



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**Etude et conception du système d'assainissement d'AIN ALLAH
commune de DALY BRAHIM. (W.Alger)**

Présenté par : CHEKLAT Sabrina

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
KAHLERRAS Djillali	M.C.B	Président
HEBOUCHE Abdelhamid	M.C.B	Examinateur
KADI Latifa	M.A.A	Examinatrice
DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examinateur
SALAH Boualem	professeur	Promoteur

Session Septembre - 2019

Dédicace

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

A mes parents pour tous les sacrifices qu'ils ont consenti à mon égard.

** A mes très chères sœurs : Hanane, Siham et Sara,*

** A mon beau-frère Malek,*

** A Ouali NAIT ALAMARA*

** A tous mes amis,*

** A toutes les familles : CHEKLAT, FLISSI, TIBICHE*

CHEKLAT Sabrina

Remerciements

Au terme de cette étude, je tiens à exprimer mes vifs remerciements :

- * A mon encadreur M SALAH B. pour ces conseils et ses consultations qui m'ont aidée dans la réalisation de mon projet.*
- * A tout le corps enseignant et le personnel de l'**ENSH** qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.*
- * Aux membres de jury qui auront à juger et à apprécier ce travail.*
- * Je tiens aussi à remercier tous ceux qui m'ont aidée pendant la réalisation du projet.*
- * Une grande reconnaissance à ma mère qui ne cesse de prier pour moi.*

ملخص

يعرف التوسع الحضري للمدن عدة مشاكل، هذه المشاكل ترتبط ارتباطاً وثيقاً بالصحة العامة. فقد تكون سبب في العديد من الأمراض خاصة الأمراض التي تنقلها المياه. تعاني مدينة عين الله من العديد من المشكلات بسبب قدم وسوء إدارة نظام الصرف الصحي الذي يعمل حالياً. الغرض من عملنا هو إبراز نظام لتصريف مياه الصرف الصحي ومياه الأمطار بغرض وتلبية احتياجات الصرف الصحي في المدينة. لقد قمنا بدراسة فصول مختلفة، بدءاً من عرض تقديمي للموقع، وصولاً لمرحلة تحجيم الشبكة مع مراعاة الجوانب التقنية والاقتصادية في جزء تنظيم الموقع.

Résumé :

De nos jours, l'urbanisation des villes pose d'énormes problèmes. Ceux –ci restent entre autre, étroitement liés à la santé publique en raison de nombreuses maladies causées par les milieux malsains et surtout les maladies à transmission hydriques.

La ville d'Ain Allah souffre de plusieurs problèmes dus à la vétusté et la mauvaise gestion du système d'assainissement actuellement en fonctionnement.

Le but de notre travail est de projeter un réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales permettant de collecter toutes les eaux des différentes natures et qui répond aux besoins d'Assainissement de la ville.

Nous avons traité différents chapitres, tout en commençant par une présentation du site, jusqu'au dimensionnement du réseau en tenant compte des aspects technico-économiques dans la partie organisation de chantier.

Abstract

Today, urbanization of cities poses enormous problems. These remain among others, closely linked to public health because of many diseases caused by unhealthy environments and especially water-borne diseases. The city of Ain Allah suffers from several problems due to the obsolescence and mismanagement of the current sanitation system. The purpose of our work is to project a sewage and rainwater drainage system that collects all types of water and meets the needs of sanitation in the city.

We have treated different aspects, starting with a presentation of the site, then the dimensioning of the network taking into account the techno-economic parameters in the site organization part.

Sommaire

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la Zone d'étude

INTRODUCTION.....	2
I.1 PRESENTATION GENERALE DE LA COMMUNE :.....	1
I.1.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA COMMUNE.....	2
I -1-2 SITUATION CLIMATIQUE.....	2
I-1-2-1 Climat	2
I-1-2-2 Température	2
I-1-2-3 Pluviométrie :.....	3
I-1-2-4 Le vent :.....	3
I-1-2-5 Humidité	3
I-1-3 SITUATION GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE :.....	3
I-1-4 SISMICITE :.....	4
I-1-5 DONNEES DEMOGRAPHIQUES.....	5
I-1-5-1 Habitat :.....	5
I-1-5-2 Population de la zone d'étude.....	5
I-1-6 LE RESEAU D'ASSAINISSEMENT D'AIN ALLAH:.....	5
CONCLUSION :.....	6

Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction.....	7
I.1 Les petites pluies	8
I.2 Les averses	8
I.3 La période de retour	8
II -1 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations	9
II-2 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi	9
II-2-1 : Analyse des données statistiques	9
II-2-2 Choix de la loi d'ajustement	12
II-2.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel	12
II-2-4 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log normale)	15
II-2-5 Calcul de l'intensité de la pluie par la formule de MONTANARI.....	19
Conclusion	20

II.2.5 Calcul de l'intensité	19
Conclusion	20

Chapitre III : Calcul de base

Introduction	22
III-1 Situation démographique	22
III-2 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins	23
III-2-1 Définition	23
III-2-2 Choix de la limite des sous bassins	23
III-3 Systèmes d'assainissement	23
III-3-1 Réseau unitaire	24
III-3-2 Réseau séparatif	24
III-3-3 réseau pseudo séparatif	24
III-4 Schémas d'évacuation	25
III-4-1 Schéma perpendiculaire	25
III-4-2 Schéma par déplacement latéral	25
III-4-3 Schéma à collecteur transversal ou oblique	26
III-4-4 Schéma du collecteur par zones étagées	26
III-4-5 Schéma type radial	26
III-5 Coefficient de ruissellement	26
III-5-1 Évaluation du coefficient de ruissellement	26
III-5-2 Coefficient de ruissellement pondéré	28
III-5-3 Détermination du nombre d'habitant pour chaque sous bassin	29
Conclusion	30

Chapitre IV : Estimation des débits usés et pluviaux

Introduction	32
IV-1 Origine et nature des eaux usées à évacuer	32
IV-1-1 Eaux usées d'origine domestique	32
IV-1-2 Eaux usées du service public	32
IV-1-3 Eaux usées industrielles	32
IV-1-4 Les eaux claires parasites	33

IV-2 Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer	33
IV-2-1 Généralité	33
IV-2-2 Estimation des débits d'eaux usées domestiques	33
IV-2-2-1 Evaluation du débit moyen journalier	34
IV-2-2-2 Evaluation du débit de pointe	34
IV-3 Evaluation des débits des eaux pluviales à évacuer	36
IV-3-1 Méthode rationnelle	36
IV-3-1-1 Hypothèses de la méthode rationnelle	36
IV-3-1-2 Validité De la méthode rationnelle	37
IV-3-1-3 Temps de concentration	37
IV-3-2 Méthode superficielle	37
IV-3-2-1 Validité de la méthode superficielle	38
IV-4 Définition des variables de la formule de Caquot	39
IV-4-1 Pente moyenne	39
IV-4-2 Coefficient d'allongement	39
IV-4-3 Cas des bassins versants en série ou en parallèle	39
IV-5 Choix de la méthode	40
IV-6 Application de la méthode rationnelle pour l'agglomération d'Ain Allah	40
IV-6-1 Temps de concentration	40
IV-6-2 coefficient réducteur d'intensité (α).....	40
Conclusion	41

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'évacuation

Introduction	44
V-1 Conception du réseau.....	44
V-2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement	44
V-3 Mode de calcul.....	45
Conclusion	49

Chapitre VI: Ouvrages annexes.

Introduction	51
VI-1- Ouvrages principaux	51
VI-1-1 Les conduites	51
VI-1-1-1 Choix du type de canalisation	52
VI-1-1-2 Les joints des conduites en béton	52
VI-1-1-3 Différentes actions supportées par la conduite	53
VI-1-1-4 Protection des conduites	54
VI-1-1-5 Essais des tuyaux préfabriqués.....	54
VI-2 Ouvrages annexes	55
VI-2-1 Ouvrages normaux.....	55
VI-2-1-1 Branchements.....	55
VI-2-1-2 caniveaux.....	55
VI-2-1-3 Bouches d'égout.....	55
VI-2-1-4 Regards.....	56
VI-2-2 Les ouvrages spéciaux	57
VI -2-2-1 Bassin de stockage des eaux pluviales	57
VI -2-2-1-1 Dimensionnement du bassin de rétention	58
VI -2-2-1-2 Le calcul de bassin de retenue des eaux pluviales	59
VI.2.2.2Déversoirs d'orage.....	60
VI.2.2.2.1 Types des déversoirs	61
VI.2.2.2.2.Dimensionnement du déversoir d'orage de type frontal (DO).....	62
Conclusion	64

Chapitre VII : Organisation du chantier

Introduction	66
VII.1 Emplacement des canalisations	66
VII.2 Exécution des travaux :	66
VII.2.1Détermination des différents volumes :.....	66
VII.2.2 Essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.....	68
VII.2.3 Construction des regards	68
VII.2.4 Choix des engins	68
VII.3 Devis quantitatif et estimatif	72

Conclusion : 72

Conclusion générale:.....72

Liste des tableaux

Chapitre I :

Tableau (I-1): Répartition mensuelle de la température.....	3
Tableau (I-2) : Répartition mensuelle de la Pluviométrie.).....	3
Tableau (I.3) : Vitesses moyennes mensuelles des vents	3
Tableau (I.4): Humidités moyennes mensuelles.....	3

Chapitre II :

Tableau II.1 : Série d'observation des précipitations maximale journalière... 11	
Tableau(II.2) : Caractéristiques de l'échantillon.....	13
Tableau II. 3 : Calcul des paramètres de l'ajustement (loi de Gumbel).....	14
Tableau II. 4 Récapitulatif du test de Khi 2.....	15
Tableau II. 5 : Calcul des paramètres de l'ajustement (loi de Galton).....	16
Tableau II. 6 Récapitulatif du test de Khi 2.....	16

Chapitre III :

Tableau III.1 : estimation de la population de la ville de AIN ALLAH	24
Tableau III.2 : estimation du coefficient de ruissellement suivant la nature de la surfac.....	28
Tableau III.3 : coefficient de ruissellement pour différentes densités de population.....	29
Tableau III.4 : Détermination du nombre d'habitants.....	30

Chapitre IV :

Tableau N° (IV-1) : Evaluation des débits d'eaux usées des équipements.....	36
Tableau N° (IV-2) : détermination des débits de pointe pour chaque sous bassin.....	36
Tableau N° (IV. 3) : Détermination des paramètres équivalents dans le cas de l'assemblage des bassins versants en série ou en parallèle.....	42
Tableau IV.4 : évaluation des débits pluvieux	43
Tableau (IV.5) Calcul du débit total de chaque sous bassin	43

Chapitre VII :

Tableau VII-1 Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.....	72
--	----

Liste des Figures

Chapitre I :

Figure I-1 : Situation géographique de la commune de Daly Brahim.....	3
Figure (I-1) Carte géologique de la région de Dely Brahim.	4
Figure (I-2) Carte de zonage sismique de l'Algérie	5

Chapitre II :

Graph (II.1). Ajustement par la loi de Gumbel.....	15
Graph (II.2).Ajustement par la loi de Gumbel (sans intervalle de confiance)... ..	15
Graph (II.3).Ajustement par la loi de Galton.....	16
Figure (II.4).Test d'adéquation de la loi de Galton (par le logiciel Hyfran)	18
Figure (II.5).Test d'adéquation de la loi de Gumbel (par le logiciel Hyfran)	19

Chapitre III :

Figure III-1 : Système unitaire.	26
Figure .III.2 : Schéma à Collecteur Etagé.....	27

Chapitre VI :

Figure N° VI-1. : Bouches d'égout (Absorption par le haut).....	56
Figure N° VI-2- Schéma explicatif de l'emplacement du bassin de retenue et du déversoir d'orage	
Figure N° VI-3 Déversoirs d'orage à seuil frontal	62

Chapitre VII :

Figure VII1 Bulldozer.....	69
Figure VII-2 Niveleuse.....	69
Figure VII -3 Pelle équipée en rétro.....	70
Figure VII -4 Chargeur	71
Figure VII -5 rétro chargeur.....	71

Liste des Abréviations

hab. : Habitant.

TN : Cote du terrain naturelle.

Tr : Temps de retour.

AEP : Alimentation en eau potable

K : HAUTEUR de rugosité des parois

ML : METRE linéaire

K_P : Coefficient de pointe

Q_{ps} : Débit a plein section

R_h : Rayon hydraulique à pleine section.

T : Taux d'accroissement annuel de la population.

V_m : Vitesse moyenne de l'écoulement.

V_{ps} : Vitesse à plein section.

Liste des Planches

- **Planche numéro 01 : le plan de masse de la zone d'étude**
- **Planche numéro 02 : le plan de masse avec réseau d'assainissement projeté**
- **Planche numéro 03 : Le profil en long**
- **Planche numéro 04 : Plan des éléments constitutifs**

Introduction générale

L'eau sur la terre c'est la vie .c'est un bien commun à toute la population, mais, aussi il est du devoir de chacun de protéger et de veiller à une utilisation plus rationnelle de cette ressource dans l'intérêt de tout le monde.

Depuis l'antiquité l'homme a toujours chercher des méthodes pour son évaluation pour mieux vivre et bien organiser sa vie .parmi ces méthodes d'évaluation les technique d'urbanisation dont l'assainissement sont les plus remarquable.

En effet en Algérie le problème de l'assainissement se pose dans toutes les régions, à savoir l'étendu de la surface et la dispersion des tissus ruraux.

L'assainissement des eaux, c'est l'ensemble des techniques et dispositions permettant l'évacuation des eaux usées et pluviales sous des modes compatible avec les exigences de la santé publics et de l'environnement.

Dans le domaine de l'assainissement, la ville de Ain Allah connaît de sérieux problèmes : le réseau d'évacuation est très ancien, les services de l'hydraulique ne connaissent pas son tracé et un grand nombre de regards ont disparu sous le revêtement de la chaussée.

C'est dans cette dynamique que vient s'inscrire notre projet de fin d'étude. En fonction du plan d'occupation du sol de la ville de AIN ALLAH, une étude d'un réseau d'assainissement sera projeté ; elle fera appel à une démarche permettant d'entreprendre la conception et le dimensionnement du réseau avec tous les calculs hydrauliques nécessaires afin d'assurer un fonctionnement hydraulique sans défaillances à court et à long terme.

Notre étude est répartie en 07 chapitres présentant toutes les étapes d'élaboration d'un projet d'assainissement urbain jusqu'à l'horizon 2049.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

INTRODUCTION :

L'assainissement des agglomérations sert à évacuer les eaux pluviales de manière à éviter la pollution du milieu environnant et les inondations au niveau des quartiers. Et d'une autre part l'élimination des eaux usées.

Pour bien dimensionner un réseau d'assainissement qui assure ces fonctions nous sommes contraints de faire une étude préliminaire permettant de connaître les caractéristiques physiques du site et d'analyser les différents facteurs qui peuvent influencer sur ce dimensionnement.

Cette analyse conduit à étudier :

- a. Les données naturelles du site.
- b. Les données relatives à la situation actuelle des agglomérations existantes.
- c. Les données relatives au développement futur de l'agglomération.
- d. Les données propres à l'assainissement.

I.1 Présentation générale de la commune :

I.1.1 Situation géographique de la commune :

La commune de Daly Brahim est située au nord d'Alger à environ 13 Km à l'ouest d'Alger centre ; à 280 m d'altitude.

Administrativement, elle est limitée :

- **Au Nord**, par Beni Messous et Bouzareah.
- **Au Sud**, par EL Achour.
- **A l'Ouest**, par Cheraga.
- **A l'Est**, par la Ben Aknoun.



Figure I-1 : Situation géographique de la commune de Daly Brahim

(Source Google MAPS 2019)

I -1-2 Situation climatique :

I-1-2-1 Climat

Le climat est chaud et tempéré. La pluie dans la région d'AIN ALLAH tombe surtout en hiver, avec relativement peu de pluie en été .la température moyenne annuelle à AIN ALLAH est de 16.8°C. Il tombe en moyenne 758mm de pluie par an.

I-1-2-2 Température :

D'après le tableau I-1 nous remarquons que :

Dans le mois de janvier, la température moyenne mensuelle le plus souvent est de 11.4°C.

La température extrême enregistrée dans le mois d'aout est de 26,3°C.

Tableau (I-1): Répartition mensuelle de la température.

Mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout
T°C moy	23,7	20,5	15,2	12,3	11,4	11,4	13,6	15,7	18,9	22,8	25,4	26,3

Source : ONM ,Alger -2008

I-1-2-3 Pluviométrie :

Tableau (I-2) : Répartition mensuelle de la Pluviométrie.

Mois	sept	oct	nov	Dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout
p (mm)	26,8	52,1	107,4	98,5	76,2	75,6	47,8	55,5	48,9	4,9	2,6	10,7

Source : ONM ,Alger -2008

I-1-2-4 Le vent :

Les directions dominantes des vents sont celles de l'Ouest au Nord-Est. Les vents de l'Ouest sont dominants pendant l'automne, l'hiver et le début du printemps. En été souffle par foi le vent du sud (siroco).

La vitesse des vents est donnée par le tableau I.3 :

Tableau (I.3) : Vitesses moyennes mensuelles des vents :

Mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	Juin	juil	aout
V (m/s)	10,5	9,5	10,2	9,7	9,7	9,8	10,3	11	2,8	10,8	10,8	10,4

Source : [ONM Alger]-2008

I-1-2-5 Humidité :

L'humidité de l'air est donnée dans le tableau I.4.

Tableau (I.4): Humidités moyennes mensuelles

Mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	Juin	juil	aout
Humidité %	72	74	75	80	79	81	77	76	77	71	79	72

Source : [ONM Alger]-2008

I-1-3 Situation géologique et hydrogéologique :

La zone d'étude est située dans des marnes et des argiles d'où le sol est d'une faible perméabilité.

Daly Brahim se situe sur un axe anticlinal ce qui fait qu'une partie d'eau tombée se dirige vers la mer (côté nord) et l'autre partie se dirige vers la plaine de la Mitidja (côté sud).

La zone ne contient pas de nappes souterraines.

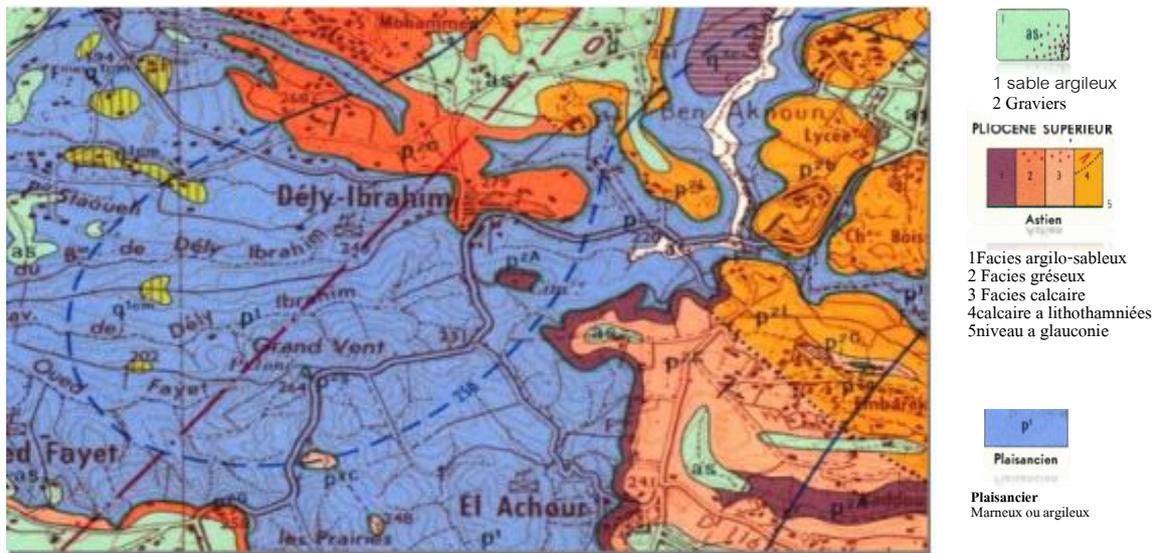


Figure (I-1) Carte géologique de la région de Dely Ibrahim. (Source A.N.R.H)

I-1-4 Sismicité :

Les règles parasismiques à appliquer sont celles fixées par le R.P.A (Règlement

Parasismique Algérien) modifié et complété après le séisme du 21 mai 2003 il a été élaboré par le CGS (Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique).

Le territoire national est divisé en Cinq zone de sismicité croissante. Qui sont les Suivantes :

- a. **Zone 0** : sismicité négligeable
- b. **Zone I** : sismicité faible.
- c. **Zone IIa**: sismicité moyenne
- d. **Zone IIb**: sismicité élevée
- e. **Zone III** : sismicité très élevée

Selon le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 2003), la région de AIN ALLAH est caractérisée par une sismicité élevée elle est classée dans la zone IIb.

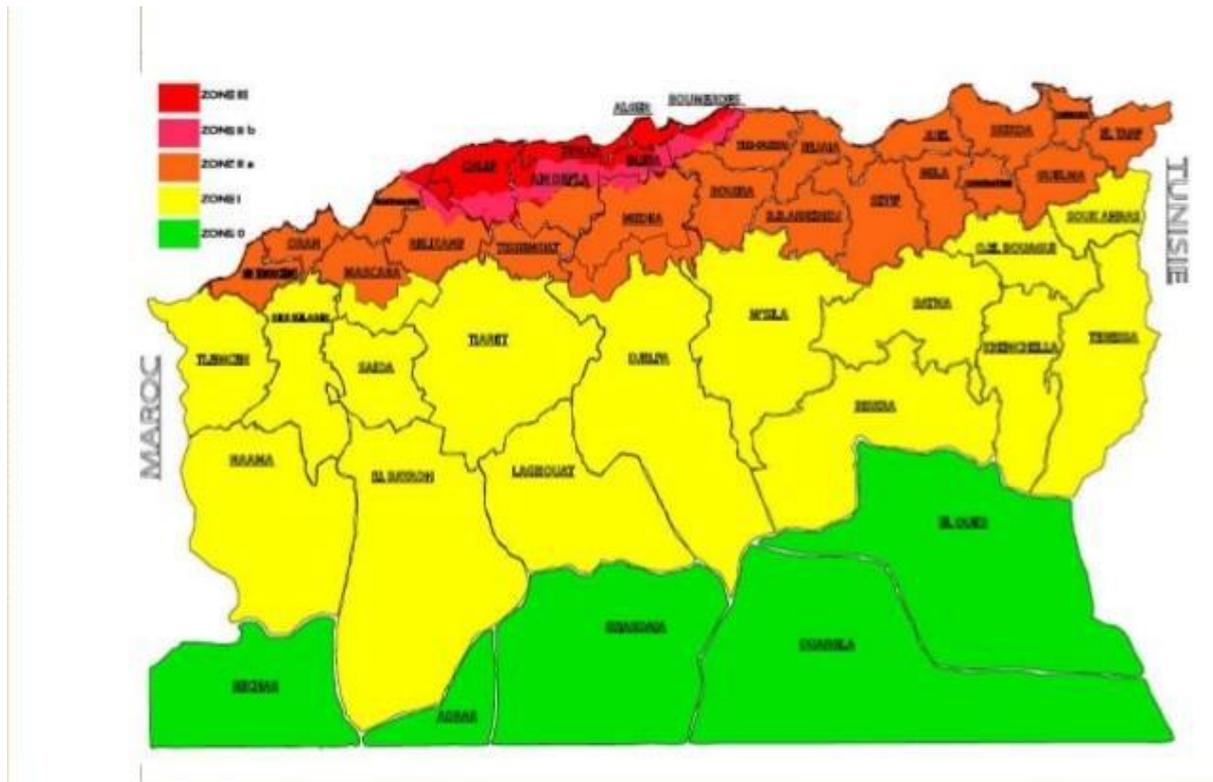


Figure (I-2) Carte de zonage sismique de l'Algérie (Source R.P.A 2003)

I-1-5 Données démographiques

I-1-5-1 Habitat :

Selon les enquêtes et les données collectées relatives à l'habitat, la cité AIN ALLAH objet de notre étude regroupe plusieurs blocs de type collectif (R+4), ces derniers abritent au total l'équivalent de 1500 logements, les blocs sont réparties presque uniformément sur l'aire de l'étude.

I-1-5-2 Population de la zone d'étude :

La population de la zone d'étude est estimée à 10500 habitants en 2012 avec un taux d'occupation par logement égale à 7.

I-1-6 Le réseau d'assainissement d'AIN ALLAH:

Etat du réseau :

Le réseau de collecte actuel a été réalisé à l'endroit des espaces verts à l'intérieur des cités, en raison de l'orientation des sorties des eaux vannes des blocs, au fur et à mesure. Ces derniers ont été utilisés par les citoyens, et ont procédé à implanter des arbres tout autour, ce qui entraîne systématiquement la fissuration du réseau, nous constatons également des dépôts au niveau des collecteur par faible vitesse d'écoulement qui ont tendance à provoquer le colmatage.

D'après les renseignements recueillis auprès des différents services concernés (A.P.C. de Delly Brahim, SEAAL) nous pouvons conclure ce qui suit :

Le réseau est complètement vétuste, les conduites sont détériorées par les racines des arbres et plus de 90% des regards sont envasés et un bon nombre ont disparus sous le revêtement de la chaussée.

Le réseau reconnaît une présence d'un grand nombre de branchements particuliers pénétrants au niveau de certains collecteurs ce qui cause un sous dimensionnement du réseau et des débordements.

Afin de pallier à ces problèmes nous avons proposé la réalisation d'un nouveau réseau conçu de sorte à éviter ces derniers et de sensibiliser les habitants de ces cités de renoncer à ce genre de pratiques.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre zone d'étude du point de vue, géologie hydrogéologie, climatologie, démographie, et situation hydraulique. Ces données vont nous servir de base pour l'élaboration du projet qui consiste à l'étude d'Assainissement de l'agglomération.

Chapitre III

Etude hydrologique

Introduction

L'hydrologie est définie comme la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature et l'évolution de celle-ci à la surface de la terre. [2]

Elle utilise des modèles mathématiques pour prédire les différents phénomènes hydrologiques dans le but de gérer les ressources hydriques.

L'estimation des débits des eaux pluviales a pour but de dimensionner le réseau d'assainissement et les ouvrages annexes (déversoir d'orage, bassin de retenue ...) ainsi que les conditions favorables à leur fonctionnement et cela nécessite la connaissance de la valeur de l'intensité moyenne maximale qui représente la lame d'eau précipitée (mm) rapportée à un intervalle de référence Δt (h).

1.1 Les petites pluies :

La terminologie admise désignant « petites pluies » : ce sont les précipitations comprises entre les bruines (hauteur d'eau tombée très faible ne provoquant pas de ruissellement) et les averses orageuses.

Il faut une hauteur d'eau supérieure à 0,5 mm pour provoquer le ruissellement et une hauteur d'eau supérieure à 1 mm pour obtenir des débits dans les réseaux.

1.2 Les averses :

Une averse est un ensemble de pluies associé à une perturbation météorologique bien définie. La durée d'une averse peut donc varier de quelques minutes à une centaine d'heures et concerne une superficie allant de quelques kilomètres carrés (orages) à quelques milliers (pluies cycloniques). Elle est définie comme étant une période pluvieuse continue, pouvant avoir plusieurs pointes d'intensité. [2]

Le volume d'eau qui tombe est déterminé sur un hydro-gramme suite au dépouillement d'un pluviogramme enregistrant la variation de la lame d'eau dans le temps.

Les averses les plus dangereuses sont les orages, car ces dernières sont caractérisées par une forte intensité de pluie en un espace de temps réduit, d'où résulte un ruissellement important et bref d'une eau qui est généralement très chargée.

1.3 La période de retour :

La période de retour représente le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se re-manifester.[2]

En assainissement la période de retour prise est le résultat d'un compromis entre le coût de la construction du réseau et celui de son entretien. Elle est généralement prise égale à 10 ans, cette période est prise comme base de calcul.

II -1 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations :

L'analyse de l'intensité moyenne maximale est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'égout.

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales qui se définissent par le rapport de la hauteur d'eau tombée et la durée Δt .

Soit :

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

Avec : i_m : intensité moyenne en mm/h.

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.
- Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

II-2 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement :**II-2-1 : Analyse des données statistiques :**

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

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station pluviométrique de

Bir Morad Reis ANRH dont le code station est : **020509**, sur une période de fonctionnement de 1984 à 2013 qui a été fournie par l'ANRH d'Alger et de coordonnées Lambert.

X = 531.1 Km.

Y = 382.8Km.

Z =140m.

Tableau II.1 : Série d'observation des précipitations maximale journalière

Année	Précipitation en (mm)												valeur max	total
	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	aoû		
1983-1984	16,5	115	31,3	24,9	29,5	13,4	35,5	9,1	29,7	2	0	0	115	306,9
1984-1985	5,5	38,1	30,7	27	19	20,7	34,2	12	0,6	0	8,6	0	38,1	196,4
1985-1986	64	27,3	25,5	38,8	30,4	53	6,1	0	12,9	13,7	3,9	0	64	275,6
1986-1987	7,5	9,1	31,2	45,2	10,1	21,1	37,3	5	18	26,2	0	1	45,2	211,7
1987-1988	27,1	3,5	58,5	54,2	7,4	15,4	18,9	75	4,4	2,6	0	39,5	75	306,5
1988-1989	58	22,5	22	7,5	18,7	0	13,8	15,5	7,8	1,7	15	0	58	182,5
1989-1990	3,4	23,1	28,8	24	23,9	30,5	17,2	15,6	16	5,6	0	0,9	30,5	189
1990-1991	3	38,9	51,9	3,8	55,4	8,8	29,6	35,8	28,7	14,7	2,8	0	51,9	273,4
1991-1992	3,7	69,4	48,8	43,5	19,8	35,7	19,2	19,6	23,2	0	0	3,8	69,4	286,7
1992-1993	21,7	7,4	33,7	57,1	69	22,7	0,3	24,8	5,7	0	0	0	69	242,4
1993-1994	33,8	30,3	29,3	25,4	45,4	27,6	38,5	8,1	0	6,7	0	19,6	38,5	264,7
1994-1995	14,5	17	26,8	28,5	53,7	40	25,1	75,3	7,9	49,3	2,5	3,6	49,3	344,2
1995-1996	21,2	57,2	27,2	23,6	15,3	14	6,2	34,4	6,3	4,7	1,5	3,5	57,2	215,1
1996-1997	31,5	21,7	58,7	35,2	24,9	17,9	26,3	34,1	49	0	0,9	4,4	58,7	304,6
1997-1998	8,9	27,6	25,4	35,5	34,8	30,9	38,6	18	0,2	1,9	0	1,6	38,6	223,4
1998-1999	29,8	19	64,5	42,5	9,3	3,6	12,9	7,3	22,6	9,9	0	0	64,5	221,4
1999-2000	15,6	25,5	26,3	19	47,7	32,7	2,6	17,2	7,9	1,2	0	2,7	47,7	198,4
2000-2001	36,8	23,3	125	20,5	12,3	17,2	12,4	19,5	6,5	1	7,7	11,6	36,8	293,8
2001-2002	25,3	38,5	32,8	45	37,5	36,4	8,6	24,2	6,8	0,5	1	6,3	45	262,9
2002-2003	21,4	7	18	34,4	56,4	18,9	20,7	27	62,7	4,1	0	0	62,7	270,6
2003-2004	1,3	16,7	53,9	67,8	37,5	30,3	25	8,5	3,3	0	0,3	0	67,8	244,6
2004-2005	11,3	42,8	49,4	19,3	26,6	28,1	10,3	1,1	79,7	0	0,2	4,2	49,4	273
2005-2006	13,8	6,6	14,4	45	10,1	28	30,8	32,8	3	3,6	0,4	5,4	45	193,9
2006-2007	12,1	48,9	71	27,3	15,3	13,2	22,3	12,3	30	8,6	2	0	48,9	263
2007-2008	34,8	14,6	33,5	31,4	27	4,8	21	19	13	0	3,5	1,3	34,8	203,9
2008-2009	18,4	13	22,5	20,5	52,3	14,3	53,6	29	16,6	4,6	0	22,5	53,6	267,3
2009-2010	5	40	24,1	31,6	37,2	36,5	6	39	41,5	7	1	0	41,5	268,9
2010-2011	10	12,5	64,5	24	20,5	38	28	59,5	12	0,5	0	35,5	64,5	305
2011-2012	4	19,5	67	20,5	41	50,5	22	50,5	116,5	1	0	1	116,5	370
2012-2013	16,5	21,4	59,5	23,5	27,5	10	25,5	1,5	5	43	0,5	1	59,5	218,4

(Source ANRH , Alger)

Les caractéristiques de cette série sont :

- La somme des précipitations maximales journalières durant 30 ans d'observations :

$$\sum_{i=1}^{N=30} Xi = 1696,6 \text{ mm}$$

- Moyenne des précipitations maximales journalières :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=30} Xi}{N} = 56,55 \text{ mm.} \quad (\text{II.2})$$

N : le nombre d'années d'observations (N= 30 ans).

- Ecart type σ_x :

Pour N < 30 ans on a :

$$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{N - 1}} \right] \quad (\text{II.3})$$

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{381,876}{29}} = 19,87 \text{ mm}$$

- Coefficient de variation :

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}} = \frac{19,87}{56,55} \quad (\text{II.4})$$

$$C_v = 0,35$$

- Exposant climatique :

Il est donné par l'A.N.R.H d' ALGER $b= 0,4$

Tableau(II.2) : Caractéristiques de l'échantillon

	Caractéristiques. de l'échantillon
Minimum	30
Maximum	116
Moyenne	56.55
Ecart-type	19.87
Coefficient de variation	0.35

II-2-2 Choix de la loi d'ajustement :

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

- loi de GALTON ou loi log normale.
- Loi de GUMBEL.

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

II-2.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :

L'ajustement par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières sera fait à l'aide du logiciel HYFRAN, qui nous a donné les résultats représentés dans le tableau (II-4).

Le tracé de la droite est représenté sur papier Gumbel dans le graphe (II.1).

Tableau II. 3 : Calcul des paramètres de l'ajustement (loi de Gumbel)

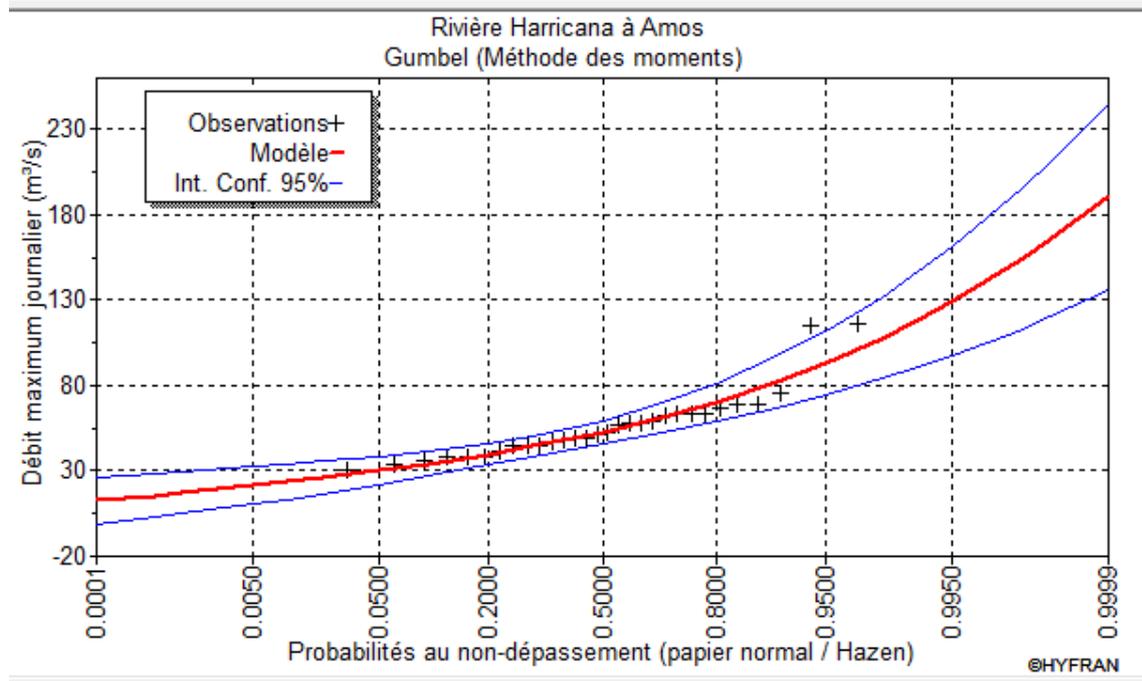
T (ans)	Q	XT (mm)	Ecart-type	INTERVALLE DE CONFIANCE (95%)	
10000.0	0.9999	190	27.9	136	245
2000.0	0.9995	165	23.1	120	211
1000.0	0.9990	155	21.1	113	196
200.0	0.9950	130	16.3	97.5	162
100.0	0.9900	119	14.3	90.7	147
50.0	0.9800	108	12.3	83.8	132
20.0	0.9500	93.4	9.61	74.5	112
10.0	0.9000	82.8	7.60	67.3	97.1

Avec :

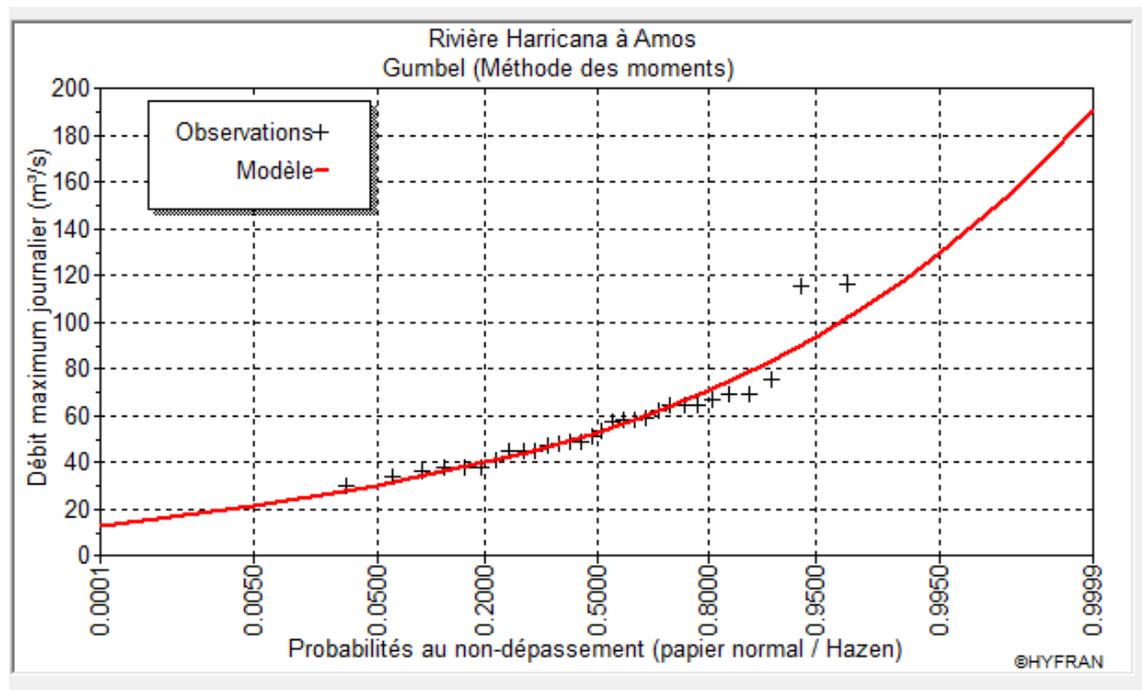
T : période de retour

Q : probabilité au non dépassement

XT : précipitations maximales journalières



Graphe (II.1). Ajustement par la loi de Gumbel



Graphe (II.2). Ajustement par la loi de Gumbel (sans intervalle de confiance)

- Test d'adéquation de la loi de Gumbel :

Tableau II. 4 Récapitulatif du test de Khi 2

X ²	p-value	Degré de liberté	Nombre de classe	X ² Théorique
7.80	0.092	4	7	9.488

D'où : $X^2 < X^2$ Théorique

II-2-4 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log normale) :

L'ajustement par la loi de Galton des pluies maximales journalières sera fait à l'aide du Logiciel HYFRAN nous a donné les résultats représenté dans le tableau (II-
La droite de Galton est représentée sur le graphe (II-2).

Tableau II. 5 : Calcul des paramètres de l'ajustement (loi de Galton)

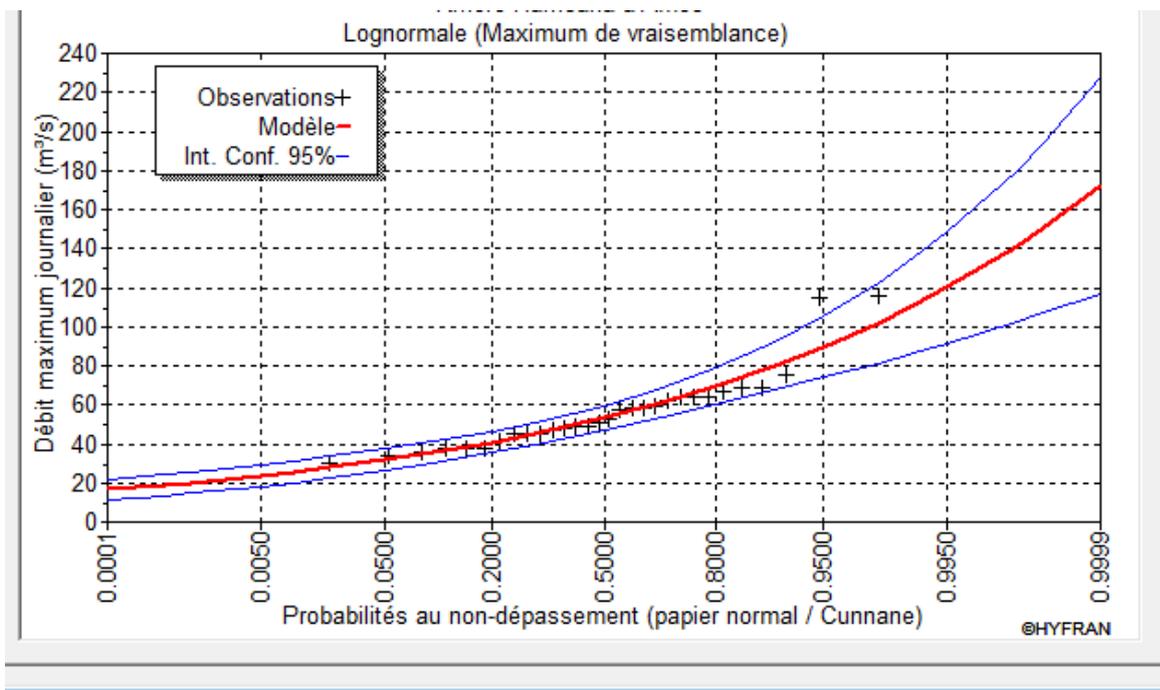
T (ans)	Q	XT (mm)	Ecart-type	INTERVALLE DE CONFIANCE (95%)	
10000.0	0.9999	172	28.3	136	245
2000.0	0.9995	150	22.2	120	211
1000.0	0.9990	141	19.8	113	196
200.0	0.9950	120	14.5	97.5	162
100.0	0.9900	111	12.4	90.7	147
50.0	0.9800	102	10.5	83.8	132
20.0	0.9500	89.6	7.98	74.5	112
10.0	0.9000	85.7	6.25	67.3	97.1

Avec :

T : période de retour

Q : probabilité au non dépassement

XT : précipitations maximales journalières



Graph (II.3).Ajustement par la loi de Galto

- Test d'adequation de la loi de Galton :

Tableau II. 6 Récapitulatif du test de Khi 2

X^2	p-value	Degré de liberté	Nombre de classe	X^2 Théo
7.33	0.1193	4	7	9.488

- **Interprétation des résultats :**

La projection des données expérimentales sur les graphes (II-1) et (II-2) a permis de voir que la série pluviométrique s'ajuste suivant les deux lois Gumbel et Galton, mais cette dernière est meilleure parce que les données expérimentales sont plus proches de la droite théorique de Galton que celle de Gumbel .

Pour bien choisir la meilleure loi d'ajustement nous avons opté pour le test de Khi 2, qui nous donne l'écart entre valeurs observées et prévues.

#5 : Lognormale (Maximum de vraisemblance)

Résultats | Graphiques | Adequation | Discordance | Caractéristiques

Nom du test : Test du Khi carré

Projet : D:\HYFRAN\haricana.hyf

Titre : Rivière Haricana à Amos

Hypothèses

H0 : L'échantillon provient d'une loi Lognormale

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Lognormale

Résultats

Résultat de la statistique :	$\chi^2 = 7.33$
p-value	$p = 0.1193$
Degrés de liberté :	4
Nombre de classes :	7

Conclusion

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

Figure (II.4). Test d'adéquation de la loi de Galton (donnés par le logiciel Hyfran)

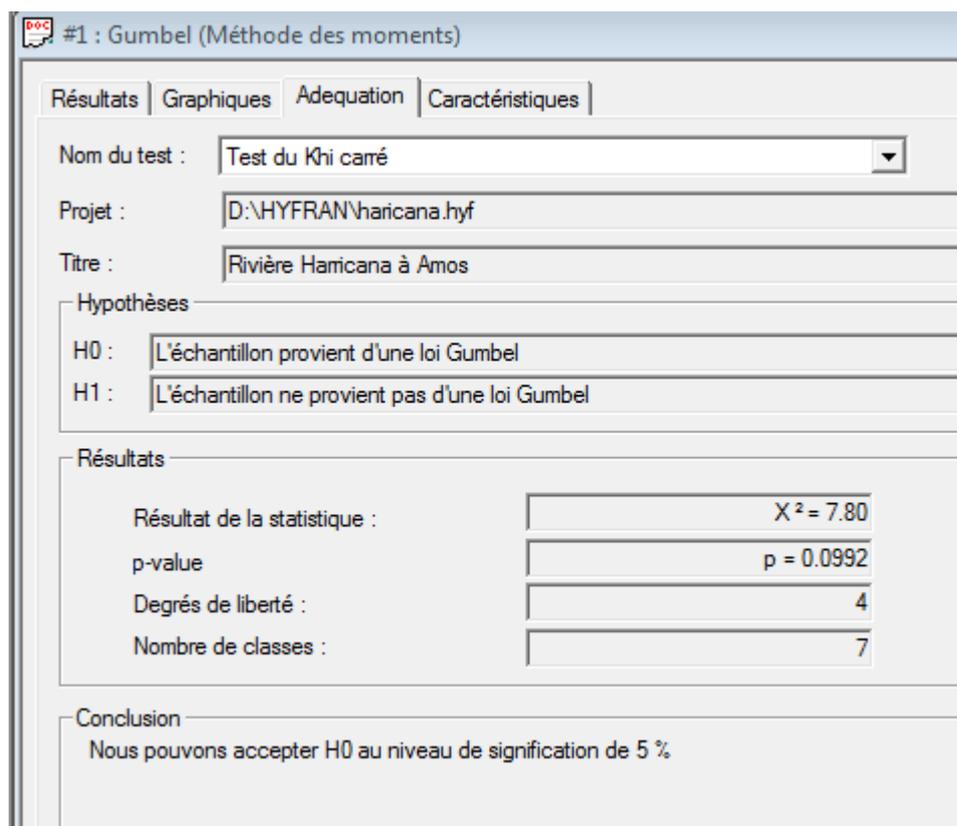


Figure (II.5). Test d'adéquation de la loi de Gumbel (donnés par le logiciel Hyfran)

D'où : X^2 de Galton (7.33) < X^2 de Gumbel (7.80)

Alors on opte pour la loi de Galton

II-2-5 Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI:

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

$$I_{t_{15\text{min}}, p\%} = I_{24, p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} . \quad (\text{II.5})$$

$I_{t_{15\text{min}}, p\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%).

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

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

b : exposant climatique de la région ($b=0.4$),

Nous aurons donc :

$$I_{15\text{min}, 10\%} = I_{24, 10\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{P_{24, 10\%}}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (\text{II.6})$$

➤ **D'après la loi de GALTON :**

$$I_{15\text{min}, 10\%} = \frac{85.7}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,4-1} = 59.6\text{mm} / h$$

$$I_{15\text{min}, 10\%} = 59.6\text{mm} / h$$

$$I = \frac{59,6 * (10000)}{3600} = 165,55\text{l} / \text{s} / \text{ha}$$

$$I = 165,55l / s / ha$$

Avec $\frac{10000}{3600}$: terme de conversion du mm /h en l/s/ha.

Conclusion :

Pour le bon dimensionnement du réseau d'assainissement ; on prend la valeur de l'intensité de pluies qui correspond à la loi de bon ajustement (la loi de Galton) pour l'évaluation des débits pluviaux.

Chapitre III

Calcul de base

Introduction :

L'assainissement des agglomérations est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique au plus bas prix, le plus rapidement possible et sans stagnation des eaux usées de différentes origines, provenant d'une agglomération humaine ou généralement d'un centre d'activité, de telle façon que les produits évacués ne puissent souiller l'environnement.

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

Au sein de ce chapitre nous allons faire l'estimation du nombre d'habitants pour un horizon de calcul donné, le choix du système d'assainissement ainsi que le schéma de collecte et d'évacuation des eaux.

III-1 Situation démographique :

La population d'AIN ALLAH est estimée en 2012 à 10500 habitants avec un taux d'accroissement égal à 1.4 % (d'après APC de Dely Brahim).

Pour prévoir toute extension imprévisible de la région et pour satisfaire les besoins, nous estimons le nombre d'habitants pour des horizons futurs, en utilisant la loi des accroissements géométriques.

Il existe deux types d'estimations des populations :

L'estimation à court terme, de 5 ans à 10 ans, et l'estimation à long terme, de 10 ans à 50 ans.

Pour notre cas nous avons une estimation à long terme, pour cela nous nous référons à la formule de la Croissance géométrique à l'aide de l'équation de l'intérêt composé.

Si on connaît le taux de la croissance annuelle de la population nous aurons alors :

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

Avec :

P_t : Nombre d'habitants à l'horizon futur ;

P_0 : Nombre d'habitants à l'horizon actuel ($P_0=10500$ hab) ;

T : Taux d'accroissement constaté dans cette agglomération, ($T=1.4\%$) ;

N : L'écart d'années entre les deux horizons.

Tableau III.1 : estimation de la population de la ville de AIN ALLAH .

Horizon	2012	2019	2049
Estimation (habitants)	10500	11574	17810

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

III-2-1 Définition :

Le bassin est un secteur géographique, limité par les lignes de crête où les lignes de partage des eaux. Dans un bassin, toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par Une seule ligne d'écoulement.[5]

III-2-2 Choix de la limite des sous bassins :[3]

Le découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

- a. La nature des sols.
- b. La densité des habitations.
- c. Les courbes de niveau.
- d. Les routes et voiries existantes.
- e. Les pentes et les contres pentes.
- f. Les limites naturelles (oueds, talwegs,...etc.).

III-3 Systèmes d'assainissement :

L'assainissement collectif suppose d'avoir un réseau urbain d'assainissement auquel les usagers se raccordent pour collecter les eaux usées ; ainsi on peut avoir divers systèmes d'évacuation qui se présentent :

- système unitaire ;
- système séparatif ;
- système pseudo séparatif.

Il faut toujours choisir le système en fonction de la condition locale : système existant, topographie, nature de milieu récepteur.

III-3-1 Réseau unitaire :

Un système dit unitaire, est un système qui draine l'ensemble des eaux usées et pluviales vers l'extérieur de l'agglomération dans la même conduite.

Il nécessite des ouvrages d'égout et station d'épuration relativement importants afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement. C'est un système compact qui convient mieux pour les milieux urbains de hautes densités, mais qui pose des problèmes d'auto-curage en période sèche.

Ce système est intéressant par simplicité puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque immeuble.

III-3-2 Réseau séparatif :

Ce système comprend deux réseaux :

Un réseau pour évacuer les eaux pluviales vers un cours d'eau.

Un réseau pour évacuer les eaux d'égout ménagères et certains effluents industriels après traitement.

Le tracé des collecteurs n'est obligatoirement pas le même, le réseau prend fin obligatoirement à la station d'épuration qui se trouve en général à l'aval de l'agglomération.

Par contre le tracé du réseau d'eaux pluviales dépend de l'implantation des espaces producteurs du ruissellement des eaux pluviales qui sont rejetées directement dans le cours d'eau le plus proche.

III-3-3 réseau pseudo séparatif :[6]

C'est un réseau séparatif particulier dans lequel le réseau d'évacuation des eaux usées reçoit une fraction d'eaux de ruissellement (toiture, cours, etc.), le réseau pluvial ne reçoit que les eaux de ruissellement qui s'écoulent par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation direct dans la nature.

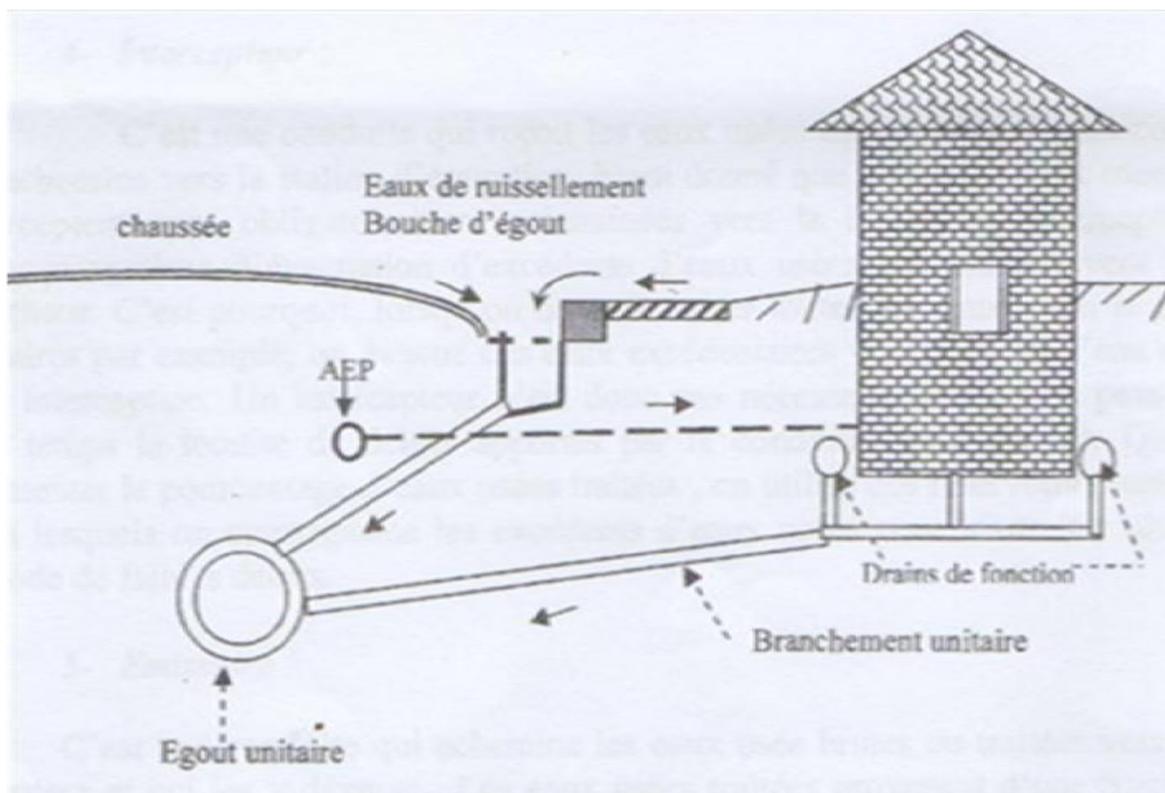


Figure III-1 : Système unitaire. [1]

III-4 Schémas d'évacuation :

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions diverses selon le système choisie et la topographie :

III-4-1 Schéma perpendiculaire :

Ce schéma consiste à amener perpendiculairement à un cours d'eau un certain nombre de collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales dans les systèmes séparatifs, le trace est plus économique et ne nécessite pas de grandes sections.

III-4-2 Schéma par déplacement latéral :

On adopte ce type de schéma quand il y a obligation de traitement des eaux usées, ou toutes les eaux sont acheminées vers un seul point dans la mesure du possible.

III-4-3 Schéma à collecteur transversal ou oblique :

Ce schéma est tracé pour augmenter la pente du collecteur quand celle de la rivière n'est pas suffisante afin de profiter de la pente du terrain vers la rivière.

III-4-4 Schéma du collecteur par zones étagées :

Lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux.

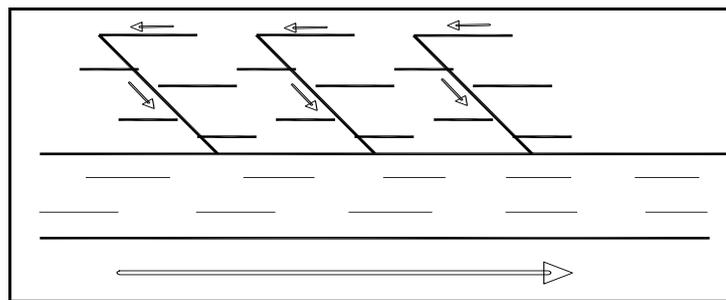


Figure.III.2 : Schéma à Collecteur Etagé

III-4-5 Schéma type radial :

Si notre agglomération est sur un terrain plat, il faut donner une pente aux collecteurs en faisant varier la profondeur de la tranchée, vers un bassin de collecte par la suite un relevage est nécessaire au niveau ou à partir du bassin vers la station d'épuration.

III-5 Coefficient de ruissellement :

III-5-1 Évaluation du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement est le rapport caractérisant le volume d'eau qui ruisselle sur une surface, au volume d'eau tombé sur cette surface.[1]

La valeur du coefficient de ruissellement dépend de :

- a) l'humidité de l'aire.

- b) La température.
- c) la vitesse et la direction du vent.
- d) L'orientation de la pluie.
- e) L'humidité de la surface.
- f) La capacité de la surface de retenir l'eau.
- g) La durée des pluies.
- h) La densité de la population.
- i) L'occupation du sol.
- j) L'inclinaison
- k) Du genre et de la densité de la surface à drainer (terre limoneuse avec ou sans végétation, sable, rocher...).

Donc pour déterminer le coefficient de ruissellement on prend tous ces facteurs en considération pour s'approcher du vrai coefficient de ruissellement dans la pratique, car une mauvaise estimation de ce dernier conduit à un sur ou sous dimensionnement des collecteurs d'eaux pluviales. [4]

En général le coefficient de ruissellement est estimé suivant deux cas :

- 1) 1/ En fonction de la nature des surfaces à drainer : Les valeurs du coefficient de ruissellement de ces surfaces sont estimées d'une façon approchée, vu l'hétérogénéité de la nature de ces surfaces. [1]

Tableau III.2 : estimation du coefficient de ruissellement suivant la nature de la surface[1]

Nature de la surface	Valeurs du coefficient C_r
Toit en métal, tuile, ardoise	0,9
Chaussée avec peu de joints	0,85-0,9
Pavés en pierres naturelles, briques avec joints cimentés.	0,75-0,85
Pavage en blocages	0,40-0,50
Surface goudronnées	0,25-0,70
Chemin en gravier	0,25-0,30
Gare, terrain de sport	0,10-0,30
Parcs, jardins, gazons	0,05-0,25
Forêts	0,01-0,20

- 2) La densité de population : elle influe énormément sur le coefficient de ruissellement, étant donné que les surfaces habitables sont revêtues (toitures ou surfaces goudronnées).

Il a été constaté que plus la densité de population est importante plus le coefficient de ruissellement augmente. Pour ce cas, il est difficile d'estimer la valeur du coefficient de ruissellement pour des sous bassins préurbains vu la densité de population très éparse et faible. [1]

Tableau III.3 : coefficient de ruissellement pour différentes densités de population. [1]

Densité de population par hectare	Coefficients de ruissellement
20	0.23
30-80	0.2-0.27
60-150	0.25-0.34
150-200	0.30-0.45
200-300	0.6-0.62
300-400	0.60-0.80
400-600	0.7-0.9

III-5-2 Coefficient de ruissellement pondéré :

Ne perdons pas de vue que l'influence de "C" sur les débits est plus importante que les autres paramètres. Si on a appréhendé correctement l'aire "S". Les coefficients "C" peuvent faire varier les débits du simple au double surtout pour des espaces libres constitués de sols plus ou moins perméables ou plus ou moins pentus.

Dans de tels cas, on calculera un coefficient "C" pondéré en découpant le bassin en zones plus au moins homogènes, si "S_i" et "C_i" désignent respectivement l'aire et le coefficient de ruissellement de la zone on obtient : [4]

$$C_{rp} = \frac{C_1S_1 + C_2S_2 + \dots + C_nS_n}{S_1 + S_2 + \dots + S_n} = \frac{\sum_{i=1}^n C_i S_i}{\sum S_i} \quad (\text{III-2})$$

Tableau III .4 : Détermination du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin :

N° de sous bassin	Surface Si (ha)	Cr
01	2.15	0.66
02	0.82	0.54
03	1.33	0.61
04	1.29	0.65
05	1.51	0.59
06	1.8	0.53
07	5.89	0.70

Applications numérique : **Crp=0.63**

III-5-3 Détermination du nombre d'habitant pour chaque sous bassin :

Après avoir estimé les coefficients de ruissellement de chaque sous bassin, nous Déterminons le nombre d'habitants y correspondant. Pour cela il faut calculer la densité partielle et par la suite le nombre d'habitants.

On a la formule suivante :

$$D_i = \frac{C_{ri} * P_t}{C_{rp} * A} \quad \text{(III-3)}$$

Avec :

D_i : Densité partielle pour chaque sous bassin (hab/ ha).

C_{rP} : Coefficient de ruissellement total pondéré.

A : Surface total (ha) $S= 23.29$ ha.

P_t : Nombre total d'habitants à l'horizon 2049= 17810 hab.

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

$$P_i = d_i \cdot S_i \quad (\text{III-4})$$

Les résultats des calculs de nombre d'habitants sont représentés dans le tableau (III-5)

Tableau III.5 : Détermination du nombre d'habitants

N° Sous bassin	Surface A (ha)	Cri	Surface A *Cri	Di	Pi (hab.)
1	3.25	0.66	2.15	795.3	2585
2	1.51	0.54	0.82	650.7	983
3	2.18	0.61	1.33	735.05	1603
4	1.97	0.65	1.29	783.25	1544
5	2.57	0.59	1.51	710.95	1828
6	3.4	0.53	1.8	638.65	2172
7	8.41	0,70	5.89	843.5	7095

Remarque :

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

Conclusion :

Après avoir fixé l'horizon d'étude et déterminer les paramètres qui influent directement sur l'évaluation des débits tels que le coefficient de ruissellement, les surfaces des sous bassins, la densité de la population, nous avons adopté un système d'évacuation unitaire avec un schéma à zone étagée.

Chapitre IV

Estimation des débits usés et pluviaux

Introduction

Le système de canalisation en assainissement quel que soit sa nature projetée au niveau d'une zone rurale, urbaine ou industrielle permet d'évacuer les eaux de ruissellement, les eaux usées (eaux vannes, ménagères,...etc.) provenant des habitations et des eaux usées provenant des industries, services publics,...etc.

Le mode de transport de ces eaux est en fonction de leur origine, et leur composition en matières. Donc elles peuvent être transportées séparément d'après leur nature, ou mélangées dans le même réseau, (système unique).

Pour l'agglomération d'Ain Allah le système choisi est le système unitaire.

Pour faire un bon dimensionnement de ce réseau il est indispensable d'évaluer les débits d'eaux usées rejetées dans cette région tout en tenant compte du nombre d'habitants et de l'aire à étudier.

IV-1 Origine et nature des eaux usées à évacuer :

IV-1-1 Eaux usées d'origine domestique :

Ce sont des eaux qui trouvent leur origine dans les ménages, elles sont constituées essentiellement d'eaux de ménages (eaux vannes, lavage, vaisselle, eaux usées des cours...)

Les quantités d'eaux domestiques à évacuer dépendent de la consommation en eaux potable, qui elle-même dépend des facteurs suivants :

- Type d'habitations et le degré de confort.
- Disponibilité de la ressource.

IV-1-2 Eaux usées du service public :

Ces eaux proviennent des infrastructures publiques (sanitaires, éducatifs, touristiques, administratifs...). L'estimation des rejets se fait sur la base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité.

IV-1-3 Eaux usées industrielles :

Ces eaux proviennent de l'activité industrielle (usines). Les eaux rejetées contiennent dans la majorité des cas des substances chimiques et des métaux lourds qui sont parfois très toxiques.

Les quantités d'eaux industrielles à évacuer dépendent de :

- La nature de l'industrie (Fabrication ou de transformation).
- Du procédé de fabrication utilisé.
- Du taux de recyclage des eaux.

Ces eaux sont évacuées dans les réseaux d'égout en respectant certaines normes afin de préserver l'état des conduites, à savoir :

- Les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C.
- Elles ne doivent pas contenir de matières corrosives, solides ou toxiques, sinon elles doivent subir un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle.

IV-1-4 Les eaux claires parasites :

Une eau parasite est une eau qui transite dans un réseau d'assainissement non conçu pour la recevoir.

Ces eaux pénètrent dans les collecteurs à travers les joints mal confectionnés ou déboités, ou bien à travers les fissures. Elles présentent l'inconvénient de diluer les effluents d'eaux usées et de réduire la capacité de transport disponible dans les réseaux d'assainissement et les stations d'épuration.

En pratique, Nous estimons le débit de ces eaux à environ 0.15l/s/ha.

Remarque :

Notre projet ne comporte pas d'industries, les eaux usées dans notre cas sont d'origine domestique et issue des équipements publics.

IV-2 Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer :

IV-2-1 Généralité :

Les quantités des eaux de consommation sont à considérer selon les valeurs des débits de pointe qui conditionnent implicitement le dimensionnement des conduites, les débits seront évalués sur la base des consommations d'eaux globales de la zone d'étude récusées au jour de la forte consommation de l'année, rapporté à l'unité habitant sur une période de (24) heures.

D'une manière générale ces débits d'eau seront évalués sur la base de 70% à 80% de la consommation d'eau potable c'est ce qu'on appellera le coefficient de rejet ; Tel que :

- Le débit de pointe sera considéré dans le dimensionnement des collecteurs.
- Le débit minimum permettra l'appréciation de la capacité d'auto curage de notre réseau.

IV-2-2 Estimation des débits d'eaux usées domestiques :

Pour le calcul des débits d'eaux usées domestiques, il est impératif de connaître la dotation en eau potable de la région et le nombre d'habitant pour au final avoir la consommation moyenne journalière.

Pour notre région d'étude la dotation est de 180 L/j/hab. (source SEAAL) et nous considérons que 80% de l'eau consommée est rejetée dans le réseau d'évacuation (**Kr=0,8**).

IV-2-2-1 Evaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q \text{ moy.j} = \frac{K_r * D * N}{86400} \quad [l/s] \quad \text{(IV. 1)}$$

Avec:

Q moy j: débit moyen usée rejeté quotidiennement en (l /s) ;

Kr : coefficient de rejet pris égal à 0,80 (80%) de la quantité d'eau potable consommée

D : dotation journalière estimée à 180 (l/hab/j) (source SEAAL).

N : nombre d'habitants à l'horizon de calcul 17810, (hab).

IV-2-2-2 Evaluation du débit de pointe :

Vu que le régime des rejets des eaux usées n'est pas stable et très variable tout au long de la journée et cela est en relation direct avec la consommation en eau potable, d'où la nécessité de faire appel au coefficient de pointe qui est donné par les relations suivantes:

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{\text{moy usée.j}}}} \quad \text{Si } Q_{\text{moy usée}} > 2.8 \text{ l / s}$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si } Q_{\text{moy usée .j}} < 2.8 \text{ l / s}$$

Avec :

Kp : coefficient de pointe.

Q moy usée .j : débit moyen usée journalier.

Donc le débit de point des eaux usées est donné par la relation (IV.2) :

$$Q \text{ pte usée} = Q \text{ moy usée, j} * k_p \quad \text{(IV. 2)}$$

Avec :

Q pte usée: débit de pointe (l/s);

Q moy usée .j : débit moyen usées journalier (l/s) ;

K p : coefficient de pointe ;

Tableau N° (IV-1) : Evaluation des débits d'eaux usées des équipements.

Equipements	Unité de mesure	Nombre de consommateur	Dotation (L/j/unité)	Coefficient de rejet (%)	Débit équipements rejetés (l/s)
Ecole privée	personnes	3557	40	0,8	1.31
Gendarmerie	Bureau	20	60	0,8	0.011
Ecole de gestion	personnes	546	10	0,8	0.05
Institut de beauté	personnes	200	25	0,8	0.046
APC	Bureau	25	60	0,8	0.013
2Cafeterias	Personnes	60	50	0,8	0.02
Baraque	Personnes	30	5	0,8	0.002

Source APC de Delly Brahim

Tableau N° (IV-2) : détermination des débits de pointe pour chaque sous bassin.

N°SB	Pi(hab)	Dotation (l/j/hab)	K rejet	Qmoyj (l/s)	Kp	Qpte (l/s)	Qequ (l/s)	Qtotal (l/s)
1	2585	180	0.8	4.31	2.7	11.64	/	11.64
2	983	180	0.8	1.64	3.0	4,92	1.31	6.23
3	1603	180	0.8	2.67	3.0	8.01	0.02	8.03
4	1544	180	0.8	2.57	3.0	7.71	0.002	7.72
5	1828	180	0.8	3.05	2.93	8.93	0.02	8.95
6	2172	180	0.8	3.62	2.81	10.17	0.046	10.22
7	7095	180	0.8	11.82	2.23	26.36	0.024	26.38

IV-3 Evaluation des débits des eaux pluviales à évacuer :

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite l'étape initiale c'est la détermination des débits des eaux pluviales à évacuer.

Les eaux pluviales comprennent les eaux de pluies et les eaux de drainage Le problème de l'évacuation des débits pluviaux dans les bassins versants a fait l'objet de nombreuses études théoriques, nous pouvons citer deux méthodes principales d'évacuation des débits pluviaux :

- Méthode rationnelle.
- Méthode superficielle.

IV-3-1 Méthode rationnelle :

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

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

$$Q = \alpha.Cr.i.A \quad (IV.3)$$

Avec:

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

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

Cr : coefficient de ruissellement.

i : intensité de précipitation (l / s / ha).

α : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin.

IV-3-1-1 Hypothèses de la méthode rationnelle :

Les hypothèses de base sont les suivantes : [1]

- Le débit de pointe Q_p est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant.
- Le débit de pointe à la même période de retour que l'intensité moyenne qui le provoque.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne sur une durée égale au temps de concentration du bassin versant.

IV-3-1-2 Validité De la méthode rationnelle :

Cette méthode est efficace pour des aires relativement limitées, le résultat est meilleur pour des aires plus faibles du faite de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, aussi, elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

IV-3-1-3 Temps de concentration :

Le temps de concentration relatif à un bassin versant est le temps le plus long que met l'eau qui ruisselle pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de l'air considérée.

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3$$

Tel que :

- $t_1 = \frac{1}{60.v}$: C'est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites. (Min)
- t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement on l'estime compris entre 2 et 20 minutes.
- $t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}}$: Temps de ruissellement sur un parcours ne comportant pas de canalisation.
 - Le bassin ne comporte pas de canalisation : $t_c = t_3$.
 - Le bassin comporte un parcours superficiel, puis une canalisation : $t_c = t_1 + t_3$.
 - Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $t_c = t_1 + t_2$.

Ou :

l : Longueur de la conduite (m).

L : Cheminement hydraulique le plus long.

V : Vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite. (m/s).

I : Pente moyenne du chemin parcouru par l'eau (m).

IV-3-2 Méthode superficielle :

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

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

C'est un modèle déterministe de définition du débit de pointe s'appliquant à toute la surface considérée, d'où l'expression de la méthode superficielle de Caquot, mais à la différence de la méthode rationnelle, il ne s'applique qu'aux surfaces urbaines drainées par des réseaux, à moins d'ajuster les paramètres. [5]

Cette formule se présente sous la forme suivante :

$$Q(F) = K^u . I^v . C^{\frac{1}{u}} . S^{\frac{w}{u}} \quad (\text{IV.4})$$

Où :

Q (F) : débit pluvial de fréquence f, en (m³/s) ;

K, u, v, w : coefficient d'expression ;

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

C : coefficient de ruissellement ;

S : surface du sous bassins considéré (ha) ;

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

$$K = \frac{a \mu^b}{6 (\beta + \delta)} \quad (\text{IV.5})$$

$$\mu = 1 - b f \quad (\text{IV.6})$$

$$v = c b \quad (\text{IV.7})$$

$$\omega = 1 - \varepsilon - b d \quad (\text{IV.8})$$

Avec:

a et b : sont des paramètres en fonction de la période de retour selon les courbes IDF, ils sont donnés par la relation suivante :

$$I (t) = a t^b \quad (\text{IV.9})$$

Où :

I (t) : intensité de pluie de durée t et de période retour de 10 ans.

ε : abattement spatial en fonction du temps de concentration sur le bassin versant

ε = 0.05 pour : A < 100 ha ; ε = 0.03 plus adopté.

(β + δ) = 1.1 : représente l'effet de stockage et d'écrêtement, cette valeur devrait augmenter avec la taille du bassin ;

Nous supposons un bassin en carré ayant la même surface A, donc :

C = -0.41, d = 0.507, f = -0.287.

IV-3-2-1 Validité de la méthode superficielle : [1]

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

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

IV-4 Définition des variables de la formule de Caquot :

IV-4-1 Pente moyenne :

Cette hypothèse étant passée, pour un bassin versant urbanisé dont le plus long cheminement hydraulique L constitué de tronçon successifs L_j et de pente sensiblement constante I_j , l'expression de la pente moyenne exprime le temps d'écoulement le long de ce cheminement le plus hydrauliquement explicite sous la forme :

$$I_{eq} = \left(\frac{\sum_{j=1}^n L_j}{\sum_{j=1}^n \frac{L_j}{\sqrt{I_j}}} \right)^2 \quad (\text{IV-10})$$

IV-4-2 Coefficient d'allongement :

Le coefficient d'allongement d'un sou bassin est définie comme étant le rapport du plus long parcours hydraulique (L) par le coté du carré ayant une surface équivalente à celle du bassin en question.

Ce coefficient est calculé par la formule suivante :

$$M = \frac{L}{\sqrt{S}} \quad (\text{IV-11})$$

Où :

L : le plus long parcours hydraulique (hectomètre) ;

S : surface de sous bassin (ha) ;

Le débit résultant de l'application de la méthode superficielle doit être corrigée, si le coefficient M est différent de la valeur de 2.

Ainsi donc on calcule le facteur correcteur qui permettra de corriger le débit est donnée par les formules :

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0,84 \cdot b(F)}{1 - b(F) \cdot f}} \quad (\text{IV-12})$$

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{0,7 \cdot b(F)} \quad (\text{IV-13})$$

IV-4-3 Cas des bassins versants en série ou en parallèle :

L'application de la méthode de Caquot à un ensemble de bassins versants hétérogènes placés en série ou en parallèle.

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

Tableau N° (IV. 3) : Détermination des paramètres équivalents dans le cas de l'assemblage des bassins versants en série ou en parallèle :

Paramètres équivalents	Séq	Céq	Iéq	Méq
Bassins en série	$\sum S_i$	$\frac{\sum C_i \cdot S_i}{\sum S_i}$	$\left[\frac{\sum L_i}{\sum \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right]^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum S_i}}$
Bassins en parallèle	$\sum S_i$	$\frac{\sum C_i \cdot S_i}{\sum S_i}$	$\frac{\sum L_i \cdot Q_{pi}}{\sum Q_{pi}}$	$\frac{L(t_c \max)}{\sqrt{\sum S_i}}$

IV-5 Choix de la méthode :

L'agglomération d'Ain Allah est de faible superficie et de pente faible ; donc nous avons opté pour la méthode rationnelle. Pour cela ; il faut bien limiter les surfaces à drainer de telle façon à avoir une bonne détermination du coefficient de ruissellement.

IV-6 Application de la méthode rationnelle pour l'agglomération d'Ain Allah :

IV-6-1 Temps de concentration :

Afin de simplifier l'application de la méthode, nous admettrons un temps de circulation superficielle pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement de 10 mn.

IV-6-2 coefficient réducteur d'intensité : (α)

En réalité la répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies courtes de forte intensité, ceci en fonction de la nature des nuages, vents

Tableau IV.4 : évaluation des débits pluvieux pour chaque sous bassin

Sous bassin	Surface (ha)	Cr	α	I (l/s/ha)	Q pluviale l/s	Q pluviale m ³ /s
1	3.25	0,66	0.9	160.5	309.84	0,31
2	1.51	0,54	1	160.5	130.87	0,13
3	2.18	0,61	0.9	160.5	192.08	0,19
4	1.97	0,65	1	160.5	205.52	0,21
5	2.57	0,59	0.9	160.5	219.03	0,22
6	3.4	0,53	0.9	160.5	260.30	0,26
7	8.41	0,70	0.8	160.5	755.89	0,76

Tableau (IV.5) Calcul du débit total de chaque sous bassin :

N ^o sous bassin	Débit usé m ³ /s	Débit pluvial m ³ /s	Débit total m ³ /s
1	0,1164	0,31	0.426
2	0.0623	0,13	0.194
3	0.0803	0,19	0.271
4	0.072	0,21	0.283
5	0.0895	0,22	0.310
6	0.1022	0,26	0.362
7	0.2638	0,76	1.023

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculé les différents débits (eaux pluviales et eaux usées) pour chaque sous bassin tout en partageant notre agglomération en

Sept (07) sous bassins dont chacun a un coefficient de ruissellement déterminé.

Nous remarquons que le débit d'eau usée est presque négligeable devant le débit d'eau pluviales ; par conséquent le choix du système d'assainissement doit être judicieux afin d'éviter le problème d'auto curage dans le cas de débits minimum.

Chapitre V

Dimensionnement du réseau d'évacuation

Introduction

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, nous passons au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement, du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

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

Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement.

L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs.

V-1 Conception du réseau

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

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

V-2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement

Dans notre projet l'évacuation des eaux est assurée par un écoulement gravitaire qui doit assurer une vitesse permettant l'auto curage tout en évitant la dégradation des conduites.

Les conditions minimales censées assurer l'auto curage des réseaux d'assainissement sont les suivant :

- $V \geq 1 \text{ m/s}$ pour un débit $Q = Q_{ps}$.
- $V \geq 0.6 \text{ m/s}$ pour un débit $Q = 10\% Q_{ps}$.
- $V \geq 0.3 \text{ m/s}$ pour un débit $Q = 1\% Q_{ps}$.

La vitesse d'érosion représente la limite supérieure (entre 4 et 5 m/s), au-dessus de laquelle les parois internes des conduites seront soumises à une forte érosion compte tenu du fait que les eaux sont chargées.

V-3 Mode de calcul

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement , nous considérons les hypothèses suivantes :

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

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

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

Avec :

Q : débit (m^3/s)

S : section (m^2)

V : vitesse d'écoulement (m/s)

Cette vitesse est donnée par différentes expressions, pour notre cas on utilisera la formule qui nous donne la vitesse moyenne, la formule donnée par CHEZY.

La vitesse en (m/s) est déterminée par l'expression :

$$V = C * \sqrt{R_h * I} \quad (V.2)$$

Ou :

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

R_h (m) : rayon hydraulique.

C : coefficient de cheazy. Il dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule suivante : [1]

$$C = \frac{1}{n} R h^{\frac{2}{3}} \quad (V.3)$$

n : la rugosité et $1/n = K_s$ (Coefficient de rugosité de STRICKLER qui dépend de la nature du matériau du canal),

D'où nous tirons l'expression du débit :

$$Q = S * K_s * \sqrt{I} * R^{\frac{2}{3}} \quad (V.4)$$

D'où le diamètre est calculé par la formule : [1]

$$D_{cal} = 2 * \left(\frac{4 * Q t}{K S * \pi * \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (V.5)$$

Le débit en pleine section est donné donc par la relation

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi (D_{nor})^2}{4} \quad (V.6)$$

Avec la pente et le débit, nous calculons le diamètre par la relation (IV.5) et nous le normalisons. Après nous allons calculer la vitesse en pleine section par la relation suivante (V.7) :

$$V_p = K_s * \sqrt{I} * R h^{\frac{2}{3}} \quad (V.7)$$

Sachant que : $R_h = D_{nor}/4$ pour une section circulaire et D son diamètre.

Après nous calculons le débit en pleine section par la relation (V.8) et nous établissons les relations de R_q , R_v ainsi que R_h .

Les relations sont les suivantes :

Rapport des débits :

$$R_q = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad (V.8)$$

Rapport des vitesses

$$R_v = \frac{V}{V_p} \quad (\text{V.9})$$

Rapport des hauteurs

$$R_h = \frac{H}{D_{nor}} \quad (\text{V.10})$$

Avec :

Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire en (m³/s)

V : vitesse d'écoulement de l'eau en (m/s)

H: hauteur de remplissage dans la conduite en (m)

D_{nor} : diamètre normalisé de la conduite en (mm)

I: pente du collecteur en (m/m)

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

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

Tableau I-V : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin 1

Tronçon	Cotes TN(m)		Cotes du radier (m)		L (m)	Qtot (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coefficient K	Pente %	H (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
	Amont	Aval	Amont	Aval														
R1-R2	256.75	256.55	255.25	255.05	17.27	11,70	124,59	300	Béton armé 135A	90	1,16	61,95	0,21	121,86	1,72	1,08	0,56	0,30
R3-R4	256.55	256.63	255.05	254.83	17.27	19,70	148,93	300	Béton armé 135A	90	1,27	78,82	0,26	127,50	1,80	1,30	0,67	0,34
R4-R5	256.63	256.02	254.83	254.22	29.32	32,00	162,86	300	Béton armé 135A	90	2,08	89,32	0,30	163,17	2,31	1,78	0,91	0,47
R5-R6	256.02	255.28	254.22	253.80	13.58	32,00	151,21	300	Béton armé 135A	90	3,09	80,50	0,27	198,88	2,81	2,05	1,05	0,54
R6-R7	255.28	255.19	253.80	253.39	35.00	44,70	205,63	300	Béton armé 135A	90	1,17	125,75	0,42	122,38	1,73	1,60	0,82	0,42
R7-R8	255.19	255.11	253.39	253.31	23.00	91,00	314,85	375	Béton armé 135A	90	0,50	216,33	0,58	145,05	1,31	1,39	0,73	0,37
R8-R9	255.11	254.58	253.31	252.78	47.11	76,00	252,56	300	Béton armé 135A	90	1,13	173,83	0,58	120,27	1,70	1,80	0,94	0,49
R9-R10	254.58	253.64	252.78	251.84	22.15	81,70	202,88	300	Béton armé 135A	90	4,20	123,20	0,41	231,87	3,28	3,00	1,54	0,79
R10- R12	253.64	252.75	251.84	250.95	33.18	86,70	225,68	300	Béton armé 135A	90	2,68	145,19	0,48	185,22	2,62	2,58	1,33	0,69
R12-R13	252.75	252.64	250.95	250.84	42.29	123,70	399,34	400	Béton armé 135A	90	0,26	328,61	0,82	124,24	0,99	1,13	0,63	0,32
R13-R14	252.64	253.64	250.84	250.64	22.15	133,00	325,12	400	Béton armé 135A	90	0,90	218,93	0,55	231,16	1,84	1,91	0,99	0,51
R14-R15	253.64	252.65	250.64	249.64	33.18	149,70	271,01	300	Béton armé 135A	90	3,01	195,31	0,65	196,29	2,78	3,05	1,63	0,84
R15-R17	252.65	251.44	249.64	249.44	20.08	152,70	335,70	400	Béton armé 135A	90	1,00	230,61	0,58	243,66	1,94	2,05	1,07	0,55
R17-R18	251.44	251.28	249.44	249.28	39.52	153,70	399,61	400	Béton armé 135A	90	0,40	329,20	0,82	154,10	1,23	1,40	0,78	0,40
R18-R20	251.28	250.43	249.28	248.43	27.00	206,00	302,89	375	Béton armé 135A	90	3,15	203,19	0,54	364,08	3,30	3,41	1,77	0,91
R21-R20	251.10	250.43	249.10	248.43	13.56	5,69	72,57	300	Béton armé 135A	90	4,90	31,37	0,10	250,45	3,54	1,46	0,75	0,37
R20-R25	250.43	246.61	248.43	245.11	57.62	206,00	277,75	400	Béton armé 135A	90	5,00	171,01	0,43	544,84	4,34	4,04	2,07	1,07
R22-R23	247.66	247.87	246.16	245.87	15.34	6,44	90,89	300	Béton armé 135A	90	1,89	41,35	0,14	155,54	2,20	1,08	0,56	0,30

Remarque :

La suite des résultats de calcul (dimensionnement des collecteurs d'eau usée et pluviale) sont dans l'Annexe I.

Conclusion

Le dimensionnement d'un réseau est une étape peu complexe basée sur les connaissances hydrauliques du concepteur et les données collectées du site.

Le réseau est dimensionné avec des conduites circulaires en béton armé de diamètres variant de 300 jusqu'à 1200 mm.

Nous remarquerons que notre dimensionnement a pris en considération La vitesse d'auto-curage pour tout les tronçons ;

Dans certains tronçons la pente est très importante, et la vitesse est très élevée, nous utilisons pour cela les regards de chute pour dissiper la vitesse d'écoulement et protéger les joins de raccordement.

Chapitre VI

Ouvrages annexes

Introduction

L'assainissement est une démarche visant à améliorer la situation sanitaire globale de l'environnement en supprimant toute cause d'insalubrité.

Les ouvrages peuvent être classés en ouvrages principaux qui constituent le corps du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration et ouvrages annexes qui permettent une exploitation rationnelle et correcte du réseau (regards de visite, bouches d'égout, déversoir d'orages, branchements...).

VI-1- Ouvrages principaux

Les ouvrages principaux se présentent sous forme de :

VI-1-1 Les conduites

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.

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant le type de matériaux qui les constituent et suivant leur destination.

A. Conduite en fonte :

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

B. Conduites en béton non armé :

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

C. Conduites en béton armé :

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

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

D. Conduites en grés artificiels :

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

E. Conduite en amiante ciment :

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

F. conduite en matières plastique

Nous distinguons

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

Elles présentent les caractéristiques suivantes

Résistance aux chocs.

Résistance au gel.

Résistance à la corrosion chimique.

Adaptation à la déformation.

Facilité de pose et de transport.

VI-1-1-1 Choix du type de canalisation

Le matériau des conduites est choisi en fonction :

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

VI-1-1-2 Les joints des conduites en béton

Dans notre travail, nous avons opté pour les conduites en pvc et béton armé.

Pour avoir une bonne étanchéité quel que soit la nature du sol, les joints doivent être confectionnés en élastomère, contre les eaux intérieures et extérieures.

a. Joint type Rocla :

Ce sont des joints à emboîtement ou l'étanchéité est assurée grâce à l'anneau en élastomère. Ce joint s'adapte pour les terrains en pente grâce à l'immobilité d'un anneau placé dans son long Le jeu de 1cm permet le non transmission des contraintes longitudinales. Il est valable pour tous les diamètres. Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées

b. Joint à demi-emboîtement :

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

c. Joint torique :

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

d. Joint à collet :

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

e. Joint plastique :

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

VI-1-1-3 Différentes actions supportées par la conduite

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

A. Actions mécaniques :

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

B. Action statique

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

C. Action chimique

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

VI-1-1-4 Protection des conduites

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

- Les temps de séjour des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ces derniers favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H₂S). Qui est le principale facteur de la corrosion de la partie sèche de la canalisation.
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H₂S.
- Le revêtement intérieur des conduites par le ciment limoneux ou le ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton).
- L'empêchement de l'entrée des sables par implantation des bouches d'égout.
- Le rinçage périodique des conduites.

VI-1-1-5 Essais des tuyaux préfabriqués.

Plusieurs types d'essais doivent être effectués :

a. Essai à l'écrasement :

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

b. Essai d'étanchéité :

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

- à l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures.
- sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.
 - 1) l'essai à l'eau effectué pendant 30mn pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.
 - 2) l'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.
 - 3) l'essai à l'air: Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0.5 bar durant 3 minutes, Pour les conduites circulaires.

c. Essai à la corrosion

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

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

VI-2 Ouvrages annexes

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

Les ouvrages annexes comprennent :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

VI-2-1 Ouvrages normaux

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants. On les trouve aussi bien en amont ou le long des réseaux.

VI-2-1-1 Branchements

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

Un branchement comprend trois parties essentielles :

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

VI-2-1-2 caniveaux

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

VI-2-1-3 Bouches d'égout

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

-Au point bas des caniveaux, soit sous le trottoir. La distance entre deux Bouches d'égout est en moyenne de 50m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement Entre les deux bouches afin d'absorber le flot. D'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères : la manière de recueillir les eaux et la manière dont les déchets sont retenus. On distingue la bouche à absorption latérale, ou à absorption par le haut.

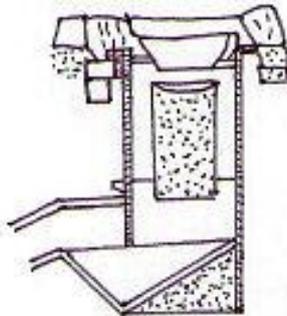


Figure N° VI-1. : Bouches d'égout (Absorption par le haut)

VI-2-1-4 Regards

- Regard de jonction.
- Regard de visite.

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

On peut avoir plusieurs types à savoir :

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

La distance entre deux regards est variable :

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

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

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

VI-2-2 Les ouvrages spéciaux

Ces ouvrages ne sont pas systématiquement obligatoires dans le concept général du réseau, cependant, dans de nombreux cas, il convient de recourir à tel ou tel ouvrage, soit pour résoudre certains problèmes qui apparaissent au stade de l'étude comme l'incapacité d'autocurage, soit pour optimiser le projet sous le double aspect technique ou financière avec la création de déversoirs, d'orages, de bassins de stockage on distingue :

VI -2-2-1 Bassin de stockage des eaux pluviales

Un bassin de rétention des eaux pluviales est une zone de stockage des eaux pluviales, enterrée ou à ciel ouvert, Il est destiné à contenir le surplus d'eaux de pluie et de ruissellement généré par l'urbanisation ou l'aménagement d'un site en fonction d'un débit d'évacuation régulé vers un exutoire.

❖ Les bassins secs

Ils sont généralement vides sauf pendant la période consécutive à un orage, laquelle ne doit pas excéder quelques jours. Le fond doit avoir une pente minimale de 0.05 m/m afin d'éviter la formation des zones marécageuses. Les pentes de berges doivent être au maximum de :

- 1/6 ; si les abords du bassin sont accessibles au public.
- 1/2 ; dans le cas contraire.

❖ Les bassins en eau

Ces bassins présentent un plan d'eau permanente pouvant parfois, être choisis dans le cadre de l'aménagement d'un milieu attractif. Le tirant d'eau minimal d'un bassin en eau a été fixé à 1.5 m afin d'assurer la vie des poissons et d'éviter le développement des plantes aquatiques.

Si le bassin est intégré dans un milieu attractif, l'aménagement des berges sera, réalisé comme suit :

Risbermes horizontales de 2 m à 4m pour raisons de sécurité.

- Parement vertical de 0,5 m à 0,75 m réalisé avec un souci esthétique.
- Talus gazonné de pente maximale de 1/6.

Pour notre étude nous utilisons le bassin sec comme bassin de retenue des eaux pluviales

VI -2-2-1-1 Dimensionnement du bassin de rétention

Le calcul du volume tient compte de certains paramètres qui ne sont pas négligés :

- La quantité d'eau de pluie tombée directement sur la surface du bassin
- Des apports d'eau de ruissellement recueillis en amont pendant une précipitation.
- Les sources alimentant de manière continue la retenue.
- Le débit d'évacuation destiné à d'autres utilisations (irrigation, station d'épuration).
- Les pertes d'eau par évaporation
- Les pertes d'eau par infiltration.

Méthode des volumes

La détermination du volume d'un bassin peut s'effectuer selon le processus général exposé précédemment, en l'appliquant à chaque épisode pluvieux particulier.

En ajustant les résultats trouvés à une loi statistique, on a obtenu, pour chaque débit de

vidange, une courbe donnant la hauteur à stocker en fonction de la durée de retour Cette méthode suppose le débit (Q) demandé sensiblement constant

$$Q = (Ca * S * q) / 360 \quad \text{(VI-1)}$$

q : débit de fonctionnement de bassin en (mm/h)

Nous déterminons le débit q d'après la relation suivante :

$$q \text{ (mm/h)} = 360 Q / Sa \quad \text{(VI-2)}$$

En fonction de la période de retour choisie et en débit de fuite de q (mm/h), nous déterminons la hauteur d'eau ha (mm) qui est la capacité spécifique de stockage moyennant les principes hydrologiques.

Nous déterminons le volume V (m³) moyennant, la relation :

$$V \text{ (m}^3\text{)} = 10 \text{ ha Sa} \quad \text{(VI-3)}$$

Nous majorons la valeur de V d'une valeur de 1/6 Vb, pour tenir compte du temps mis pour atteindre le débit de fuite lequel, les calculs sont basés ;

D'où :

$$V_t = V_b + (1/6) V_b \quad \text{(VI-4)}$$

Donc
$$V_t = (7/6) V_b \quad \text{(VI-5)}$$

VI -2-2-1-2 Le calcul de bassin de retenue des eaux pluviales

Nous allons reprendre la méthode de dimensionnement d'un bassin de rétention expliquée précédemment. Il est important de rappeler que cette méthode est basée sur une pluie de retour 10 ans.

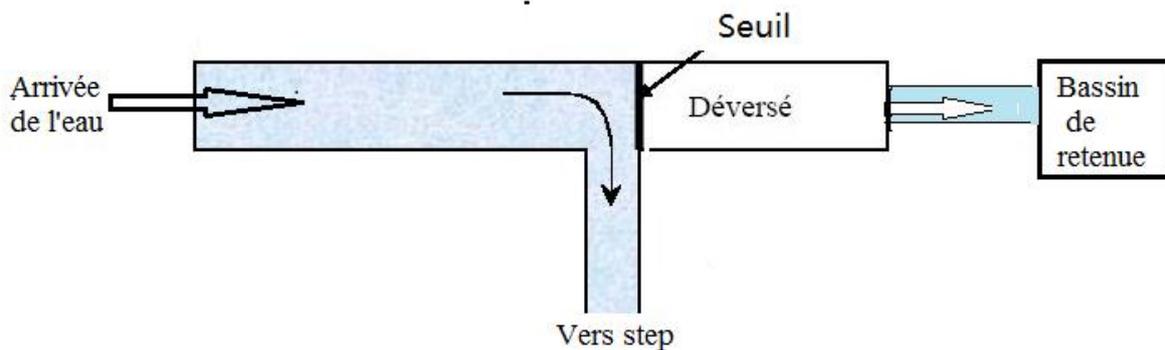


Figure N° VI-2- Schéma explicatif de l'emplacement du bassin de retenue et du déversoir d'orage.

a. Le coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement choisi pour le dimensionnement est le coefficient de ruissellement moyen sur l'ensemble du bassin versant, calculé précédemment. On définit donc

$$C_r = 0.73.$$

$$S = 23,29 \text{ ha et } Q = 2,21 \text{ m}^3/\text{s}$$

b. Le débit de fuite admissible à l'aval

Le débit de fuite à respecter est de 3 l/s/ha

$$Q_f = (3 \text{ l/s/ha}) \times S$$

Nous définissons $Q_f = 69,87 \text{ l/s}$ à l'exutoire du bassin versant.

La formule nécessite une valeur en m^3/s , la valeur du débit admissible à l'aval est donc

$$Q = 0.0699 \text{ m}^3/\text{s}.$$

c. La surface active du bassin versant

On détermine la surface active du bassin versant à l'aide du calcul effectué précédemment

lors du Calcul de base

$$(S = 23,29 \text{ ha et } C_a = 0.73).$$

$$S_a = 17 \text{ ha}.$$

d. Calcul de la hauteur équivalente

nous appliquons alors la formule définissant la hauteur équivalente en fonction de la surface active

et du débit de fuite admissible à l'aval.

Nous avons :

Débit spécifique par rapport à la surface active

$$q_s = \frac{360 \cdot Q_f}{S_a} \quad \text{donc} \quad q_s = 1,48 \text{ mm/h}$$

e. Détermination de la hauteur spécifique de stockage

À l'aide de (AnnexeII), nous déterminons la hauteur spécifique de stockage en fonction de la hauteur équivalente q .

Nous définissons : **$H_a = 31 \text{ mm}$**

f. Calcul du volume du bassin de rétention

Nous appliquons alors la formule définissant le volume en fonction de la hauteur spécifique de stockage et de la surface active :

$$V = 10 \cdot H_a \cdot S_a = 5270 \text{ m}^3$$

➤ Dimensions du bassin de rétention :

Nous fixons une hauteur de 3 m ; on trouve une surface $S = 1756,84 \text{ m}^2$

Nous prenons un bassin rectangulaire donc :

La largeur $l = 40 \text{ m}$ et la longueur $L = 44 \text{ m}$

Nous prenons un talus de 1/2.

VI.2.2.2 Déversoirs d'orage

En hydraulique urbaine, les déversoirs d'orage sont des ouvrages utilisés sur le réseau d'évacuation des eaux des agglomérations possédant un réseau unitaire. Ils tirent leur nom (déversoir) du nom de la structure de « trop-plein » construite en amont des moulins à eau. Ils permettent de rejeter une partie des effluents dans le milieu naturel ou dans un bassin de rétention, sans passer par la station d'épuration.

Ce terme générique de déversoir peut être précisé par différents aspects, comme par exemple :

- Sur un réseau unitaire, on désigne par déversoir d'orage l'ensemble du dispositif dont la fonction est d'évacuer vers le milieu naturel les eaux de ruissellement de manière à décharger le réseau aval.

- Une deuxième fonction du déversoir est d'assurer un partage des flux polluants entre le milieu naturel et le collecteur aval.

Les déversoirs d'orage sont des ouvrages permettant le rejet direct d'une partie des effluents dans le milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur.

Ils sont généralement installés sur les réseaux unitaires dans le but de limiter les apports du réseau aval et en particulier dans la STEP en cas de pluie

VI.2.2.2.1 Types des déversoirs

On distingue plusieurs types de déversoirs :

A. Ouvrages ne possédant pas de seuil

a. Trous dans le mur

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

b. Déversoirs à ouverture de radier : leaping weir

Les eaux usées de temps sec chutent dans une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation. La forme de l'ouverture peut être rectangulaire (proposée par Hager, 1992) ou elliptique (proposée par Taubmann, 1972). Les débits excédentaires de temps de pluie sont évacués en franchissant l'ouverture pour continuer dans l'alignement de la conduite amont.

L'ouverture dans le radier est réglable à l'aide d'une plaque métallique cintrée, rectangulaire ou avec une découpe parabolique que l'on place dans la conduite déversée (accessibilité en temps sec). L'objectif de cette plaque mobile est de permettre un réglage de l'ouverture et donc une modification du débit de référence.

Ce déversoir devient donc ajustable facilement dans le cas où une modification des caractéristiques hydrauliques est nécessaire. Ce type d'ouvrage est installé lorsque l'écoulement est torrentiel et donc par forte pente (quelques %).

B. Ouvrage à Seuil(s)

a. Déversoirs à seuil simple

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

b. Déversoirs à seuil double

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

c. Déversoirs à seuil latéral

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

d. Déversoirs à seuil frontal

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

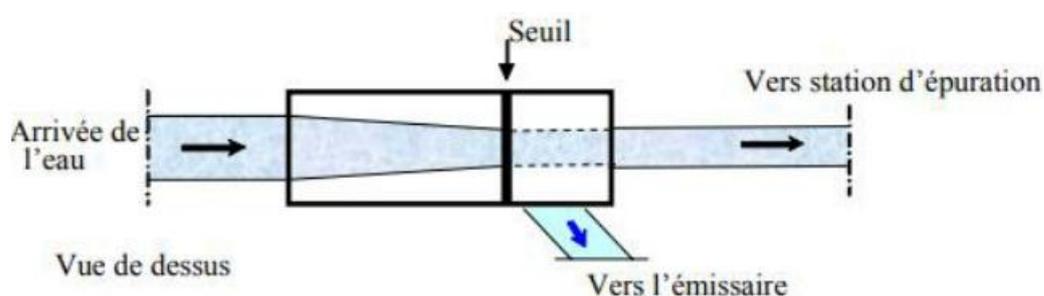


Figure N° VI-3 Déversoirs d'orage à seuil frontal

e. Déversoir by pass

Ce type de déversoir permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à dégager le réseau aval ; assurer le partage du flux polluant entre le milieu naturel et collecteur aval ; envoyer les eaux excédentaires lors des orages vers un autre collecteur en assurant un rôle de maillage du réseau

Pour avoir la capacité de transports ; prélever les eaux de temps sec pour les envois vers un égout des eaux, transformation de la partie aval du collecteur unitaire en collecteur semi-pluvial, possible qu'avec un vannage.

VI.2.2.2.2. Dimensionnement du déversoir d'orage de type frontal (DO)

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1200 \text{ mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 2,88 \text{ m}^3/\text{s}$ Débit à pleine section : $Q_{ps} = 7,63 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit vers le bassin de retenue : $Q_{b.r} = 2,21 \text{ m}^3/\text{s}$
- Déversoir de type frontale $m = (\underline{23}) * \mu$ tq $\mu = 0.45$

➤ Temps de concentrations

C'est le temps écoulé entre le début d'une précipitation d'une goutte et son arrivée à l'exutoire du bassin ou déversoir d'orage, il se compose de trois temps différents :

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3$$

$$T_c = 15 \text{ min}$$

➤ Calcul du coefficient de retardement

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

$$Z = 1 - T_c / 100$$

➤ Calcul du débit critique

$$Q_{cr} = Q_t * Z$$

$$Q_{cr} = 2,879 * 0.85 = 2,447 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Calcul du débit déversé :

$$Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{st} \quad Q_{dev} = 2,207 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Calcul de la hauteur d'eau amont :

$$D_{amont} = 1200 \text{ mm}$$

$$R_q = Q_{cr} / Q_{ps} = 2,45 / 4,61 = 0.53 \quad ==> R_h = 0, 51 \text{ (Annexe 03)},$$

$$H_{amont} = R_h \times D_{amont} = 612 \text{ mm}$$

➤ Calcul de la hauteur du seuil :

$$D_{amont} = 1200 \text{ mm}$$

$$R_q' = Q_{stp} / Q_{ps} = 0,24 / 4,61 = 0.05 \quad ==> R_h' = 0.06 \text{ (Annexe 03)},$$

$$H_{seuil} = R_h' \times D_{amont} = 72 \text{ mm}$$

➤ Calcul de la hauteur déversant

$$H_{dev} = H_{amont} - H_{seuil}$$

$$H_{dev} = 540 \text{ mm}$$

➤ Calcul de la longueur du déversoir

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

$$L = 2,79 \text{ m}$$

Conclusion

Pour une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites qui le constituent et ceci selon la forme et le matériau par lequel elles sont construites; pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité à notre réseau.

Nous avons procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir :

- un déversoir d'orage de type frontal.
- Les regards.
- Bassin de rétention d'eau pluviale.

Chapitre VII

Organisation du chantier

Introduction

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser l'ouvrage au moins dans les délais et avec le moindre coût.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

La réalisation des projets nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destinés à excaver, transporter, niveler et compacter les matériaux.

VII.1 Emplacement des canalisations

Dans les rues de moins de 15m de largeur, les conduites sont placées en général dans l'axe de la chaussée, les branchements d'immeubles ont, de ce fait de la même longueur. Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'impose.

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

VII.2 Exécution des travaux :

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- Vérification, manutention des conduites.
- Décapage de la couche de goudron ou celle de végétation.
- Emplacement des jalons des piquets.
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- Aménagement du lit de pose.
- La mise en place des canalisations en tranchée.
- Assemblage des tuyaux.
- Essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Construction des regards et le déversoir d'orage en béton armé.
- Remblai des tranchées.
- Le transport des sols excédentaires.

VII.2.1 Détermination des différents volumes :

A) Volume de la couche de terre végétale :

$$V_{cv} = H_v . L . B \quad (\text{VII-1})$$

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

- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- B : Largeur de la couche de terre végétale en (m).

B) Volume des déblais des tranchées :

$$V_d = B.L.H \quad \text{(VII-2)}$$

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

C) Volume du lit du sable :

$$V_{ls} = e.L.B \quad \text{(VII-3)}$$

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

D) Volume occupé par les conduites :

$$V_{\text{condt}} = L.\pi.D^2/4 \quad \text{(VII-4)}$$

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

E) Volume du remblai :

$$V_r = V_{\text{deb}} - [V_{\text{condt}} + V_{\text{cv}} + V_{\text{ls}}] \quad \text{(VII-5)}$$

- V_r : Volume du remblai en (m³).

F) Volume excédentaire :

$$V_{\text{excé}} = V_f - V_{\text{remb}} \quad \text{(VII-6)}$$

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

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

- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :

$$K_f = 1,1.$$

VII.2.2 Essais d'étanchéité pour les conduites et les joints

La pression d'épreuve du tronçon de conduite est en règle générale, la pression maximale en service majorée de 50 % lorsqu'elle est inférieure à 10 bars et majorée de 5 bars lorsqu'elle égale ou supérieure à 10 bars.

L'épreuve doit être effectuée sur des tronçons d'une longueur maximale de 500 m dans le plus bref délai après la pose en respectant toutefois un délai de 48 heures après le dernier assemblage dans le cas du collage

VII.2.3 Construction des regards

Les regards sont généralement de forme carrée dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre. La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé.[3]

On peut avoir des regards préfabriqués.

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

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

VII.2.4 Choix des engins

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

VII.2.4.1 Pour le décapage de la couche de la terre végétale

Le décapage est une opération de terrassement visant à ôter la couche superficielle de terre. Cette dernière se compose en effet de végétaux et de déchets organiques susceptibles de rendre instable le futur édifice.

Elle est retirée sur une épaisseur comprise entre 10 cm et 40 cm et stockée afin d'être éventuellement réutilisée lors de l'aménagement du terrain. En effet, la terre végétale de qualité demeure un produit recherché pour les aménagements extérieurs.

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



Figure VII-2 Niveleuse

Utilisation des niveleuses

Niveleuse en plus de son travail de terrassement et de finition ces emplois sont multiples : Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou de grosses Pierres.

- Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur.
- Creusement ou Curage des fossés en inclinant la lame sur le côté, les terres extraites par la lame remontent le long de celle-ci et viennent de déposer en cavalier sur le bord du fossé

VII.2.4.2 Pour l'excavation des tranchées

En général, une excavation est un trou dans le sol causé par l'enlèvement de matériaux. Une tranchée est une excavation dont la profondeur dépasse (est plus large) la largeur. On utilise une pelle équipée en rétro

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

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

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



Figure VII -3 Pelle équipée en rétro

VII.2.4.3 Pour le remblaiement des tranchées

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

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

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur. (Bacuse loader)



Figure VII -4 Chargeur



Figure VII -5 rétro chargeur

VII.3 Devis quantitatif et estimatif

Le calcul du devis quantitatif et estimatif permet d'effectuer une estimation du coût de projet, il est utile également dans le cas de choix entre deux ou plusieurs variantes c'est-à-dire faire une étude technico-économique,

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

Tableau VII-1 Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage	m3	1415,522	150	212283
2	Déblai	m3	17837,120	200	3567424
3	Pose du lit de sable	m3	3466,06	1200	2279463
4	Remblai de tranchée	m3	15196,42	150	2279463
5	Evacuation des déblais excédentaires	m3	21800,93	300	6540279
B	Canalisation				
1	Canalisation en béton armé				
	300	ml	4649,87	1829.17	8505403
	400	ml	1134,64	2946.39	3343092
	500	ml	382,18	4619.92	1765642
	600	ml	232,55	5642	1312048
	800	ml	832,06	9248	7694891
	1000	ml	115,10	13107	1508615
	1200	ml	68,40	18819	1287220
C	Construction				
1	Construction des regards en béton	U	239	35000	8365000
2	Bassin de rétention	U	1	35000	35000
3	Déversoir d'orage	U	1	300000	300000
THT					145697183
TVA 19%					27682464,8
TTC					173379648

Remarque :

Les prix utilisés dans le devis estimatif de tout ce qui est en relation avec la pose de canalisation et les autres éléments du réseau proviennent du catalogue de chiali

Conclusion :

L'organisation du chantier est une étape très importante pour la bonne exécution des travaux. Elle a pour but d'obtenir une qualité de travail satisfaisante selon les moyens existants tout en évitant les incidents financiers.

Conclusion générale :

A la fin de ce travail, nous pouvons conclure que la réalisation d'un réseau d'assainissement repose sur plusieurs critères, dépendant de la nature et du relief du terrain, de la nature et de la quantité d'eau à évacuer, ainsi que du plan d'urbanisation de l'agglomération. De tous ces critères, résulte le choix du système d'évacuation, ainsi que le schéma correspondant. Dans notre étude ; on a projeté un réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales. Notre choix s'est penché sur un système unitaire.

Pour notre agglomération d'AIN Allah, l'évaluation des débits des eaux pluviales s'est faite par la relation de la méthode rationnelle pour une période de retour de 10 ans. Les débits des autres types d'eaux usées (domestiques, et services publiques) ont été déterminés selon la répartition de la population.

Le cheminement des collecteurs s'est fait selon la topographie du terrain, favorisant un écoulement gravitaire de l'eau.

Vu l'étendue de la ville à étudier, on a utilisé la méthode rationnelle, pour l'évaluation des débits pluviaux. Celle-ci est incontournable pour le dimensionnement du réseau.

On remarque que les vitesses d'écoulement à travers le réseau, sont acceptables avec des pentes qui ne dépassent pas 5% ce qui implique une facilité de pose des conduites.

Dans cette étude nous avons projeté un bassin de retenue d'eau pluviale et un déversoir d'orage à seuil frontal qui permet de séparer le débit de rejet de notre agglomération en deux :

- Un débit de pointe ($Q_{st} = 3 Q_{ue}$) transité vers la station d'épuration.
- Un débit d'eaux pluviales transité le bassin de retenue.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

[1] : **Dr SALAH BOUALEM** / Polycopies d'assainissement 4^{ème} et 5^{ème} année / ENSH 2014 ;

[2] : **Dr BENINA TOUAIBIA**, «Manuel pratique d'hydrologie », mars 2004, Page : 33-34

[3] : E.AKROUCHE mémoire de fin étude d'assainissement, «Etude de la réhabilitation de réseau de l'assainissement de la ville de BOUFARIK (W.BLIDA) », E.N.S.H, 2008, Blida ;

[4] : **Alain Morel** ; L'assainissement des eaux pluviales en milieu urbain tropical subsaharien, Ecole National des Ponts et Chaussées ; (1996), Paris.

[5] : **GOMELLA.C et GUERREE.H**, 1972.Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales (tomes 2), *Eyrolles, Paris.*

[6] : **BOURIER** ,1997 Guide de conception et de gestion des réseaux d'assainissement unitaires *11*, *rue Lavoisier f 75384.Paris, Cedex 08. France.374P*

ANNEXES

Tableau I : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin 1

Tronçon	Côtes TN(m)		Côtes du radier (m)		L (m)	Qtot (l/s)	Deal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coef K	Pente %	H (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
	Amont	Aval	Amont	Aval														
R1-R2	256.75	256.55	255.25	255.05	17.27	11,70	124,59	300	Béton armé 135A	90	1,16	61,95	0,21	121,86	1,72	1,08	0,56	0,30
R3-R4	256.55	256.63	255.05	254.83	17.27	19,70	148,93	300	Béton armé 135A	90	1,27	78,82	0,26	127,50	1,80	1,30	0,67	0,34
R4-R5	256.63	256.02	254.83	254.22	29.32	32,00	162,86	300	Béton armé 135A	90	2,08	89,32	0,30	163,17	2,31	1,78	0,91	0,47
R5-R6	256.02	255.28	254.22	253.80	13.58	32,00	151,21	300	Béton armé 135A	90	3,09	80,50	0,27	198,88	2,81	2,05	1,05	0,54
R6-R7	255.28	255.19	253.80	253.39	35.00	44,70	205,63	300	Béton armé 135A	90	1,17	125,75	0,42	122,38	1,73	1,60	0,82	0,42
R7-R8	255.19	255.11	253.39	253.31	23.00	91,00	314,85	375	Béton armé 135A	90	0,50	216,33	0,58	145,05	1,31	1,39	0,73	0,37
R8-R9	255.11	254.58	253.31	252.78	47.11	76,00	252,56	300	Béton armé 135A	90	1,13	173,83	0,58	120,27	1,70	1,80	0,94	0,49
R9-R10	254.58	253.64	252.78	251.84	22.15	81,70	202,88	300	Béton armé 135A	90	4,20	123,20	0,41	231,87	3,28	3,00	1,54	0,79
R10- R12	253.64	252.75	251.84	250.95	33.18	86,70	225,68	300	Béton armé 135A	90	2,68	145,19	0,48	185,22	2,62	2,58	1,33	0,69
R12-R13	252.75	252.64	250.95	250.84	42.29	123,70	399,34	400	Béton armé 135A	90	0,26	328,61	0,82	124,24	0,99	1,13	0,63	0,32
R13-R14	252.64	253.64	250.84	250.64	22.15	133,00	325,12	400	Béton armé 135A	90	0,90	218,93	0,55	231,16	1,84	1,91	0,99	0,51
R14-R15	253.64	252.65	250.64	249.64	33.18	149,70	271,01	300	Béton armé 135A	90	3,01	195,31	0,65	196,29	2,78	3,05	1,63	0,84
R15-R17	252.65	251.44	249.64	249.44	20.08	152,70	335,70	400	Béton armé 135A	90	1,00	230,61	0,58	243,66	1,94	2,05	1,07	0,55
R17-R18	251.44	251.28	249.44	249.28	39.52	153,70	399,61	400	Béton armé 135A	90	0,40	329,20	0,82	154,10	1,23	1,40	0,78	0,40
R18-R20	251.28	250.43	249.28	248.43	27.00	206,00	302,89	375	Béton armé 135A	90	3,15	203,19	0,54	364,08	3,30	3,41	1,77	0,91
R21-R20	251.10	250.43	249.10	248.43	13.56	5,69	72,57	300	Béton armé 135A	90	4,90	31,37	0,10	250,45	3,54	1,46	0,75	0,37
R20-R25	250.43	246.61	248.43	245.11	57.62	206,00	277,75	400	Béton armé 135A	90	5,00	171,01	0,43	544,84	4,34	4,04	2,07	1,07
R22-R23	247.66	247.87	246.16	245.87	15.34	6,44	90,89	300	Béton armé 135A	90	1,89	41,35	0,14	155,54	2,20	1,08	0,56	0,30

ANNEXES

Suite du Tableau I : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin 1

Tronçon	Cotes TN(m)		Cotes du radier (m)		L (m)	Qtot (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coeffi K	Pente %	H (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
	Amont	Aval	Amont	Aval														
R23-R24	247.87	246.61	245.87	245.11	42.46	27,00	157,17	300	Béton armé 135A	90	1,79	84,95	0,28	151,37	2,14	1,61	0,82	0,42
R31-R24	246.70	246.61	245.20	245.05	25.77	24,00	184,58	300	Béton armé 135A	90	0,60	106,99	0,36	87,64	1,24	1,06	0,54	0,30
R24-R25	246.61	246.25	245.05	244.75	17.99	59,00	211,37	300	Béton armé 135A	90	1,76	131,15	0,44	150,10	2,12	2,00	1,03	0,53
R25-R26	246.25	246.71	244.75	244.21	10.01	265,00	305,26	450	Béton armé 135A	90	5,00	185,67	0,41	745,89	4,69	4,30	2,20	1,14
R28-R29	251.66	250.68	250.16	249.18	19.72	8,20	83,23	300	Béton armé 135A	90	4,90	37,08	0,12	250,45	3,54	1,62	0,84	0,41
R29-R30	250.68	250.81	249.18	249.00	13.77	22,00	154,32	300	Béton armé 135A	90	1,31	82,81	0,28	129,49	1,83	1,36	0,70	0,36
R33-R34	253.55	253.56	252.60	251.76	24.45	7,90	87,90	300	Béton armé 135A	90	3,40	39,67	0,13	208,62	2,95	1,41	0,73	0,36
R32-R34	254.10	253.56	251.89	251.76	8.72	8,55	105,29	300	Béton armé 135A	90	1,52	49,78	0,17	139,49	1,97	1,08	0,56	0,30
R34-R35	253.56	252.13	251.84	250.63	22.00	27,00	129,63	300	Béton armé 135A	90	5,00	65,29	0,22	252,99	3,58	2,31	1,19	0,61
R35-R36	252.13	250.53	250.63	249.50	23.00	33,00	140,30	300	Béton armé 135A	90	4,90	72,63	0,24	250,45	3,54	2,44	1,25	0,64

ANNEXES

Tableau II : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin 2

Tronçon	Cotes TN(m)		Cotes du radier (m)		L (m)	Qtot (l/s)	Deal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coefficient K	Pente %	H (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
	Amont	Aval	Amont	Aval														
R70-R71	253.75	253.54	252.23	252.04	28.42	31,40	199,97	300	Béton armé 135A	90	0,67	120,54	0,40	92,61	1,31	1,18	0,61	0,31
R71-R72	253.54	253.02	252.04	250.52	33.34	51,02	204,74	300	Béton armé 135A	90	1,56	124,92	0,42	141,31	2,00	1,84	0,94	0,49
R72-R73	253.02	250.52	250.52	249.02	49.50	83,00	217,37	300	Béton armé 135A	90	3,00	136,94	0,46	195,96	2,77	2,66	1,37	0,71
R73-R77	250.52	248.70	249.02	247.20	40.09	152,01	252,78	300	Béton armé 135A	90	4,50	174,08	0,58	240,01	3,40	3,60	1,88	0,97
R77-R78	248.70	247.91	247.20	246.41	30.64	171,00	293,23	300	Béton armé 135A	90	2,58	232,58	0,78	181,73	2,57	2,92	1,60	0,82
R78-R26	247.91	247.00	246.71	247.00	44.92	200,10	325,33	375	Béton armé 135A	90	2,03	228,27	0,61	292,27	2,65	2,85	1,50	0,77
R74-R75	253.50	252.02	252.00	250.52	37.66	36,00	151,07	300	Béton armé 135A	90	3,93	80,39	0,27	224,29	3,17	2,31	1,19	0,61
R75-R76	252.02	250.74	250.52	249.24	24.15	52,00	165,75	300	Béton armé 135A	90	5,00	91,58	0,31	252,99	3,58	2,80	1,43	0,74
R76-R73	250.74	250.52	249.24	249.02	26.72	69,00	258,67	300	Béton armé 135A	90	0,82	180,77	0,60	102,45	1,45	1,56	0,82	0,42
R26-R27	246.71	247.00	244.91	244.91	9.46	426,00	199,97	300	Béton armé 135A	90	4,30	277,44	0,69	505,27	4,02	4,49	2,43	1,25

ANNEXES

Tableau II : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin 3

Tronçon	Cotes TN(m)		Cotes du radier (m)		L (m)	Qtot (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coeff K	Pente %	H (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
	Amont	Aval	Amont	Aval														
R42-R45	257.79	257.70	255.99	255.70	18.29	10,40	112,50	300	Béton armé 135A	90	1,58	54,20	0,18	142,21	2,01	1,16	0,60	0,30
R43-R44	257.84	257.73	256.04	255.73	18.88	12,00	118,42	300	Béton armé 135A	90	1,60	57,94	0,19	143,11	2,02	1,22	0,63	0,32
R44-R45	257.73	257.70	255.73	255.70	16.97	21,60	152,40	300	Béton armé 135A	90	1,35	81,38	0,27	131,46	1,86	1,36	0,70	0,36
R45-R46	257.70	257.67	255.70	255.27	30.53	49,30	206,27	300	Béton armé 135A	90	1,40	126,34	0,42	133,87	1,89	1,75	0,90	0,46
R47-R48	257.84	257.54	256.04	255.74	22.69	19,80	148,56	300	Béton armé 135A	90	1,30	78,55	0,26	129,00	1,82	1,31	0,67	0,35
R48-R49	257.54	257.64	255.74	255.64	12.17	27,00	181,94	300	Béton armé 135A	90	0,82	104,76	0,35	102,45	1,45	1,22	0,62	0,32
R49-R50	257.64	257.80	255.64	255.40	35.68	47,50	233,55	300	Béton armé 135A	90	0,67	153,26	0,51	92,61	1,31	1,32	0,68	0,35
R50-R51	257.80	257.71	255.40	255.31	19.22	47,50	250,62	300	Béton armé 135A	90	0,46	171,66	0,57	76,74	1,09	1,15	0,60	0,31
R51-R46	257.71	257.67	255.31	255.07	14.68	56,30	210,70	300	Béton armé 135A	90	1,63	130,51	0,44	144,45	2,04	1,92	0,99	0,51
R46-R52	257.67	257.70	255.27	254.90	18.88	113,60	306,45	375	Béton armé 135A	90	0,9	262,38	0,87	107,33	1,52	1,72	0,98	0,50
R52-R53	257.70	257.07	254.90	254.27	20.64	125,00	252,67	300	Béton armé 135A	90	3,05	173,95	0,58	197,59	2,80	2,96	1,55	0,80
R54-R55	257.87	257.61	255.87	255.61	11.32	6,80	90,16	300	Béton armé 135A	90	2,20	40,94	0,14	167,81	2,37	1,16	0,60	0,30
R55-R56	257.61	257.64	255.61	255.39	19.92	18,00	147,65	300	Béton armé 135A	90	1,11	77,89	0,26	119,20	1,69	1,21	0,62	0,32
R56-R57	257.64	256.71	255.39	255.27	16.06	27,00	185,48	300	Béton armé 135A	90	0,74	107,76	0,36	97,33	1,38	1,18	0,60	0,31
R57-R53	256.71	257.07	255.27	255.07	38.61	48,00	245,88	300	Béton armé 135A	90	0,52	166,43	0,55	81,59	1,15	1,20	0,63	0,32
R53-R58	257.07	256.60	255.07	254.60	21.34	174,00	304,10	375	Béton armé 135A	90	2,20	204,50	0,55	304,27	2,75	2,85	1,48	0,77
R58-R59	256.60	256.72	254.60	254.52	10.04	180,00	373,20	375	Béton armé 135A	90	0,79	305,40	0,81	182,33	1,65	1,88	1,04	0,54
R59-R60	256.72	256.62	254.52	254.22	24.96	194,00	354,89	375	Béton armé 135A	90	1,20	266,10	0,71	224,72	2,03	2,28	1,24	0,64

ANNEXES

Suite Tableau III : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin 3

Tronçon	Cotes TN(m)		Cotes du radier (m)		L (m)	Qtot (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coeff K	Pente %	H (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
	Amont	Aval	Amont	Aval														
R60-R61	256.62	256.62	254.22	254.00	18.99	252,00	393,96	400	Béton armé 135A	90	1,16	316,64	0,79	262,43	2,09	2,38	1,31	0,67
R61-R62	256.62	255.96	254.00	253.90	15.75	261,00	447,59	450	Béton armé 135A	90	0,63	365,93	0,81	264,77	1,66	1,90	1,05	0,54
R62-R63	255.96	255.83	253.90	253.50	18.12	271,00	358,76	450	Béton armé 135A	90	2,21	238,78	0,53	495,89	3,12	3,20	1,66	0,85

ANNEXES

Tableau IV : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin 4

Tronçon	Cotes TN(m)		Cotes du radier (m)		L (m)	Qtot (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coeff K	Pente %	H (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
	Amont	Aval	Amont	Aval														
R233-R234	256.70	256.42	254.50	254.22	47.65	43,00	230,43	300	Béton non armé 135B	90	0,59	150,02	0,50	86,90	1,23	1,23	0,64	0,33
R247-R250	257.97	257.82	256.07	255.92	18.85	17,00	127,34	300	Béton non armé 135B	90	2,18	63,76	0,21	167,05	2,36	1,51	0,77	0,39
R248-R249	257.80	257.62	256.30	256.12	19.62	20,00	159,11	300	Béton non armé 135B	90	0,92	86,43	0,29	108,52	1,54	1,17	0,60	0,31
R249-R250	257.62	257.82	256.12	254.82	20.70	37,00	139,79	300	Béton non armé 135B	90	6,28	72,27	0,24	283,53	4,01	2,75	1,41	0,72
R250-R251	257.82	256.28	254.82	253.28	19.97	57,00	161,07	300	Béton non armé 135B	90	7,00	87,93	0,29	299,34	4,23	3,25	1,66	0,85
R251-R252	256.28	254.93	253.28	251.93	27.00	92,00	205,30	300	Béton non armé 135B	90	5,00	125,43	0,42	252,99	3,58	3,30	1,69	0,87
R235-R236	256.26	256.12	254.34	254.20	19.85	18,00	160,56	300	Béton non armé 135B	90	0,71	87,54	0,29	95,33	1,35	1,03	0,60	0,30
R236-R234	256.12	256.42	254.20	254.02	16.72	34,00	188,39	300	Béton non armé 135B	90	1,08	110,26	0,37	117,58	1,66	1,44	0,74	0,38
R234-R237	256.42	256.27	254.02	253.27	27.51	94,00	231,82	300	Béton non armé 135B	90	2,73	151,47	0,50	186,94	2,64	2,66	1,37	0,71
R238-R239	254.42	254.61	253.37	253.11	16.20	14,50	108,70	300	Béton non armé 135B	90	3,69	51,85	0,17	217,33	3,07	1,73	0,89	0,45
R239-R240	254.61	254.54	253.11	253.04	13.82	29,10	165,08	300	Béton non armé 135B	90	1,60	91,05	0,30	143,11	2,02	1,58	0,81	0,42
R240-R241	254.54	254.75	253.04	252.77	19.78	46,00	242,87	300	Béton non armé 135B	90	0,51	163,16	0,54	80,80	1,14	1,18	0,62	0,32
R241-R242	254.75	254.98	252.77	252.48	14.90	140,00	306,32	400	Béton non armé 135B	90	1,37	199,09	0,50	285,20	2,27	2,27	1,17	0,60
R242-R243	254.98	253.80	252.48	252.00	36.48	173,00	310,39	400	Béton non armé 135B	90	1,95	203,29	0,51	340,25	2,71	2,73	1,41	0,73
R243-R245	253.80	253.96	252.00	251.96	12.98	173,00	333,95	400	Béton non armé 135B	90	1,32	228,64	0,57	279,94	2,23	2,35	1,23	0,63
R245-R246	253.96	250.24	249.56	248.74	17.23	191,00	454,75	500	Béton non armé 135B	90	0,31	329,22	0,66	245,98	1,25	1,38	0,74	0,38
R261-R262	252.63	252.53	249.63	249.53	22.42	3,00	57,53	300	Béton non armé 135B	90	4,70	23,73	0,08	245,28	3,47	1,20	0,61	0,29
R262-R256	252.53	250.58	249.53	249.08	23.80	48,00	252,64	300	Béton non armé 135B	90	0,45	173,92	0,58	75,90	1,07	1,14	0,60	0,31

ANNEXES

Suite du Tableau IV : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin 4

Tronçon	Cotes TN(m)		Cotes du radier (m)		L (m)	Qtot (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coeff K	Pente %	H (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
	Amont	Aval	Amont	Aval														
R255-R256	250.98	250.58	249.48	249.08	17.76	13,00	118,28	300	Béton non armé 135B	90	1,89	57,85	0,19	155,54	2,20	1,32	0,68	0,35
R256-R257	250.58	249.28	249.08	247.78	30.28	58,00	200,57	300	Béton non armé 135B	90	2,25	121,08	0,40	169,71	2,40	2,18	1,11	0,57
R258-R257	251.16	250.78	249.66	249.28	25.00	27,00	133,41	300	Béton non armé 135B	90	4,29	67,85	0,23	234,34	3,32	2,19	1,13	0,58
R257-R259	250.78	249.90	249.28	248.40	19.52	75,00	237,72	300	Béton non armé 135B	90	1,52	157,64	0,53	139,49	1,97	2,01	1,04	0,54
R259-R260	249.90	249.89	248.40	247.89	36.75	81,00	199,63	300	Béton non armé 135B	90	4,50	120,23	0,40	240,01	3,40	3,07	1,57	0,81
R260-R246	249.89	250.24	247.89	247.74	30.89	81,00	249,16	300	Béton non armé 135B	90	1,38	170,03	0,57	132,91	1,88	1,98	1,03	0,53
R246-R254	250.24	249.79	247.74	247.29	24.63	272,00	478,35	500	Béton non armé 135B	90	0,48	365,52	0,73	306,08	1,56	1,76	0,96	0,49
R252-R253	254.93	250.60	251.93	249.40	34.17	92,00	248,13	300	Béton non armé 135B	90	1,82	168,90	0,56	152,63	2,16	2,26	1,18	0,61
R253-R254	250.60	249.79	249.40	248.29	28.13	99,00	196,06	300	Béton non armé 135B	90	7,40	117,02	0,39	307,77	4,35	3,88	1,99	1,02
R254-R85	249.79	244.39	248.29	242.89	95.00	300,00	335,05	400	Béton non armé 135B	90	3,90	229,88	0,57	481,19	3,83	4,05	2,12	1,09

ANNEXES

Tableau V : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin 5

Tronçon	Cotes TN(m)		Cotes du radier (m)		L (m)	Qtot (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coeff K	Pente %	H (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
	Amont	Aval	Amont	Aval														
R93-R94	248.86	248.50	247.36	245.50	29.84	29,00	128,68	300	Béton armé 135A	90	5,1	64,65	0,22	277,13	3,92	2,52	1,30	0,66
R94-R95	248.50	246.37	245.50	243.37	34.30	57,00	165,79	300	Béton armé 135A	90	5,60	91,61	0,31	277,13	3,92	3,07	1,57	0,81
R95-R96	246.37	244.40	243.37	242.90	17.00	84,70	222,49	300	Béton armé 135A	90	2,76	141,98	0,47	187,96	2,66	2,60	1,34	0,69
R96-R100	242.49	241.84	240.99	239.50	30.54	107,00	218,93	300	Béton armé 135A	90	4,80	138,46	0,46	247,88	3,51	3,39	1,74	0,90
R97-R97'	239.89	239.13	238.39	237.67	13.71	14,90	102,97	300	Béton armé 135A	90	5,20	48,39	0,16	258,00	3,65	1,97	1,02	0,51
R97'-R97''	239.13	238.39	237.67	236.89	30.42	34,00	160,24	300	Béton armé 135A	90	2,56	87,30	0,29	181,02	2,56	1,95	1,00	0,51
R97''-R103	238.39	237.76	236.89	236.26	22.26	49,00	180,36	300	Béton armé 135A	90	2,83	103,42	0,34	190,33	2,69	2,25	1,15	0,59
R103-R98	237.76	236.80	236.26	235.30	17.70	226,00	283,45	300	Béton armé 135A	90	5,40	211,93	0,71	262,91	3,72	4,17	2,26	1,16
R98-R99	236.80	235.87	235.30	234.37	19.45	226,00	290,93	300	Béton armé 135A	90	4,70	227,62	0,76	245,28	3,47	3,94	2,15	1,11
R100-R101	241.84	240.30	239.50	238.80	14.18	177,00	263,39	300	Béton armé 135A	90	4,9	186,25	0,62	250,45	3,54	3,84	2,03	1,05
R101-R102	240.30	238.84	238.80	237.79	18.88	177,00	262,39	300	Béton armé 135A	90	5,00	185,09	0,62	252,99	3,58	3,87	2,04	1,05
R102-R103	238.84	237.76	237.79	236.26	27.08	177,00	262,39	300	Béton armé 135A	90	4,8	185,09	0,62	252,99	3,58	3,87	2,04	1,05

ANNEXES

Suite Tableau V : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin 5

Tronçon	Cotes TN(m)		Cotes du radier (m)		L (m)	Qtot (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coeff K	Pente %	H (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
	Amont	Aval	Amont	Aval														
R102-R103	238.84	237.76	237.79	236.26	27.08	177,00	262,39	300	Béton armé 135A	90	4,79	185,09	0,62	252,99	3,58	3,87	2,04	1,05
R107-R108	230.03	229.96	228.83	228.43	42.58	25,00	172,30	300	Béton armé 135A	90	0,94	96,80	0,32	109,69	1,55	1,25	0,64	0,33
R108-R109	229.96	229.89	228.43	228.20	24.87	50,00	224,35	300	Béton armé 135A	90	0,92	143,84	0,48	108,52	1,54	1,51	0,78	0,40
R110-R111	232.16	232.44	230.28	229.34	18.90	20,00	116,28	300	Béton armé 135A	90	4,90	56,58	0,19	250,45	3,54	2,10	1,08	0,55
R99-R105	235.87	234.67	234.37	233.17	20.00	226,00	432,28	450	Béton armé 135A	90	5,04	203,73	0,68	277,13	3,92	4,36	2,34	1,21
R105-R104	234.67	233.80	233.17	231.30	36.49	226,00	592,02	600	Béton armé 135A	90	5,10	218,26	0,73	255,51	3,61	4,08	2,21	1,14
R104-R106	233.80	233.28	231.30	230.28	23.32	241,00	277,91	300	Béton armé 135A	90	4,30	203,35	0,54	425,38	3,85	3,98	2,07	1,07
R106-R111	233.28	232.44	230.28	229.34	37.10	241,00	286,51	300	Béton armé 135A	90	2,53	239,29	0,64	326,29	2,95	3,23	1,71	0,88

ANNEXES

Tableau VI : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin 6

Tronçon	Cotes TN(m)		Cotes du radier (m)		L (m)	Qtot (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coefficient K	Pente %	H (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/100) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
	Amont	Aval	Amont	Aval														
R109-R117	229.89	229.22	228.39	227.72	60.02	310,00	428,60	450	Béton armé 135A	90	1,12	324,96	0,72	353,02	2,22	2,50	1,36	0,70
R127-R128	229.77	228.16	228.27	226.66	58.00	52,00	185,04	300	Béton armé 135A	90	2,78	107,38	0,36	188,64	2,67	2,28	1,16	0,60
R128-R118	228.16	226.98	226.66	225.48	24.90	52,00	167,49	300	Béton armé 135A	90	4,73	92,95	0,31	246,06	3,48	2,75	1,41	0,72
R125-R126	230.56	227.02	229.06	225.52	80.50	83,00	202,40	300	Béton armé 135A	90	4,39	122,76	0,41	237,05	3,35	3,06	1,57	0,81
R126-R119	227.02	226.58	225.52	225.27	61.19	166,00	409,41	450	Béton armé 135A	90	0,41	296,46	0,66	213,59	1,34	1,48	0,79	0,41
R119-R129	226.58	226.58	225.27	225.08	35.80	166,00	390,17	450	Béton armé 135A	90	0,53	273,66	0,61	242,85	1,53	1,64	0,87	0,45
R131-R132	232.79	232.66	231.29	229.66	29.72	31,20	134,90	300	Béton armé 135A	90	5,40	68,87	0,23	262,91	3,72	2,48	1,27	0,65
R132-R133	232.66	229.36	229.66	227.86	45.39	76,90	200,53	300	Béton armé 135A	90	3,96	121,04	0,40	225,15	3,19	2,89	1,48	0,76
R133-R134	229.36	227.51	227.86	226.01	45.40	122,00	237,19	300	Béton armé 135A	90	4,07	157,08	0,52	228,25	3,23	3,29	1,71	0,88
R134-R130	227.51	225.50	226.01	224.00	52.54	128,00	244,63	300	Béton armé 135A	90	3,8	165,06	0,55	220,55	3,12	3,24	1,69	0,87

ANNEXES

Tableau VII : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin 7

Tronçon	Cotes TN(m)		Cotes du radier (m)		L (m)	Qtot (l/s)	Deal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coef K	Pente %	H (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
	Amont	Aval	Amont	Aval														
R140-R141	234.57	234.46	231.57	231.26	19.50	14,00	125,62	300	Béton armé 135A	90	1,59	62,62	0,21	142,66	2,02	1,27	0,65	0,33
R141-R143	234.46	232.56	231.26	228.56	28.02	25,00	112,80	300	Béton armé 135A	90	9,00	54,39	0,18	339,42	4,80	2,79	1,43	0,73
R143-R144	232.56	228.64	228.56	226.00	29.57	57,00	154,97	300	Béton armé 135A	90	8,60	83,30	0,28	331,79	4,69	3,49	1,79	0,92
R155-R156	233.16	233.13	231.66	231.63	51.45	38,00	219,30	300	Béton armé 135A	90	0,60	138,82	0,46	87,64	1,24	1,20	0,62	0,32
R156-R157	233.13	232.21	231.63	230.71	12.23	47,00	147,90	300	Béton armé 135A	90	7,50	78,07	0,26	309,85	4,38	3,14	1,61	0,83
R157-R158	232.21	232.27	230.71	229.77	19.30	61,00	177,33	300	Béton armé 135A	90	4,80	100,91	0,34	247,88	3,51	2,89	1,48	0,76
R158-R159	232.27	230.73	229.77	228.23	31.14	84,00	198,86	300	Béton armé 135A	90	4,94	119,53	0,40	251,47	3,56	3,20	1,64	0,85
R159-R160	230.73	230.49	228.23	227.99	27.93	104,00	299,01	300	Béton armé 135A	90	0,86	245,34	0,82	104,92	1,48	1,69	0,94	0,48
R160-R161	230.49	230.23	227.99	227.73	32.50	127,00	326,67	375	Béton armé 135A	90	0,8	229,82	0,61	183,48	1,66	1,79	0,95	0,49
R161-R145	230.23	228.95	227.73	226.45	26.88	147,00	247,01	300	Béton armé 135A	90	4,76	167,66	0,56	246,84	3,49	3,65	1,90	0,98
R162-R163	230.47	230.67	228.97	228.67	14.94	12,00	113,46	300	Béton armé 135A	90	2,01	54,81	0,18	160,40	2,27	1,32	0,68	0,35
R163-R164	230.67	230.54	228.67	228.54	17.99	25,00	181,13	300	Béton armé 135A	90	0,72	104,08	0,35	96,00	1,36	1,14	0,58	0,30
R164-R166	230.54	230.59	228.54	227.59	19.47	38,00	148,09	300	Béton armé 135A	90	4,87	78,21	0,26	249,68	3,53	2,53	1,30	0,67
R169-R170	230.70	231.18	228.70	228.38	26.91	26,00	161,20	300	Béton armé 135A	90	1,45	88,04	0,29	136,24	1,93	1,48	0,76	0,39
R170-R171	231.18	230.63	228.38	227.83	47.73	61,50	231,04	300	Béton armé 135A	90	1,19	150,65	0,50	123,42	1,75	1,75	0,90	0,47
R171-R166	230.63	230.59	227.83	227.59	14.15	61,50	232,52	300	Béton armé 135A	90	1,15	152,19	0,51	121,33	1,72	1,73	0,89	0,46
R166-R167	230.59	228.09	227.59	226.59	13.11	99,50	259,10	300	Béton armé 135A	90	1,69	181,27	0,60	147,08	2,08	2,24	1,18	0,61
R167-R168	228.09	228.13	226.59	226.13	39.99	129,00	215,44	300	Béton armé 135A	90	7,60	135,06	0,45	311,91	4,41	4,21	2,16	1,12
R168-R144	228.13	228.64	226.13	226.00	15.56	129,00	306,98	375	Béton armé 135A	90	1,15	207,63	0,55	219,98	1,99	2,08	1,08	0,56

ANNEXES

Suite Tableau VII : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin 7

Tronçon	Cotes TN(m)		Cotes du radier (m)		L (m)	Qtot (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coeff K	Pente %	H (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
	Amont	Aval	Amont	Aval														
R145-R146	228.95	228.45	225.85	225.43	52.29	333,00	512,12	600	Béton armé 135A	90	0,50	355,58	0,59	507,98	1,80	1,92	1,01	0,52
R146-R147	228.45	227.05	225.43	224.55	54.56	373,00	488,16	500	Béton armé 135A	90	0,81	386,43	0,77	397,61	2,03	2,30	1,26	0,65
R147-R148	227.05	226.19	224.55	223.69	37.99	373,00	429,17	500	Béton armé 135A	90	1,61	299,06	0,60	560,56	2,85	3,06	1,61	0,83
R174-R175	226.04	225.91	224.54	224.40	26.12	19,50	133,16	300	Béton armé 135A	90	2,26	67,68	0,23	170,09	2,41	1,59	0,82	0,42
R175-R176	225.91	226.07	224.40	224.15	18,64	19,50	214,33	300	Béton armé 135A	90	0,59	96,88	0,32	85,42	1,21	0,98	0,6	0,3
R176-R173	226.07	226.07	224.15	224.07	14.07	33,60	199,57	300	Béton armé 135A	90	0,53	133,99	0,45	82,37	1,17	1,11	0,57	0,29
R172-R173	226.14	226.07	224.64	224.07	26.25	44,00	208,30	300	Béton armé 135A	90	1,33	120,17	0,40	130,48	1,85	1,67	0,85	0,44
R173-R148	226.07	226.19	224.07	223.69	16.74	63,00	252,28	300	Béton armé 135A	90	2,17	128,24	0,43	166,67	2,36	2,20	1,13	0,58
R148-R149	226.19	224.80	223.69	223.30	65.77	107,40	535,97	600	Béton armé 135A	90	2,27	173,52	0,58	170,46	2,41	2,55	1,34	0,69
R177-R178	232.22	232.23	230.92	230.53	21.75	408,40	132,14	300	Béton armé 135A	90	0,59	383,36	0,64	551,81	1,95	2,13	1,13	0,58
R178-R179	232.23	232.11	230.53	230.11	23.74	17,00	173,60	300	Béton armé 135A	90	1,79	66,98	0,22	151,37	2,14	1,41	0,72	0,37
R179-R181	232.11	230.08	230.11	228.58	38.41	35,00	187,01	300	Béton armé 135A	90	1,77	97,85	0,33	150,52	2,13	1,73	0,88	0,46
R181-R182	230.08	229.78	228.58	228.28	28.10	64,00	263,73	300	Béton armé 135A	90	3,98	109,07	0,36	225,71	3,19	2,75	1,40	0,72
R182-R183	229.78	229.28	228.28	227.78	25.82	83,00	254,15	300	Béton armé 135A	90	1,07	186,65	0,62	117,03	1,66	1,80	0,95	0,49
R184-R185	228.49	228.14	226.99	226.64	25.40	101,00	246,60	300	Béton armé 135A	90	1,93	175,63	0,59	157,18	2,22	2,36	1,24	0,64
R185-R186	228.14	227.96	226.64	226.46	25.78	120,00	291,97	300	Béton armé 135A	90	3,20	167,22	0,56	202,39	2,86	2,99	1,56	0,80
R186-R187	227.96	227.70	226.46	226.20	12.75	120,00	150,35	300	Béton armé 135A	90	1,30	229,86	0,77	129,00	1,82	2,07	1,13	0,58

ANNEXES

Suite Tableau VII : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin 7

Tronçon	Cotes TN(m)		Cotes du radier (m)		L (m)	Qtot (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coefficient K	Pente %	H (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
	Amont	Aval	Amont	Aval														
R203-R204	230.10	229.21	227.10	226.21	15.85	12,00	99,73	300	Béton armé 135A	90	4,00	46,46	0,15	226,28	3,20	1,69	0,87	0,44
R204-R205	229.21	228.09	226.21	226.09	15.43	23,00	127,28	300	Béton armé 135A	90	4,00	63,72	0,21	226,28	3,20	2,04	1,05	0,53
R205-R206	228.09	227.98	226.09	225.98	20.05	23,70	128,72	300	Béton armé 135A	90	4,00	64,68	0,22	226,28	3,20	2,06	1,06	0,54
R206-R207	227.98	226.33	225.98	224.83	19.55	385,00	373,86	375	Béton armé 135A	90	3,58	306,89	0,82	388,14	3,51	4,01	2,22	1,14
R207-R208	226.33	226.63	224.83	224.13	18.49	398,00	473,92	500	Béton armé 135A	90	1,08	356,30	0,71	459,12	2,34	2,63	1,42	0,73
R208-R209	226.63	226.12	224.13	223.62	15.41	414,60	433,73	450	Béton armé 135A	90	1,88	335,75	0,75	457,37	2,88	3,26	1,77	0,91
R209-R210	226.12	224.97	223.62	222.97	13.17	414,60	380,12	400	Béton armé 135A	90	3,80	287,07	0,72	474,98	3,78	4,25	2,30	1,19
R210-R213	224.97	224.50	222.97	222.50	62.10	459,00	567,38	600	Béton armé 135A	90	0,55	424,85	0,71	532,77	1,88	2,12	1,14	0,59
R211-R212	225.95	226.05	224.45	224.25	30.95	23,00	178,95	300	Béton armé 135A	90	0,65	102,26	0,34	91,22	1,29	1,07	0,6	0,28
R212-R213	226.05	224.50	224.25	222.70	32.23	47,00	167,36	300	Béton armé 135A	90	3,88	92,84	0,31	222,86	3,15	2,49	1,27	0,66
R213-R214	224.50	224.55	222.70	222.55	53.27	86,00	279,67	300	Béton armé 135A	90	0,84	205,92	0,69	103,69	1,47	1,64	0,88	0,45
R214-R215	224.55	224.21	222.55	222.21	16.17	101,00	250,16	300	Béton armé 135A	90	2,10	171,15	0,57	163,96	2,32	2,44	1,28	0,66
R216-R217	226.55	226.41	225.05	224.91	19.58	14,00	134,15	300	Béton armé 135A	90	1,12	68,36	0,23	119,74	1,69	1,12	0,58	0,30
R217-R218	226.41	226.53	224.91	224.53	20.00	28,60	179,12	300	Béton armé 135A	90	1,00	102,40	0,34	113,14	1,60	1,33	0,68	0,35
R218-R219	226.53	226.78	224.63	224.28	13.62	28,60	197,75	300	Béton armé 135A	90	0,59	118,53	0,40	86,90	1,23	1,10	0,56	0,29
R219-R220	226.78	226.68	224.28	224.18	27.98	42,00	226,98	300	Béton armé 135A	90	0,61	146,50	0,49	88,37	1,25	1,24	0,64	0,33
R220-R221	226.68	225.78	224.18	223.93	27.30	70,00	228,11	300	Béton armé 135A	90	1,65	147,65	0,49	145,33	2,06	2,04	1,05	0,54

ANNEXES

Suite TableauVII : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin 7

Tronçon	Cotes TN(m)		Cotes du radier (m)		L (m)	Qtot (l/s)	Deal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coef K	Pente %	H (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
	Amont	Aval	Amont	Aval														
R188-R189	233.21	232.87	231.71	231.37	20.13	15,00	173,28	300	Béton armé 135A	90	0,70	79,86	0,27	94,66	1,34	0,97	0,50	0,26
R189-R190	232.87	231.44	231.37	229.94	29.67	37,30	179,54	300	Béton armé 135A	90	2,03	97,59	0,33	161,20	2,28	1,85	0,95	0,49
R190-R191	231.44	231.67	229.94	229.67	10.00	37,30	167,14	300	Béton armé 135A	90	1,68	102,74	0,34	146,65	2,07	1,73	0,88	0,46
R191-R192	231.67	231.68	229.67	229.18	19.92	52,20	224,39	300	Béton armé 135A	90	4,82	92,67	0,31	248,39	3,51	2,77	1,42	0,73
R192-R193	231.68	230.18	229.18	227.68	43.17	85,70	241,22	300	Béton armé 135A	90	2,70	143,89	0,48	185,91	2,63	2,58	1,33	0,69
R193-R194	230.18	230.17	227.68	227.17	18.38	99,00	225,98	300	Béton armé 135A	90	2,45	161,37	0,54	177,09	2,51	2,58	1,34	0,69
R194-R195	230.17	228.85	227.17	226.50	11.95	99,00	488,16	500	Béton armé 135A	90	3,47	145,49	0,48	210,76	2,98	2,94	1,52	0,78
R195-R196	228.85	228.20	226.50	225.40	16.20	111,00	236,79	300	Béton armé 135A	90	3,40	156,65	0,52	208,62	2,95	3,01	1,56	0,80
R196-R187	228.20	227.41	225.40	224.61	19.80	111,00	235,00	300	135A	90	3,54	154,78	0,52	212,87	3,01	3,05	1,58	0,81
R187-R149	227.41	224.80	224.61	223.30	20.00	231,00	302,33	375	Béton armé 135A	90	4,00	202,59	0,54	410,27	3,71	3,83	1,99	1,03
R149-R151	224.80	222.88	223.30	221.38	53.30	751,40	470,97	500	Béton armé 135A	90	3,98	350,24	0,70	881,36	4,49	5,03	2,72	1,40
R151-R152	222.88	222.82	221.38	221.02	51.00	769,00	502,83	600	Béton armé 135A	90	2,94	345,10	0,58	1231,79	4,36	4,60	2,41	1,24
R152-R153	222.82	222.58	221.02	220.78	43.03	801,00	668,22	800	Béton armé 135A	90	0,70	457,66	0,57	1294,44	2,58	2,72	1,42	0,73
R197-R198	224.10	224.04	222.60	222.54	19.83	15,00	123,25	300	Béton armé 135A	90	2,02	61,07	0,20	160,80	2,27	1,41	0,73	0,37
R198-R199	224.04	223.83	222.54	222.33	28.74	29,00	203,55	300	Béton armé 135A	90	0,52	123,81	0,41	81,59	1,15	1,06	0,54	0,28
R199-R200	223.83	222.84	222.33	221.34	35.35	54,90	200,68	300	Béton armé 135A	90	2,01	121,18	0,40	160,40	2,27	2,06	1,05	0,54
R201-R202	222.64	223.18	220.64	220.18	48.79	78,00	235,46	300	Béton armé 135A	90	1,73	155,26	0,52	148,81	2,11	2,14	1,11	0,57
R202-R153	223.18	222.58	220.18	219.58	11.06	115,00	305,36	375	Béton armé 135A	90	0,94	205,87	0,55	198,89	1,80	1,87	0,97	0,50
R153-R154	222.58	222.87	219.58	220.37	20,5	916,00	670,36	800	Béton armé 135A	90	0,90	460,04	0,58	1467,76	2,92	3,09	1,61	0,83

ANNEXES

Suite TableauVII : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin 7

Tronçon	Cotes TN(m)		Cotes du radier (m)		L (m)	Qtot (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coefficient K	Pente %	H (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
	Amont	Aval	Amont	Aval														
R203-R204	230.10	229.21	227.10	226.21	15.85	12,00	99,73	300	Béton armé 135A	90	4,00	46,46	0,15	226,28	3,20	1,69	0,87	0,44
R204-R205	229.21	228.09	226.21	226.09	15.43	23,00	127,28	300	Béton armé 135A	90	4,00	63,72	0,21	226,28	3,20	2,04	1,05	0,53
R205-R206	228.09	227.98	226.09	225.98	20.05	23,70	128,72	300	Béton armé 135A	90	4,00	64,68	0,22	226,28	3,20	2,06	1,06	0,54
R206-R207	227.98	226.33	225.98	224.83	19.55	385,00	373,86	375	Béton armé 135A	90	3,58	306,89	0,82	388,14	3,51	4,01	2,22	1,14
R207-R208	226.33	226.63	224.83	224.13	18.49	398,00	473,92	500	Béton armé 135A	90	1,08	356,30	0,71	459,12	2,34	2,63	1,42	0,73
R208-R209	226.63	226.12	224.13	223.62	15.41	414,60	433,73	450	Béton armé 135A	90	1,88	335,75	0,75	457,37	2,88	3,26	1,77	0,91
R209-R210	226.12	224.97	223.62	222.97	13.17	414,60	380,12	400	Béton armé 135A	90	3,80	287,07	0,72	474,98	3,78	4,25	2,30	1,19
R210-R213	224.97	224.50	222.97	222.50	62.10	459,00	567,38	600	Béton armé 135A	90	0,55	424,85	0,71	532,77	1,88	2,12	1,14	0,59
R211-R212	225.95	226.05	224.45	224.25	30.95	23,00	178,95	300	Béton armé 135A	90	0,65	102,26	0,34	91,22	1,29	1,07	0,6	0,28
R212-R213	226.05	224.50	224.25	222.70	32.23	47,00	167,36	300	Béton armé 135A	90	3,88	92,84	0,31	222,86	3,15	2,49	1,27	0,66
R213-R214	224.50	224.55	222.70	222.55	53.27	86,00	279,67	300	Béton armé 135A	90	0,84	205,92	0,69	103,69	1,47	1,64	0,88	0,45
R214-R215	224.55	224.21	222.55	222.21	16.17	101,00	250,16	300	Béton armé 135A	90	2,10	171,15	0,57	163,96	2,32	2,44	1,28	0,66
R216-R217	226.55	226.41	225.05	224.91	19.58	14,00	134,15	300	Béton armé 135A	90	1,12	68,36	0,23	119,74	1,69	1,12	0,58	0,30
R217-R218	226.41	226.53	224.91	224.53	20.00	28,60	179,12	300	Béton armé 135A	90	1,00	102,40	0,34	113,14	1,60	1,33	0,68	0,35
R218-R219	226.53	226.78	224.63	224.28	13.62	28,60	197,75	300	Béton armé 135A	90	0,59	118,53	0,40	86,90	1,23	1,10	0,56	0,29
R219-R220	226.78	226.68	224.28	224.18	27.98	42,00	226,98	300	Béton armé 135A	90	0,61	146,50	0,49	88,37	1,25	1,24	0,64	0,33
R220-R221	226.68	225.78	224.18	223.93	27.30	70,00	228,11	300	Béton armé 135A	90	1,65	147,65	0,49	145,33	2,06	2,04	1,05	0,54

ANNEXES

Suite TableauVII : Dimensionnement des collecteurs du sous bassin 7

Tronçon	Cotes TN(m)		Cotes du radier (m)		L (m)	Qtot (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coefficient K	Pente %	H (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
	Amont	Aval	Amont	Aval														
R221-R222	225.78	225.44	223.93	223.59	19.02	85,00	249,14	300	Béton armé 135A	90	1,52	170,02	0,57	139,49	1,97	2,07	1,08	0,56
R222-R223	225.44	225.08	223.59	223.23	25.52	129,00	324,17	375	Béton armé 135A	90	0,86	226,92	0,61	190,24	1,72	1,85	0,98	0,50
R223-R224	225.08	224.55	223.23	222.70	24.28	129,00	309,02	375	Béton armé 135A	90	1,11	209,87	0,56	216,12	1,96	2,05	1,07	0,55
R225-R226	225.05	224.67	223.77	223.17	30.63	22,20	143,58	300	Béton armé 135A	90	1,96	74,96	0,25	158,40	2,24	1,57	0,81	0,41
R226-R224	224.67	224.55	223.17	223.05	24.67	44,00	240,66	300	Béton armé 135A	90	0,49	160,77	0,54	79,20	1,12	1,15	0,60	0,31
R224-R215	224.55	224.53	223.05	222.03	18.89	173,00	271,65	300	Béton armé 135A	90	3,97	196,08	0,65	225,43	3,19	3,51	1,87	0,96
R215-R231	224.53	224.00	222.03	221.50	17.40	274,00	331,38	375	Béton armé 135A	90	3,45	235,34	0,63	381,02	3,45	3,75	1,99	1,02
R227-R228	224.60	224.45	223.10	222.95	17.79	13,30	105,45	300	Béton armé 135A	90	3,65	49,88	0,17	216,15	3,06	1,68	0,87	0,44
R228-R229	224.45	224.01	222.95	222.51	11.13	14,00	113,75	300	Béton armé 135A	90	2,70	54,98	0,18	185,91	2,63	1,54	0,79	0,40
R229-R230	224.01	223.54	222.51	222.04	31.57	36,00	208,77	300	Béton armé 135A	90	0,70	128,69	0,43	94,66	1,34	1,25	0,64	0,33
R230-R231	223.54	224.00	222.04	221.50	11.74	47,00	190,22	300	Béton armé 135A	90	1,96	111,85	0,37	158,40	2,24	1,95	1,00	0,51
R231-R232	224.00	223.32	221.50	220.82	15.71	58,00	227,47	300	Béton armé 135A	90	1,15	147,00	0,49	121,33	1,72	1,70	0,88	0,45
R232-R154	223.32	222.87	220.82	220.37	26.54	109,00	328,72	375	Béton armé 135A	90	0,57	232,21	0,62	154,87	1,40	1,52	0,80	0,41
R154-R139	222.87	222.65	220.37	220.15	26.58	1025,00	709,92	800	Béton armé 135A	90	0,83	505,56	0,63	1409,52	2,80	3,06	1,62	0,83

ANNEXES

Suite Tableau VIII : Dimensionnement des collecteurs de l'intercepteur

Tronçon	Cotes TN(m)		Cotes du radier (m)		L (m)	Qtot (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coefficient K	Pente %	H (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
	Amont	Aval	Amont	Aval														
R30-R36	250.81	250.53	249.00	248.73	19,75	27,00	148,19	300	Béton armé 135A	90	2,55	78,28	0,26	177,09	2,51	1,80	0,92	0,47
R36-R37	250.53	248.79	249.50	246.99	48,33	121,00	232,05	300	Béton armé 135A	90	3,73	151,70	0,51	240,01	3,40	3,41	1,76	0,91
R37-R27	248.79	247.00	246.99	244.50	56,89	141,00	251,24	375	Béton armé 135A	90	3,74	151,83	0,40	410,27	3,71	3,37	1,73	0,89
R27-R41	247.00	247.18	244.50	244.21	102,52	625,00	713,69	800	Béton armé 135A	90	0,35	510,03	0,64	847,41	1,69	1,84	0,98	0,50
R41-R80	247.18	245.45	244.21	244.04	39,42	896,00	750,95	800	Béton armé 135A	90	0,43	555,57	0,69	1060,67	2,11	2,36	1,27	0,66
R80-R81	245.45	245.34	244.04	243.84	33,56	896,00	736,85	800	Béton armé 135A	90	0,59	538,06	0,67	1115,67	2,22	2,46	1,32	0,68
R81-R82	245.34	245.14	243.84	243.64	25,38	896,00	734,22	800	Béton armé 135A	90	0,78	534,83	0,67	1126,34	2,24	2,48	1,33	0,68
R82-R83	245.14	244.89	243.64	243.39	49,28	896,00	742,29	800	Béton armé 135A	90	1,18	544,77	0,68	1094,00	2,18	2,42	1,30	0,67
R83-R84	244.89	244.58	243.39	243.08	61,18	896,00	742,29	800	Béton armé 135A	90	0,42	544,77	0,68	1094,00	2,18	2,42	1,30	0,67
R84-R85	244.58	244.39	243.08	242.89	40,40	896,00	750,95	800	Béton armé 135A	90	1,25	555,57	0,69	1060,67	2,11	2,36	1,27	0,66
R85-R86	243.79	243.52	242.29	242.02	46,73	1184,00	796,38	800	Béton armé 135A	90	1,44	652,03	0,82	1198,42	2,38	2,72	1,51	0,77
R86-R87	243.52	243.43	242.02	241.93	29,98	1184,00	906,91	1000	Béton armé 135A	90	0,63	655,30	0,66	1536,45	1,96	2,16	1,15	0,59
R87-R88	243.43	243.09	241.93	241.59	32,87	1184,00	719,64	800	Béton armé 135A	90	0,5	517,14	0,65	1570,19	3,12	3,43	1,82	0,94
R88-R89	243.09	242.50	241.59	241.10	23,80	1184,00	610,79	650	Béton armé 135A	90	1,07	452,20	0,70	1397,69	4,21	4,71	2,54	1,31
R89-R90	242.50	241.48	240.10	238.68	49,80	1184,00	594,23	600	Béton armé 135A	90	4,05	482,21	0,80	1214,91	4,30	4,90	2,71	1,39

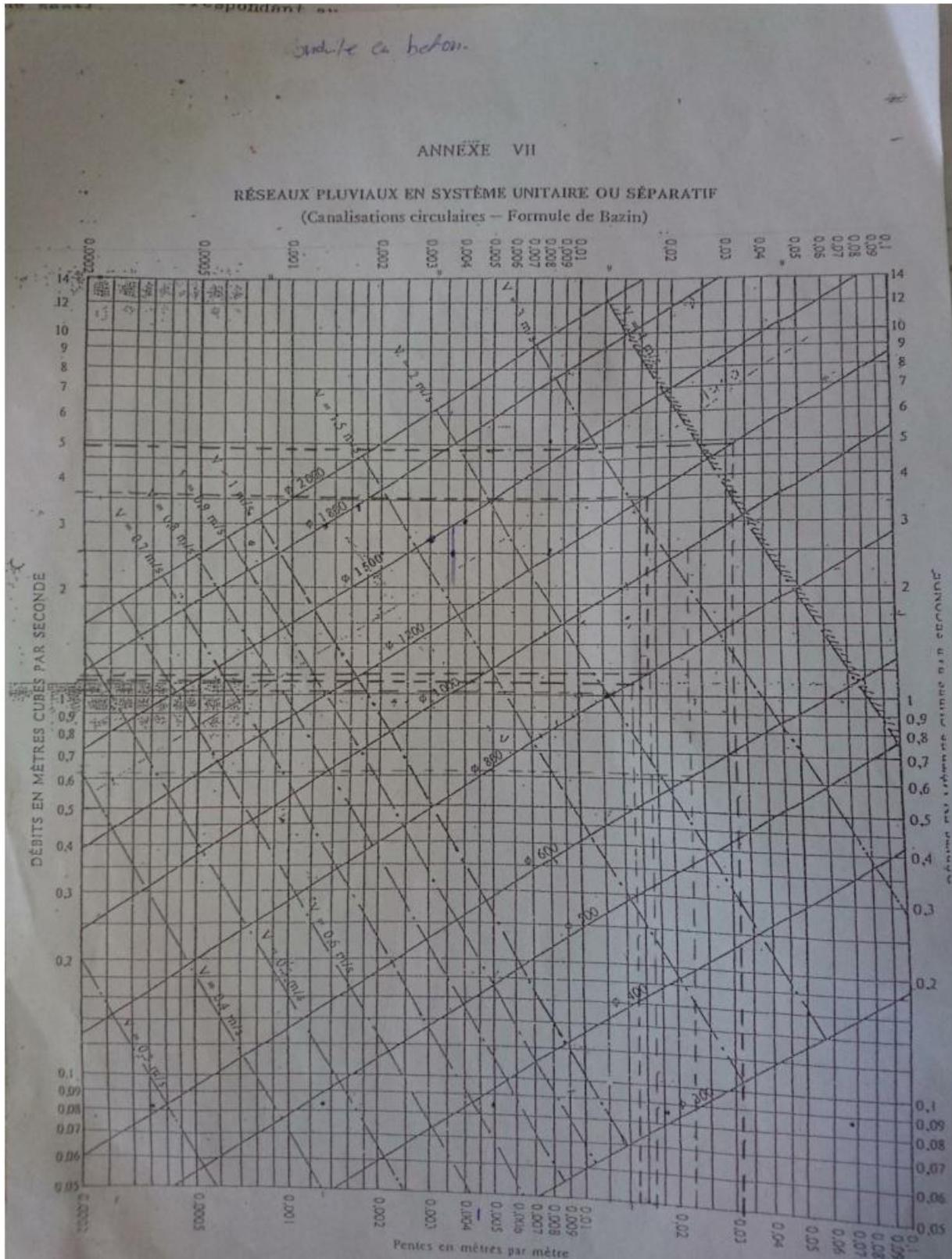
ANNEXES

Suite Tableau VIII : Dimensionnement des collecteurs de l'intercepteur

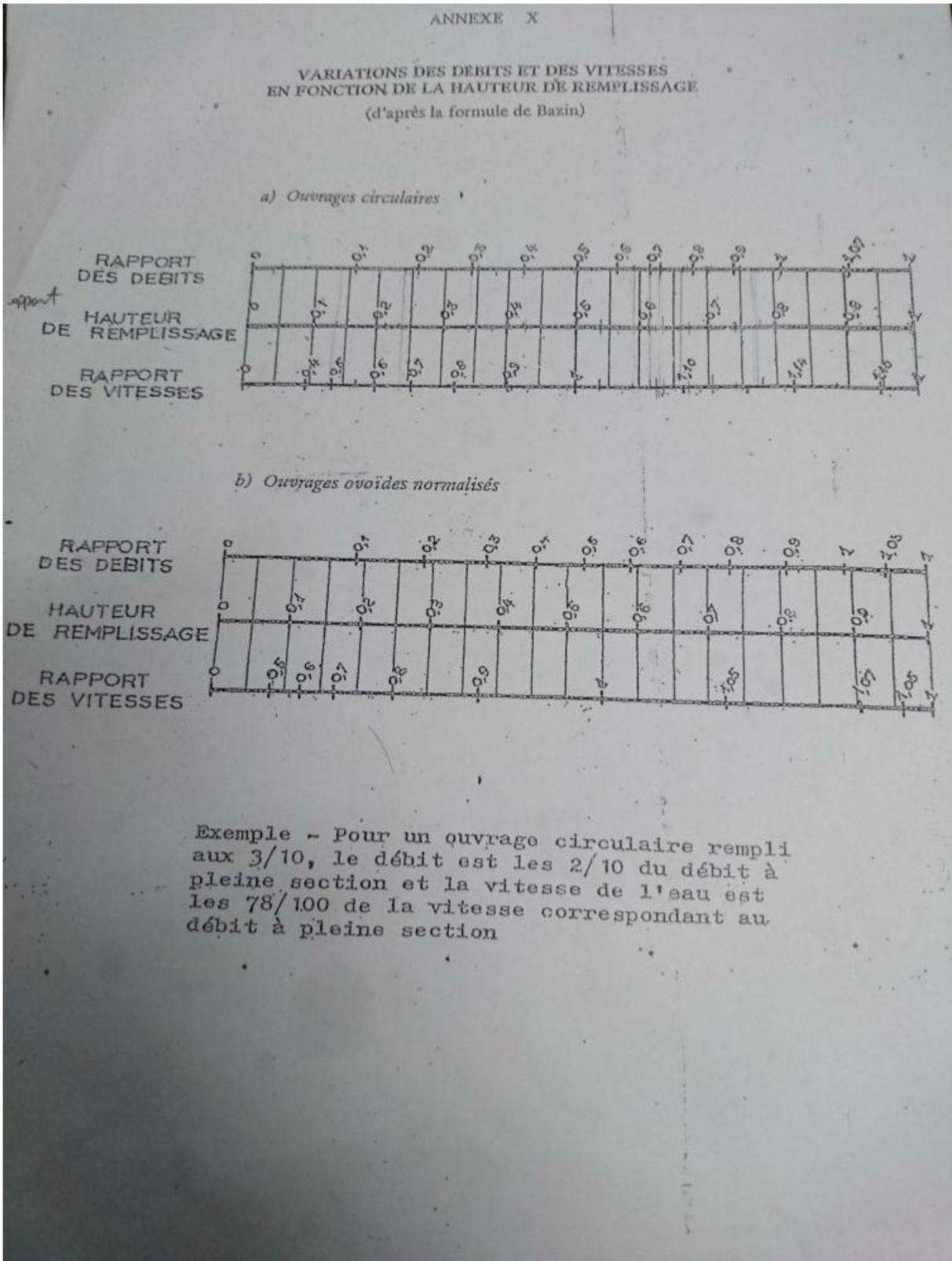
Tronçon	Cotes TN(m)		Cotes du radier (m)		L (m)	Qtot (l/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Matériau	Coefficient K	Pente %	H (mm)	h/D	Qps (l/s)	Vps (m/s)	V (m/s)	V (Qps/10) (m/s)	V (Qps/100) (m/s)
	Amont	Aval	Amont	Aval														
R90-R91	241.48	238.93	238.68	236.73	50.44	1184,00	563,39	600	Béton armé 135A	90	4,00	416,90	0,69	1400,41	4,95	5,54	2,99	1,54
R91-RC	238.93	237.28	236.73	235.99	25,55	1184,00	584,96	600	Béton armé 135A	90	3,82	461,92	0,77	1266,90	4,48	5,09	2,79	1,43
RC-R92	237.80	236.47	234.39	233.47	33,4	1184,00	604,94	800	Béton armé 135A	90	1,77	390,33	0,49	2494,70	4,96	4,91	2,53	1,31
R92-RA	236.47	232.90	233.47	231.90	41,80	1184,00	541,38	800	Béton armé 135A	90	4,70	328,87	0,41	3354,14	5,07	5,10	3,13	1,61
RA-R117	232.90	229.22	228.90	227.72	49.46	1184,00	614,57	800	Béton armé 135A	90	2,89	400,17	0,50	2391,84	4,76	4,76	2,46	1,27
R117-RD	229.22	229.22	227.72	227.44	29.37	1494,00	679,92	800	Béton armé 135A	90	4,83	470,80	0,59	2305,20	4,59	4,89	2,56	1,32
RD-R129	229.22	226.58	225.83	225.08	25.30	1546,00	741,23	800	Béton armé 135A	90	3,35	543,45	0,68	1894,86	3,77	4,19	2,25	1,16
R129-R130	226.58	225.50	225.08	224.33	25,5	1712,00	632,13	800	Béton armé 135A	90	4,46	418,48	0,52	3208,24	6,38	4,9	3,37	1,74
R130-R124	225.50	224.50	224.33	223.00	37,8	1856,00	759,39	800	Béton armé 135A	90	2,55	572,40	0,72	2132,60	4,24	4,77	2,58	1,33
R124-R136	224.50	224.05	223.00	222.55	32,26	1856,00	773,70	800	Béton armé 135A	90	0,55	602,45	0,75	2029,07	4,04	4,58	2,49	1,28
R136-R137	224.05	223.79	222.55	222.29	34.5	1856,00	891,03	1000	Béton armé 135A	90	1,29	636,25	0,64	2524,65	3,21	3,51	1,86	0,96
R137-R138	223.79	223.32	222.29	221.82	53.5	1856,00	877,29	1000	Béton armé 135A	90	0,93	620,05	0,62	2631,48	3,35	3,63	1,92	0,99
R138-R139	223.32	222.65	221.82	221.50	30.1	1856,00	861,41	1000	Béton armé 135A	90	3,01	601,65	0,60	2762,77	3,52	3,78	1,99	1,02
R139-RF	222.65	222.20	221.50	220.70	35.42	2879,00	832,51	1200	Béton armé 135A	90	4	512,31	0,43	7632,87	5,15	5,28	3,22	1,66

ANNEXES

Annexe N°2

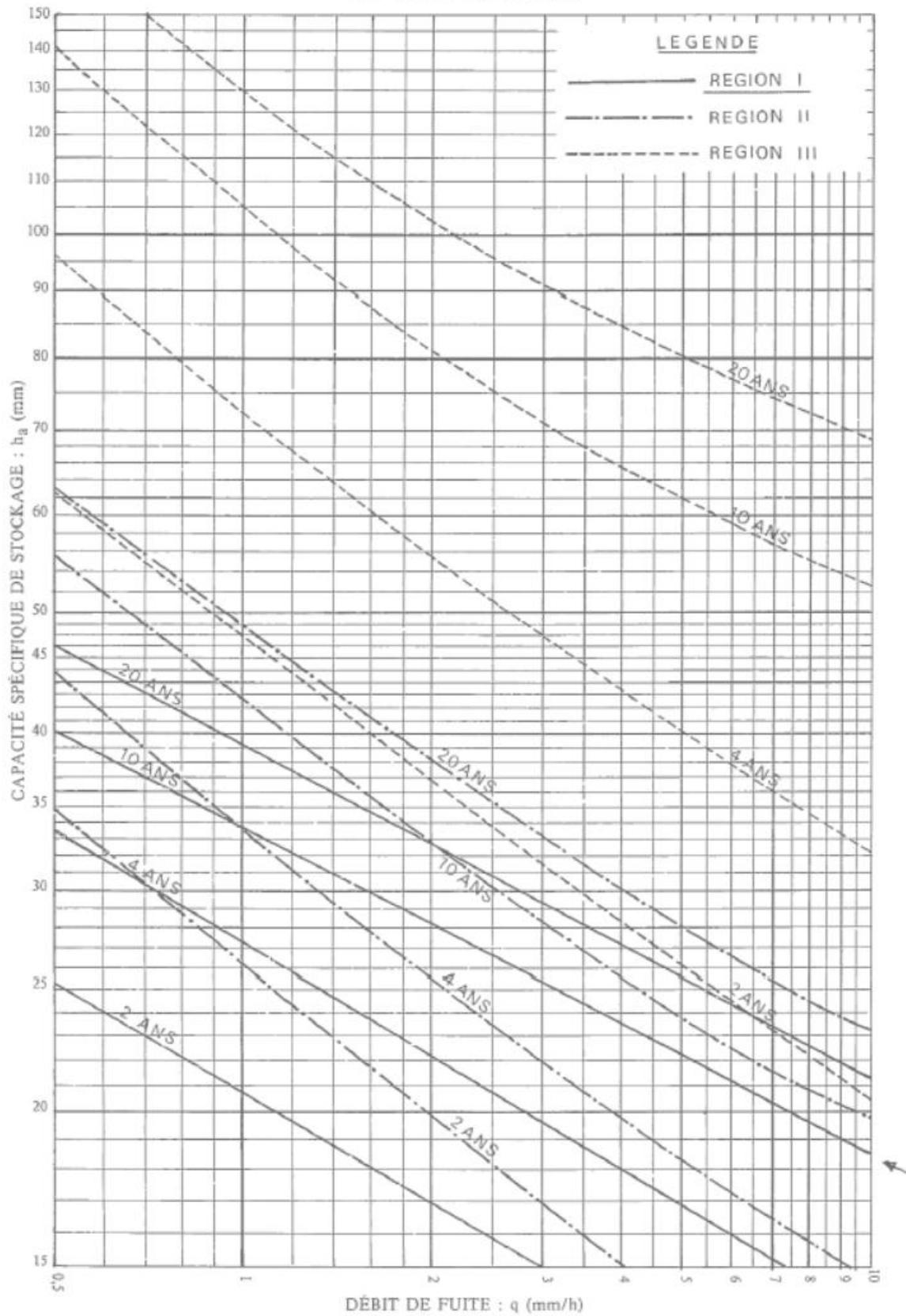


Annexe N°3



Annexe N°4

ÉVALUATION DE LA CAPACITÉ SPÉCIFIQUE DE STOCKAGE
DES BASSINS DE RETENUE



ANNEXES
