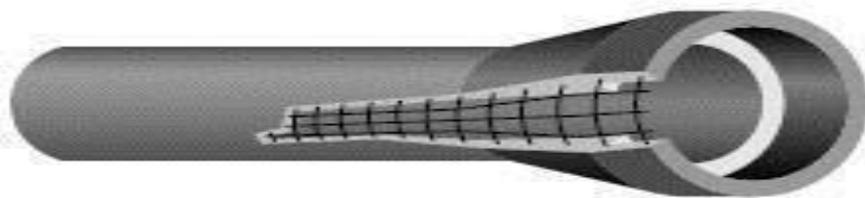


Figure V.1: Conduite en béton armé



Figure V.2: Conduite en béton (buse)



Figure V.3: Conduite en fonte.

V.1.2 choix du type de canalisation

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

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

Dans la présent étude, les conduites en béton armé de forme circulaire sont les plus adapté vue leurs avantages

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

V.I.1.2.1 Différentes actions supportées par la conduite

Les canalisations sont exposées à des actions extérieure et intérieure, pour cela ces canalisations doivent être sélectionnées pour luttés contre ces actions qui sont les actions mécaniques, les actions statiques et les actions chimiques.

A) Action mécanique

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 du essentiellement a de grandes vitesses imposées généralement par le relief [9].

A) Action statique

Les actions statiques sont dues aux surcharge fixés ou mobiles comme le remblai au mouvement de l'eau dans les canalisations ainsi qu'aux charges dues aux trafics routiers.

B) Action chimique

Elles sont généralement à l'intérieur de la conduite. 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

V.2 Les 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. [10]

V.2.1 Ouvrages normaux

Sont les ouvrages courant, on les trouve aussi bien en amont ou le long des réseaux, ils assurent généralement la fonction de recette des effluents.

V.2.1.1 les branchements

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles, un branchement comporte trois parties essentielles.

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement.
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public..... [10,11]

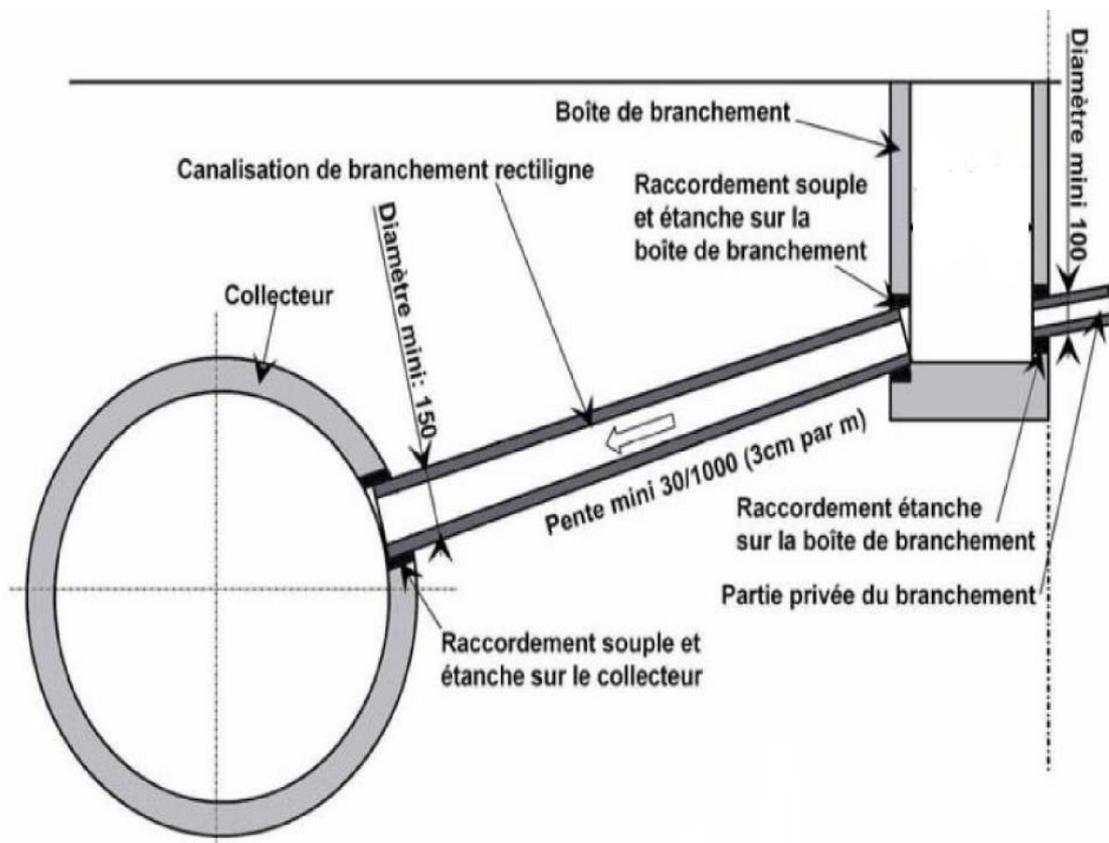


Figure V.4 : Raccordement de boîte de branchement vers le collecteur

V.2.1.2 Bouche 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.

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

V.2.1.2 Regards

1- Les regards sont des ouvrages maçonnés constitués par un puits vertical surmonté d'un cercle mobile leur conception doit leur permettre de résister tout en demeurant étanches a la poussée des terres et à celle engendrées par le passage des charges roulantes.

- Leur rôle est de permettre ;

Pour les ouvrages visitables, l'accès aux personnels pour les travaux d'entretien et du curage (regard visitable).

- ✓ Pour les ouvrages non visitables l'accès à ceux-ci par les engins de curage ou par des caméras.
- ✓ Les ventilations des ouvrages.

V.2.1.2.1 Type de regards

- ❖ **Regard en tête** ; il est impératif que le réseau d'assainissement début par un regard qu'on appelle regard de tête, qui sert pour :
 - Un éventuel curage mécanique.
 - Un éventuel branchement.
- ❖ **Regard de jonction** ; il est prévu dans le but de joindre plusieurs conduites réseaux quelques soient leurs diamètres.
- ❖ **Regard de visite** ; il convient de prévoir des regards de visite a des distances assez rapprochées pour pouvoir accéder à l'entretien régulier des canalisations de plus ils assurent la ventilation des égouts.

V.2.3 Dimensionnement du regard

Le dimensionnement d'un regard dépend des diamètres des conduites, chaque regard à une profondeur différent d'une autre.

Tableau V.1 : Dimensions des regards

Diamètres des conduites [mm]	Dimensionnement [mm]
300	1,1 x 1,1
400	1,1 x 1,1
500	1,2 x 1,2
600	1,2 x 1,2
800	1,6 x 1,6
1000	2,0 x 2,0
1200	2,2 x 2,2
1500	2,5 x 2,5
1800	3,0 x 3,0



Figure V.5: Regard de visite



Figure V.6: Regard de branchement

V.3 ouvrages spéciaux

V.3.1 Déversoir d'orage

En hydraulique urbaine un déversoir d'orage est composé principalement d'une chambre de partage dimensionnée hydrauliquement et muni de seuil déversant permettant d'intercepter les eaux usées diluées et de délester les eaux pluviales vers le milieu récepteur.

Il est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, dans les pointes sensibles les débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduction de diamètre de réseau aval et d'éviter les débordements.

Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire. [10]

V.3.2 Emplacement des déversoirs d'orages

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.

On distingue différents types des déversoirs selon la pente, l'écoulement, la position du bassin de décantation ou milieu naturel.

- ✓ Les déversoirs à seuil latéral.
- ✓ Les déversoirs à seuil frontal.
- ✓ Les déversoirs avec ouverture du radier.
- ✓ Les déversoirs siphoniques.
- ✓ Les déversoirs automatiques.
- ✓ Les déversoirs à barrage gonflable.

Dans ce cas, on opte pour un déversoir à seuil latéral. Car ce dernier présente l'intérêt majeur de permettre la conception de seuil long sans occuper beaucoup de place et plus économique

Ce déversoir d'orage, il est chargé de déverser les eaux vers l'oued el Hamiz et d'évacuer les eaux usées avec une dilution vers la station de relevage.

V.3.3 Dimensionnement du déversoir à seuil latéral

Pour le calcul de déversoir en doit calculer,

-Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme du débit des eaux usées (Q_{US}) et du débit pluvial (Q_P)

$$Q_T = Q_P + Q_{US} \dots\dots\dots (4-20)$$

V.3.3.1 Dimensionnement du premier déversoir d'orage

Ce déversoir est conçu pour diminuer la charge sur le réseau et éviter les débordements futurs en période de forte crue, et de fort apport en termes des eaux pluviales il est positionné juste après le regard 15 d'une distance de 05 m.

Les données de base sont les suivante ;

-Diamètre d'entrée, $D_e = 1000$

-Débit des eaux pluviales, $Q_{ep} = 0,8464$

-Débit des eaux usées, $Q_{eu} = 0,0126$

-Débit total a l'entrée, $Q_t = 0.859 \text{ m}^3/\text{s}$

-Débit a plein section, $Q_{ps} = 1.15 \text{ m}^3/\text{s}$

-Débit de point transité vers le collecteur du rejet qui transport les eaux vers la station de refoulement;

$$Q_{SR} = 3 * Q_{eu} = 3 * 0.0126 \dots\dots\dots (4-21)$$

$$Q_{SR} = 0.0378 \text{ m}^3/\text{s}$$

-Hauteur d'eau à l'entrée $H_e = R_h * D_e = 653 \text{ mm}$

-hauteur d'eau allant vers le bassin de décantation ;

Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers le bassin de décantation, on doit passer au calcul de ;

$$r_Q = \frac{Q_{sr}}{Q_{ps}} = 0.03 \quad , \quad r_h = \frac{H_{seuil}}{D_e} = 0.075$$

r_h ; est déterminé à partir de l'abaque de (variation de débits et des vitesses en fonction du remplissage).

La lame d'eau allant vers la station de refoulement ;

$$H_{sr} = 1000 * 0.075 = 75 \text{ mm}$$

-Hauteur de l'âme d'eau déversée ;

$$H_d = \frac{H_e - H_{seuil}}{2} = \frac{653 - 75}{2} = 289 \text{ mm}$$

a) Calcul de coefficient de retardement

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

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \dots\dots\dots (4-22)$$

t_c ; Temps de concentration en mn ($t_c = 15 \text{ mn}$).

Donc $Z = 0.85$

b) Calcul du débit pluvial corrigé ;

$$Q_{ep,cor} = Z * Q_{pl} = 0.85 * 0.846$$

$$Q_{ep,cor} = 0.72 \text{ m}^3/\text{s}$$

c) Déterminer le débit du seuil déversant ;

$$Q_d = Q_{ep,cor} - Q_{sr}$$

$$Q_d = 0.68 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_d = 3/2 * \mu * L * \sqrt{2g} * H^{(3/2)} \dots\dots\dots (4-23)$$

Avec :

μ : coefficient de débit de la lame d'eau déversée qui tient compte de l'écoulement ($\mu = 0,8$)

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 ;

$$L = \frac{3}{2} * \frac{Q_d}{0.8 * (2.g)^{0.5} . H_d^{1.5}} \dots\dots\dots (4-23)$$

$$L=1.86 \text{ m}$$

V.3.3.2. Dimensionnement du deuxième Déversoir d'orage

Ce déversoir est placé juste à l'entrée de poste de refoulement après le regard 107 de distance de 27 m, le choix de cette position c'est dans le but de la sécurité de poste de relevage et son bon fonctionnement, en termes d'apport en eau pour éviter la surcharge, et des débordements qui arrivent jusqu'à des inondations.

Les données de base sont les suivantes ;

- Diamètre d'entrée, $D_e = 1000 \text{ mm}$
- Débit total à l'entrée, $Q_t = 0.7476 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section, $Q_{ps} = 1.175 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit des eaux usées, $Q_{us} = 0.0135 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit des eaux pluviales $Q_{ep} = 1.1615 \text{ m}^3/\text{s}$

V.3.3.2.1. Calcul des paramètres hydrauliques du deuxième déversoir

$$Q_{SR} = 3 * Q_{us} = 3 * 0.0135$$

$$Q_{SR} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_e = R_h * D_e = 1000 * 0.581 = 581 \text{ mm}$$

$$r_Q = \frac{Q_{sr}}{Q_{ps}} = 0.034 \quad , \quad r_h = \frac{H_{seuil}}{D_e} = 0.08$$

$$H_{rs} = 1000 * 0.08 = 80 \text{ mm}$$

$$H_d = (H_e - H_{seuil})/2 = (581 - 80)/2 = 250,5 \text{ mm}$$

$$Q_{eo \text{ cor}} = Z * Q_{pl} = 0.85 * 1.1615$$

$$Q_{ep \text{ cor}} = 0.987 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_d = Q_{ep, \text{cor}} - Q_{sr} = 0.987 - 0.04$$

$$Q_d = 0.983 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 2.68 \text{ m}$$

Tableau IV.2 : Caractéristique du déversoir d'orage type latéral

	D_e	Q_t	Q_{ps}	Q_{sR}	Q_d	H_{seuil}	H_d	L_{cal}	$L_{adopté}$
Unités	mm	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	mm	mm	m	m
$D_{dorage01}$	1000	0.859	1.15	0.0378	0.68	75	289	1.86	2
$D_{dorage02}$	1000	0.7476	1.175	0.040	0.983	80	250.5	2.68	3

Conclusion

Dans le présent chapitre et après arrivé dimensionner le réseau d'assainissement de la localité Hai Sommam Coco plage, par un système de réseau unitaire, nous avons consacré une partie de travail sur le choix et au dimensionnement des ouvrages annexe et principaux, pour le bon fonctionnement du réseau en place.

Dans le souci d'arriver à la satisfaction de la demande citoyens qui ne cesse d'augmenter à l'horizon 2040, et éliminer les rejets vers le milieu naturel Oued El Hamiz et de préservé la nature et le système aquatique.

Et dans le but d'assurer une continuité de service d'assainissement et une longue vie aux équipements, un curage des réseaux et regards est a programmé soit périodique ou préventif on employant s des moyennes humains et matériels les plus avancé.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

A travers les cinq chapitres de ce mémoire on a pu répondre aux questions essentielles, autant du côté hydraulique que hydrologique, voir même en termes de techniques d'assainissement. Dans notre étude, on a dimensionné un réseau d'assainissement unitaire dans le but d'éliminer tous les rejets d'eaux usées et pluviales pour les diriger vers la station d'épuration de Reghaia en passant par le poste de refoulement.

Ce choix du réseau unitaire est dû aux plusieurs contraintes à savoir :

- La topographie de terrain qui est caractérisé par des très faibles pentes ;
- L'objectif principal du projet qui est l'élimination des rejets ;
- La nature de l'urbanisation qui est caractérisé par des petites ruelles ce qui défavorable à la réalisation de plusieurs réseaux.

Le réseau projeté comporte cinq principaux collecteurs, et d'autres secondaires et tertiaires pour assurer le branchement de toute la localité en eaux usées et pluviales qui ruissellent sur la surface du bassin versant.

Pour les éléments du réseau d'égout, on a projeté des regards de visite en plus des regards de jonction, en évitant les regards de chute qui ne sont pas utilisés à raison de l'absence de la pente.

De plus, nous avons projeté la mise en place de deux déversoirs d'orages. Le premier est localisé dans le réseau du deuxième sous bassin afin d'alléger le réseau aval des apports du réseau amont. Le second est à proximité du poste de refoulement dans le but d'assurer un débit limite.

Il est à signaler que le secret de la réussite de toute exécution d'un projet réside dans la fiabilité de l'étude consacrée, si un réseau est bien géré en mode d'entretien et d'exploitation, il remplira ses fonctions durant longtemps et dans les meilleures conditions.

Bibliographie

Bibliographie

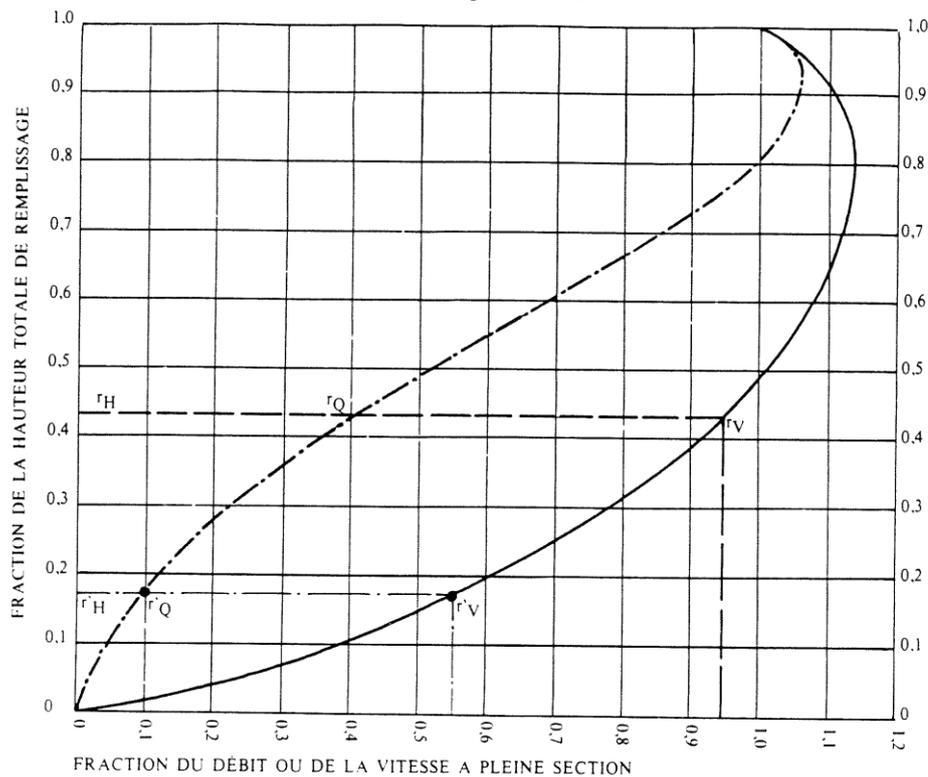
- [1] M.ARABI, Juin 2013, Projet de fin d'étude, Etude du réseau d'assainissement de ZHUN AISSET Mustapha jusqu'à PR77 (REGHAIA)
- [2] M.BENOUDA, 2011, Mémoire de fin d'étude, diagnostique et conception du réseau d'assainissement de la cité SIDI BOUMAAZA et polyclinique ville.Bou.Ismail W Tipaza.
- [3] A.SARI AHMED, Alger 2002, Initiation à l'hydrologie de surface
- [4] S. BENNIS, 2011, hydraulique et hydrologie
- [5] BENINA TOUAIBIA, mars 2004, Manuel Pratique d'Hydrologie
- [6] Instruction technique du 22 juin 1977 relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations
- [7] BENMOKKADEM.Z, 2013, Mémoire de fin d'étude, Etude du réseau d'assainissement de la zone inondable de bordj el kiffan
- [8] Marc Stain - Béchir Selmi, paris 2006, Guide technique de l'assainissement
- [9] R. Bourrier .Les réseaux d'assainissement; calcul, application, perspectives
- [10] A.HADDAD, 2005, Mémoire de fin d'étude, diagnostic et extension du réseau d'assainissement de la ville de Hajout W. Tipaza
- [11] J. VAZQUEZ, Hydrologie et hydraulique Urbaine en réseau d'assainissement

Annexes

Annexe I : Table des caractéristiques des conduites partiellement remplies

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

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

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

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

Exemples :

Pour $r_Q = 0.40$, on obtient $r_V = 0.95$ et $r_H = 0.43$.

Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r_V = 0.55$ et $r_H = 0.17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

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

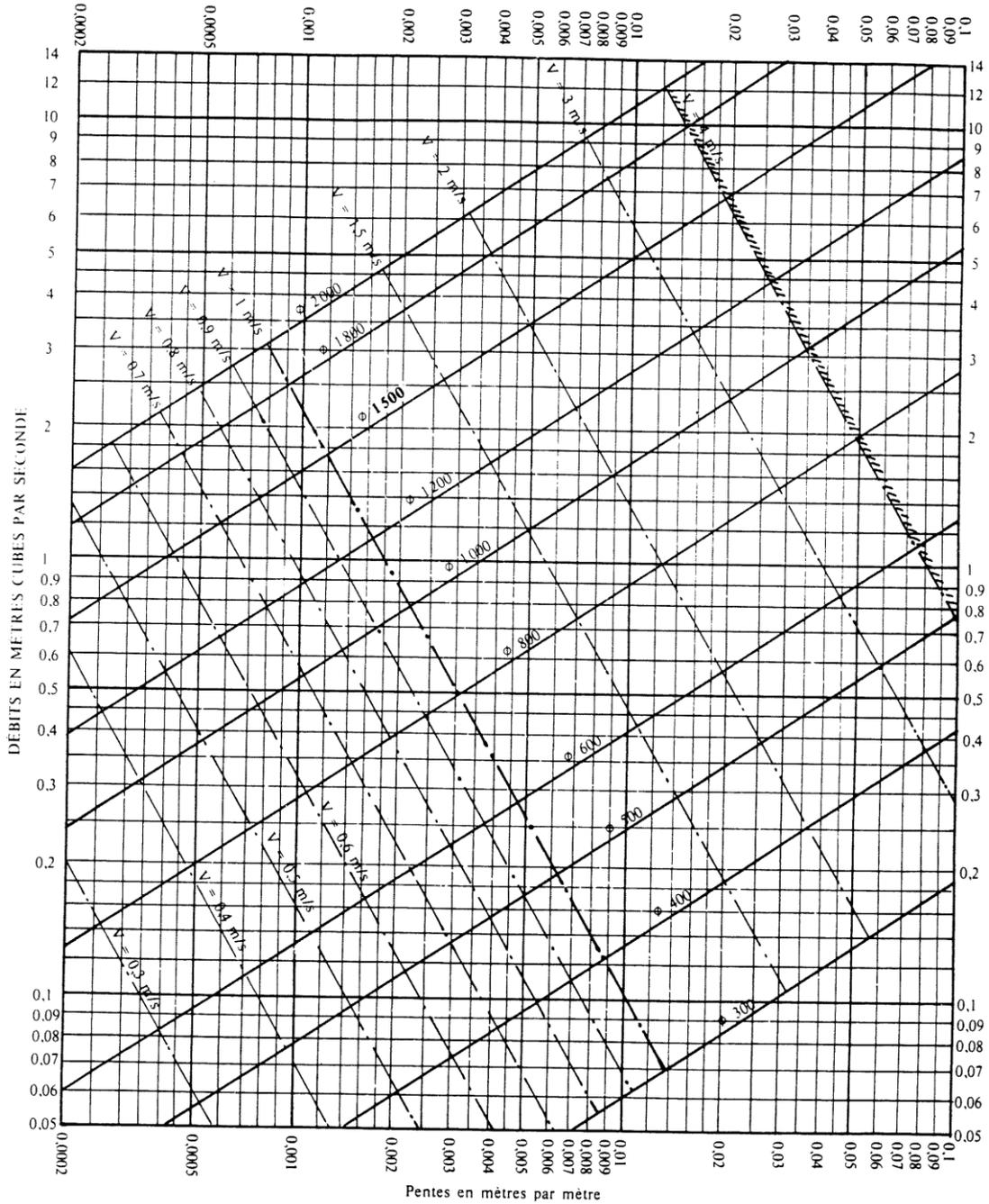
Annexe II : Table des caractéristiques des conduites des eaux pluviales

— 15 —

ABAQUE Ab. 4 a

Ab. 4

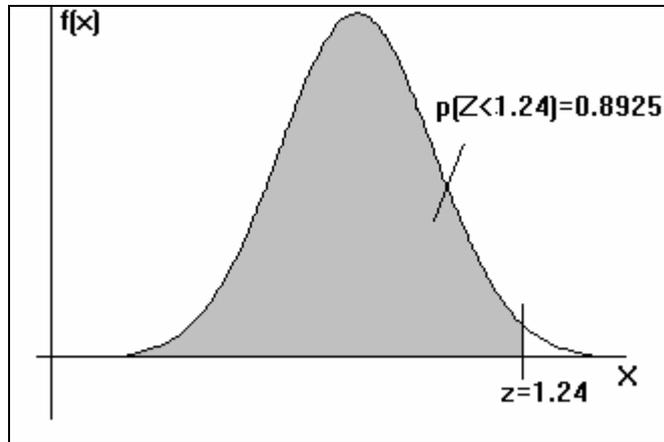
RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires)



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

TABLE DE LA LOI NORMALE CENTREE REDUITE

Lecture de la table: Pour $z=1.24$ (intersection de la ligne 1.2 et de la colonne 0.04), on a la proportion $P(Z < 1,24) = 0.8925$



$P(Z > 1,96) = 0,025$
 $P(Z > 2,58) = 0,005$
 $P(Z > 3,29) = 0,0005$

Rappels:

$1/ P(Z > z) = 1 - P(Z < z)$ et $2/ P(Z < -z) = P(Z > z)$

Exemple: Sachant $P(Z < 1,24) = 0,8925$, on en déduit:

$1/ (P(Z > 1,24) = 1 - P(Z < 1,24) = 1 - 0,8925 = 0,1075$

$2/ P(Z < -1,24) = P(Z > 1,24) = 0,1075$

z	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	0,5000	0,5040	0,5080	0,5120	0,5160	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5636	0,5675	0,5714	0,5753
0,2	0,5793	0,5832	0,5871	0,5910	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,6480	0,6517
0,4	0,6554	0,6591	0,6628	0,6664	0,6700	0,6736	0,6772	0,6808	0,6844	0,6879
0,5	0,6915	0,6950	0,6985	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,7190	0,7224
0,6	0,7257	0,7291	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549
0,7	0,7580	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,7910	0,7939	0,7967	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8315	0,8340	0,8365	0,8389
1,0	0,8413	0,8438	0,8461	0,8485	0,8508	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,8770	0,8790	0,8810	0,8830
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,8980	0,8997	0,9015
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9279	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9357	0,9370	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
1,8	0,9641	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
1,9	0,9713	0,9719	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,9750	0,9756	0,9761	0,9767
2,0	0,9772	0,9778	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
2,1	0,9821	0,9826	0,9830	0,9834	0,9838	0,9842	0,9846	0,9850	0,9854	0,9857
2,2	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9875	0,9878	0,9881	0,9884	0,9887	0,9890
2,3	0,9893	0,9896	0,9898	0,9901	0,9904	0,9906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
2,4	0,9918	0,9920	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
2,5	0,9938	0,9940	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
2,6	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,9960	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
2,7	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,9970	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
2,8	0,9974	0,9975	0,9976	0,9977	0,9977	0,9978	0,9979	0,9979	0,9980	0,9981
2,9	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986
3,0	0,99865	0,99869	0,99874	0,99878	0,99882	0,99886	0,99889	0,99893	0,99896	0,99900
3,1	0,99903	0,99906	0,99910	0,99913	0,99916	0,99918	0,99921	0,99924	0,99926	0,99929
3,2	0,99931	0,99934	0,99936	0,99938	0,99940	0,99942	0,99944	0,99946	0,99948	0,99950
3,3	0,99952	0,99953	0,99955	0,99957	0,99958	0,99960	0,99961	0,99962	0,99964	0,99965
3,4	0,99966	0,99968	0,99969	0,99970	0,99971	0,99972	0,99973	0,99974	0,99975	0,99976
3,5	0,99977	0,99978	0,99978	0,99979	0,99980	0,99981	0,99981	0,99982	0,99983	0,99983
3,6	0,99984	0,99985	0,99985	0,99986	0,99986	0,99987	0,99987	0,99988	0,99988	0,99989
3,7	0,99989	0,99990	0,99990	0,99990	0,99991	0,99991	0,99992	0,99992	0,99992	0,99992
3,8	0,99993	0,99993	0,99993	0,99994	0,99994	0,99994	0,99994	0,99995	0,99995	0,99995
3,9	0,99995	0,99995	0,99996	0,99996	0,99996	0,99996	0,99996	0,99996	0,99997	0,99997
4,0	0,99997	0,99997	0,99997	0,99997	0,99997	0,99997	0,99998	0,99998	0,99998	0,99998

TABLE TEST Z

α	0,05	0,01	0,001
$\alpha/2$	0,025	0,005	0,0005
Z	1,96	2,58	3,29

DISTRIBUTION DU KHI2

La table donne les valeurs critiques de χ^2 pour un nombre de degrés de liberté (ddl) et pour un seuil repère donnés (α).

Par exemple:

Pour ddl = 3 et $\alpha = 0,05$ la table indique $\chi^2 = 7,81$

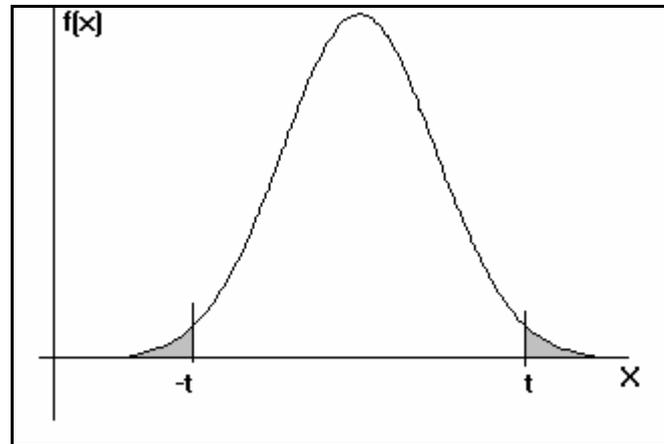
Ceci signifie que: $P(\chi^2_{[3]} > 7,81) = 0,05$

α	0,05	0,01	0,001
ddl			
1	3,84	6,63	10,83
2	5,99	9,21	13,82
3	7,81	11,34	16,27
4	9,49	13,28	18,47
5	11,07	15,09	20,52
6	12,59	16,81	22,46
7	14,07	18,48	24,32
8	15,51	20,09	26,12
9	16,92	21,67	27,88
10	18,31	23,21	29,59
11	19,68	24,72	31,26
12	21,03	26,22	32,91
13	22,36	27,69	34,53
14	23,68	29,14	36,12
15	25,00	30,58	37,70
16	26,30	32,00	39,25
17	27,59	33,41	40,79
18	28,87	34,81	42,31
19	30,14	36,19	43,82
20	31,41	37,57	45,31
21	32,67	38,93	46,80
22	33,92	40,29	48,27
23	35,17	41,64	49,73
24	36,42	42,98	51,18
25	37,65	44,31	52,62
26	38,89	45,64	54,05
27	40,11	46,96	55,48
28	41,34	48,28	56,89
29	42,56	49,59	58,30
30	43,77	50,89	59,70

DISTRIBUTIONS DU t DE STUDENT

Table des valeurs critiques bilatérales usuelles

Pour une distribution de Student à ddl degrés de liberté et pour une proportion α (.05, .01 ou .001), la table indique t tel que $P(|T| > t) = \alpha$



Exemple: Pour ddl = 5, on a $P(|T| > 2.571) = .05$ (on note $t_{[5].05}$ cette valeur.).

ddl	α	0,05	0,01	0,001
	$\alpha/2$	0,025	0,005	0,0005
1		12.706	63.657	636.619
2		4.303	9.925	31.599
3		3.182	5.841	12.924
4		2.776	4.604	8.610
5		2.571	4.032	6.869
6		2.447	3.707	5.959
7		2.365	3.499	5.408
8		2.306	3.355	5.041
9		2.262	3.250	4.781
10		2.228	3.169	4.587
11		2.201	3.106	4.437
12		2.179	3.055	4.318
13		2.160	3.012	4.221
14		2.145	2.977	4.140
15		2.131	2.947	4.073
16		2.120	2.921	4.015
17		2.110	2.898	3.965
18		2.101	2.878	3.922
19		2.093	2.861	3.883
20		2.086	2.845	3.850
21		2.080	2.831	3.819
22		2.074	2.819	3.792
23		2.069	2.807	3.768
24		2.064	2.797	3.745
25		2.060	2.787	3.725
26		2.056	2.779	3.707
27		2.052	2.771	3.690
28		2.048	2.763	3.674
29		2.045	2.756	3.659
30		2.042	2.750	3.646
40		2.021	2.704	3.551
60		2.000	2.660	3.460
120		1.980	2.617	3.373
30000		1.960	2.576	3.291

ملخص :

ان حي سومام كوكو بلاج ينتمي الى بلدية برج البحري يعرف مشكلا عويصا في ميدان تفريغ المياه المستعملة المنزلية و مياه الامطار .حيث ان الشبكة تتواجد في حالة مزرية و قديمة جدا ولم تعد بإمكانها تحمل كميات المياه الواجب تفريغها .
اضافة الى وجود عدة نقاط طرح المياه مباشرة في واد الحمير بدون اي تطهير مما يسبب التلوث .
ان الهدف من عملنا يكمن في تجديد شامل للشبكة لأفاق بعيدة من اجل تغطية حاجيات المواطنين و حماية البيئة من التلوث .

Résumé :

Hai Sommam Coco Plage, fait partie de la commune de Bordj El Bahri reconnaissent un problème majeur dans le domaine de l'évacuation des eaux usées domestiques et pluviales. Se trouvant dans un état vétuste, ancien, et sous dimensionné, Ce réseau est caractérisé par plusieurs points de rejet vers Oued El Hamiz, ce qui accentue la pollution du milieu naturel. L'objectif de notre travail réside dans la rénovation totale de ce réseau, pour un horizon ultérieur, afin de répondre aux besoins de l'agglomération et de protéger l'environnement de la pollution.

Sommary:

Hai Sommam Coco Plage, belongs to the commune of Bordj El Bahri recognize a major problem in the field of the drainage of domestic and rainfall used waters. Being in a state decayed, old, and under dimensioned. This network is characterized by several outlets towards Oued El Hamiz, which accentuates pollution of the natural environment. The objective of our work lies in the total restoration of this network, for further horizon, to meet the needs of the city and to protect the environment from pollution.