

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT HYDRALIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Assainissement.

THEME :

DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU RESEAU
D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE BORDJ EL AMIR
ABDELKADER (W. TISSEMSILT)

Présenté par :

M^{lle}: BOUDJEFNA CHAHRAZAD

Devant les membres du jury:

Nom et prénom	Grade	Qualité
M ^r HADJ SADOK Ahmed	M.C.A	Président
M ^{me} KAHLERRAS Malika	M.A.A	Membre
M ^r BOUNNAH Younes	M.A.B	Membre
M ^{me} TAFAT Leila	M.A.A	Membre
M ^r HACHEMI Abdelkader	M.C.B	Promoteur

Septembre2017

∞ Remerciements ∞

Louange à Dieu, tout puissant de m'avoir donné la force, la volonté et le courage pour arriver jusque-là.

Je voudrais exprimer mes sincères remerciements à l'encadreur :

Mr HACHEMI.A pour sa disponibilité permanente, ses commentaires et bien sûr ses Critiques constructives ainsi qu'à l'ensemble des enseignants de l'E.N.S.H qui ont assuré ma formation.

Toute ma gratitude à Mr YAHIAOUI.S et Mr TOUMI.S, pour leurs aides, leurs patiences ; Ils n'ont épargné ni temps ni efforts pour me permettre de mener à bien ce projet.

Je remercie évidemment le Président et les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail.

Je n'oublie pas de remercier aussi l'ensemble du corps administratif du Département d'Hydraulique Urbaine.

Enfin ma reconnaissance à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

C.BOUDJEFNA

∞ Dédicaces ∞

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

** A mes parents :*

Ma mère qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.

Mon père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi

** A tous mes sœurs : Kḥadidja, Nazihā ; Farida, Imane et mes frères : Mohāmed, Redhā ; qui n'ont cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de courage et de générosité.*

** A toute les familles : BOUDJEFNA ; ZERADNA.*

** A mes chères amies : Samia, Nihed, Safaa, Narimen, Hamida Sacher que je ne vous oublierai jamais;*

** Sans oublier mon ami : Kḥaled Baouni qui a toujours été là pour me soutenir et m'encourager ;*

** A tout(e)s mes ami(e)s de THENIET EL HAD et surtout Wafaa et Ahlem.*

** A tout(e)s mes ami(e)s de L'EPST Oran et l'E.N.S.H promo 2017.*



CHAHRAZAD

ملخص

تعرف مدينة برج الأمير عبد القادر بولاية تيسمسيلت حاليا مشاكل عديدة راجعة أساسا إلى التزايد السريع في عدد السكان، هذا التزايد سبب بدوره تزايدا في كميات المياه المستعملة، زد على ذلك تواجد عدد كبير من نقاط الصرف مباشرة على وادي تازا و بن تمار دون الخضوع إلى أي عملية تصفية، كما لاحظنا تدهور شبكة صرف المياه نتيجة قدمها. الهدف من دراستنا هذه هو إنشاء شبكة لتصريف المياه القذرة تمكن من جمع كل المياه بمختلف أنواعها ومعالجتها قبل رميها في واد المالح ، لأجل هذا قمنا بتشخيص حالة شبكة صرف المياه الموجودة حاليا , وكذلك وضع مخطط مناسب لشبكة صرف المياه لأفق 2047 مع الأخذ بعين الاعتبار القضاء على نقاط الصرف المباشر. وفي نهاية هذه الدراسة توصلنا إلى مخطط تنفيذي قابل للانجاز.

Résumé :

La ville de Bordj El Amir Abdelkader connaît actuellement de divers problèmes d'assainissement dues essentiellement au développement considérable du nombre d'habitants, ce qui engendre une augmentation de la quantité des eaux rejetées, en plus l'existence de plusieurs rejets sans aucun traitement est constatée sur l'oued TAZA et Oued BEN TEMMAR. Nous avons remarqué également la détérioration des anciennes canalisations du réseau d'assainissement.

L'objectif de notre étude est d'établir un réseau d'assainissement qui permet la collecte et le traitement de tous les types d'eaux avant de les déverser sur l'Oued EL MELAH. Vu l'état actuel du réseau que nous avons diagnostiqué, la réalisation d'une étude vise à réhabiliter le réseau existant et éliminer les rejets anarchiques s'avère obligatoire.

La dernière étape de l'étude comprend un projet d'exécution.

Abstract :

The town of Bordj El Amir Abdelkader knows actually many problems in the field of purification. The marked development in the population's number has generated a big augmentation of rejection water quantity. Also, we remarked the existence of many rejection points of the sewer water on Wadi TAZA and BEN TAMMAR without any previous treatment, because of the deterioration of the existent network.

The objective of our study is to establish a waste water treatment network that enables the collection and treatment of all types of water before dumping it in Wadi EL MELAH.

The ultimate step, includes the final project execution.

Sommaire

-Introduction générale	page
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
-Introduction	01
I.1 Présentation de la ville	01
I.1.1 Situation géographique	01
I.2 Données naturelles du site	02
I.2.1 Topographie	02
I.2.2 Géologie	02
I.2.3 Sismicité	02
I.2.4 Situation climatique	03
I.2.4.1 Climat	03
a) Température	03
b) Humidité relative.....	04
c) Le vent	04
d) L'évaporation	04
I.2.5 Pluviométrie	04
I.3 Les données relatives à la situation actuelle des agglomérations existantes	04
I.3.1 Population	04
I.3.2 Encombrement du sous sol	05
I.3.3 Situation hydraulique	05
I.3.3.1 Alimentation en eau potable	05
a) Puits et Sources	05
b) forages	05
I.3.3.2 Assainissement	06
I.3.3.3 Hydrographie	06
-Conclusion	06
Chapitre II : Diagnostic du système d'évacuation	
-Introduction.....	07
II.1 Généralités	07
II.2 Aperçu général du réseau d'assainissement existant de la ville de Bordj El Amir Abdelkader	08
II.2.1 Reconnaissance du terrain	08
II.2.2 État des rejets	09
II.3 Etat du système d'assainissement existant de la ville de Bordj El Amir Abdelkader	11
II.3.1 Etat des regards	11
II.3.2 Etat des bouches d'égout	11
II.3.3 Etat des collecteurs.....	12
II.4 Constatations	16
II.5 Recommandations sur les réseaux d'assainissement existants.....	17
- Conclusion	17

Chapitre III : Etude Hydrologique

-Introduction	18
III.1 Choix de la période de retour	18
III.2 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation	18
III.2.1 Analyse des données pluviométriques	18
III.2.2 Les caractéristiques empiriques de la série	20
III.3 Vérification de l'homogénéité de la série	21
III.4 Choix de la loi d'ajustement	23
III.4.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	23
III.4.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log Normal (GALTON)	25
III.4.3 Test d'adéquation (test du Khi^2)	27
III.5 Pluie de courte durée	28
-Conclusion	29

Chapitre IV : Calcul de base

-Introduction	30
IV.1 Situation démographique	30
IV.2 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins	31
IV.2.1 Définition	31
IV.2.2 Choix de la limite des sous bassins	31
IV.3 Systèmes d'assainissement	31
a) Système unitaire	31
b) Système séparatif	33
c) Système pseudo séparatif	34
IV.4 Choix entre les systèmes d'assainissement	34
IV.5 Différents schémas d'évacuation	35
IV.6 Choix du schéma du réseau d'évacuation	36
IV.7 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin	37
IV.7.1 Evaluation de coefficient de ruissellement	37
IV.7.1.1 Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	38
IV.7.1.2 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces	38
IV.7.2 Coefficient de ruissellement pondéré	40
IV.7.3 Calcul de la densité partielle	41
- Conclusion	42

Chapitre V : Evaluation des débits à évacuer

-Introduction	43
V.1 Evaluation des débits d'eaux usées	43
V.1.1 Généralités	43
V.1.2 Nature des eaux usées à évacuer	43
a) Les eaux usées d'origine domestique	44
b) Les eaux des services publics	44
c) Les eaux usées industrielles	44
d) Les eaux parasites	44
V.1.3 Consommation en eau potable	45
V.1.4 Débit d'eaux usées	45
V.1.4.1 Estimation des débits d'eaux usées domestiques	46
	46
	46

V.1.4.2	Evaluation du débit moyen journalier	49
V.1.4.3	Evaluation du débit de pointe	49
V.5	Évaluation des débits d'eaux pluviales.....	49
V.5.1	Méthode rationnelle	50
V.5.1.1	Les hypothèses de La Méthode Rationnelle et leurs contradictions.....	51
V.5.1.2	Critique de la méthode Rationnelle	51
V.5.1.3	Validité De La Méthode Rationnelle	52
V.5.1.4	Les erreurs commises sur l'évaluation du débit pluvial	52
V.5.1.5	Temps de concentration.....	52
V 5.2	Méthode superficielle	53
V 5.2.1	Formules d'équivalences	54
V 5.2.2	Validité de la méthode superficielle.....	54
V.6	Choix de la méthode de calcul	54
V.6.1	Détermination du coefficient réducteur d'intensité α	54
-Conclusion	57

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

-Introduction.....	58
VI.1 Conception du réseau	58
VI. 2 Dimensionnement du réseau d'assainissement	59
VI.2.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	59
VI.2.2 Hypothèses de dimensionnement	60
VI.3 Mode de calcul	60
VI.3.1 Paramètre hydraulique	60
VI.4 Dimensionnement du réseau d'assainissement.....	64
VI.5 Consistance des travaux envisagés	65
- Conclusion.....	68

Chapitre VII : Les éléments constitutifs du réseau d'égout

- Introduction.....	69
VII.1 Les ouvrages principaux	69
VII.1.1 Canalisations.....	69
VII.1.2 Type de canalisations.....	69
VII.1.2.1 Tuyaux à section circulaire.....	70
VII.1.2.2 Tuyaux à section ovoïdes	70
VII.1.3 Choix du type de canalisation.....	70
VII.1.3.1 La configuration du réseau d'assainissement de la ville de Bordj El Amir Abdelkader.....	70
VII.1.3.1 Tuyaux en PEHD annelé.....	71
VII.1.3.1 Tuyaux en PVC.....	74
VI.1.4 Assemblage en PVC	76
VI.1.4.1 Assemblage par collage à froid.....	76
VI.1.4.2 Assemblage à joint.....	76
VII.1.5 Différentes actions supportées par la conduite	77
a) Actions mécaniques.....	77
b) Actions chimiques.....	77
VII.1.6 Essai des tuyaux préfabriqués	77
a) Essai à l'écrasement.....	77
b) Essai d'étanchéité.....	78
c) Essai à la corrosion	78
VII.2 Les ouvrages annexes	78
VII.2.1 Les ouvrages normaux	79
	79
	79

VII.2.1.1 Les branchements.....	80
VII.2.1.2 Ouvrages des surfaces	80
A) Les ouvrages de recueil et de transport.....	80
A.1 Les fossés	80
Les caniveaux	80
B) Les bouches d'égout	80
C) Les ouvrages d'accès au réseau (les regards).....	80
VII.2.2 Les ouvrages spéciaux	81
VII.2.2.1 Les déversoirs d'orage.....	81
A) Emplacement des déversoirs d'orage.....	82
B) Les types des déversoirs	82
B.1 Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée.....	82
B.2 Déversoir a seuil latéral et conduite aval libre.....	83
B.3 Déversoir d'orage à ouverture du fond.....	83
C) Dimensionnement des déversoirs d'orage	84
C.1 Principe de dimensionnement d'un déversoir d'orage	84
C.2 Les grilles et les degrielleurs	87
-Conclusion.....	91

Chapitre VIII : Organisation du chantier et devis estimatif

- Introduction	92
VIII.1 Les informations sur les réseaux publics existants	92
VIII.2 Exécution des travaux.....	93
VIII.2.1 Vérification, manutention des canalisations.....	93
VIII.2.2 Décapage de la couche végétale.....	93
VIII.2.3 Emplacement des jalons des piquets.....	94
VIII.2.4 Exécution des fouilles pour les regards et les tranchées.....	94
VIII.2.5 Aménagement du lit de pose	95
VIII.2.6 Mise en place des conduites.....	95
VIII.2.7 Assemblage des conduites	95
VIII.2.8 Essais sur les joints et les canalisations	95
VIII.2.9 Réalisation des regards et des boites de branchement	96
VIII.2.9.1 Construction des regards	96
VIII.2.9.2 Réalisation des boites de branchement.....	97
VIII.2.10 Exécution des déversoirs d'orage	97
VIII.2.11 Remblaiement des tranchées.....	97
VIII.3 Choix des engins	98
VIII.4 Planification des travaux	99
VIII.4.1 Techniques de la planification	100
VIII.4.2 Les étapes de la planification	100
VIII.4.2.1 Collection des informations	100
VIII.4.2.2 Décomposition du projet	100
VIII.4.2.3 Relations entre les tâches	100
VIII.4.2.4 Attribution des durées de chaque opération	100
VIII.5 Définitions des tâches et leurs durées.....	101
VIII.5.1 Les opérations concernant les tronçons projetés.....	101
VIII.5.2 Les opérations concernant les tronçons rénovés.....	101
VIII.5.3 Symboles des différentes opérations et leur durée.....	101
- Conclusion	103
VII.6 Devis quantitatif estimatif.....	103
-Introduction	103
	103
	103

VIII.6.1 Détermination des différents volumes	
VII.6.1.1 Volumes des déblais des tranchées « vp »	
VIII.6.1.2 Volume du découvert « v »	104
VIII.6.1.3 Volume occupé par le lit de pose « V _{LP} »	104
VIII.6.1.4 Volume de la conduite « V _c »	104
VIII.6.1.5 Volume d'eurobanque tamisée « V _{e.t} »	104
VIII.6.1.6 Volume du remblai « V _R »	104
VIII.6.2 Détermination du devis estimatif et quantitatif	105
VIII.6.2.1 Devis quantitatif et estimatif du projet de rénovation.....	106
VIII.6.2.2 Devis quantitatif et estimatif du projet de réalisation d'intercepteur.....	107
-Conclusion	108

- **Conclusion générale**
- **Bibliographie**
- **Annexes**

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1	Pentes en fonction des surfaces partielles.....	02
Tableau I.2	Températures moyennes mensuelles.....	03
Tableau I.3	Humidités relatives moyennes mensuelles.....	04
Tableau I.4	Répartition mensuelles de la pluviométrie.....	04
Tableau I.5	Répartition des agglomérations de la ville de BORDJ EL AMIR ABDELKADER.....	05

Chapitre II : Diagnostic du système d'évacuation

Tableau II.1	Le réseau d'assainissement existant de la ville de BORDJ EL AMIR ABDELKADER	09
Tableau II.2	Caractéristiques du collecteur principal CI.....	12
Tableau II.3	Caractéristiques du collecteur principal CII.....	12
Tableau II.4	Caractéristiques du collecteur principal CIII.....	13
Tableau II.5	Caractéristiques du collecteur principal CIV.....	13
Tableau II.6	Caractéristiques du collecteur principal CV.....	14
Tableau II.7	Caractéristiques du collecteur principal CVI.....	14
Tableau II.8	Caractéristiques du collecteur principal CVII.....	15
Tableau II.9	Caractéristiques du collecteur principal CVIII.....	16

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III.1	Identification de la station de BORDJ EL AMIR AEK.....	19
Tableau III.2	La série des précipitations maximales journalières (mm) (1970-2012).....	19
Tableau III.3	Caractéristiques de la série pluviométrique.....	20
Tableau III.4	Test de Wilcoxon.....	22
Tableau III.5	Ajustement à la loi de Gumbel.....	25
Tableau III.6	Ajustement à la loi de Galton.....	27
Tableau III.7	Test d'adéquation de la loi de Gumbel et la loi de Galton.....	27
Tableau III.8	Répartition temporelle de pluie pour une période de retour T=10ans.....	28

Chapitre IV : Calcul de base

Tableau IV.1	Perspectives d'évolution de la population future de la ville de BORDJ EL AMIR ABDELKADER.....	30
Tableau IV.2	Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système unitaire.....	32
Tableau IV.3	Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système séparatif.....	33
Tableau IV.4	Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	38
Tableau IV.5	Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.....	38
Tableau IV.6	Détermination du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin.....	39
Tableau IV.7	Détermination du nombre d'habitants à l'état actuel 2017.....	41
Tableau IV.8	Détermination du nombre d'habitants à l'horizon 2047.....	42

Chapitre V : Evaluation des débits à évacuer

Tableau V.1	Evaluation des eaux usées des services publics pour chaque sous bassin.....	47
Tableau V.2	Evaluation des débits d'infiltration de chaque sous bassin	48
Tableau V.3	Détermination des débits d'eaux usées d'origine domestique de pointe pour chaque sous bassin	48
Tableau V.4	Détermination des débits totaux d'eaux usées pour chaque sous bassin pour l'horizon 2047.....	49
Tableau V.5	Caractéristiques de chaque groupement de sous bassin	53
Tableau V.6	Valeurs de coefficient réducteur d'intensité α	55

Tableau V.7 Evaluations des débits d'eaux pluviales.....	56
Tableau V.8 Récapitulatif des résultats.....	56
Chapitre VI : Calcul hydraulique	
Tableau VI.1 Récapitulatif des conduites sous dimensionnées.....	66
Tableau VI.2 Tableau récapitulatif des regards du collecteur projeté (INTERCEPTEUR)..	66
Tableau VI.3 Tableau récapitulatif des longueurs du réseau.....	68
Chapitre VII : Les éléments constitutifs du réseau d'égout	
Tableau VII.1 Dimensions des tubes en PVC.....	75
Tableau VII.2 Détermination du temps de concentration.....	86
Tableau VII.3 Tableau récapitulatif des déversoirs d'orage au niveau de la ville de Bordj El Amir Abdelkader.....	91
Chapitre VIII : Organisation de chantier et devis estimatif	
Tableau VIII.1 Nom des machines de réalisation du projet et leurs rôles.....	99
Tableau VIII.2 Les principales opérations à exécuter	102
Tableau VIII.3 Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet de rénovation.....	106
Tableau VIII.4 Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet de réalisation de collecte de rejets sud.....	107

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 La situation géographique de la ville de BORDJ EL AMIR ABDELKADER.....	01
Figure I.2 Extrait de la carte de sismicité d'Algérie	03

Chapitre II : Diagnostic du système d'évacuation

Figure II.1 Ensemble des rejets existants.....	09
Figure II.2 Rejet vers Oued TAZA.....	10
Figure II.3 Rejet vers Oued Ben Temmar.....	10
Figure II.4 Photos de quelques regards.....	11
Figure II.5 Photo d'une bouche d'égout.....	12

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III.1 Représentation graphique la loi de Gumbel.....	25
Figure III.2 Représentation graphique la loi de Galton.....	27
Figure III.3 Représentation graphique du courbe IDF pour (T=10ans).....	29

Chapitre IV : Calcul de base

Figure IV.1 Schéma du réseau pseudo-séparatif.....	34
Figure IV.2 Les différents schémas d'évacuation.....	36

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Figure VI.1 Organigramme du programme.....	64
--	----

Chapitre VII : Les éléments constitutifs du réseau d'égout

Figure VII.1 Schéma de canalisation ovoïde.....	70
Figure VII.2 Canalisations en PEHD annelé.....	71
Figure VII.3 Canalisations en PVC.....	74
Figure VII.4 Assemblage par collage à froid.....	76
Figure VII.5 Assemblage a joint.....	77
Figure VII.6 Exemple d'un branchement simple.....	79
Figure VII.7 Schéma de principe du déversoir d'orage.....	83

Chapitre VIII : Organisation de chantier et devis estimatif

Figure VIII.1 Localisation des réseaux publics existants dans le sous sol.....	92
Figure VIII.2 Les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.....	96
Figure VIII.3 Couverture.....	98

Liste des planches

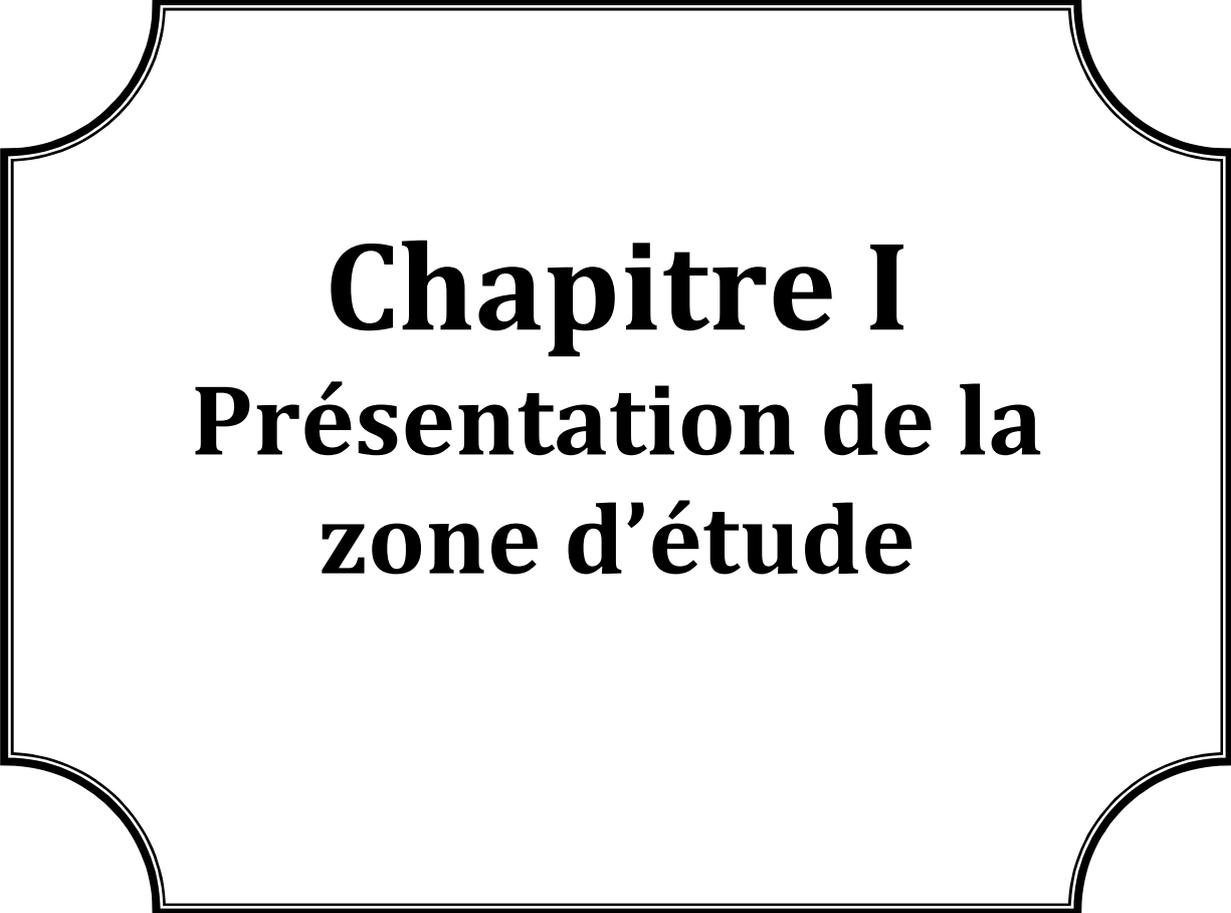
- 1 - Plan de masse de la ville de BORDJ EL AMIR ABDELKADER**
- 2 - Réseau existant de la ville de BORDJ EL AMIR ABDELKADER**
- 3 - Réseau d'assainissement rénové et projeté de la ville de BORDJ EL AMIR ABDELKADER**
- 4 - Profil en long de l'intercepteur projeté partie «A »**
- 5 - Profil en long de l'intercepteur projeté partie « B »**
- 6 – Ouvrages annexes d'éléments constitutifs du réseau d'égout**

INTRODUCTION GENERALE

L'ALGERIE connaît des progrès considérables en termes de développement urbain, économique et industriel. Cependant beaucoup de pollutions en sont engendrées et les causes de celles-ci sont comme ailleurs, de plus en plus nombreuses. Et parmi les problèmes liés à l'environnement et visibles à l'œil nu : les rejets directs des eaux usées dans le milieu naturel. Le problème est aggravé par la dégradation ou l'absence de réseau d'assainissement ainsi que le manque d'entretien et la présence de dispositifs inadéquat à l'évacuation de ces eaux usées. C'est le cas auquel est confrontée la ville de BORDJ EL AMIR ABDELKADER Wilaya de TISSEMSILT où l'insuffisance ou l'inexistence de réseau d'assainissement induit à des rejets directs des déchets liquides dans le milieu naturel. Ces rejets proviennent essentiellement des fuites, des réseaux d'égouts dont l'état physique est inadapté, ou bien du raccordement incomplet des habitations à l'égout et des branchements particuliers ; ceci est également dû à des problèmes de dégradations des anciens collecteurs ou de leur sous dimensionnement.

La présence de ces rejets dans le milieu naturel sans aucun traitement préalable, peut engendrer un risque majeur pour les eaux souterraines et pour la santé publique en particulier. Ce modeste travail consiste en premier lieu à diagnostiquer le réseau d'assainissement existant afin de déterminer et décrire les renseignements concernant les programmes réalisés en matière d'infrastructures et d'équipements hydrauliques, les points de rejets dans le milieu naturel au niveau de la ville de BORDJ EL AMIR ABDELKADER. D'une autre part un diagnostic hydraulique nous permettra de réhabiliter ce réseau et de le rendre fonctionnel.

Pour bien mener cette étude , nous avons scindé notre travail en 08 chapitres ; dont le 1^{er} s'occupe de la présentation de la zone d'étude, le 2^{ème} chapitre est pour analyser et diagnostiquer le réseau ; en 3^{ème} chapitre on fait une étude hydrologique pour estimer l'intensité maximale des eaux pluviale ,par la suite en 4^{ème} et en 5^{ème} chapitre on fait un calcul de base et une évaluation des débits, en chapitre 6 et 7 on fait le dimensionnement du réseau et on projette toutes ses ouvrages annexes et en dernier chapitre on fait un devis estimatif et quantitatif pour avoir une idée sur l'ampleur du projet.



Chapitre I
Présentation de la
zone d'étude

Introduction

Avant d'entamer n'importe quel projet d'assainissement, la présentation du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception de ce projet. En effet, chaque site présente des spécificités touchant en particulier l'assainissement que ce soit :

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

Donc la présentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude du diagnostic et de réhabilitation du réseau d'assainissement de la ville de BORDJ EL AMIR ABDELKADER.

I.1 Présentation de la ville

I.1.1 Situation géographique

La ville de BORDJ EL AMIR ABDELKADER, anciennement TROLARD_TAZA appelée encore TAZA est une commune de la wilaya de TISSEMSILT qui s'étale sur 207 km² est située à 50 km au Nord-Est du chef lieu de la wilaya de TISSEMSILT.

Sa liaison routière est assurée par deux axes d'importance nationale (RN 60 vers THENIET EL HAD et RN 14 vers TISSEMSILT).

La ville de BORDJ EL AMIR ABDELKADER est limitée :

- Au Nord et Nord-Ouest par les communes de YOUSOUFIA (W. TISSEMSILT) et TAREK IBN ZIAD (W.AIN DEFLA).
- Au Sud par la commune de BOUAICHE (W.MEDIA).
- Au Sud-Ouest par la commune de THENIET EL HAD (W.TISSEMSILT).
- A l'Est par la commune de DERRAG (W.MEDIA).

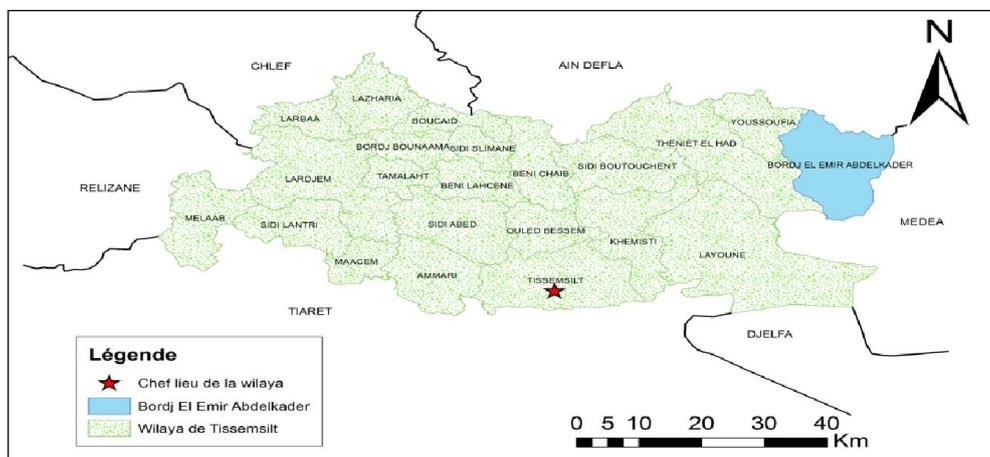


Figure I.1 La situation géographique de la ville de BORDJ EL AMIR ABDELKADER



I.2 Données naturelles du site

I.2.1 Topographie

La topographie joue un rôle déterminant dans la conception du réseau, vu que l'évacuation doit s'effectuer généralement gravitairement.

La ville de BORDJ EL AMIR ABDELKADER est caractérisée par une forte dénivelée dont les altitudes varient de : 969 m à 1177 m du OUEST vers l'EST. Le tableau ci-dessous montre les pentes et leurs surfaces par rapport à la surface totale de la ville :

Tableau I.1 Pentes en fonction des surfaces partielles

Pentes (%)	Surface (km ²)	%
0 à 10	95.50	47.50
15 à 20	74.96	37.29
>25	37.54	15.21
Total	207.00	100

I.2.2 Géologie

La géologie étudie la nature du sol ; la région de BORDJ EL AMIR ABDELKADER appartient à l'ensemble géologique de la région de l'Ouarsenis, cette région est caractérisée par sa complexité tant structurelle que lithologique.

Les terrains de BORDJ EL AMIR ABDELKADER datent du miocène inférieur marin et du crétacé inférieur dans l'ensemble des formations, le calcaire est prédominant. En ce qui concerne la structure géologique, on distingue les formations suivantes : Le Trais, L'Albien, Le crétacé supérieur (cénomaniens, Turonien, Sénonien, Danien), Miocène, Grés, Les Marnes.

I.2.3 Sismicité

La zone de BORDJ EL AMIR ABDELKADER est classée en zone sismique IIa qui représente une intensité sismique moyenne, selon le RPA 99(Règles Parasismiques Algériennes), modifié en 2003.

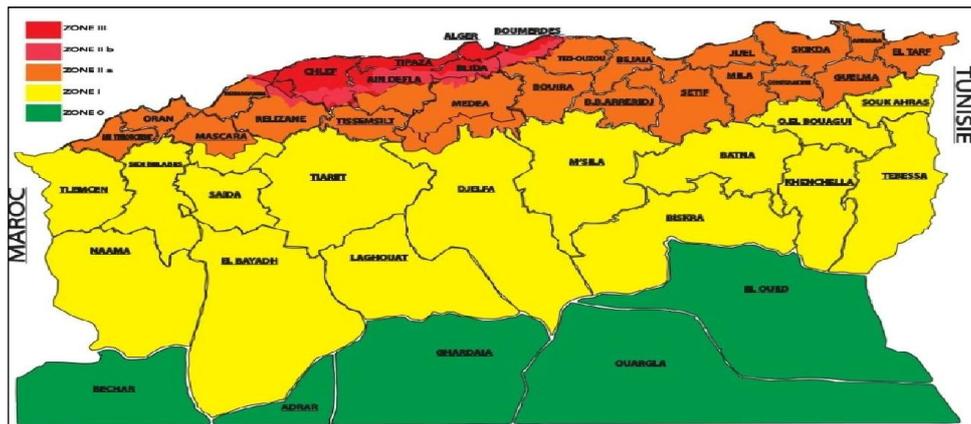


Figure I.2 Extrait de la carte de sismicité d'Algérie

(Source : structureparasismic.com ; 2008)

I.2.4 Situation climatique

Selon la Classification de Köppen « Csa » ; le Climat de la ville est méditerranéen avec été chaud [a]. Généralement le climat de la région est caractérisé par :

- Une pluviométrie à une grande variabilité interannuelle (200 à 360 mm/an) avec une répartition irrégulière souvent torrentielle.
- La période sèche s'étale sur près de 5 mois (Juin-Octobre) avec une température variante de 15 à 25°C.
- La période humide allant du mois d'Octobre à Avril avec une température variante de 3° à 12°C.
- Le type de climat est aride à semi aride.

I.2.4.1 Climat

a-Température

L'analyse des données thermométriques montre deux saisons bien distinctes divisant l'année en une saison froide et autre chaude :

- La saison froide allant du mois d'Octobre à Avril, la température atteindra un minimale de moins 3°C.
- La saison chaude allant du mois Mai à Septembre, la température atteindra un maximale de plus 34°C.

La température moyenne mensuelle est d'environ 16°C

La gelée apparaît de Décembre et peut sévir jusqu'au moi d'Avril pour les gelées tardives.

La distribution de la température durant l'année apparaît dans le tableau I.2 :

Tableau I.2 Températures moyennes mensuelles (1996-2012)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	M.I
Tc°.moy	21,7	16,7	11,9	9,2	8,3	9	10,8	13	15,9	22	26,3	25,1	15,8



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

b-Humidité relative

L'humidité relative mensuelle moyenne varie de 70 à 83% et de 40 à 63% respectivement pour les périodes allant de Novembre au mois de Mars et du mois d'Avril au mois d'Octobre.

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

Tableau I.3 Humidités relatives moyennes mensuelles (1996-2012)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	M.I
Humidité %	58,7	66,5	73,3	77,4	74,7	75,6	68,9	67,2	65,4	55,4	45,7	50,9	65.1

Source : [ONM]

c- Le vent

Les vents dominants charges soutient dans la direction W-NW dans la période allant du mois d'Octobre au moi du Mai, et E-SE de Juin à Septembre avec une fréquence supérieure à 14%. La vitesse moyenne mensuelle du vent varie de 2,5 à 3,5 m/s.

d- L'évaporation

L'évaporation mensuelle varie de 150 à 210 mm, du mois d'Avril au mois de Septembre, et sa répartition mensuelle montre une croissance régulière d'Avril à Aout et une période d'Octobre à Mai totalisant 31% de la moyenne annuelle.

I.2.5 Pluviométrie

La pluviométrie est un facteur essentiel du coût du réseau. Surtout pour le choix du type du réseau d'assainissement à projeter. la pluviométrie est assez faible avec 484mm/an avec une fréquence de 79 jours. Elle est répartie comme suit :

Tableau I.4 Répartition mensuelles de la pluviométrie (1996-2012)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
P (mm)	35	43	49	67	65	64	54	38	43	19	2	5	484
Nbr de jours	4	6	10	9	10	9	10	7	7	4	1	2	79

Source : [ANRH]

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

I.3.1 Population

L'estimation de la population est calculée en tenant compte du taux d'accroissement de la ville de BORDJ EL AMIR ABDELKADER.

D'après les données de l'ONS (RGPH2008) la population de la ville est de 10194 habitants avec un taux d'accroissement 1.35%.

**Tableau I.5** Répartition des agglomérations de la ville de BORDJ EL AMIR

ABDELKADER

Dispersion	Population	%
Agglomération chef lieu	6441	63.18
Agglomération secondaire	1384	13.58
Zones éparses	2369	23.24
Total	10194	100

Source : [ONS2008]

I.3.2 Encombrement du sous sol

Mis à part les plans du réseau d'assainissement, le service de l'hydraulique nous a fourni les plans de recollement des réseaux souterrains y compris AEP, Téléphone, Gaz, et Electricité.

I.3.3 Situation hydraulique

I.3.3.1 Alimentation en eau potable

a) Puits et Sources

La ville de BORDJ EL AMIR ABDELKADER dispose un nombre important de puits et de sources éparpillés au niveau du territoire avec des débits variables.

La source la plus importante est celle qui débite au réservoir, cette source qui fut captée par des spécialistes engagé dans le domaine durant la construction des immeubles ordonnées par AMIR ABDELKADER sous la patio-nage de KHALIFA BENALLEL en 1838 et 1841. le captage effectuée par des bois de genévrier (TAGA) qui on essaye de moderniser dans les années 1930 et 1940 par l'utilisation du béton, malheureusement cette opération fut par un échec ou la moitié du débit disparue à titre indicatif ce fameux de captage à serrer à former des moulinets à eau pendant la présence de l'AMIR AEK. L'état actuelle de la source est en bonne, son débit varie de 20 à 23 l/s entre l'été et l'hiver selon la pluviométrie, lors des abondants des pluies est souvent mélange a de la terre ce qui nécessite des murs de protection. Sa cote de terrain naturel est de 1136m.

La deuxième source aussi elle a un débit important qui varie entre 17 à 21 l/s. [1]

b) forages

L'alimentation en eau potable de l'agglomération est assurée par un champ de captage composé de 02 forages :



1- le forage BORDJ EL AMIR ABDELKADER (N°1) qui alimente la petite agglomération de SEKAKA.

2- le forage BORDJ EL AMIR ABDELKADER (N°2) qui alimente le réservoir 1000 m³ de débit 17 l/s. [1]

I.3.3.2 Assainissement

Le réseau d'assainissement de la ville de BORDJ EL AMIR ABDELKADER est de type unitaire étagé destiné à collecter les eaux usées (domestiques) et les eaux pluviales qui déversent vers plusieurs points de rejet (06 rejets) dans les exutoires sont aux milieux naturels (Oued).

- Le réseau d'assainissement existant varie entre 300 et 600 mm, moyennant des conduites des collectes principales et secondaires, la longueur total de l'ensemble canalisation est à l'ordre de 20.000 ml.
- Les conduites principales de rejet varient entre 500 et 600mm, ces derniers sont sous dimensionnés en tenant compte le développement durable de l'habitat et l'extension de la ville en matière d'infrastructure publics.
- Les conduites secondaires varient entre 300 et 400mm.
- Les matériaux de ce réseau existants sont : Le béton comprimé, le PVC, le PEHD annelé.
- Le matériau vaste recensé sur ce réseau est le béton comprimé environs 13000ml.
- L'ancien réseau existant varie entre 300 et 400mm en béton comprimé se trouve en état dégradés, couvre plus de 95% du chef lieu.
- Les nouveaux réseaux récemment réalisés sont en PVC, leur diamètre varie entre 300 et 400mm, ces nouveaux réseaux représentent 10% dans la totalité des réseaux existant.

I.3.3.3 Hydrographie

En matière d'eau superficielle la ville est traversée par un ensemble d'oueds tel que Oued TAZA et Oued BEN TEMMAR et d'un nombre de cours d'eau à ruissellement temporaire.

Conclusion

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.



Chapitre II
Diagnostic du
systeme
d'evacuation



Introduction

Les éléments qui constituent un réseau d'assainissement, sont soumis à des sollicitations en continu qui les détériorent peu à peu, et conduisent au dysfonctionnement du système d'évacuation.

Le rejet de la ville de Bordj El Amir Abdelkader se fait actuellement dans (Oued TAZA au nord et oued Ben Temmar au sud) puis assembler finalement dans l'Oued Melah, en attendant de concevoir un système d'épuration adéquat, une étude de diagnostic s'impose afin d'acquérir une bonne connaissance de l'état et du fonctionnement du réseau, pour permettre de concevoir les solutions à la situation présente du système et d'améliorer l'efficacité du système d'évacuation et la durabilité de ce dernier.

II.1 Généralités [8]

Un système d'assainissement urbain remplit trois fonctions principales :

- Fonction de protection du milieu urbain, et drainage des eaux urbaines, par temps sec ou de pluie.
- Fonction de stabilité des ouvrages.
- Fonction de protection du milieu naturel.

Le dysfonctionnement d'un réseau d'assainissement est une perturbation du service, sans pour autant être l'arrêt total du fonctionnement. Ces dysfonctionnements ont à leurs origines des dégradations structurelles ou fonctionnelles, d'un ou de plusieurs ouvrages constituant le système d'assainissement se manifestant par :

- Les dépôts qui occasionnent la mise en charge fréquente des collecteurs, donc des risques d'inondations ou tout simplement de débordement.
- La présence de trous, fissures, la corrosion interne ou externe d'un ouvrage, etc., peuvent, selon leur importance mettre en danger la stabilité des ouvrages, entraînant des déformations de sa géométrie, ou même son effondrement.
- L'infiltration d'eau claire parasite, qui perturbent le fonctionnement de la station d'épuration et d'autre part l'exfiltration des effluents, qui pollue la nappe phréatique.

La panne d'un réseau d'assainissement est une rupture nette du service, entraînant des désordres de fonctionnement, ou même un arrêt de fonctionnement dans certains cas. Une panne peut être alors définie comme étant la phase finale d'un dysfonctionnement.

Afin d'éviter une rupture complète et irréparable et l'apparition de problèmes difficiles à résoudre ainsi que l'identification des causes de ces défaillances, l'étude de



diagnostic devenue indispensable pour acquérir une bonne connaissance de l'état du fonctionnement du réseau, des installations..., en vue de les réhabiliter, de les restructurer, et de prévoir des extensions liées au développement urbain.

II.2 Aperçu général du réseau d'assainissement existant de la ville de Bordj El Amir Abdelkader

Actuellement le réseau d'assainissement de la ville de Bordj El Amir Abdelkader s'étend sur une superficie de 155 Ha, La ville de Bordj El Amir Abdelkader est dotée d'un réseau de type unitaire avec un écoulement gravitaire de schéma d'évacuation étagé destiné à collecter les eaux usées (domestiques) et les eaux pluviales qui déversent vers l'oued ; mais avec des collecteurs mal dimensionné et des regards bouchés avec des tampons en béton..

Le sens d'écoulement de ce réseau est en général de l'est vers l'ouest, avec un système de collecte s'effectue dans des émissaires naturels (Oued Taza au nord, Oued Ben Temmar au Sud), puis assembler finalement dans le Oued Melah.

Le système d'assainissement de cette ville comporte un seul déversoir d'orage.

Ce réseau est composé de collecteurs circulaires de diamètres variant de 300 et 600 mm, moyennement des conduites principales et secondaires sur une longueur totale du réseau à l'ordre de : 32000 mL.

Les conduites principales de rejet varient entre 500 et 600 mm , ces derniers sont sous dimensionnées en tenant compte le développement durable de l'habitat et l'extension de la ville en matière d'infrastructure publics.

Les conduites secondaires varient entre 300 et 400 mm.

II.2.1 Reconnaissance du terrain

Sur la base de plans existants plus ou moins actualisés, nous avons pu avoir quelques informations à savoir :

- La localisation du tracé des canalisations : selon le plan de masse, tous les collecteurs suivent la pente en direction des points de rejet vers l'Oued.

- Les matériaux de ce réseau existant sont :

- 1) Le béton comprimé
- 2) Le PVC
- 3) Le PEHD annelé

- Le matériau vaste recensé sur ce réseau est le béton comprimé environs 13000 mL.

- L'ancien réseau existant varie entre 300 et 400 mm en béton comprimé se trouve en état dégradés, couvre plus de 95% du chef lieu.

- Les nouveaux réseaux récemment réalisés sont en PVC, leur diamètre varie entre 300 et 400 mm, ces nouveaux réseaux représente 35% dans la totalité du réseau existant.

Métré du réseau d'assainissement existant apparaît dans le tableau II.1 :

Tableau II.1 Le réseau d'assainissement existant de la ville de BORDJ EL AMIR ABDELKADER

Matériaux et diamètres (mm)	Longueur (m)
DN300 existant Béton comprimé	11843.00
DN300 existant PVC	3601.14
DN400 existant Béton comprimé	869.51
DN400 existant PVC	660.67
DN400 existant PEHD annelé	674.00
DN500 existant PVC	6669.50
DN600 existant PEHD annelé	7140.00
Total linéaire réseaux (m) :	31457.82

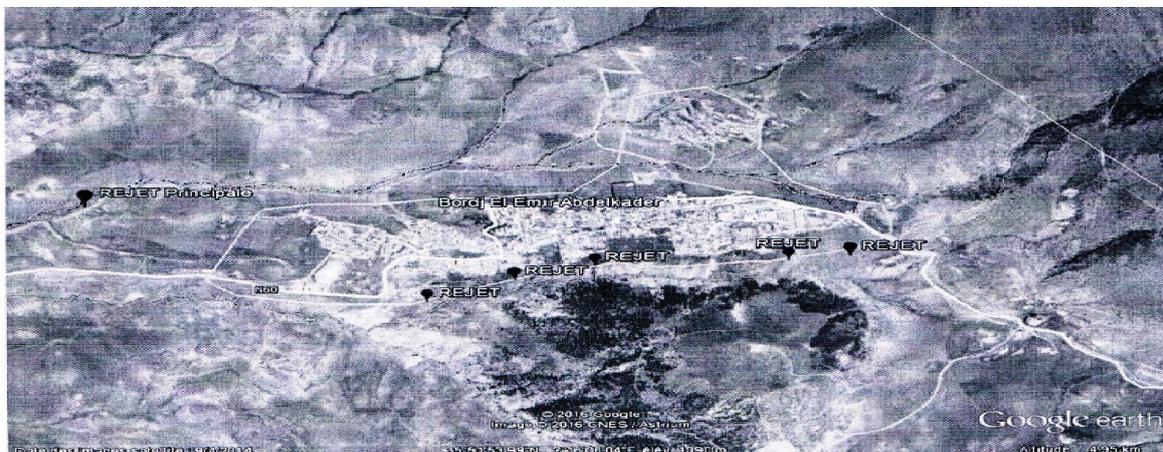
Source : [ONA Tissemsilt]

Remarque

On a aussi des canalisations DN300 existantes d'eaux pluviales sur 499.62mL ; donc le linéaire total du réseau est égale à **31957.44m**

II.2.2 État des rejets

Dans l'ensemble réseau existant ; les eaux usées d'origine domestiques et pluviales sont véhiculées par l'intermédiaire du réseau secondaire et primaire dont les diamètres varient entre 300 et 600 mm vers plusieurs points de rejets (05 rejets) dans les exutoires sont aux milieux naturels (Oueds).



Source [Google Earth 09/04/2014]

Figure II.1 Ensemble des rejets existants

- Rejet de la zone Nord

Les eaux de la partie Nord prévenants des centres Ghanama, centre précaire situé au nord est, quelque bâtis éparses, la résidence du foyer de la police, les lotissements 75 et 85 logts, de la part la morphologie du terrain se déversent dans Oued TAZA.



Le 25/07/2017

Figure II.2 Rejet vers Oued TAZA

- Rejet du centre TAZA

Les eaux d'assainissements du centre TAZA (sont véhiculées moyennent des conduites principales et secondaires de diamètres varient entre (300, 400, 500,600 mm). ce dernier collecteur en PEHD annelé DN600 se diverse vers l'Oued TAZA.

L'ensemble rejets du nord et centre TAZA s'assemblez dans un collecteur en PEHD annelé DN600 sur une longueur de 1220m en allons vers Oued MALEH, là ou il existe une station d'épuration proposée (l'étude de cette station de lagunage faite par la DRE Tissemsilt).

- Rejet de la zone Sud

Dans cette zone Sud il existe plusieurs rejets (05 rejets) respectifs à la délimitation de chaque centre (Hai Tekkab ,Hai Lahzab,Hai Bekhai,Hai Mettane Ahmed),ces rejets actuellement s'écoulent indépendamment dans l'Oued Ben Temmar allons vers l'exutoire final OUED MALEH.

Ces eaux usées de cette zone sont véhiculées à partir des conduites principales et secondaires en DN300 et DN400.



Figure II.3 Rejet vers Oued Ben Temmar

Constatation

La situation actuelle pose beaucoup de problème et il y a même des risque d'apparition des maladies a transmission hydrique, donc il faut collecter l'ensemble des rejet dans un seul collecteur (intercepteur) vers OUED MALEH aussi la construction d'une station de lagunage pour épurer les eaux usée de la ville avant la rejeter dans le milieu naturel.

II.3 Etat du système d'assainissement existant de la ville de Bordj El Amir Abdelkader

II.3.1 Etat des regards

Le réseau d'assainissement de la ville de Bordj El Amir Abdelkader renferme dans sa totalité 726 regards (tous les regards sont en béton) de type circulaire, la profondeur varie de 1,4 et 1,8m ; l'espacement entre les regards et de 30 a 80m selon l'emplacement.

Après notre visite sur le terrain et après suivi du tracé des collecteurs et le périphérique, plusieurs constatations ont été faites, à savoir:

- Des regards qui ont disparus avec le temps, à cause des constructions qui ont été réalisées sur ces derniers ou des décharges illicites.
- Des regards sont sous plusieurs couches de goudron ce qui rend l'intervention impossible.
- Plusieurs regards à travers la commune présentent des couronnes « tampons » non scellées ou absence totale de ces tampons, L'absence de ces tampons crée alors une entrée potentielle d'eaux parasites en temps de pluie, ainsi que des déchets solides. Il convient donc de remplacer rapidement ces tampons couronnes.



Déchets bouchant les regards



Effet des gazes sur le tampon

Figure II.4 Photos de quelques regards

II.3.2 Etat des bouches d'égout

D'après constat on a remarqué que les bouches d'égout existent sur quelques rues seulement, ils sont tous en mauvais état et obturés par les boues, ou par des déchets solides, cela est dû à l'absence d'entretien et de nettoyage, elles sont dans leurs majorité de type simple (classique).

**Figure II.5** Photo d'une bouche d'égout

II.3.3 Etat des collecteurs

La connaissance de l'état du collecteur est une étape primordiale dans l'étude de diagnostic, les tableaux suivants nous montrent cet état.

Tableau II.2 Caractéristiques du collecteur principal CI

Collecteur	Tronçon	Forme	Diamètre Existant (mm)	Matériau	Longueur (m)	Observation
CI	R709-R710	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CI	R710-R711	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CI	R711-R712	Circulaire	600	PEHD annelé	44.03	BE
CI	R712-R713	Circulaire	600	PEHD annelé	48.38	BE
CI	R713-R589	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CI	R589-R108	Circulaire	600	PEHD annelé	51.47	BE

CI	R108-R109	Circulaire	600	PEHD annelé	69.40	BE
CI	R109-R110	Circulaire	600	PEHD annelé	90.26	BE
CI	R110-R111	Circulaire	600	PEHD annelé	58.53	BE
CI	R111-R112	Circulaire	600	PEHD annelé	160.13	BE
CI	R112-R113	Circulaire	600	PEHD annelé	171.23	BE
CI	R113-R114	Circulaire	600	PEHD annelé	119.84	BE
CI	R114-R115	Circulaire	600	PEHD annelé	65.59	BE
CI	R115-R118	Circulaire	600	PEHD annelé	138.83	BE

Source : [ONA Tissemsilt]

Tableau II.3 Caractéristiques du collecteur principal CII

Collecteur	Tronçon	Forme	Diamètre Existant (mm)	Matériau	Longueur (m)	Observation
CII	R167-R119	Circulaire	600	PVC	32.13	BE
CII	R119-R120	Circulaire	600	PVC	41.79	BE
CII	R120-R121	Circulaire	600	PVC	59.77	BE
CII	R121-R714	Circulaire	600	PVC	57.70	BE
CII	R714-R715	Circulaire	600	PVC	77.08	BE
CII	R715-R118	Circulaire	600	PVC	39.77	BE

Source : [ONA Tissemsilt]

Tableau II.4 Caractéristiques du collecteur principal CIII

Collecteur	Tronçon	Forme	Diamètre Existant (mm)	Matériau	Longueur (m)	Observation
CIII	R118-R116	Circulaire	600	PEHD annelé	30.44	BE
CIII	R116-R117	Circulaire	600	PEHD annelé	108.77	BE
CIII	R117-R1	Circulaire	600	PEHD annelé	124.72	BE
CIII	R1-R2	Circulaire	600	PEHD annelé	122.57	BE
CIII	R2-R3	Circulaire	600	PEHD annelé	207.44	BE
CIII	R3-R4	Circulaire	600	PEHD annelé	41.52	BE
CIII	R4-R5	Circulaire	600	PEHD annelé	29.49	BE
CIII	R5-R6	Circulaire	600	PEHD annelé	75.21	BE
CIII	R6-R7	Circulaire	600	PEHD annelé	150.84	BE
CIII	R7-R8	Circulaire	600	PEHD annelé	51.21	BE
CIII	R8-R9	Circulaire	600	PEHD annelé	99.71	BE
CIII	R9-R10	Circulaire	600	PEHD annelé	50.88	BE
CIII	R10-R11	Circulaire	600	PEHD annelé	49.83	BE
CIII	R11-R12	Circulaire	600	PEHD annelé	98.25	BE
CIII	R12-R13	Circulaire	600	PEHD annelé	66.13	BE
CIII	R13-R532	Circulaire	600	PEHD annelé	121.93	BE

Source : [ONA Tissemsilt]

Tableau II.5 Caractéristiques du collecteur principal CIV

Collecteur	Tronçon	Forme	Diamètre Existant (mm)	Matériau	Longueur (m)	Observation
CIV	R456-R459	Circulaire	500	PVC	105.29	BE
CIV	R459-R464	Circulaire	500	PVC	157.65	BE
CIV	R464-R467	Circulaire	500	PVC	117.80	BE
CIV	R467-R470	Circulaire	500	PVC	184.02	BE
CIV	R470-R474	Circulaire	500	PVC	173.72	BE



CIV	R474-R478	Circulaire	500	PVC	170.78	BE
CIV	R478-R482	Circulaire	500	PVC	119.74	BE
CIV	R482-R494	Circulaire	500	PVC	356.74	BE
CIV	R494-R487	Circulaire	500	PVC	183.73	BE
CIV	R487-R501	Circulaire	500	PVC	263.83	BE
CIV	R501-R498	Circulaire	500	PVC	73.89	BE
CIV	R498-R491	Circulaire	500	PVC	142.49	BE
CIV	R491-R499	Circulaire	500	PVC	167.79	BE
CIV	R499-R504	Circulaire	500	PVC	151.71	BE
CIV	R504-R506	Circulaire	500	PVC	60.23	BE
CIV	R506-R508	Circulaire	500	PVC	72.08	BE
CIV	R508-R510	Circulaire	500	PVC	88.53	BE
CIV	R510-R512	Circulaire	500	PVC	120.30	BE
CIV	R512-R516	Circulaire	500	PVC	103.38	BE
CIV	R516-R517	Circulaire	500	PVC	24.61	BE
CIV	R517-R519	Circulaire	500	PVC	58.41	BE
CIV	R519-R85	Circulaire	500	PVC	101.54	BE
CIV	R85-R523	Circulaire	500	PVC	50.67	BE
CIV	R526-R83	Circulaire	500	PVC	55.65	BE

Source : [ONA Tissemsilt]

Tableau II.6 Caractéristiques du collecteur principal CV

Collecteur	Tronçon	Forme	Diamètre Normalisé	Matériau	Longueur (m)	Observation
CV	R83-R525	Circulaire	500	PEHD annelé	36.20	BE
CV	R525-R80	Circulaire	500	PEHD annelé	45.04	BE
CV	R80-R526	Circulaire	500	PEHD annelé	41.88	BE
CV	R526-R527	Circulaire	500	PEHD annelé	27.57	BE
CV	R527-R19	Circulaire	500	PEHD annelé	26.74	BE
CV	R19-R55	Circulaire	400	PEHD annelé	129.33	BE
CV	R55-R528	Circulaire	600	PEHD annelé	134.79	BE
CV	R528-R14	Circulaire	600	PEHD annelé	167.58	BE
CV	R14-R20	Circulaire	600	PEHD annelé	142.49	BE
CV	R20-R24	Circulaire	600	PEHD annelé	77.85	BE
CV	R24-R15	Circulaire	600	PEHD annelé	101.69	BE
CV	R15-R22	Circulaire	600	PEHD annelé	157.62	BE
CV	R22-R18	Circulaire	600	PEHD annelé	267.24	BE
CV	R18-R570	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CV	R570-R572	Circulaire	600	PEHD annelé	100	BE
CV	R572-R574	Circulaire	600	PEHD annelé	100	BE
CV	R574-R558	Circulaire	600	PEHD annelé	101.89	BE
CV	R558-R560	Circulaire	600	PEHD annelé	100	BE
CV	R560-R562	Circulaire	600	PEHD annelé	100	BE
CV	R562-R564	Circulaire	600	PEHD annelé	100	BE



CV	R564-R566	Circulaire	600	PEHD annelé	99.94	BE
CV	R566-R568	Circulaire	600	PEHD annelé	100	BE
CV	R568-R532	Circulaire	600	PEHD annelé	119.56	BE

Source : [ONA Tissemsilt]

Tableau II.7 Caractéristiques du collecteur principal CVI

Collecteur	Tronçon	Forme	Diamètre Existant (mm)	Matériau	Longueur (m)	Observation
CVI	R532-R534	Circulaire	600	PEHD annelé	100	BE
CVI	R534-R539	Circulaire	600	PEHD annelé	234.71	BE
CVI	R539-R541	Circulaire	600	PEHD annelé	100	BE
CVI	R541-R542	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CVI	R542-R549	Circulaire	600	PEHD annelé	275.31	BE

Source : [ONA Tissemsilt]

Tableau II.8 Caractéristiques du collecteur principal CVII

Collecteur	Tronçon	Forme	Diamètre Existant (mm)	Matériau	Longueur (m)	Observation
CVII	R584-R585	Circulaire	600	PEHD annelé	61.85	BE
CVII	R585-R586	Circulaire	600	PEHD annelé	62.12	BE
CVII	R586-R587	Circulaire	600	PEHD annelé	61.08	BE
CVII	R587-R588	Circulaire	600	PEHD annelé	38.45	BE
CVII	R588-R745	Circulaire	600	PEHD annelé	70	BE
CVII	R745-R746	Circulaire	600	PEHD annelé	35.96	BE
CVII	R746-R747	Circulaire	600	PEHD annelé	43.52	BE
CVII	R747-R748	Circulaire	600	PEHD annelé	71.64	BE
CVII	R748-R749	Circulaire	600	PEHD annelé	56.77	BE
CVII	R749-R750	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CVII	R750-R751	Circulaire	600	PEHD annelé	60	BE
CVII	R751-R752	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CVII	R752-R753	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CVII	R753-R754	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CVII	R754-R755	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CVII	R755-R756	Circulaire	600	PEHD annelé	51.49	BE
CVII	R756-R757	Circulaire	600	PEHD annelé	59.95	BE
CVII	R757-R758	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CVII	R758-R759	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE



CVII	R759-R763	Circulaire	600	PEHD annelé	217.29	BE
CVII	R763-R764	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CVII	R764-R765	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CVII	R765-R766	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CVII	R766-R767	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CVII	R767-R768	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CVII	R768-R769	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CVII	R769-R771	Circulaire	600	PEHD annelé	90	BE
CVII	R771-R772	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CVII	R772-R773	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CVII	R773-R774	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CVII	R774-R775	Circulaire	600	PEHD annelé	40.93	BE
CVII	R775-R778	Circulaire	600	PEHD annelé	157.68	BE
CVII	R778-R779	Circulaire	600	PEHD annelé	70	BE
CVII	R779-R549	Circulaire	600	PEHD annelé	30.68	BE

Source : [ONA Tissemsilt]

Tableau II.9 Caractéristiques du collecteur principal CVIII

Collecteur	Tronçon	Forme	Diamètre Existant (mm)	Matériau	Longueur (m)	Observation
CVIII	R549-R550	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CVIII	R550-R551	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CVIII	R551-R552	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CVIII	R552-R553	Circulaire	600	PEHD annelé	63,67	BE
CVIII	R553-R554	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CVIII	R554-R555	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CVIII	R555-R556	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE
CVIII	R556-R557	Circulaire	600	PEHD annelé	50	BE

Source : [ONA Tissemsilt]

Nomenclature

B.E : bon état

M.E : mauvais état

Remarque

Les collecteurs secondaires et tertiaires sont résumés dans l'ANNEXE1.

II.4 Constatations



Après avoir terminé l'analyse des données disponibles sur le réseau de la ville de Bordj El Amir Abdelkader, les conclusions suivantes peuvent être tirées:

- Le problème majeur de la ville est le rejet des eaux usées directement vers le milieu naturel, ce qui provoque la pollution étendue.
- Le passage des collecteurs sous des constructions.
- Le problème des regards non identifiés et sans tampon.
- Le problème des regards qui ne sont pas munis d'échelle et qui sont profonds (5m de profondeur).
- Stagnation d'eaux usées au niveau de la plupart des regards (stagnation qui atteint jusqu'à 1.20m)
- L'inondation de quelques avaloirs et regards, car ils sont bouchés.
- Présence des branchements illicites directement dans les conduites ce qui cause des pollutions d'étanchéité et de fatigue des collecteurs.
- Absence totale d'un programme d'entretien périodique des constituants du réseau
- Absence d'un schéma directeur des extensions futur.



II.5 Recommandations sur les réseaux d'assainissement existants

Après cette mission de reconnaissance et collecte des données relatives au réseau d'assainissement existant il est recommandés à la prochaine mission de :

- Faire le calcul de redimensionnement du réseau d'assainissement existant pour vérifier la cadence et l'efficacité de ces réseaux en tenant compte les débits véhiculés par les eaux pluviales.
- Faire la rénovation de l'ancienne canalisation des réseaux d'assainissement existants pour remplacer les conduites vétustes surtout en Béton comprimé.
- Faire le calcul hydraulique de vérification des conduites principales de rejet en DN500 et 600 mm en tenant compte l'état de ces conduites à l'horizon actuel, moyen et long terme.
- Faire construire les collectes des rejets d'assainissement pour faire l'assemblage de ces derniers vers la station de lagunage projetée.

Conclusion

Le schéma directeur de l'assainissement de la ville de Bordj El Amir Abdelkader a permis de dégager deux programmes d'actions :

Pour le court terme, il s'agit d'opération d'entretien et de réhabilitation des ouvrages existants et d'assurer l'assainissement aux nouvelles habitations.

Pour le moyen et long terme, il s'agit de réaliser des collecteurs d'évacuation des eaux usées vers un système de dépollution appropriée.



Chapitre III
Etude hydrologique



Introduction

L'hydrologie peut se définir comme la science qui s'intéresse au cycle de l'eau, et l'hydrologie urbaine constitue un « sous-cycle » de l'eau lié à l'activité humaine (production et distribution de l'eau potable, collecte et épuration des eaux usées et pluviales).

Pour le domaine de la conception des réseaux d'assainissement, l'étude hydrologique est une phase inévitable dont le but principal est de déterminer l'intensité moyenne maximale, dont l'intérêt est d'évaluer la quantité des eaux pluviales à un bassin versant donné

III.1 Choix de la période de retour

La période de retour du réseau d'évacuation est le résultat d'une étude technico-économiques pouvant assurer une estimation de débit de ruissellement nécessaire pour le fonctionnement optimal du réseau.

Pour l'assainissement, la période de retour est généralement de 10 ans.

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes pour plusieurs valeurs échelonnées de l'intervalle de référence Δt .

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

$$\bar{i}_t = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad \text{(III.1)}$$

Avec : \bar{i}_t : 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 la 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.

III.2 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation

III.2.1 Analyse des données pluviométriques

Dans notre étude on prend une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Nous avons pris les données pluviométriques de la station de BORDJ EL AMIR AEK, son identification est présentée dans le Tableau III.1

Tableau III.1 Identification de la station de BORDJ EL AMIR AEK

Station	Code	X(Km)	Y(Km)	Z(m)	Nombre d'observations	Période d'observations
BORDJ EL AMIR AEK	011603	461.1	285.3	1080	42	1970-2012

(Source A.N.R.H Blida)

La série des précipitations maximales journalières est donnée dans le tableau III.2

Tableau III.2 La série des précipitations maximales journalières (mm) (1970-2012)

Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	May	Jun	Juil	Aout	P _{maxi}
1970-71	4	9,5	5	11,3	21	5,3	18,1	27,1	23,4	0	0	0,4	27,1
71-72	6,5	10,6	49,6	10,7	95,6	31	23,6	4	11,5	2	0	0	95,6
72-73	28,5	25	15,7	9,7	11,2	35,4	24,5	43,7	0	18	0	0	43,7
73-74	19,2	2,2	9,3	28,1	40,5	13,8	61,2	21,9	4,7	11,5	0	0	61,2
74-75	11,2	22,8	10,4	2,6	12	21,2	13,2	40,1	28,1	32,6	0	2,5	40,1
75-76	3,6	0	39,3	12,2	5,3	27,2	16,5	13,1	26,6	0	22,6	0	39,3
76-77	31,6	11	38	9,7	11,9	5,3	4,5	20,8	17	21,4	1,1	11,3	38
77-78	13	5,8	43,2	39,1	14,7	7,9	15,6	8,6	11,8	1,8	0	0	43,2
78-79	11,8	7,2	15	20	23,3	8,9	45,7	17,4	5,3	23,6	0,5	0,9	45,7
79-80	10	16	17,9	9	18	21,7	82,1	23,9	14,4	1,4	0	2	82,1
80-81	7,6	4,4	16	48	6	24,9	13,3	17,3	9,1	0,9	0,7	21	48
81-82	4,2	6,1	0	21	25	12	5,5	43,2	14,5	9,6	1,5	10,7	43,2
82-83	10,4	48,4	17,7	30,9	0	8	8,1	8,3	0,8	0	2,5	0	48,4
83-84	3,6	3,2	10,5	13	23,8	22,4	17,8	9,2	14	13,9	0	0	23,8
84-85	18	71,6	15,5	15,7	15	20	11,7	1,2	25,7	0	0	0	71,6
85-86	24,6	6	26,9	16,2	37,5	15,9	48	3,2	3,8	8,1	0	3,3	48
86-87	15,4	19,2	63,3	16,7	49,5	44,9	7	1,7	13,7	5,9	4,2	1,4	63,3
87-88	11,1	10,6	24,3	12,8	10,3	7	22,4	5	10,5	19,3	5,6	2,8	24,3
88-89	19	36,9	6,8	28,8	5,1	15,3	53	9,2	7,3	19,2	10,6	25,1	53
89-90	18,8	4,8	12,8	8,4	13	0	8,2	9,7	18,1	6,1	19,2	3,9	19,2
90-91	14,1	9,6	19,1	21,2	18,7	31,6	54,1	3,5	2,7	5,3	4,4	2,7	54,1
91-92	4,7	29,2	3,7	5,1	146,1	5,3	18,5	39,3	17	6,1	5,5	5	146,1
92-93	5,5	22,2	12,2	26	5,3	29	10	13,2	26	1,8	2	0	29
93-94	24,3	6,6	10	17	27	27,5	8,5	9	6	1	5	0	27,5
94-95	56,1	22	11,7	19	60,9	7,5	23,3	10,5	10,5	7	0	0	60,9
94-95	56,1	22	11,7	19	60,9	7,5	23,3	10,5	10,5	7	0	0	60,9
95-96	31	11,5	13,1	6,7	15,2	28	14,6	25	6,7	7,6	14	2,3	31
96-97	13,5	8	3,8	10	10	8,4	1	26,5	18,5	0	0	4,2	26,5
97-98	60	34,3	18,7	28	6,8	7	3,6	17	23	2	0	1	60
98-99	19,5	13	12,5	7,7	45	16,7	40	0	0	1,2	0	14,7	45
99-00	18	15	10,2	60	0	0	0	11	3,5	0	0	8,8	60
00-01	27,2	16,5	40,5	17,5	50	6	1,3	27	10,5	1,8	0	6	50
01-02	11,3	9	8,2	8,5	3	12	9	22	6	0	5,5	10	22
02-03	10	6,7	27,3	16	28,5	60,4	4	25,5	6,5	3,5	4,7	0	60,4
03-04	2,6	19,8	30	32	12,3	12	24,5	20,5	32	2	0	11	32
04-05	41,7	14,9	68,3	17,2	25,7	23,6	6,7	2	0	0	0	0	68,3
05-06	6,4	28,2	12,2	29,6	35,8	21,2	10,5	33	24,5	20,8	0	0	35,8
06-07	8,5	2	0	6	6,3	10	60	19	7	0	4,5	8,3	60
07-08	8	14	58,3	9	2	21,5	17,5	2	10,6	5,6	7,5	0	58,3
08-09	18	17	20	11	18	5	14	17,5	0	0	0	4,8	20
09-10	24,5	6,1	6,1	18,5	7,5	18,1	8	12,6	8,1	0	0	27	27
10-11	0	14	9,3	5,7	17,7	17	12,5	10,3	23,2	16	0	0	23,2
11-12	0	25	18,7	19	6,5	11	39	24	4	0	0	0	39
12-13	6	22,6	40	1,5	5	8,6	12	34,2	2	4	0	2	40

Source A.N.R.H Blida : (AGENCE NATIONAL DES RESSOURCE HYDRAULIQUE)

III.2.2 Les caractéristiques empiriques de la série

La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières

$$\overline{P_{\max, j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max, j}}{n} \quad (\text{III.2})$$

$$\overline{P_{\max, j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max, j}}{n} = \frac{1978.2}{42} = 47.1 \text{ mm}$$

n : le nombre d'années d'observations (n= 42 ans).

a) L'écart type « $\sigma_{P_{\max, j}}$ »

Pour n \geq 30 ans on a :

$$\sigma_{P_{\max, j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_{\max, j} - \overline{P_{\max, j}})^2}{n}} \right] \quad (\text{III.3})$$

D'où :

$$\sigma_{P_{\max, j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{42} (P_{\max, j} - 47.1)^2}{42}} \right] = 23.2 \text{ mm}$$

b) Coefficient de variation « C_V »

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max, j}}}{\overline{P_{\max, j}}} \quad (\text{III.4})$$

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max, j}}}{\overline{P_{\max, j}}} = \frac{23.2}{47.1} = 0.493$$

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau III.3:

Tableau III.3 Caractéristiques de la série pluviométrique

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{\max, j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{n=42} X_i$	1978.2 mm
la moyenne des $P_{\max, j}$ en (mm)	$\overline{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=42} X_i}{n}$	47.1 mm
L'écart type « σ_x » ; Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{42} (X_i - 47.1)^2}{42}} \right]$	23.2 mm
Coefficient de variation « C_V » :	$C_V = \frac{\sigma}{\overline{X}}$	0,493
L'exposant climatique :	b=0.34	



Remarque

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.34$) est donné par l'A.R.N.H de Blida.

III.3 Vérification de l'homogénéité de la série [2]

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au **Test de Wilcoxon**.

On divise la série complète en deux sous séries X et Y tel que:

N_1 et N_2 représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries considérant généralement $N_2 > N_1$.

On constitue par la suite, la série X unions Y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre croissant. A ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang tout en précisant à quelle sous série s'appartient elle.

La série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-dessous est vérifiée. Avec (Touaibia, 2004):

$$W_{\min} < W_x < W_{\max} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

W_x : Somme des rangs de X.

$$W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - U_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}} \quad (\text{III.6})$$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{\min} \quad (\text{III.7})$$

Les résultats du test de Wilcoxon sont présentées dans le tableau III.3

Tableau III.4 Test de Wilcoxon

X	Y	$P_{\max j}$ Croissant	Ordre	Origine	Rang X
27,1	23,8	19,2	1	y	0
95,6	71,6	20	2	y	0
43,7	48	22	3	y	0
61,2	63,3	23,2	4	y	0
40,1	24,3	23,8	5	y	0
39,3	53	24,3	6	y	0
38	19,2	26,5	7	y	0
43,2	54,1	27	8	y	0
45,7	146,1	27,1	9	x	9
82,1	29	27,5	10	y	0
48	27,5	29	11	y	0
43,2	60,9	31	12	y	0
48,4	31	32	13	y	0
27,1	26,5	35,8	14	y	0
95,6	60	38	15	x	15
43,7	45	39	16	y	0
61,2	60	39,3	17	x	17
40,1	50	40	18	y	0
	22	40,1	19	x	19
	60,4	43,2	20	x	20
	32	43,2	21	x	21
	68,3	43,7	22	x	22
	35,8	45	23	y	0
	60	45,7	24	x	24
		48	25	x	25
		48	26	y	0
		48,4	27	x	27
		50	28	y	0
		53	29	y	0
		54,1	30	y	0
		58,3	31	y	0
		60	32	y	0
		60	33	y	0
		60	34	y	0
		60,4	35	y	0
		60,9	36	y	0
		61,2	37	x	37
		63,3	38	y	0
		68,3	39	y	0
		71,6	40	y	0
		82,1	41	x	41
		95,6	42	x	42

D'après les calculs on a : $N_1=13$ et $N_2=30$



$$W_x = 319$$

$$W_{\min} = 211.36$$

$$W_{\max} = 360.62$$

L'hypothèse d'homogénéité est vérifiée : $W_{\min} < W_x < W_{\max}$

III.4 Choix de la loi d'ajustement

Les critères de choix sont liés d'abord à un ajustement graphique. L'allure des points sur du papier à probabilité permet d'accepter ou de rejeter la loi.

Les deux lois généralement utilisées pour les valeurs extrêmes sont :

- la loi doublement exponentielle ou loi de Gumbel.
- la loi log normale ou loi de Galton.

III.4.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

La fonction de répartition de la loi de Gumbel $F(x)$ est donnée par l'expression :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{III.8})$$

Avec :
$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} \quad (\text{III.9})$$

y : Variable réduite de Gumbel

α Et x_0 : Coefficient d'ajustement.

x_0 : Paramètre de position (Ordonnée à l'origine).

α : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi «gradex».

x : Variable étudiée « $P_{\max,j}$ »

Cette variable x , exprimée en fonction de la variable réduite y , est l'équation de la droite de Gumbel sur papier à probabilité GUMBEL :

$$x = \left(\frac{1}{\alpha}\right) y + x_0 \quad (\text{III.10})$$

$$\text{soit : } P_{\max,j,p\%} = \left(\frac{1}{\alpha}\right) y + x_0 \quad (\text{III.11})$$

➤ Le procédé d'ajustement consiste à :

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3, n.
- Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale $F(x)$ par la formule de Hazen:



$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad (\text{III.12})$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations

- Calculer la variable réduite de Gumbel donnée par la formule :

$$y = - [\ln - (\ln F(x))] \quad (\text{III.13})$$

- Reporter les valeurs observées sur papier Gumbel.
- Représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier Gumbel

Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GUMBEL

Méthode des moments

La méthode des moments conduit à des estimations de calcul particulièrement simple et d'emploi très fréquent.

Calcul des paramètres d'ajustement

$\frac{1}{\alpha}$: La pente de la droite de GUMBEL.

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \sigma_{Pmax,j} \quad (\text{III.14})$$

$$\frac{1}{\alpha} = 0.78 \sigma_{Pmax,j}$$

$$\frac{1}{\alpha} = 0.78 \times 23.2 = 18.1 \quad \frac{1}{\alpha} = 18.1 \text{ mm}$$

x_0 : Paramètre de position (mode).

$$x_0 = \bar{X} - 0.577 \times \frac{1}{\alpha} \quad (\text{III.15})$$

$$x_0 = 47.1 - 0.577 \times 18.1 = 36.65 \quad x_0 = 36.65 \text{ mm}$$

L'équation de la droite de GUMBEL s'écrit :

$$X = 18.1 y + 65.65$$

$$P_{max,j,P\%} = 18.1 y + 36.65$$

La précipitation maximale journalière pour une période de retour 10 ans c.à.d une fréquence au non dépassement $F(x) = 90\%$ ou $y = -[\ln - \ln 0.9] = 2.25$

Pour faciliter le travail on a utilisé le logiciel (HYFRAN), pour calculer et tracer la droite de GUMBEL.

Les résultats sont résumés dans le tableau récapitulatif (Tableau III.5) et la représentation graphique par la figure (III.1).

Tableau III.5 Ajustement à la loi de Gumbel

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	203	27.1	150 - 256
2000.0	0.9995	174	22.5	130 - 218
1000.0	0.9990	162	20.5	122 - 202
200.0	0.9950	132	15.9	101 - 164
100.0	0.9900	120	13.9	92.7 - 147
50.0	0.9800	107	11.9	83.9 - 131
20.0	0.9500	90.4	9.34	72.1 - 109
10.0	0.9000	77.4	7.39	62.9 - 91.9
5.0	0.8000	63.8	5.47	53.1 - 74.5
3.0	0.6667	53.0	4.13	44.9 - 61.1
2.0	0.5000	43.3	3.25	36.9 - 49.6
1.4286	0.3000	33.3	2.99	27.4 - 39.1

Donc : $P_{max, j, 10\%} \approx 77.4 \text{ mm}$

Son intervalle de confiance est : $P [62.9 < 77.4 < 91.9] = 95\%$

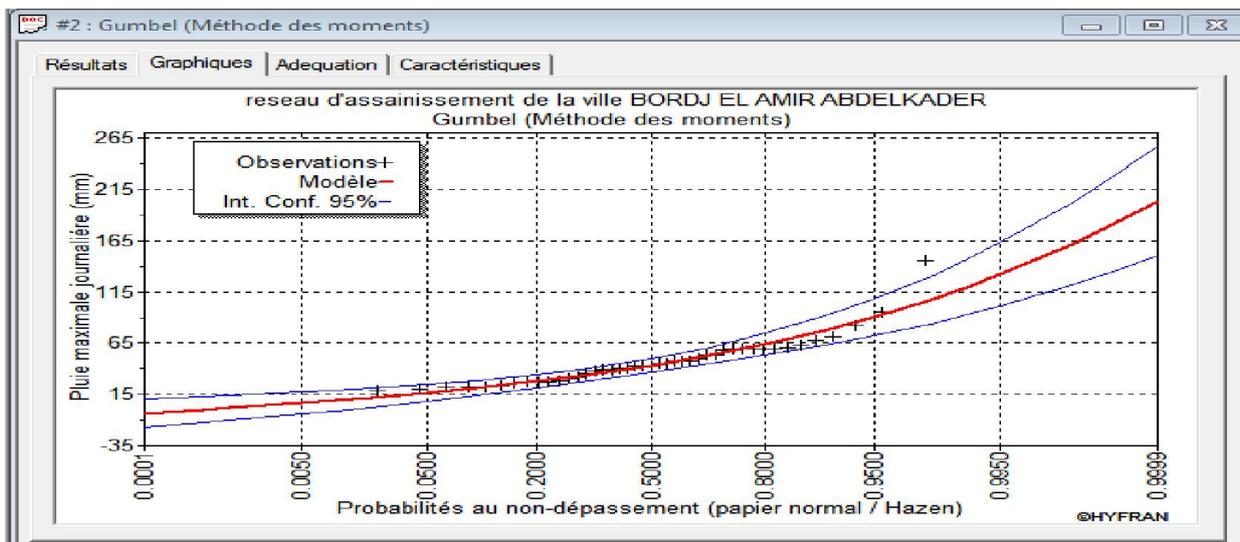


Figure III.1 Représentation graphique la loi de Gumbel

III.4.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log Normal (GALTON)

Une variable aléatoire x a une distribution log normale lorsque $(y = \ln x)$ est normale. La loi de Galton résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction de répartition est donnée par :

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad \text{(III.16)}$$

$f(x)$: Fréquence au non dépassement.



La variable réduite est de la forme :
$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \quad (\text{III.17})$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme :

$$\overline{\text{Log}x} + u_{p\%} \sigma_{\text{Log}x} \quad (\text{III.18})$$

est l'équation d'une droite sur papier gauss-logarithmique, avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

➤ **Le procédé d'ajustement consiste à :**

- Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement) ;
- Calcul de la fréquence expérimentale par la formule d'Henri ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale ;
- Calcul des caractéristiques de la série transformée en $\overline{\text{Log}x}$ et $\sigma_{\text{Log}x}$
- Report des valeurs sur papier gauss-logarithmique ;
- Détermination de la droite de Galton $\text{Log}x = \overline{\text{Log}x} + u_{p\%} \sigma_{\text{Log}x}$
- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

$$xp \% = 10^{\text{Log}xp \%}$$

$$\text{D'où : } xp \% = 10^{\overline{\text{Log}x} + up \% \sigma_{\text{Log}x}}$$

$U_{p\%}$: Variable réduite de GAUSS pour une fréquence donnée 10% ; $U_{p\%} = 1,28$.

a) Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GALTON

Les caractéristiques de la série transformée en logarithme $\overline{\log x}$ et $\sigma_{\log x}$

- La moyenne des logarithmes $\langle\langle \overline{\log x} \rangle\rangle$

$$\overline{\log x} = \sum \overline{\log x} / n \quad (\text{III.19})$$

$$\Rightarrow \overline{\log x} = 3.75$$

- L'écart type des logarithmes $\langle\langle \sigma_{\log x} \rangle\rangle$

$$\sigma_{\log x} = 0.44$$

L'équation de la droite de GALTON s'écrit :

$$\text{Log}x_{p\%} = 3.75 + 0.44 u_{p\%}$$

Pour $F(x) = 90\%$ $u = 1.28$

Les résultats sont résumés dans le tableau récapitulatif (Tableau III.6) et la représentation Graphique par la figure (III.2).

Tableau III.6 Ajustement à la loi de Galton

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	221	42.5	138 - 305
2000.0	0.9995	183	31.6	121 - 245
1000.0	0.9990	168	27.5	114 - 221
200.0	0.9950	133	18.9	96.4 - 171
100.0	0.9900	120	15.7	88.8 - 150
50.0	0.9800	106	12.7	81.0 - 131
20.0	0.9500	88.4	9.22	70.3 - 106
10.0	0.9000	75.2	6.89	61.7 - 88.8
5.0	0.8000	61.9	4.88	52.3 - 71.5
3.0	0.6667	51.6	3.65	44.5 - 58.8
2.0	0.5000	42.7	2.88	37.0 - 48.3
1.4286	0.3000	33.8	2.44	29.0 - 38.6

q = Probabilité au non-dépassement

Paramètres estimés:
 mu : 3.75314
 sigma : 0.442778

Niveau de confiance : 95 %

Donc : $P_{max, j, 10\%} \approx 75.2\text{mm}$

Son intervalle de confiance est : $P [61.7 < 75.2 < 88.8] = 95\%$

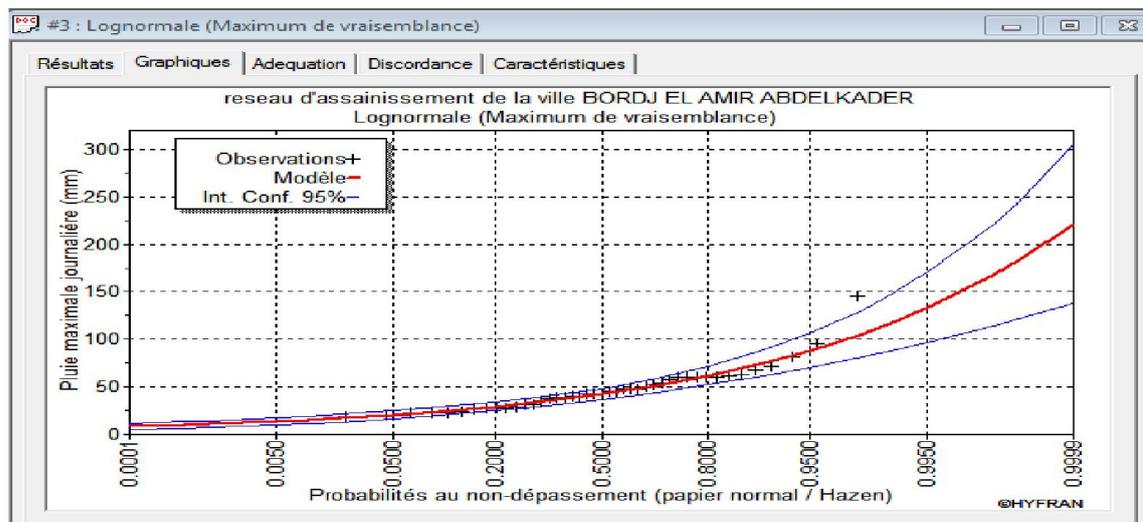


Figure III.2 Représentation graphique la loi de Galton

III.4.3 Test d'adéquation (test du χ^2)

Tableau III.7 Test d'adéquation de la loi de Gumbel et la loi de Galton

Loi d'ajustement	χ^2	p
Gumbel	9.95	0.1266
Galton	6.19	0.4027

Remarques

- Les deux lois (Gumbel et Galton) sont adéquates.
- Le meilleur ajustement est celui pour lequel le χ^2 est le plus petit, donc nous choisissons la valeur de précipitation maximale journalière trouvée par la loi de GALTON (D'après le test de χ^2).

$$P_{\max,j,90\%} = 75.20 \text{ mm}$$

III.5 Pluie de courte durée

Pour le calcul de l'intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari :

$$I_{\Delta t (15\text{min}), p\%} = I_{24, p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} \quad (\text{III.20})$$

Où :

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

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

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

b: exposant climatique de la région ($b=0.34$), il est donnée par l'A.N.R.H de Blida

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

Nous aurons donc :

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

D'après la loi de Galton :

$$I_{15\text{min}, 10\%} = \frac{75.2}{24} \left(\frac{0.25}{24} \right)^{(0.34-1)} = 63.72 \text{ mm/h} ;$$

Tableau III.8 Répartition temporelle de pluie pour une période de retour $T=10$ ans

Probabilité de 10%		
T(h)	P max,t,10% (mm)	I max,t,10% (mm/h)
0,25	15,93	63,72
0,5	20,16	40,33
1	25,52	25,52
2	32,31	16,15
3	37,08	12,36
4	40,89	10,22
5	44,12	8,82
6	46,94	7,82
7	49,46	7,07
8	51,76	6,47

9	53,88	5,99
10	55,84	5,58
11	57,68	5,24
12	59,41	4,95
13	61,05	4,70
14	62,61	4,47
15	64,09	4,27
16	65,52	4,09
17	66,88	3,93
18	68,19	3,79
19	69,46	3,66
20	70,68	3,53
21	71,86	3,42
22	73,01	3,32
23	74,12	3,22
24	75,20	3,13

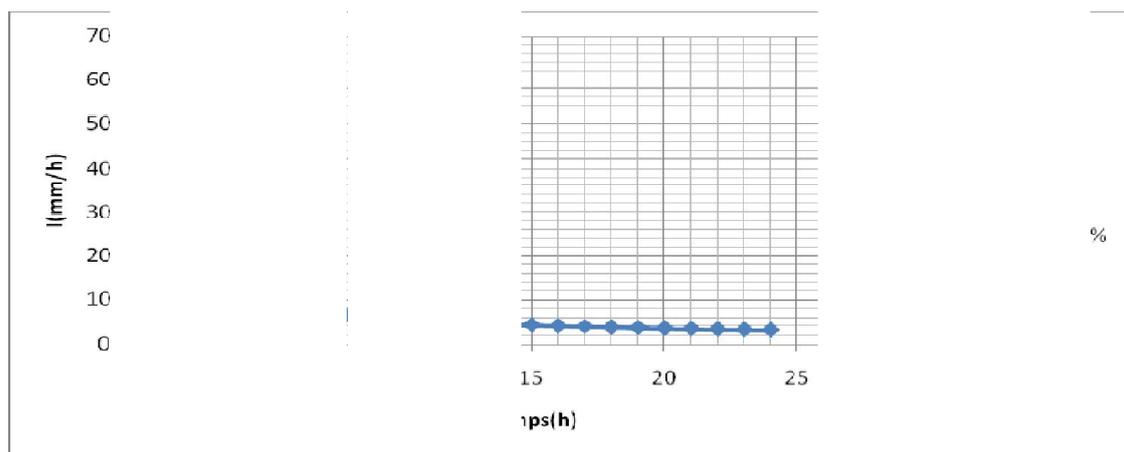


Figure III.3 Représentation graphique du courbe IDF pour (T=10ans)

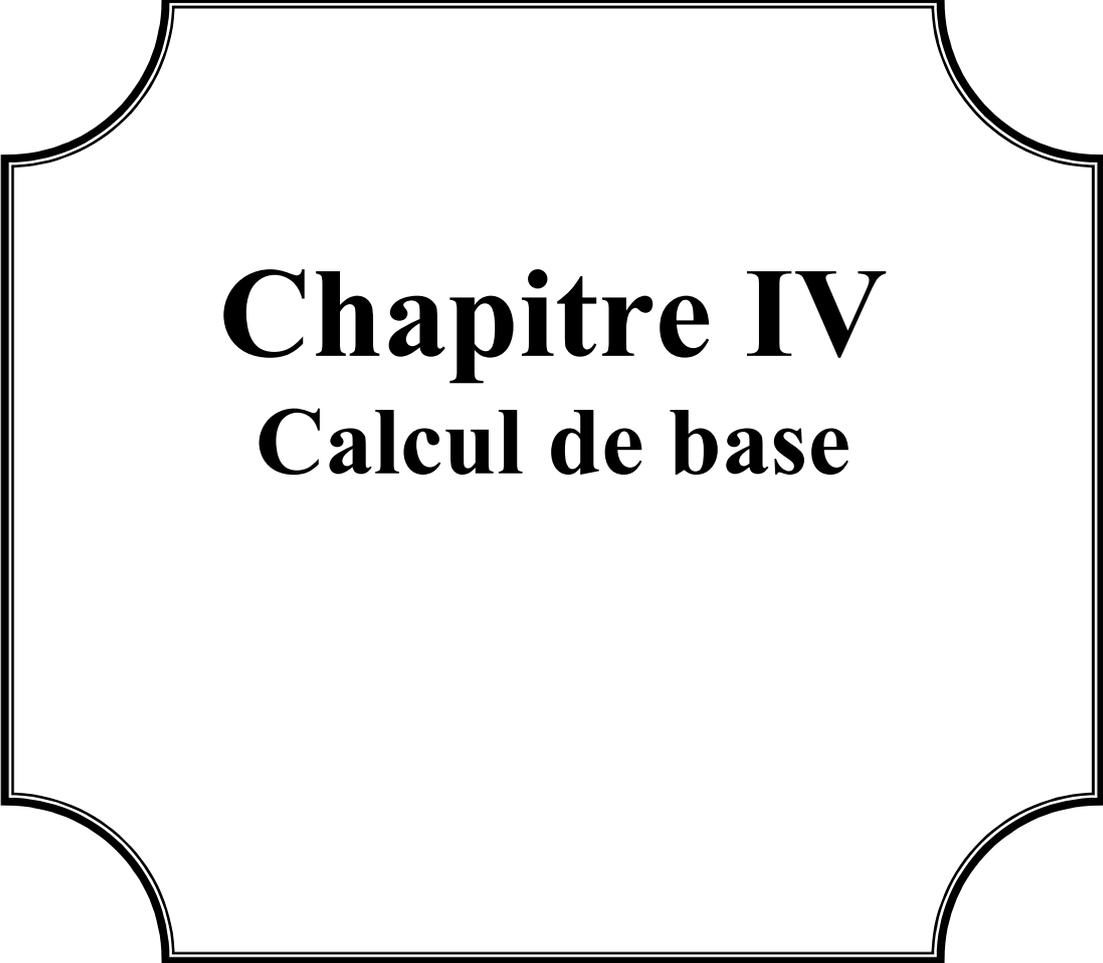
Conclusion

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

Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement on va prendre la valeur obtenue par la loi de Galton $i_{15 \text{ min}, 10\%} = 63.72 \text{ mm} / h$ et on déterminera la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique.

$$q = \frac{63.72 \times 10000}{3600} \text{ l/s/ha} \quad (\text{III.21})$$

Donc: $q \approx 177 \text{ l/s/ha}$



Chapitre IV

Calcul de base



Introduction

Quelque soit la nature, un réseau d'assainissement projeté au niveau d'une zone rurale ou urbaine, doit répondre à deux catégories de précipitation, à savoir, assurer :

- Le transit vers l'épuration des eaux et le cas échéant, des eaux résiduelles industrielles ;
- L'évacuation des eaux pluviales, de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation dans les points bas après les averses.

Dans ce contexte, un dimensionnement d'un réseau d'assainissement est indispensable, d'où on trouve, le calcul de base du réseau, le schéma de réseau, le nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

IV.1 Situation démographique

La population de la ville de BORDJ EL EMIR ABDELKADER est estimée à 10194 habitants avec un taux d'accroissement égal à 1.35% D'après les données de l'ONS (RGPH2008).

L'ingénieur concepteur doit donc prévoir dès le stade de la conception quelle sera la population à desservir durant la vie de la structure projetée. Selon les besoins des prévisions, 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 on a une estimation à long terme, pour cela on se référera 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 on a alors :

$$P_t = P_0 (1+T)^N \quad (IV.1)$$

Avec :

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

P_0 : nombre d'habitants à l'horizon actuel ($P_0=10194$ hab) ;

T : taux d'accroissement constaté dans cette agglomération, d'après l'ONS (RGPH2008).

($T=1.35\%$) ;

N : l'écart d'années entre les deux horizons (2008-2047) ; d'où $N=39$ ans.

$$P_{2047} = P_{2008} (1 + (1.35/100))^{39} = 17198 \text{ hab ; donc } P_{2047} = 17198 \text{ hab}$$

Tableau IV.1 Perspectives d'évolution de la population future de la ville de BORDJ EL AMIR ABDELKADER

Horizon	2008	2017	2027	2037	2047
Nombre d'habitant	10194	11502	13152	15040	17198



IV.2 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins

IV.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.

IV.2.2 Choix de la limite des sous bassins [3]

Le découpage du bassin en sous bassins élémentaires, considéré comme limites :

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

Pour notre projet, les routes et les voiries existantes sont prises en considération.

IV.3 Systèmes d'assainissement[3]

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

1. système unitaire ;
2. système séparatif ;
3. système pseudo séparatif;

IV.3.1 Système unitaire

Dans lesquels un seul collecteur assure le transport des eaux usées et des eaux pluviales

Tableau IV.2 Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système unitaire

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



IV.3.2 Système séparatif

Dans lequel deux réseaux sont mis en place ;

Réseau Pluvial : il est conçu pour évacuer les eaux d'origine pluviale, c'est à dire les pointes pluviales, il suit la ligne de plus grande pente. il transite l'eau vers les cours d'eau les plus proches.

Réseau d'Eaux Usées : il est prévu pour l'évacuation des eaux usées d'origine domestique et industrielle jusqu'à la station d'épuration avec une pente qui peut être faible.

Tableau IV.3 Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système séparatif

Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
<ul style="list-style-type: none"> - petites et moyennes agglomérations ; - extension des villes ; - faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. 	<ul style="list-style-type: none"> - diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées ; - exploitation plus facile de la station d'épuration ; - meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques ; - certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents notamment). 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol ; - coût d'investissement élevé ; - risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements ; - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales) ; - entretien des ouvrages particuliers (syphons, chasses d'eau, avaloirs) ; - entretien des postes de relèvement et des chambres à sables ; - détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites, passage caméra).

IV.3.3 Système pseudo séparatif

Le système pseudo séparatif est un système dans lequel on divise les apports d'eaux pluviales en deux parties :

L'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoule par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature

L'autre provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques. On recoupe ainsi les évacuations des eaux d'un même immeuble.

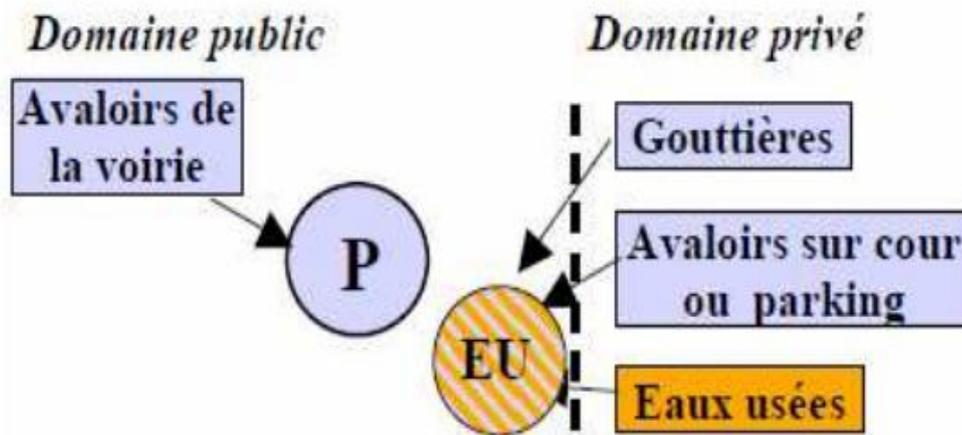


Figure IV.1 Schéma du réseau pseudo-séparatif

Remarque

Dans certaines agglomérations on peut rencontrer un système mixte. Dans ce type de système, une zone peut être assainie en partie par le système unitaire, et l'autre partie par le système séparatif.

Il est couramment appliqué dans les villes disposant d'un ancien réseau de type unitaire et dont l'extension ne pourrait être supportée, par le réseau ancien, qu'en assurant le stockage d'une partie des eaux d'extensions.

IV.4 Choix entre les systèmes d'assainissement

Généralement ; le choix entre les systèmes d'assainissement résulte :

- De la topographie locale, du régime de précipitation atmosphérique, la nature du terrain, la durée de temps sec précédant le ruissellement, le tracé du réseau de la voirie urbaine, importance de l'imperméabilisation des soles, répartition de l'habitat, préservation des lieux habités contre les inondations.



- Liées à des objectifs de qualité, lorsque le pouvoir autoépuration du milieu est limité.
- De l'économie, prenant en compte les dépenses d'investissement et d'entretien d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations (réseau, pompage et épuration), une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
- Urbanistiques (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux, et industriels, etc...); généralement; les annexes du pose fixent le périmètre de chaque système d'assainissement;
- Politiques (acceptation ou refus de la transformation du système d'assainissement en autre par exemple: système unitaire ou séparatif);
- Environnementales, qui interdiront par fois de recourir à un équipement unitaire si le milieu récepteur ne permet pas le rejet de sur verses d'orage, donc il faut tenir compte les conditions de rejet.
- D'exploitation tenant, par exemple: à des difficultés d'entretien en raison de la faiblesse des pentes du terrain. ces raisons pourront amener à utiliser un système d'assainissement relativement coûteux, voire des dispositifs spéciaux pour faciliter l'écoulement (pompage),
- De réduction des débits de pointe des eaux pluviales.
- De la sensibilité d'une nappe qui exclut l'assainissement autonome. ce qui limite économiquement la profondeur des tranchées.
- De proximité des réseaux voisins et de leurs positions en profondeur (conduites d'eaux potable, canalisation de gaz, câbles électriques ou téléphoniques, etc.).
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant;
- La topographie du terrain naturel.

Remarque

Notre agglomération constitue une population moyennement dense, et les eaux usées sont moins importance par rapport aux eaux pluviales, alors un réseau unitaire est plus convenable dans ce cas.

IV.5 Différents schémas d'évacuation [3]

Dans les réseaux d'assainissement l'écoulement est en général, gravitaire, sauf dans des cas particuliers, ils sont en fonction du relief et de la topographie, on distingue cinq schémas d'évacuation.

<p>Schéma Perpendiculaire : Ce schéma consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales</p>	
<p>Schéma à 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.</p>	
<p>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.</p>	
<p>Schéma à Collecteur Étagé : Lorsqu'on veut éviter de rendre notre réseau en charge, et lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux</p>	
<p>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. [4]</p>	

Figure IV.2 Les différents schémas d'évacuation

IV.6 Choix du schéma du réseau d'évacuation

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

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



Remarque

Pour notre cas, en tenant compte que la disposition d'agglomération est étendue et pour éviter de rendre notre réseau en charge, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux; d'où on optera à un **schéma de collecte étagé**.

IV.7 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin

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

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

IV.7.1 Evaluation de coefficient de ruissellement [3]

Le coefficient de ruissellement C est à déterminer par le plus grand débit Q_r (l/s) instantané et la plus forte précipitation P (l/s.ha) dans le bassin d'apport S (ha) est désigné comme coefficient de ruissellement maximal :

$$C = \frac{\text{débit}}{\text{précipitation}} = \frac{Q(l/s)}{P(l/s.ha) \times S(ha)} \quad (IV.2)$$

La grandeur du coefficient de ruissellement varie entre 0.05-1 et dépend de :
L'inclinaison, du genre et de densité de la surface à drainer (terre limoneuse avec ou sans végétation, sable, rochers) à cela s'ajoutent :

- l'humidité de l'aire ;
- la température ;
- la vitesse et la direction du vent ;
- La gelée ;
- L'orientation de la pluie ;
- L'humidité de la surface ;
- La capacité de la surface de retenir l'eau ;
- La durée des pluies ;
- La densité de la population ;
- Le mode d'occupation du sol ;



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 dernier conduit à un sur ou sous dimensionnement des eaux pluviales.

IV.7.1.1 Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

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

Tableau IV.4 Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation[3]

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

IV.7.1.2 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces [3]

Tableau IV.5 Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée

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

Remarque

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction du mode d'occupation du sol. Nous avons référence au plan de masse.



Les résultats de calcul du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin sont reportés dans le tableau IV.6

Tableau IV.6 Détermination du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin

N° SB	Surface Si (ha)	La Nature des surfaces Si	Cri	Cr de bassin
1	5,89	19,59%équipement existant	0,75	0,36
		3,17%habitation individuelle existante	0,5	
		0,4%route	0,9	
		76,83%espace	0,25	
2	9.6	15,42%équipement existant	0,75	0,71
		3,99%habitation collective existant	0,75	
		10,70%habitation individuelle existant	0,5	
		52,52%route	0,9	
		17,37%espace	0,25	
3	8,28	12,99%habitation individuelle existant	0,5	0,42
		21,28%équipement existant	0,75	
		61,53%espace	0,25	
		4,2%route	0,9	
4	9,18	9,75%équipement existant	0,75	0,8
		1,94%équipement projeté	0,75	
		3,88%habitation individuelle existant	0,5	
		22,79%habitation collective existant	0,75	
		0,88%stade	0,3	
		51,04%route	0,9	
		9,72%espace	0,25	
5	10,38	3,02%équipement existant	0,75	0,72
		2,2%habitation individuelle existant	0,5	
		14,67%habitation collective existant	0,75	
		2,5%foret	0,08	
		57,79%route	0,9	
		19,81%espace	0,25	
6	9,85	16,37%équipement existant	0,75	0,78
		18,51%habitation collective existant	0,75	
		8,43% air de jeux	0,1	
		56,69%route	0,9	
7	11,71	8,8%équipement existant	0,75	0,69
		18,87%habitation collective existant	0,75	
		1,82%habitation individuelle existant	0,5	
		48,61%route	0,9	
		37,26%espace	0,25	



8	11,93	1,83%équipement existant	0,75	0,64
		1,85%habitation individuelle existante	0,5	
		14,72%habitation collective existant	0,75	
		8,09%foret	0,08	
		48,22%route	0,9	
		25,29%espace	0,25	
9	10,41	3,34%équipement existant	0,75	0,71
		11,27%habitation collective existant	0,75	
		15,05%habitation individuelle existant	0,5	
		1,34%cimetière	0,1	
		53,96%route	0,9	
		15,04%espace	0,25	
10	9,93	6,37%équipement existant	0,75	0,78
		0,6%habitation individuelle existant	0,5	
		16,19%habitation collective existant	0,75	
		3,74%cimetière	0,1	
		8,96%espace	0,25	
		64,15%route	0,9	
11	11,32	5,49%équipement existant	0,75	0,66
		2,9%habitation individuelle existant	0,5	
		0,88%habitation collective existant	0,75	
		0,59% espace vert	0,1	
		7,53%stade	0,3	
		56,11%route	0,9	
		26,5%espace	0,25	
12	10,22	2,07%équipement existant	0,75	0,26
		1,79%habitation individuelle existant	0,5	
		2,35%cimetière	0,1	
		0,29%route	0,9	
		93,5%espace	0,25	
13	11,72	1,01%habitation individuelle existant	0,5	0,25
		0,38%cimetière	0,1	
		0,15%route	0,9	
		98,46%espace	0,25	

IV.7.2 Coefficient de ruissellement pondéré

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



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

Avec :

A_i : surface du sous bassin (ha)

A : surface totale en (ha)

C_{ri} : coefficient de ruissellement partiel

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré

Application numérique : $C_{rp} = \frac{78.8246}{130.42} = 0.60439043$ $C_{rp} = \mathbf{0.60}$

IV.7.3 Calcul de la densité partielle

$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot P_t}{C_{rp} \cdot A} \quad (IV.4)$$

Avec :

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

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré

A : surface totale (ha) $A=130.42$ ha

P_t : nombre total d'habitants (hab.) à l'horizon 2047 = 17198 hab.

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

$$P_i = D_i \cdot A_i \quad (IV.5)$$

Tableau IV.7 Détermination du nombre d'habitants à l'état actuel 2017

N° du sous bassin	Surface S_i (ha)	Coefficient de ruissellement C_{ri}	D_i (hab/ha)	Nombre d'habitant
1	5.89	0.36	53	309
2	9.6	0.71	104	995
3	8.28	0.42	61	507
4	9.18	0.8	117	1072
5	10.38	0.72	105	1091
6	9.85	0.78	114	1121
7	11.71	0.69	101	1179
8	11.93	0.64	93	1114
9	10.41	0.71	104	1079
10	9.93	0.78	114	1130
11	11.32	0.66	96	1090
12	10.22	0.26	38	388
13	11.72	0.25	36	428
Total	130.42			11502



Tableau IV.8 Détermination du nombre d'habitants à l'horizon 2047

N° du sous bassin	Surface Si (ha)	Coefficient de ruissellement Cri	Di (hab/ha)	Nombre d'habitant
1	5.89	0.36	79	463
2	9.6	0.71	155	1487
3	8.28	0.42	92	759
4	9.18	0.8	175	1602
5	10.38	0.72	157	1631
6	9.85	0.78	170	1676
7	11.71	0.69	151	1763
8	11.93	0.64	140	1666
9	10.41	0.71	155	1613
10	9.93	0.78	170	1690
11	11.32	0.66	144	1630
12	10.22	0.26	57	580
13	11.72	0.25	55	639
total	130.42			17198

D' OÙ:

Cri: coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin.

Ai : surface partielle (ha).

Di : densité partielle (hab/ha).

Conclusion

Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :

- On fixe l'horizon de calcul à 2047, soit une population future de 17198 habitants.
- Le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système unitaire.
- Le schéma d'évacuation adopté est le schéma de collecte par zones étagées.
- Le découpage de la zone urbaine en sous bassin nous conduit à distinguer (13) sous bassins.



Chapitre V

Evaluation des débits à évacuer



Introduction

Avant d'entamer le dimensionnement d'un réseau d'assainissement, il est impératif de passer par la phase de l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales qui seront acheminés, le plus rapidement possible, loin de l'agglomération afin d'éviter toute contamination de l'être humain par des maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde ; fièvre paratyphoïde ; dysenterie; diarrhées infectieuses), donc une évaluation des débits d'eaux usées et pluviales est indispensable et qui porte essentiellement sur l'estimation de la quantité et de la qualité des rejets, ces dernières varient d'une agglomération à une autre selon la vocation adoptée.

V.1 Evaluation des débits d'eaux usées

V.1.1 Généralités

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activités, car ces eaux sont constituées par des effluents pollués et nocifs qui peuvent être une source de plusieurs maladies à transmission hydrique ; donc il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr hors limite de l'agglomération.

L'évaluation des débits d'eaux usées nous permet de connaître les quantités de ces derniers :

- aux heures de pointes : ce qui conditionnent la détermination des sections des canalisations.
- aux flots minimaux qui permettent d'apprécier les capacités d'auto-curage des Canalisations.

V.1.2 Nature des eaux usées à évacuer

Selon REJSEK (2002), les eaux résiduaires urbaines (ERU), ou eaux usées, sont des eaux chargées de polluants, solubles ou non, provenant essentiellement de l'activité humaine.

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

On distingue principalement:

- Les eaux usées d'origine domestique.
- Les eaux usées d'origine industrielle.
- Les eaux parasites.
- Les eaux des services publics.



a) Les eaux usées d'origine domestique

Elles sont constituées essentiellement d'eaux ménagères et d'eaux vannes.

Les eaux ménagères englobent les eaux des vaisselles, de lavage, de bain et de douche, les eaux vannes englobent les eaux provenant des sanitaires.

b) Les eaux des services publics

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire. Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques.

c) Les eaux usées industrielles

Ce sont des eaux usées qui ont été usées par un procédé chimique, La quantité et la qualité d'eaux évacuées par les industries dépendent de plusieurs paramètres qui sont cités comme suit :

- Nature de l'industrie : (Fabrications ou de transformations) ;
- Procédé de fabrication utilisé;
- Taux de recyclage effectivement réalisé ;

Mis à part la quantité à évacuer, il y a toujours certains paramètres à prendre en considération à savoir :

- La variation brusque de la température des eaux qui peut nuire aux caractéristiques mécanique des canalisations
- L'agressivité de l'effluent qui contient des matières corrosives et des acides, ce qui exige un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle.

Donc ; les eaux industrielles doivent recevoir un prétraitement à l'usine même pour éviter d'endommager et diminuer la durée de vie du réseau d'assainissement.

d) Les eaux parasites [b]

Une eau parasite est une eau qui transite dans un réseau d'assainissement non conçu pour la recevoir, ce terme est utilisé pour désigner une eau claire (généralement très peu polluée), introduite dans un système d'assainissement.

On parle alors d'intrusion d'eaux claires parasites dans les cas suivants :

- Mauvaise pose de canalisation.
- Mauvais raccordement entre les conduites concernant les joints.
- L'écoulement hypodermiques qui donne un déplacement vertical au collecteur au niveau des emboitements en influençant sur son étanchéité (intrusion des eaux parasites).



-Fissuration du collecteur qui est due au tassement créé par les véhicules circulant sur les routes surtout si la conduite est enterrée dans la zone de la couche dynamique car les efforts sont transmis directement à la cette dernière.

-Les racines des arbres cherchant l'humidité (phénomène d'hydrotropisme) ces dernières soulèvent les collecteurs en le fissurant au niveau des lèvres pour absorber.

-Absence de bouche d'égout sélectives près des stations de lavage, en période de temps sec lorsque le débit est minimal les huiles forment une couche dans les parois de la conduite et c'est les conditions de vie favorables pour les bactéries fermentescibles en milieu (anaérobie) donc elles attaquent le béton en le dégradant et l'intrusion des eaux parasites est assurée.

-La remontée de la nappe donne des variations de cotes de la génératrices inférieures du collecteur ce qui induit au déboitement niveau des emboitements=>intrusion des eaux parasites.

Les eaux parasites doivent être mesurées sur le réseau, mais en absence de valeurs mesurées la directive Allemande ATV préconise de prendre un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha.

Remarque

Pour ce projet le débit d'eau parasite pris est de 0.15 l/s/ha.

V.1.3 Consommation en eau potable

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération dépend de certains paramètres :

- La disponibilité de la ressource.
- Le nombre d'habitants.
- Le développement urbain de la ville.
- Le niveau de vie de la population.

Vu le développement qu'a connu la ville de Bordj El Amir Abdelkader en sens d'urbanisme et de mode de vie de la population ainsi que la disponibilité des ressources d'eaux, on a adopté une dotation en eau potable de **180 l/j/ha**.

V.1.4 Débit d'eaux usées

-L'évaluation de la quantité des eaux usées à évacuer journalièrement s'effectuera à partir de la consommation d'eau par habitant. Elle correspond aux plus fortes consommations journalières de l'année.

-L'évacuation quantitative des rejets est en fonction du type de l'agglomération et diverses catégories d'occupation du sol.



-Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée. L'eau à évacuer n'est que de 70% à 80% l'eau potable consommée.

V.1.4.1 Estimation des débits d'eaux usées domestiques

-Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous saisissons comme base une dotation d'eau potable de 180 l/j hab.

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

V.1.4.2 Evaluation du débit moyen journalier

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

$$Q_{\text{moy,j}} = (K_r \cdot D \cdot N) / 86400 \quad (\text{l / s}) \quad (\text{V.1})$$

Avec:

$Q_{\text{moy,j}}$: débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s) ;

K_r : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable à consommer

D : Dotation journalière prise égale à 150 l/j hab.

N : Nombre d'habitants à l'horizon étudié (hab.)

V.1.4.3 Evaluation du débit de pointe

Il est donné par la formule qui suit :

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

Avec :

Q_{pte} : débit de pointe ;

$Q_{\text{moy,j}}$: débit moyen journalier ;

K_p : coefficient de pointe ;

Ce coefficient de pointe peut être :

a)- estimé de façon moyenne

$$K_p = 24/14 ;$$

$$K_p = 24/10 ;$$

b)-relié à la position de la conduite dans le réseau

$$K_p = 3 \text{ en tête du réseau ;}$$

$$K_p = 2 \text{ à proximité de l'exutoire ;}$$

c)-Calculé à partir du débit moyen journalier : [3]

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy,j}}}} \quad \text{si } Q_{\text{moy,j}} \geq 2.8 \text{ l/s} \quad (\text{V.3.1})$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{\text{moy,j}} < 2.8 \text{ l/s} \quad (\text{V.3.2})$$



Remarque

Pour notre étude le coefficient de pointe k_p est calculé à partir du débit moyen journalier, les débits des eaux usées des services publics, les débits d'infiltration et les débits d'eaux usées d'origine domestique de pointe à l'horizon 2047 sont respectivement illustrés dans les tableaux V.1, V.2, V.3 et V.4

Tableau V.1 Evaluation des eaux usées des services publics pour chaque sous bassin

SB	Equipements	Unité de mesure	Nombre d'éléments	Dotation	Débit	Débit _{cons} [l/s]	Débit _{rej} [l/s]	
1	CFPA	M ²	11540	10	115400	1,336	1,069	1,069
2	Maison jeune	M ²	1090	20	21800	0,252	0,202	0,938
	Caserne militaire	unité	1	30000	30000	0,347	0,278	
	Lycée	élève	700	15	10500	0,122	0,097	
3	café	client	3000	10	30000	0,347	0,278	0,231
	CEM	élève	600	15	9000	0,104	0,083	
4	Marché	M ²	1500	5	7500	0,087	0,069	0,819
	Parc APC	M ²	3500	5	17500	0,203	0,162	
	Stade	M ²	800	50	40000	0,463	0,370	
	Ecole primaire	élève	400	15	6000	0,069	0,056	
	Mosquée	fidèle	700	50	35000	0,405	0,324	
	PTT	fonctionnaire	20	10	200	0,002	0,002	
	Station Taxi	M ²	260	10	2600	0,030	0,024	
5	toilette publique	unité	2	1400	2800	0,032	0,026	0,065
	Maternité	lit	25	250	6250	0,072	0,058	
	SUB Agriculture	fonctionnaire	30	10	300	0,003	0,003	
6	Police judiciaire	fonctionnaire	50	10	500	0,006	0,005	1,958
	Ecole primaire	élève	400	15	6000	0,069	0,056	
	restaurant	repas	1000	30	30000	0,347	0,278	
	centre culturel	adhérent	400	15	6000	0,069	0,056	
	Ecole coranique	Personnes	50	15	750	0,009	0,007	
	CEM	élève	600	15	9000	0,104	0,083	
	Maternité	lit	25	250	6250	0,072	0,058	
	APC	fonctionnaire	50	15	750	0,009	0,007	
	Poste	fonctionnaire	15	15	225	0,003	0,002	
	Police	Agent	100	15	1500	0,017	0,014	
	Daira	fonctionnaire	42	15	630	0,007	0,006	
	Annexe CFPA	M ²	850	10	8500	0,098	0,079	
	Mosqué	fidèle	1500	20	30000	0,347	0,278	
7	SLEP	M ²	36	10	360	0,004	0,003	0,097
	Air de jeu	M ²	22300	5	111500	1,291	1,032	
8	Lycée	élève	700	15	10500	0,122	0,097	0,097
9	centre de santé	Patient/j	100	20	2000	0,023	0,019	0,019
10	Bibliothèque	lecteur	120	15	1800	0,021	0,017	0,017
10	CEM	élève	600	15	9000	0,104	0,083	0,475
	SRE	M ²	215	10	2150	0,025	0,020	
	Gendarmerie	Agent	36	25	900	0,010	0,008	
	polyclinique	Patient/j	60	20	1200	0,014	0,011	
	bain maure	unité	1	38000	38000	0,440	0,352	



11	Stade	visière	2	10000	20000	0,231	0,185	0,565
	Complexe sportif	M ²	2000	5	10000	0,116	0,093	
	Protection civile	Unité	1	25000	25000	0,289	0,231	
	Station de service	unité	1	6000	6000	0,069	0,056	
12	crèche	élève	120	15	1800	0,021	0,017	0,017
13	Ne comporte pas d'équipements							

Tableau V. 2 Evaluation des débits d'infiltration de chaque sous bassin

Sous bassin	Surface (ha)	K(l/s/ha)	Q _{Infiltr} (l/s)
1	5,89	0,15	0,88
2	9,6	0,15	1,44
3	8,28	0,15	1,24
4	9,18	0,15	1,38
5	10,38	0,15	1,56
6	9,85	0,15	1,48
7	11,71	0,15	1,76
8	11,93	0,15	1,79
9	10,41	0,15	1,56
10	9,93	0,15	1,49
11	11,32	0,15	1,70
12	10,22	0,15	1,53
13	11,72	0,15	1,76

Avec :

K : débit d'eau parasite compris entre (0.05et 0.15) l/s/ha.

Dans notre cas en prend K=0.15 l/s/ha.

Tableau V.3 Détermination des débits d'eaux usées d'origine domestique de pointe pour chaque sous bassin

Sous Bassin	N Hab	Q _{moy} (l/s)	K _p	Q _{point} (l/s)
1	463	0,77	3,00	2,31
2	1487	2,48	3,00	7,44
3	759	1,26	3,00	3,79
4	1602	2,67	3,00	8,01
5	1631	2,72	3,00	8,15
6	1676	2,79	3,00	8,38
7	1763	2,94	2,96	8,70
8	1666	2,78	3,00	8,33
9	1613	2,69	3,00	8,06
10	1690	2,82	2,99	8,42
11	1630	2,72	3,00	8,15
12	580	0,97	3,00	2,90
13	639	1,07	3,00	3,20



Tableau V.4 Détermination des débits totaux d'eaux usées pour chaque sous bassin pour l'horizon 2047

S B	N Hab	Q_{moyj} (l/s)	K_p	Q_{point} (l/s)	Q_{equip} (l/s)	Q_{Infiltr} (l/s)	$Q_{\text{t usée}}$ (l/s)
1	463	0,77	3,00	2,31	1,069	0,88	4,27
2	1487	2,48	3,00	7,44	0,938	1,44	9,81
3	759	1,26	3,00	3,79	0,231	1,24	5,27
4	1602	2,67	3,00	8,01	0,819	1,38	10,21
5	1631	2,72	3,00	8,15	0,065	1,56	9,77
6	1676	2,79	3,00	8,38	1,958	1,48	11,82
7	1763	2,94	2,96	8,70	0,097	1,76	10,55
8	1666	2,78	3,00	8,33	0,019	1,79	10,14
9	1613	2,69	3,00	8,06	0,017	1,56	9,64
10	1690	2,82	2,99	8,42	0,475	1,49	10,39
11	1630	2,72	3,00	8,15	0,565	1,70	10,41
12	580	0,97	3,00	2,90	0,017	1,53	4,45
13	639	1,07	3,00	3,20	0,00	1,76	4,95

Avec :

Q_{moyj} : débit d'eau usée moyen (l/s) .

Q_{point} : Débit d'eau usée de pointe (l/s).

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

Q_{Infiltr} : Débit d'infiltration (l/s).

$Q_{\text{t usée}}$: Débit d'eau usée total (l/s).

V.5 Évaluation des débits d'eaux pluviales

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. Les débits d'eaux pluviaux seront calculés pour une précipitation de fréquence décennale, Car ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les débordements (inondation) .Deux méthodes essentielles se présentent pour l'estimation des débits pluviaux :

- La méthode rationnelle
- La méthode superficielle.

V.5.1 Méthode rationnelle

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

$$Q = \alpha .Cr .i .A \quad (l/s) \quad (V.4)$$

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.

$\alpha=0.6$ on sous-estime le débit $\alpha=0.99$ on surestime le débit.

Si $A \leq 10$ ha donc on prend $\alpha = 1$.

Si $A > 10$ ha donc on prend $\alpha = 0.9 \dots 0.8 \dots 0.7 \dots \dots \dots$ etc.

V.5.1.1 Les hypothèses de La Méthode Rationnelle et leurs contradictions [4]

Les hypothèses de base sont, par conséquent, les suivantes :

- Si la durée de l'averse dépasse le temps de concentration le bassin va reprendre (Q_{max})

Mais réellement non, pour que le bassin repend il faut que toutes les surfaces participent au ruissellement.

- le débit de pointe est fonction de l'intensité maximale et le temps de concentration mais réellement le temps de repense du bassin est un temps qui diffère au temps de concentration car si la surface augmente le débit diminue en fonction de la forme du bassin (ramassé ou allongé) ;(perméable ou imperméable).

- Le « C » du bassin est supposé constant parce que « I » est « Q » ont la même période de retour mais réellement la période de retour quand elle dépasse 10 ans il faut appliquer un autre coefficient pour qu'elle tienne compte des autres années parce qu'il y'aurai une urbanisation peut être.

I_{max} : le bassin ne repend pas (surface perméable) (avant).

I_{min} :le bassin repend (surface imperméable ; urbanisation) le « C » c'est lui qui a augmenté le « Q » (Après 10 ans).

Le coefficient de ruissellement est constant pendant toute la durée de l'averse ce qui est loin de la réalité parce que dans les premiers temps la lame d'eau est faible mais avec le temps cette dernière augmente en augmentant le coefficient de ruissellement.



V.5.1.2 Critique de la méthode Rationnelle

Le temps de concentration est très difficile à déterminer parce qu'il est fonction de la pente ; de l'intensité de la surface du bassin de la forme et du débit parce réellement on ne peut pas faire toutes ces évaluations au niveau d'un bassin (Il y'a des crevasses, les ouvrages constituant le système d'évacuation qui retiennent l'eau, les contres pentes...)

-La pluie tombée sur le bassin n'est pas répartie uniformément, elle peut être faible dans une zone et max dans une autre zone du bassin.

-Elle ne prend pas en considération les eaux retenues sur le bassin parce que la méthode rationnelle suppose toute la pluie qui tombe va au collecteur alors qu'en réalité une partie de l'eau est stockée sur le bassin (cul de sac, dépressions...).

-Elle ne lie pas entre le temps de concentration et le débit maximal.

V.5.1.3 Validité De La Méthode Rationnelle

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

V.5.1.4 Les erreurs commises sur l'évaluation du débit pluvial

-Mauvaise estimation du coefficient de ruissellement (nature du sol et le taux de son imperméabilisation).

-mauvaise estimation du coefficient réducteur d'intensité « α ».

-La surface : si la surface est remarquable y'aura une bonne précision sur cette dernière si non elle nous induit en erreur.

- L'intensité moyenne maximale qui est déterminée par l'étude hydrologique est approximative elle n'est pas réelle à 100% et sa répartition sur le bassin n'est pas uniforme donc on aura une sur ou sous-estimation du débit pluvial.

-Lorsqu'on ne considère pas avec le coefficient de retardement on aura un débit Théorique supérieur au débit réel alors que dans le cas contraire on aura de bons résultats et c'est dans le but du bon dimensionnement des ouvrages se trouvant à l'aval.



V.5.1.5 Temps de concentration

Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné [5].

Pour évaluer le temps de concentration ; On considère que le temps de concentration est issu de trois temps de concentrations déferent : t_1 , t_2 et t_3 :

$t_1 = \frac{1}{60.v}$: 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. (min)

Ou : L : Longueur de la conduite (m).

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

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

- 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 : $t_c = t_1 + t_2$.

V 5.2 Méthode superficielle [3]

-Cette méthode proposée par CAQUOT, est une variante de la méthode rationnelle, donnée par la relation suivante:

$$Q_{(f)} = K \frac{1}{U} . I \frac{V}{U} . Cr \frac{1}{U} . A \frac{W}{U} \quad (V.5)$$

Dans laquelle les divers paramètres sont des fonctions de a(f) et b(f) eux mêmes paramètres de la relation :

$$I(t, f) = a(f) t^{b(f)} \quad (V.6)$$

Avec :

$Q_{(f)}$: débit pluvial en (m^3 / s)

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

A : surface du bassin considéré (ha)

K : coefficient d'expression,

$$K = \left[(0.5)^{b(f)} . a(f) \right] / 6.6 \quad (V.7)$$

U : coefficient d'expression : $1 + 0.287 . b(f)$

V : coefficient d'expression : $- 0.41 . b(f)$

W : coefficient d'expression : $0.95 + 0.507 . b(f)$

La pente est définie comme étant le rapport entre la différence des côtes des niveaux amont et aval et la longueur du collecteur

$$\text{Où : } I_r = \frac{C_{am} - C_{av}}{L} \quad (\text{V.8})$$

C_{am} : cote amont du collecteur (m) ;

C_{av} : cote aval du collecteur (m) ;

L : longueur du collecteur (m) ;

Dans le cas où le tracé présente des déclivités, on divise le parcours « L » du collecteur en tronçons. On détermine la longueur et la pente moyenne de chacun séparément, puis on détermine la pente équivalente pour des tronçons placés en série, en utilisant la formule

$$I_{\text{éq}} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2 \quad (\text{V.9})$$

V 5.2.1. Formules D'équivalences

Lorsqu'on a affaire à un groupement des bassins liés à un même collecteur, nous déterminons les caractéristiques de chaque groupement de sous bassins, à l'aide des formules ci-après:

Tableau V.5 Caractéristiques de chaque groupement de sous bassin [3]

Assemblage en série	Assemblage en parallèle
$A = \sum_{i=1}^N A_i$	$A = \sum_{i=1}^N A_i$
$C_{req} = \frac{\sum_{i=1}^N C_{ri} \cdot A_i}{\sum_{i=1}^N A_i}$	$C_{req} = \frac{\sum_{i=1}^N C_{ri} \cdot A_i}{\sum_{i=1}^N A_i}$
$I_{\text{éq}} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$I_{\text{éq}} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2$
$M = \frac{L}{\sqrt{A}}$	$M = \frac{L}{\sqrt{A}} (Q_{\text{max}})$



-Nous avons donné ces formules à titre d'information seulement, c'est à dire nous les avons pas utilisé dans nos calculs.

Remarque

-La valeur du débit $Q_{(f)}$ donnée par l'expression précédente correspond à une valeur brute, celle – ci doit tenir compte d'un coefficient m d'où :

$$Q_{(f) \text{ corrigé}} = m Q_{(f) \text{ brute}} \quad (V.10)$$

Avec :

m = coefficient d'influence donné par l'expression qui suit :

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84 \cdot b \cdot (f)}{1 + 0.287 \cdot b \cdot (f)}} \quad (V.11)$$

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

Où : L : longueur du plus long parcours hydraulique en (m).
 A : surface du bassin considéré en (m²).

V 5.2.2. Validité de la méthode superficielle [3]

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

- Une superficie totale < 200 ha
- La pente doit être comprise entre (0.2 < I < 5) %
- Le coefficient de ruissellement (0.2 < Cr < 1)
- Le coefficient d'allongement (M > 0.8).

V.6 Choix de la méthode de calcul

Pour notre agglomération on utilise la méthode rationnelle pour l'évaluation du débit pluvial en se basant sur le fait que les sous bassins ont des surfaces assez faibles et que le coefficient de ruissèlement est bien estimée.

V.6.1 Détermination du coefficient réducteur d'intensité α

On peut déterminer α selon une des (02) deux approches suivantes :

- En fonction de la forme du bassin (des relations empiriques) [6]

Pour tenir compte de l'abattement spatial de i , α est donné par les relations empiriques.

La distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu d'appliquer un coefficient réducteur d'intensité α déterminé d'après une loi de répartition de pluie.

a) Pour des bassins longs (rectangle étroit, largeur = 1/2 de la longueur),

Ce coefficient sera égal à : $\alpha = 1 - 0.006 \sqrt{d}$

b) Pour des bassins ramassés (carré ou cercle):

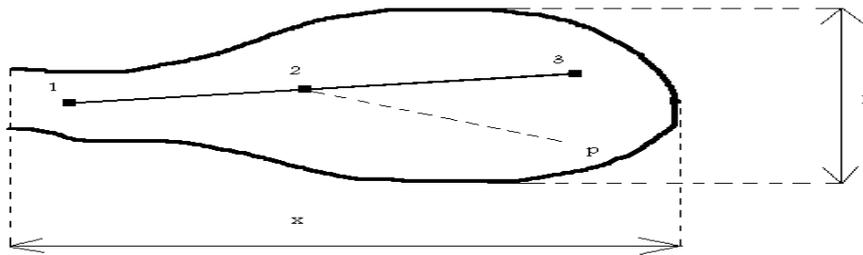
Ce coefficient sera égal à : $\alpha = 1 - 0.005 \sqrt{2d}$

Avec : d : la distance en mètre du point de calcul au centre du bassin.

- **En fonction de la nature des pluies [3]**

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...pour en tenir compte nous affectons l'intensité d'un coefficient réducteur $\alpha < 1$ déterminé expérimentalement :

Supposons un bassin versant assimilé à un rectangle de longueur (x) et de largeur moyenne (y) drainé par un collecteur 1-2-3.



Le point (p) du bassin se trouve en amont du collecteur 1-2 intéressé par le calcul (p-2) distance du point (2) situé l'amont du tronçon d'égout étudié au point (p) du bassin considéré.

Tableau V.6 Valeurs de coefficient réducteur d'intensité α

p-2 (m)	200	400	600	800	1000	1200	1400
Y < x/2	0,91	0,88	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77
Y > x/2	0,90	0,86	0,83	0,80	0,78	0,76	0,75
p-2 (m)	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800
Y < x/2	0,76	0,75	0,73	0,72	0,70	0,69	0,68
Y > x/2	0,72	0,70	0,69	0,67	0,66	0,64	0,63

Remarque

Vu la facilité d'application de la première approche (tenir en compte la distribution spatiale de pluie), on a l'appliqué pour calculer le coefficient réducteur d'intensité α par cette méthode.

Les résultats obtenus après le calcul par la méthode rationnelle sont mentionnés dans le tableau suivant V.7 :

**Tableau V.7** Evaluations des débits d'eaux pluviales

N° SB	Surface (ha)	Cr_i	α	i (l/s/ha)	Q_{pluvial} (l/s)
1	5,89	0,36	1	177	375,31
2	9,6	0,71	1	177	1206,43
3	8,28	0,42	1	177	615,54
4	9,18	0,8	1	177	1299,89
5	10,38	0,72	0,88	177	1170,22
6	9,85	0,78	1	177	1359,89
7	11,71	0,69	0,89	177	1273,64
8	11,93	0,64	0,89	177	1200,34
9	10,41	0,71	0,87	177	1138,87
10	9,93	0,78	1	177	1370,94
11	11,32	0,66	0,87	177	1146,60
12	10,22	0,26	0,87	177	407,96
13	11,72	0,25	0,87	177	450,12

Avec :

S : Surface élémentaires de chaque sous bassins

Cr_i : Coefficient de ruissèlement

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

Si : $S \leq 10$ ha donc on prend $\alpha = 1$.

Q_{PL} : débit des eaux pluviales.

Tableau V.8 Récapitulatif des résultats

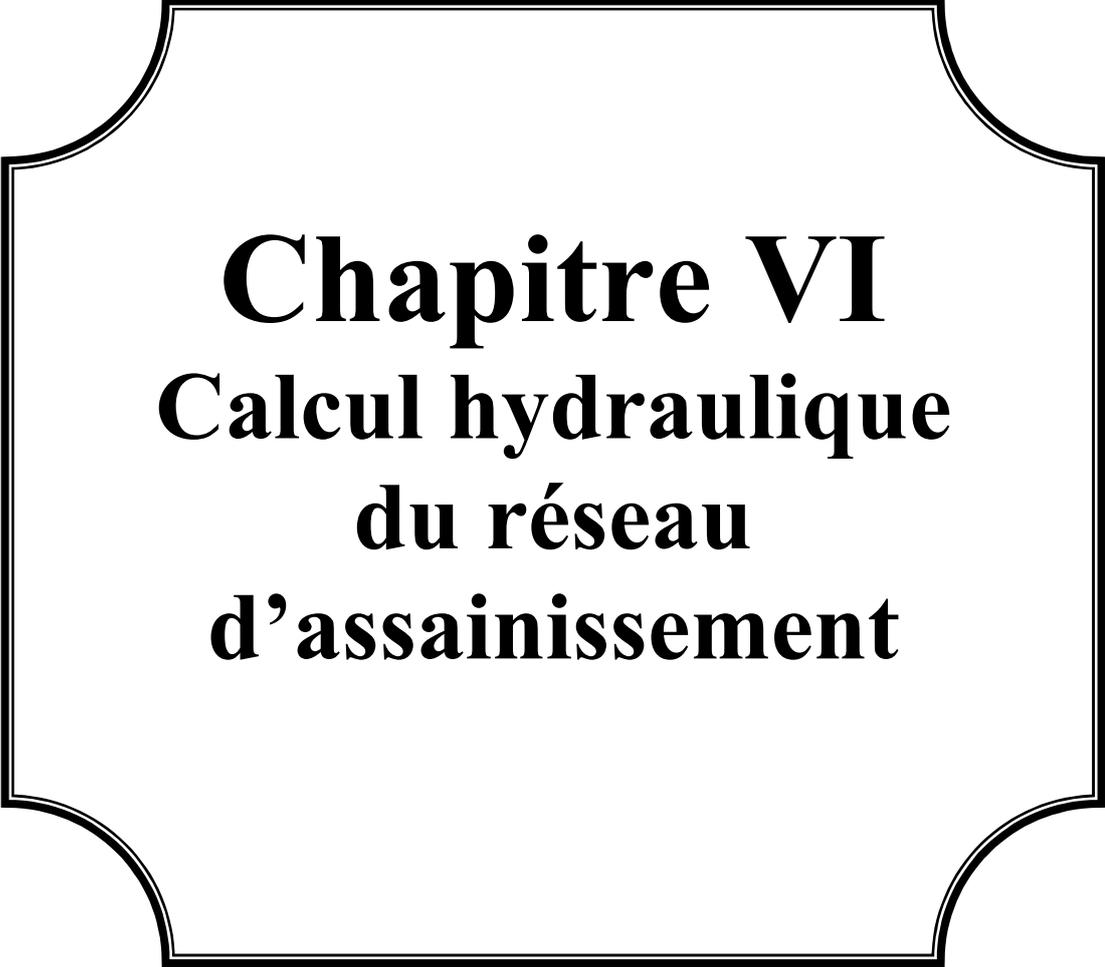
N° SB	$Q_{\text{équipement}}$ (l/s)	$Q_{\text{infiltration}}$ (l/s)	$Q_{\text{domestique}}$ (l/s)	Q_{pluviale} (l/s)	Q_{total} (l/s)
1	1,069	0,88	2,31	375,31	379,58
2	0,938	1,44	7,44	1206,43	1216,25
3	0,231	1,24	3,79	615,54	620,80
4	0,819	1,38	8,01	1299,89	1310,10
5	0,065	1,56	8,15	1170,22	1179,99
6	1,958	1,48	8,38	1359,89	1371,71
7	0,097	1,76	8,70	1273,64	1284,19
8	0,019	1,79	8,33	1200,34	1210,48
9	0,017	1,56	8,06	1138,87	1148,51
10	0,475	1,49	8,42	1370,94	1381,32
11	0,565	1,70	8,15	1146,60	1157,01
12	0,017	1,53	2,90	407,96	412,41
13	0	1,76	3,20	450,12	455,08
					13127,42



Conclusion

Dans ce chapitre nous avons pu quantifier les différents débits à évacuer de nature domestique, services publics, infiltration et pluviaux tout en partageant notre agglomération à 13 sous bassins dont chacun a un coefficient de ruissellement déterminé.

D'après les valeurs des débits obtenues, on constate que les débits d'eaux usées ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux. Aussi on signale que la ville de Bordj El Amir Abdelkader ne comporte pas des unités industrielles, d'où les eaux usées d'origine industrielles n'ont pas été quantifiées.



Chapitre VI
Calcul hydraulique
du réseau
d'assainissement



Introduction

L'étude hydraulique du réseau d'assainissement de la ville de Bordj El Amir Abdelkader est l'objectif de notre travail. Elle exige une précision dans les calculs.

Le réseau a été dimensionné pour assurer l'écoulement de l'eau dans la conduite sans stagnation jusqu'à l'exutoire.

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), sont posés d'une manière à respecter les normes de fabrication et satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs.

Le choix de la variante du tracé se fait après une étude technico-économique.

VI.1 Conception du réseau

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

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

La conception d'un système hydraulique se caractérise par :

- Des contraintes physiques subordonnées au relief du terrain, aux branchements d'immeubles et à la dépendance par rapport aux autres réseaux.
- Des données hydrauliques : Nature de l'effluent, débits, caractéristiques des sections.
- Des dispositions techniques, qui exigent les solutions les plus économiques.

Les calculs se conduisent à partir du profil longitudinal qui, au fur et à mesure de son élaboration, permet de :

-Rechercher les pentes d'écoulement, en se tenant le plus près possible du niveau du sol, compte tenu d'un minimum de garde contre le gel, les charges ou surcharges roulantes. La couverture de terre ou de sable au dessus de la canalisation est généralement de 0.8 à 2.5m.



- De définir les sections minimales et les ouvrages de raccordement.
- De déterminer les chutes et franchissement d'obstacles.
- D'assurer les vitesses limites d'auto curage pour éviter la décantation des matières en suspension et à l'extrême ne pas dépasser les vitesses maximales admissibles.

VI. 2 Dimensionnement du réseau d'assainissement

VI.2.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement [7]

Dans le cadre de l'assainissement, le dimensionnement du réseau d'assainissement du type unitaire doit dans la mesure du possible permettre l'entraînement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites.

Il faut assurer une vitesse minimale de 0.6 m /s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm.

Conditions d'auto curage[c]

Pour déterminer le type de canalisation, son diamètre, sa pente, en fonction du débit, il est nécessaire que le réseau satisfasse des conditions d'auto curage. Ces conditions doivent être respectées pour des raisons d'hygiène et d'entretien. En effet si la vitesse dans le réseau est trop faible, des dépôts et des déchets fermentescibles peuvent stagner dans les conduites. Les conditions de satisfaction de l'auto curage sont :

- Vitesse à pleine section supérieure à 1 m/s
- Vitesse supérieure à 0.60 m/s pour 1/10 du débit à pleine section
- Vitesse supérieure à 0.30 m/s pour 1/100 du débit à pleine section.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leurs revêtements intérieurs nous conduisons à poser des limites supérieures à la pente admissible.

Il paraît raisonnable de ne pas dépasser des vitesses de l'ordre de 4 à 5 m/s.

Pour les ouvrages d'importance moyenne les sections les plus favorables sont :

- De type circulaire.
- De type ovoïde.



VI.2.2 Hypothèses de dimensionnement

- L'hypothèse de dimensionnement du système d'évacuation en gravitaire est :
« L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier ».
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence de la côte du plan d'eau en amont et en aval.
- Le système d'évacuation adopté dans notre projet est un système gravitaire. Ce dernier est caractérisé par un écoulement uniforme et à surface libre ; où le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier I_r .

$$I_r (\%) = \frac{C_{am} - C_{av}}{L} \times 100 \quad (VI.1)$$

L'écoulement libre uniforme, avec vitesse identique amont aval est traduit par le calcul mené en conception, conduit en fonction des contraintes : débit connu, pente de radier I donnée, configuration du collecteur déterminant la somme des pertes de charge ΔH .

VI.3 Mode de calcul

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.

A partir de l'abaque (réseau pluvial en système unitaire ou séparatif), et pour les valeurs données des pentes, des diamètres normalisés, on déduit le débit Q_{ps} et la vitesse V_{ps} de la conduite remplie entièrement.

VI.3.1 Paramètres hydrauliques [8]

Le calcul hydraulique consiste à déterminer les débits, les vitesses et les hauteurs de remplissage dans les canalisations. Pour chacun de ces grandeurs deux valeurs sont déterminées, l'une réelle et l'autre à pleine section.

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau on définit les paramètres suivants :

- Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact avec l'eau.
- Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m^2).
- Rayon hydraulique (R_h) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé. (m).



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

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

$$Q = V \cdot S \quad (VI.2)$$

Avec :

Q : Débit (m^3/s).

S : Section mouillée (m^2).

V : Vitesse d'écoulement (m/s) ; cette vitesse se calcule par différentes expressions.

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

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

Où

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

R (m) : Rayon hydraulique.

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

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s S R^{\frac{2}{3}} \sqrt{I_i} \quad (VI.4)$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 \cdot Q_t}{K_s \cdot \sqrt{I_i}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (VI.5)$$

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

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

Le procédé de calcul se fait comme suivant :

Avec la pente et le débit on tire de l'abaque (annexe I) le diamètre normalisé, le débit à pleine section et la vitesse à pleine section. Ensuite, on calcule les rapports :

$R_Q = Q/Q_{ps}$ (Rapport des débits).

$R_V = V/V_{ps}$ (Rapport des vitesses).



$$R_h = h/D \quad (\text{Rapport des hauteurs}).$$

Avec :

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

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

h : Hauteur de remplissage dans la conduite (m)

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

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

D : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

Dans notre étude, le système unitaire est le système choisi pour l'agglomération considérée, donc la vitesse minimale à respecter est de 0.6m/s pour qu'il n'y ait pas de dépôt de sable (auto curage) et ceci pour le dixième du débit à pleine section ou de 0.3m/s pour le centième du débit maximum, en conséquence, le diamètre doit répondre nécessairement à ces conditions.

Les sections de forme circulaire répondent mieux à ces conditions que les sections ovoïdes du fait de leurs stabilités et résistances aux charges extérieures.

La vitesse maximale ne doit pas dépasser 4m/s (vitesse d'érosion) pour éviter la détérioration des joints et du radier.

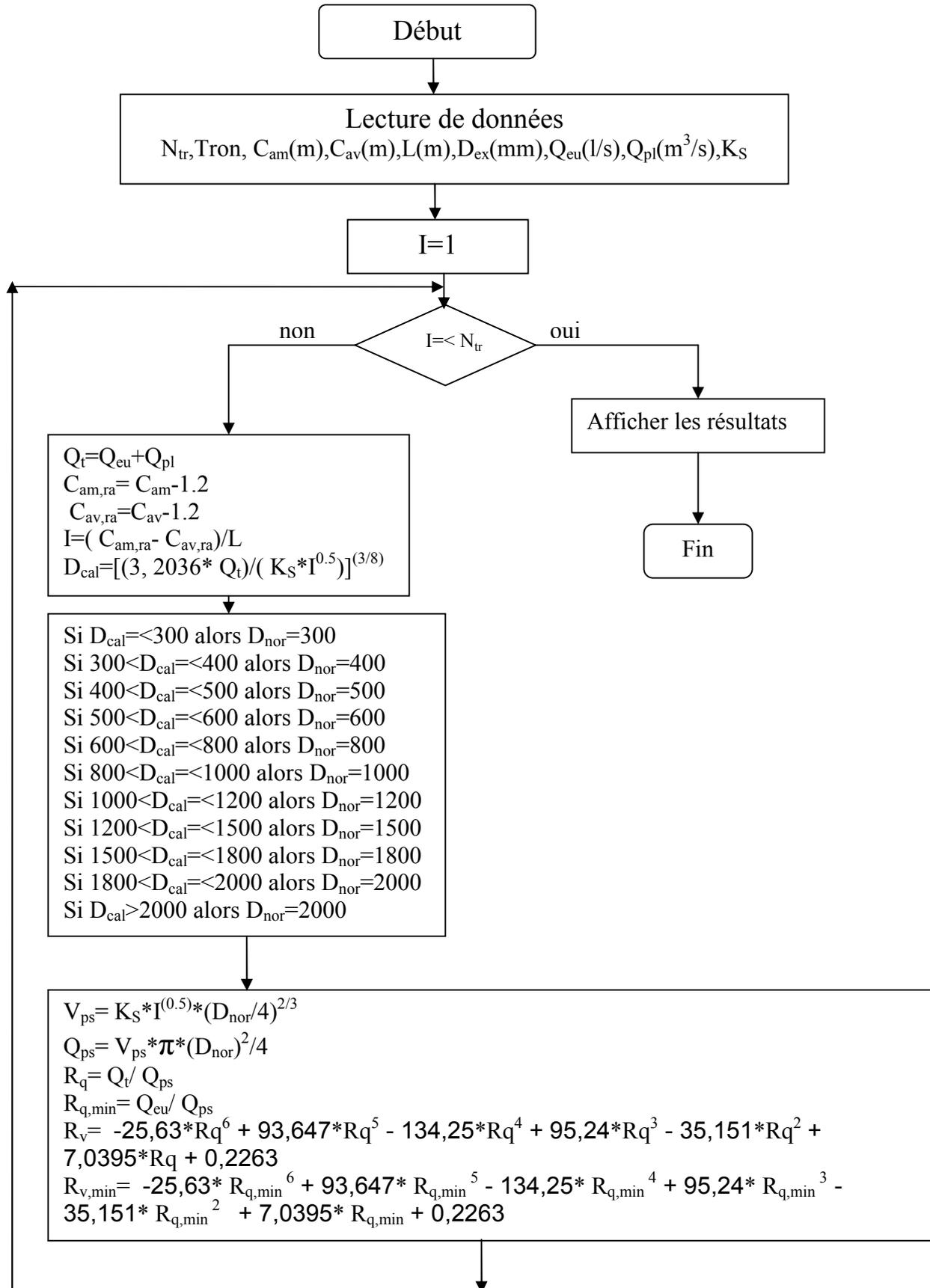
D'après la méthode des régressions polynomiales et à partir des valeurs fournies par l'annexe (voir abaque) nous avons établi les relations entre R_q et R_v, ainsi entre R_q et R_h.

Les relations sont les suivantes :

$$R_v = -25,63 \cdot R_q^6 + 93,647 \cdot R_q^5 - 134,25 \cdot R_q^4 + 95,24 \cdot R_q^3 - 35,151 \cdot R_q^2 + 7,0395 \cdot R_q + 0,2263$$

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

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



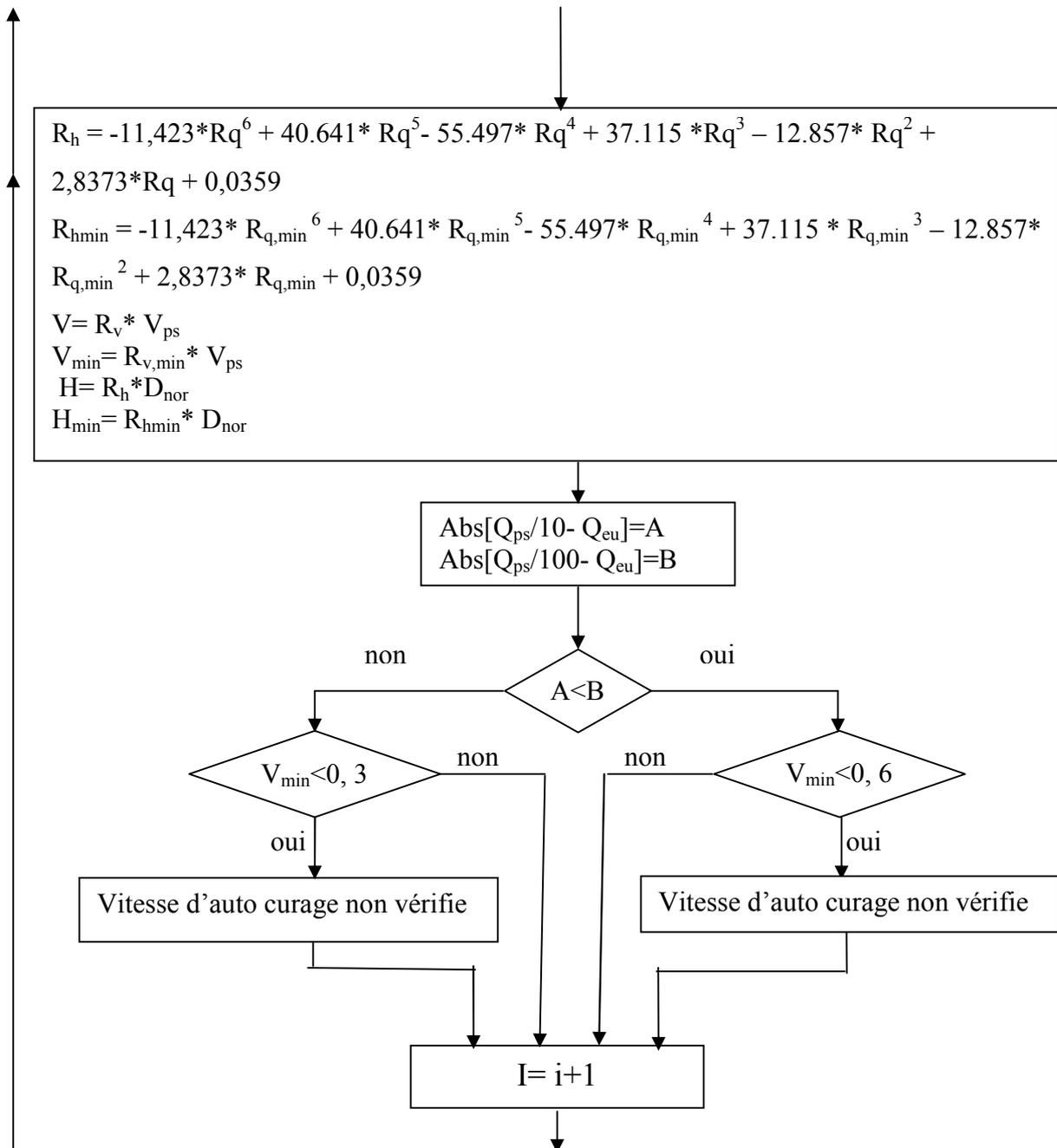


Figure VI.1 Organigramme du programme

VI.4 Dimensionnement du réseau d'assainissement

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leur paramètres hydrauliques sont résumés dans l'ANNEXE 5

Avec :

Cam : côte de terrain naturel amont (m) ;

Cav : côte de terrain naturel aval (m) ;

Cram : Côte projet amont (m) du terrain ;



C_{rav}: Côte projet aval (m) du terrain ;

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

I: pente (m/m);

Q: débit total (m³/s) ;

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

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

D_{ex}: diamètre existant (mm) ;

D_{cal}: diamètre calculé (mm) ;

D_{nor}: diamètre normalisé (mm) ;

R_q : rapport des débits ;

R_h : rapport des hauteurs ;

R_v : rapport des vitesses ;

H : hauteur de remplissage (mm) ;

VI.5 Consistance des travaux envisagés

D'après le calcul hydraulique détaillé des collecteurs principaux en DN400, DN500, DN600 on constate les travaux envisagés suivants :

- ❖ **Le collecteur N°6** : est sous dimensionnés (voir tableaux de calcul hydraulique « collecteur N°6 »)

Du regard R534 au regard R539 sur L=234,71mL.

Du regard R542 au regard R549 sur L=275,31mL

- ❖ **Le collecteur N°7** : est sous dimensionnés (voir tableaux de calcul hydraulique « collecteur N°7 »)

Du regard R584 au regard R587 sur L=185,05mL.

Du regard R769 au regard R771 sur L=90mL

- ❖ **Le collecteur N°8** : est sous dimensionnés (voir tableaux de calcul hydraulique « collecteur N°8 »)

Du regard R549 au regard R554 sur L=263,67mL.

Du regard R555 au regard R557 sur L=100 mL.

- ❖ Pour l'ensemble rejets sud (cinq rejets), on a proposé la collecte de ces rejets par un intercepteur : une conduite en PVC PN06 DN630, désignés sur le calcul hydraulique par le collecteur projeté « collecteur projeté (Intercepteur) » du regard R455 au regard R584 sur L=1956,02 mL.

- ❖ Et enfin, on a proposé la rénovation des anciennes canalisations de diamètre 300 et 400mm, existants en béton comprimé par le PVC (Polychlorure de vinyle) de même diamètres.

Tableau VI.1 Récapitulatif des conduites sous dimensionnées

Collecteur	Tronçons	Type de la conduite	Diamètre recommandé
CVI	R534- R539	Principale	Ø800 PEHD annelé
	R542 – R549	Principale	Ø800 PEHD annelé
CVII	R584-R585	Principale	Ø800 PEHD annelé
	R585-R586	Principale	Ø800 PEHD annelé
	R586-R587	Principale	Ø800 PEHD annelé
	R769-R771	Principale	Ø800 PEHD annelé
CVIII	R549- R550	Principale	Ø 1000 PEHD annelé
	R550- R551	Principale	Ø 1000 PEHD annelé
	R551- R552	Principale	Ø 1000 PEHD annelé
	R552-R553	Principale	Ø 800 PEHD annelé
	R553-R554	Principale	Ø 800 PEHD annelé
	R555-R556	Principale	Ø 800 PEHD annelé
	R556-R557	Principale	Ø 800 PEHD annelé

Tableau VI.2 Tableau récapitulatif des regards du collecteur projeté (INTERCEPTEUR)

N°	Nom	Cote TN(m)	Cote radier (m)	Hauteur (m)	Largeur (m)	Visitable
1	Rs 1	1102 ,97	1099,97	3,00	1,50	Oui
2	Rs 2	1099,46	1097,32	2,14	1,50	Oui
3	Rs 3	1098,07	1094,67	3,40	1,50	Oui
4	Rs 4	1094,18	1092,02	2,16	1,50	Oui
5	Rs 5	1090,33	1087,33	3,00	1,50	Oui
6	Rs 6	1090,70	1087,06	3,64	1,50	Oui
7	Rs 7	1091,01	1086,79	4,22	1,50	Oui
8	Rs 8	1090,58	1086,52	4,06	1,50	Oui
9	Rs 9	1090,40	1086,25	4,15	1,50	Oui
10	Rs 10	1088,98	1085,98	3,00	1,50	Oui
11	Rs 11	1086,30	1083,51	2,79	1,50	Oui
12	Rs 12	1083,61	1081,05	2,56	1,50	Oui
13	Rs 13	1081,25	1078,58	2,67	1,50	Oui
14	Rs 14	1078,94	1076,11	2,83	1,50	Oui
15	Rs 15	1076,67	1073,67	3,00	1,50	Oui
16	Rs 16	1072,87	1069,45	3,42	1,50	Oui
17	Rs 17	1069,52	1065,23	4,29	1,50	Oui
18	Rs 18	1064,85	1061,01	3,84	1,50	Oui
19	Rs 19	1055,50	1052,50	3,00	1,50	Oui
20	Rs 20	1053,19	1050,19	3,00	1,50	Oui



21	Rs 21	1050,88	1047,88	3,00	1,50	Oui
22	Rs 22	1048,57	1045,57	3,00	1,50	Oui
23	Rs 23	1046,26	1043,26	3,00	1,50	Oui
24	Rs 24	1042,01	1038,73	3,28	1,50	Oui
25	Rs 25	1037,76	1034,19	3,57	1,50	Oui
26	Rs 26	1034,02	1029,66	4,36	1,50	Oui
27	Rs 27	1028,84	1025,13	3,71	1,50	Oui
28	Rs 28	1023,67	1020,59	3,08	1,50	Oui
29	Rs 29	1018,03	1015,03	3,00	1,50	Oui
30	Rs 30	1015,34	1012,98	2,36	1,50	Oui
31	Rs 31	1013,23	1010,92	2,31	1,50	Oui
32	Rs 32	1011,30	1008,87	2,43	1,50	Oui
33	Rs 33	1009,33	1006,96	2,37	1,50	Oui
34	Rs 34	1007,86	1004,91	2,95	1,50	Oui
35	Rs 35	1005,87	1002,85	3,02	1,50	Oui
36	Rs 36	1003,80	1000,80	3,00	1,50	Oui
37	Rs 37	1000,37	997,50	2,87	1,50	Oui
38	Rs 38	996,57	993,57	3,00	1,50	Oui

Remarques sur les résultats du calcul hydraulique :

Après avoir redimensionné le réseau d'assainissement de la zone d'étude, nous avons remarqué les points suivant :

- Les vitesses d'écoulement sont plus importants ce qui nous oblige à projeter des déversoirs d'orages by passe et des regards de chute pour briser l'énergie et par la suite minimiser le phénomène d'érosion des conduites.
- Nous remarquerons sans doute que notre dimensionnement a pris en considération « La vitesse d'auto curage ».
- Après avoir établi le calcul hydraulique on remarque que : L'auto curage est vérifiée sur tous les tronçons le long du périphérique.



Conclusion

Après l'achèvement du dimensionnement de la variante proposée et la comparaison des valeurs des diamètres obtenus avec celles des diamètres du réseau existant, on constate qu'il y a des tronçons des collecteurs principaux sont sous dimensionnés et ne répondront pas aux futurs besoins de l'agglomération, les collecteur en Béton comprimé sont en état dégradés il faut les rénover par des collecteur en PVC avec les même diamètres, Néanmoins les collecteurs en PVC peuvent être gardés.

Les remarques les plus importantes qu'on peut tirer après le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales sont : Les diamètres des collecteurs principaux, varient de 300mm jusqu'à 1000mm car le débit à évacué est plus important, ce qui nous oblige l'existence des déversoirs d'orage et des regards au niveau des raccordements.

Le tableau illustre les longueurs et diamètres des tronçons qui ont été rénovés.

Tableau VI.3 Tableau récapitulatif des longueurs du réseau

Linéaire des réseaux rénovés :	
Matériaux et diamètre :	Longueur(m)
DN300 existant Béton comprimé	11843,00
DN400 existant Béton comprimé	869,51
Linéaire des réseaux projetés :	
Matériaux et diamètre :	Longueur(m)
DN600 projeté PVC	1956,00

Grace ces grandeurs on va passer au calcul du pourcentage de rénovation du réseau, qui égale à 39,78%.



Chapitre VII
Les éléments
constitutifs du
réseau d'égout



Introduction

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

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

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent :

- Des ouvrages principaux.
- Des ouvrages annexes.

VII.1 Les ouvrages principaux

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

VII.1.1 Canalisations

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

VII.1.2 Les type de canalisation

VII.1.2.1 Tuyaux à section circulaire

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leurs matériaux et leurs destinations.

- Tuyaux en béton non armé
- Tuyaux en béton armé
- Tuyaux en amiante-ciment
- Tuyaux en grés artificiels
- Tuyaux et raccords en polychlorure de vinyle (PVC) non plastifié
- Tuyaux et raccords en fonte

La capacité portante diffère d'un type de tuyau à l'autre [9] :

- Pour un tuyau rigide (Grés, Béton) : la capacité portante est limitée par la rupture ou un dépassement de contrainte, sans déformation significative de sa section.

- Pour un tuyau semi-rigide (Fonte, Acier) : la capacité portante est limitée soit par la déformation/le dépassement de contraintes (comportement flexible), soit par la rupture (comportement rigide) selon sa rigidité annulaire.

- Pour un Tuyau flexible (PVC, PRV, PP, PEHD) : la capacité portante est limitée par une déformation diamétrale sous charge à une valeur maximale de calcul, sans rupture ou dépassement de contrainte.

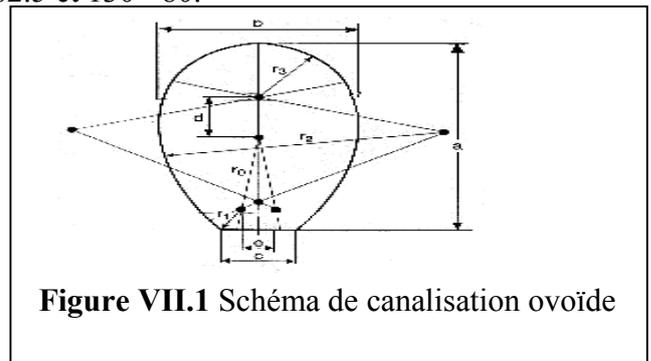
VII.1.2.2 Tuyaux à section ovoïde

Jusqu'à ces dernières années, lorsque les calculs montraient qu'un tuyau de plus de 0.6m de diamètre était nécessaire, il était jugé préférable d'utiliser des tuyaux ovoïdes préfabriqués.

La longueur utile minimale est fixée à 1m, la tolérance de $\pm 1\%$;
Les dimensions intérieures ne doivent pas être inférieures aux dimensions nominales de plus de 3mm.

La forme générale de ces tuyaux est représentée à la figure VII.1 leurs dimensions principales a et b étant, respectivement, les suivantes (exprimées en centimètres) :

- Type exceptionnellement visitables 100×62.5 et 130 ×80.
- Type semi visitable 150×90.
- Type visitables 180×108 et 200×120.



VII.1.3 Choix du type de canalisation

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

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

VII.1.3.1 La configuration du réseau d'assainissement de la ville de Bordj El Amir Abdelkader

La configuration du réseau qui servira à évacuer les eaux pluviales de la ville de a été établie en tenant compte de plusieurs critères dont on peut citer :

- ♦ La topographie : Il faut en tenir compte dans la conception du réseau afin d'obtenir l'écoulement gravitaire requis dans les conduites.
- ♦ Le plan d'aménagement : Les collecteurs doivent impérativement suivre les

voies proposées par le plan d'aménagement tout en évitant de passer sous des domaines privés pour ne pas générer des problèmes lors de l'exploitation.

♦ Le coût d'investissement : L'économie au niveau des tronçons, des déversoirs d'orages et au niveau des ouvrages annexes, est un critère très important dans la conception du réseau d'assainissement.

Dans notre étude l'ensemble des eaux usées seront évacuées par des conduites circulaires en **PEHD annelé** et en **PVC** car ces derniers présentent d'excellentes propriétés de résistance chimique et mécanique, elles sont moins coûteuses et existent pour des diamètres importants (jusqu'à 1000 mm).

VII.1.3.2 Tuyau annelés en PEHD[10]

Il s'agit d'un tuyau en polyéthylène haute densité double paroi, qui se raccorde par manchons à joints. Il est extrêmement léger et possède une exceptionnelle résistance aux chocs, à la corrosion et à l'abrasion. Ce tuyau est en outre jusqu'à **25 fois plus léger que le béton**, ce qui permet un transport beaucoup plus économique en carburant et d'être posé sans avoir recours à un moyen de levage ; ils sont composés de deux couches parfaitement soudées:

- La paroi extérieure : est ondulée pour assurer la rigidité et de couleur noire, pour une meilleure résistance aux U.V, qui lui confère une grande stabilité à la lumière solaire durant le stockage.
- La paroi intérieure : est lisse pour véhiculer les effluents et de couleur blanche en général pour favoriser l'inspection grâce à des caméras.

Les tubes annelés fabriqués, sont réalisés en polyéthylène haute densité, un polymère très résistant aux chocs *offrant une alternative intéressante face aux matériaux traditionnels tel que le béton*. De plus, le PEHD présente une très bonne résistance aux agents chimiques et à l'abrasion.



Figure VII.2 Canalisations en PEHD annelé



❖ Avantages du Tuyau annelés en PEHD [10]

1) Propriétés chimiques : les tuyaux annelés en PE résistent bien aux substances chimiques

- a) **Corrosion** : le PE est inerte chimiquement. Il est imputrescible et ne se corrode pas. Un tube PE est insensible à une corrosion chimique ou électrique.
- b) **Perméation** : de par leurs caractéristiques, les tubes PE présentent une bonne résistance à la perméation de la plupart des produits chimiques. Dans le cas de la présence dans le sol d'une forte pollution de composés aromatiques, un gainage du réseau est recommandé.
- c) **Vieillessement à la lumière et résistance aux U.V**: de par la présence d'antioxydants résistant spécifiquement à l'action des UV et de l'incorporation de noir de carbone bien sélectionné et correctement dispersé, on peut estimer une durée de vie de 20 ans en exposition continue en climat tempéré.

2) Propriétés mécaniques

- a) **Comportement aux chocs**: les PEHD (haute densité) et PEMD (moyenne densité) ont une excellente résistance aux chocs et sont capables de dissiper une partie de l'énergie transmise au cours du choc par des mécanismes de déformation
- b) **Comportement au fluage**: le phénomène de fluage qui désigne l'évolution au cours du temps de la matière soumise à charge constante est une des manifestations de la nature viscoélastique des matières plastiques. Cette propriété doit nécessairement être prise en compte dans le dimensionnement des tuyaux qui sont soumis à contrainte et destinés à des applications de longue durée.
- c) **Résistance à la fissuration**: les nouvelles générations de PE présentent un excellent comportement à la fissuration des tubes. En plus de la pression interne, d'autres charges peuvent être exercées sur un tube lors de son installation ou lorsqu'il est en service comme par exemple des poinçonnements et des défauts de surface causés par une pose peu précautionneuse. Une haute résistance à la propagation lente de fissures est dès lors importante pour atteindre la durée de vie calculée. Différents tests permettent de s'assurer de cette tenue à la fissuration, le plus connu est l'essai sur tube entaillé (NF EN ISO 13479).
- d) **Résistance à l'abrasion** : la structure du PE lui assure un coefficient de friction faible, permettant dans certaines limites un frottement à sec avec les métaux. La résistance à l'abrasion des tuyaux en PE est remarquable et ces tuyaux se révèlent supérieurs à l'acier pour le transfert de substances abrasives en suspension.



- e) **Ductilité et flexibilité:** la ductilité du PE permet aux réseaux de bien résister aux vibrations et contraintes liées aux mouvements de terrain. Le tube est flexible; ainsi il s'adapte parfaitement à des conditions de pose nécessitant des changements de direction et des tracés difficiles. Le tube PE s'adapte aussi au mouvement du sol.

3) Propriétés hydrauliques

- a) **Résistance aux coups de béliers :** la nature de la matière limite les efforts du coup de bélier par un effet d'amortissement rapide. La longévité du réseau s'en trouve améliorée.
- b) **Faible perte de charges**
- c) **Autobutage :** Les réseaux en PE, de part l'aptitude du matériau à être conditionné en grande longueur, permettent de limiter les points d'ancrage du réseau.

4) Propriétés environnementales :

La légèreté relative du polyéthylène lors de la pose permet de minimiser l'utilisation des engins de chantier. Alors la réduction d'émission de gaz à effet de serre peut atteindre 20 %. Du point de vue environnemental, le PEHD est recyclable (dans les pays industrialisés).

- a) **Réduction de l'empreinte carbone:** Grâce à des années de recherches et d'innovation technologique, les canalisations en matière plastique sont plus fines, plus légères et plus robustes que la plupart des canalisations rigides (fonte, béton). Il faut savoir qu'en général les canalisations en matière plastique sont 100% recyclables et pèsent 94% moins lourd que leur équivalent en béton. De par leur faible poids et leur structure permettant l'utilisation de moins d'énergie et de matière première pour des performances exceptionnelles, les tuyaux annelés en PE contribuent à réduire la production de gaz à effet de serre.
- b) **Économie et maintenance :** Grâce à ses caractéristiques, notre système nécessite moins de travaux de curage et en cas d'intervention, les réparations sont plus rapides et peu coûteuses et ce grâce à une large gamme d'accessoires.
- c) **Économie offerte par la structure du tuyau :** Le faible coefficient de rugosité à l'intérieur des parois permet un écoulement rapide des flux, ce qui, outre les importantes réductions de pertes de charges, offre la possibilité d'utiliser des diamètres plus réduits qu'en utilisant des tuyaux avec des diamètres plus consistants pour d'autres catégorie de tubes.

- Elle facilite et économise la phase d'exécution de l'ouvrage car en optimisant des vitesses minimales des flux, on réduit les profondeurs des tranchées et par conséquent le coût relatif à l'exécution de l'ouvrage.

- Vu leur grande légèreté, les tuyaux requièrent pour leur installation moins de main d'œuvre et de moyens de pose contrairement à d'autres catégories de tube.

VII.1.3.2 Tuyaux en PVC

Le PVC de forme circulaire de diamètres entre 300 et 600mm réunit un ensemble de propriétés exceptionnelles, parmi lesquelles on peut distinguer :

- Légèreté, facilité de mise en œuvre.
- Repère d'emboîtement sur bout mâle.
- Capacité hydraulique maximale.
- la solidité : une meilleure résistance mécanique aux chocs.
- Fiabilité et étanchéité des réseaux.
- la durabilité.
- Longévité du réseau.
- Totalement recyclable.
- La résistance à la corrosion.
- L'étanchéité des parois et des joints.
- La résistance à l'abrasion et l'anticorrosion.
- La facilité de pose.
- La faible rugosité.
- Le recyclage possible de la matière.
- Le module d'élasticité élevé.
- Les prix avantageux.
- La disponibilité sur le marché.



Figure VII.3 Canalisations en PVC

❖ Qualités et avantages du Tuyaux en PVC

Propriétés mécaniques et physiques

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

Propriétés chimiques

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

Qualités économiques

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

Tableau VII.1 Dimensions des tubes en PVC

Diamètre Extérieur (mm)	(CR8) – SDR 34		(CR4) – SDR 41		(CR2) – SDR 52	
	Ep. nominale (mm)	Charges (daN/m)	Ep. nominale (mm)	Charges (daN/m)	Ep. nominale (mm)	Charges (daN/m)
110	3.0	1400	3.0	1400		
125	3.7	2500	3.0	1700		
160	4.7	3200	3.5	2100	3.2	1600
200	5.9	4950	4.7	3240	3.9	1800
250	7.3	7500	6.1	4320	4.9	2250
315	9.2	9200	7.7	5310	6.2	2835
355	10.4	11700	8.7	6100	7.0	3280
400	11.7	14830	9.8	6910	7.8	3600
450	13.2	15100	11.0	7350	8.8	4100
500	14.6	15500	12.3	9010	9.8	4500
630	18.4	17200	15.4	11340	12.3	5625

Source : Documentation technique « SOTICI »

VI.1.4 Assemblage en PVC

VI.1.4.1 Assemblage par collage à froid [11]

Les conditions à respecter pour obtenir un collage satisfaisant sont :

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

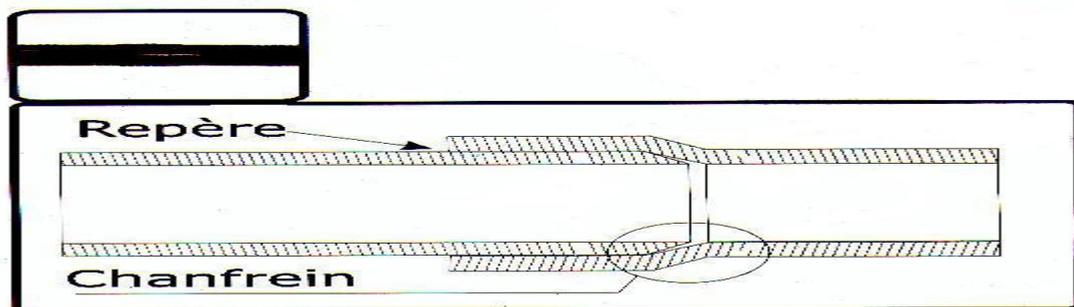


Figure VII.4 Assemblage par collage à froid

VI.1.4.2 Assemblage à joint [11]

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

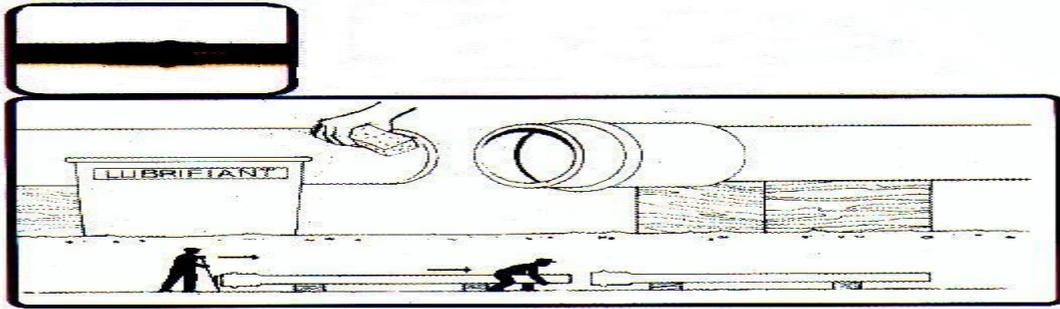


Figure VII.5 Assemblage à joint

VII.1.5 Différentes actions supportées par la conduite

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures ; pour cela, elles doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont :

a) Les actions mécaniques

Ce type d'action résulte de l'agressivité des particules de sable et de gravier qui forment le remblai et le radier des canalisations. Cette agressivité provoque la détérioration des parois intérieures par le phénomène d'érosion dû essentiellement à des grandes vitesses imposées généralement par le relief. [3]

b) Les actions chimiques

Elles sont généralement à l'intérieur de la conduite. Une baisse de PH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique (H_2S) corrosif et néfaste aux conduites.

VI.1.6 Essais des tuyaux préfabriqués

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

Ces essais sont exécutés sur des tuyaux prélevés au hasard à raison de cinq éléments Par lot de 1000 éléments pour l'essai à l'écrasement et de dix éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai d'étanchéité[3].

a) Essai à l'écrasement

Les ouvrages doivent résister aux charges permanentes des remblais d'une part, aux surcharges dans les zones accessibles aux véhicules routiers d'autre part. Ce qui nous obligeons de faire l'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 de tuyau. La mise en marche est



effectuée jusqu'à la rupture par écrasement. A une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute. Cet essai permet de déterminer la charge de rupture[3] .

b) Essai à l'étanchéité

L'essai à l'étanchéité est effectué sous pression d'eau sur deux tuyaux assemblés, de manière à vérifier la bonne tenue des éléments de jonction et des bagues d'étanchéité.

On procède comme suit :

- Les tuyaux à base de ciment sont fabriqués depuis au moins 21 jours et préalablement imbibés d'eau pendant 48 heures par remplissage total.
- Les tuyaux sont disposés à plat, la mise en pression est assurée pendant 30 minutes. Par une presse hydraulique, la pression d'essai est de 0.5 bar pour les ovoïdes, et de 1 bar pour les autres tuyaux.
- Pour les tuyaux circulaires, une face de désaxement est appliquée à l'assemblage sur la génératrice inférieure de l'un des tuyaux, de manière à obtenir une ouverture de l'assemblage sur la génératrice supérieure égale à 15 mm lorsque les diamètres nominaux sont supérieures ou égaux à 300mm, et 8mm lorsque les diamètres nominaux sont inférieures à 300mm. Aucune fissure avec suintement ne doit être constatée sur l'étendue du joint[3].

c) Essai de corrosion

Les eaux ménagères et les eaux industrielles évacuées par les canalisations en béton renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'Hydrogène sulfuré (H₂S) produit par les fermentations anaérobies et des composés acides divers des eaux industrielles. Sous l'action de ces agents, le béton est corrodé et ce matériau se détériore.

L'épreuve de corrosion se fait par addition des produits, après, on fait un lavage à l'eau douce. Après un séchage à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées[3].

VII.2 Les ouvrages annexes

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

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux ;
- Les ouvrages spéciaux ;

VII.2.1 Les ouvrages normaux

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants indispensables en amont ou sur le cours des réseaux. Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

VI.2.1.1 Les 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

- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées inclinée à 45° par rapport à l'axe général du réseau public (société ETERNIT) et suivant une oblique de 60° (société EVERITUBE)

- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public[3].

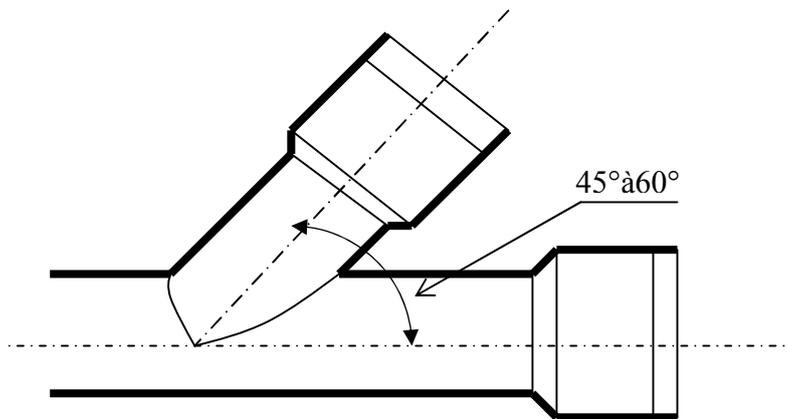


Figure VII.6 Schéma d'un branchement simple

VII.2.1.2 Ouvrages des surfaces

Ce type d'ouvrages est destiné à la recueillie des eaux pluviales. On distingue deux catégories

- Les ouvrages de recueillie et de transport.
- Les bouches d'égout.
- Les ouvrages d'accès au réseau (Regards)



A) les ouvrages de recueil et de transport

A.1 Les fossés

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

A.2 Les caniveaux

Sont destinés au recueil des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

Dans notre projet, les caniveaux sont placés entre les bouches d'égout et au niveau des voiries étroites pour permettre l'évacuation des eaux pluviales vers les bouches d'égout.

B) Les bouches d'égout

Les bouches d'égouts sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir. La distance entre les deux bouches d'égout est en moyenne de 50 m. 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.

C) Ouvrages d'accès au réseau (les regards)

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

- Regard simple : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.
- Regard latéral : en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.
- Regard double : pour système séparatif
- Regard toboggan : en cas d'exhaussement de remous
- Regard de chute : à forte pente

La distance entre deux regards est variable :

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

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

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



Remarque

Pour notre agglomération on utilisera **des regards de visite simples** avec un espacement qui facilite au période d'entretien les opérations de nettoyages et **des regards de chute** pour briser la charge dans les cas où les vitesses sont supérieures à la vitesse de l'érosion ($>5\text{m/s}$).

VII.2.2 Les ouvrages spéciaux

VII.2.2.1 Déversoirs d'orage

Un déversoir d'orage est un véritable "**fusible hydraulique**" ou une "**soupape de sécurité**". Cet ouvrage est donc présent dans tous les réseaux unitaires. Le terme « déversoir » des ouvrages de dérivation conçus pour les flux et limiter le débit dirigé par temps de pluie vers l'aval du réseau. 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 pointes 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.
- Le déversoir d'orage est un ouvrage permettant le rejet direct d'une partie des effluents au milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur.
- Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires dans le but de limiter les apports au réseau aval et en particulier dans la STEP en cas de pluie.

Les déversoirs d'orage sont souvent construits sur des systèmes unitaires, à proximité d'un milieu récepteur. Le choix d'un déversoir d'orage résulte d'un compromis fait au moment de la réalisation ou de la rénovation du réseau unitaire selon quatre types de contraintes [3] :

❖ Physiques (géométrie et hydraulique)

- Topographie : pente, bassins hydrographiques, existence d'exutoires naturels, etc.
- Occupation du sol : densité de l'habitat et des activités, voirie, sous-sol, etc.
- Ouvrages hydrauliques proches du DO (bassin, station de pompage...).



❖ Environnementales

- Protection du milieu naturel contre les pollutions.
- Protections des riverains contre les pollutions diverses (santé, odeurs, bruit...).

Variations du niveau d'eau du milieu naturel.

- Variations du niveau d'eau du milieu naturel.

❖ Economiques

Coût des collecteurs vis-à-vis du coût du déversoir et de ses ouvrages annexes.

❖ Gestion

Mode de gestion : statique, dynamique (ouvrages mobiles).Facilités d'exploitation : accès, nettoyage, entretien.

A) Emplacement des déversoirs d'orage[3]

Avant l'emplacement des déversoirs d'orage il faut voir :

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.
- Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâchers d'effluents dans le milieu récepteur.
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
- Le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval
- Topographie du site et variations des pentes.

B) Les types des déversoirs

On distingue plusieurs types de déversoir.

B.1 Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée

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

B.2 Déversoir a seuil latéral et conduite aval libre

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

B.3 Déversoir d'orage à ouverture du fond

Dans ce type d'ouvrage: le débit d'eau usée transite à travers une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation. On a d'autres types de déversoirs comme :

- Les déversoirs à seuil frontal.
- Les déversoirs siphonides.
- Les déversoirs automatiques.
- Les déversoirs à seuil haut.
- Les déversoirs à seuil bas.
- Les déversoirs by-pass.

Remarque

Dans notre étude nous allons utiliser 04 déversoirs d'orages, du type latéral de by pass.

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 envoies vers un égout des eaux, transformation de la partie aval du collecteur unitaire en collecteur semi-pluvial, possible qu'avec un vannage[3].

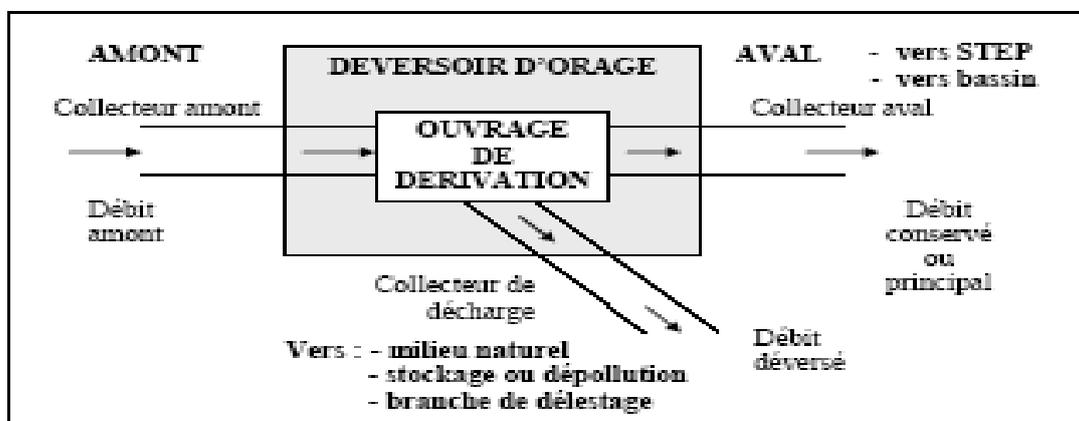


Figure VII.7 Schéma de principe du déversoir d'orage



C) Dimensionnement des déversoirs d'orage

Pour notre cas nous optons pour la double dilution, c'est à dire, une partie d'eau usée domestique pour une partie d'eau pluviale. Donc, le débit qui se dirige vers la station d'épuration par l'intermédiaire du déversoir d'orage est égal à deux fois le débit de temps sec. Le débit restant sera rejeté vers l'exutoire par caniveaux ou par conduite.

C.1 Principe de dimensionnement d'un déversoir d'orage[3]

1-Déterminer le débit total « Q_t » :

$$Q_t = Q(\text{pluvial}) + Q(\text{eaux usées dom}) + Q(\text{indus}) + Q(\text{eaux usées pub}) + Q(\text{eaux paras})$$

2-Déterminer le débit critique « Q_{cr} » :

$$Q_{cr} = Q_t * \left(1 - \frac{t_c}{100}\right)$$

t_c : temps de concentration évalué en fonction de la nature et la structure de la surface à drainer.

3-Le débit critique se compose :

- Du débit déversé : Q_{dev}
- Du débit allant vers le collecteur aval : Q_{av}

$$Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{av}$$

On calcule le débit déversé : $Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{av}$

4- Déterminer des hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir

- Hauteur d'eau demandée par le collecteur aval : h_{av}

$$R_{q(av)} = \frac{Q_{av}}{Q_{ps}} \implies \text{abaque} \implies R_h = \frac{h_{av}}{D} \text{ et } R_v = \frac{V}{V_{ps}} \implies h_{av} = R_h * D$$

$$R_{Q_{cr}} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} \implies \text{abaque} \implies R_{h_{cr}} = \frac{h_{t_{cr}}}{D} \implies h_{t_{cr}} = R_{h_{cr}} * D$$

h_{av} : correspond à la hauteur du seuil du déversoir appelé à envoyer le débit Q_{av} vers un autre collecteur ; il s'agit d'un déversoir by-pass.

$h_{dev} = h_{t_{cr}} - h_{av}$: correspond à la hauteur d'eau déversée (lame déversée) par le déversoir soit vers le milieu naturel soit vers un autre collecteur

D : diamètre du collecteur amont (l'entrée du déversoir)

5- en fonction de la topographie, de l'endroit de la décharge (un autre collecteur), les conditions hydrauliques ; on choisit le type du déversoir (forme, matériau) d'où l'on fixe le coefficient du débit « m ». Si le déversoir est de type latéral, le coefficient « m » sera corrigé par un autre coefficient « k » qui tient compte de la variation des hauteurs au niveau du seuil.



6- à la base de la formule suivante, on déduit la largeur du seuil « L » :

$$Q_{\text{dév}} = m.L.h_{\text{dév}}\sqrt{2g.h_{\text{dév}}} \implies L = \frac{3}{2} * \frac{Q_{\text{dév}}}{0,45 (2 * g)^{0,5} (H_{\text{dév}})^{1,5}}$$

Les caractéristiques du seuil sont :

- Le coefficient « m »
- La hauteur « h_{av} »
- La largeur « L »

❖ Dimensionnement du DO1:

1) Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : D_e = 600 mm
- Débit total à l'entrée : Q_{tot} = 0,7 m³/s
- Débit à pleine section : Q_{ps} = 1,995 m³/s
- Débit pluvial : Q_{pl} = 0,69 m³/s
- Débit du temps sec : Q_{ts} = 0,01176 m³/s
- Débit appelé à envoyer vers le collecteur aval égale à : Q_{av} = 0,45 m³/s
- Débit rejeté vers l'oued : Q_{dév} = 0,24 m³/s
- La pente égale à 0,0772 m/m
- Hauteur d'eau à l'entrée : H_e = 253 mm .

2) Calcul du coefficient de retardement

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

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

t_c = temps de concentration (mn)

Le coefficient de retardement Z qui est fonction du temps de concentration du bassin (t_c).

3) Détermination du temps de concentration

Pour le calcul du temps de concentration on suivi le chemin le plus long et pour cela choisi le collecteur principale CIII .On a utilisée la formule suivante pour le calcule

$$t_c = \frac{L}{60.v} :$$

Avec :

L(m) : la longueur entre deux regard

V(m/s) : la vitesse d'écoulement.

Les résultats sont illustrés dans le tableau VII.3:

Tableau VII.2 Détermination du temps de concentration

Tronçons	Longueur(m)	v(m/s)	T _c (min)	t _c cumulé(min)
R709-R710	50	4,169	0,069	0,069
R710-R711	50	4,569	0,076	0,146
R711-R712	44,03	4,609	0,077	0,222
R712-R713	48,38	4,652	0,078	0,31
R713-R589	50	4,487	0,075	0,375
R589-R108	51,47	4,507	0,075	0,45
R108-R109	69,4	3,230	0,054	0,503
R109-R110	90,26	5,115	0,085	0,589
R110-R111	58,53	4,501	0,075	0,664
R111-R112	160,13	4,481	0,075	0,739
R112-R113	171,23	4,589	0,076	0,815
R113-R114	119,84	4,177	0,07	0,885
R114-R115	65,59	3,804	0,063	0,948
R115-R118	138,83	3,283	0,055	1,003
R118-DVO1	30,44	6,485	0,108	1,111

t_c=1,11 mn ; Donc Z= 0,99

-Calcul du débit pluvial corrigé

$$Q_{pl.cor} = Z * Q_{pl} = 0,99 * 0,7266 = 0,791 \implies Q_{pl.cor} = 0,719 m^3/s$$

$$\text{Le débit total : } Q_t = Q_{ts} + Q_{pl.cor} = 0,731 m^3/s$$

Hauteur d'eau allant vers l'aval

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

$$R_Q = \frac{Q_{av}}{Q_t} \text{ et } R_h = \frac{H_{av}}{D_e}$$

D'après le programme :

$$R_Q = 0,32$$

$$R_h = 0,39 \implies H_{av} = D_e \cdot R_h = 600 * 0,39 = 234 \text{ mm}$$

$$H_{av} = 234 \text{ mm.}$$

Pour éviter le problème de dépôts au niveau de seuil et pour le bon fonctionnement du déversoir, nous supposons que la hauteur du seuil est égale à 1,2H_{av} (H_{seuil}= H_{av}+20% H_{av}).

Pour éviter tous les risques de mal fonctionnement du déversoir d'orage Donc la hauteur du seuil du déversoir est égale à **280,8 mm**.



Hauteur de la lame déversante

On doit calculer la hauteur de la lame d'eau déversante par la formule suivante :

$$\frac{H_e + H_{\text{seuil}}}{2} = \frac{253 + 280,8}{2} = 266,9 \text{ mm}$$

$$H_d = 267 \text{ mm}$$

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

H_{seuil} : correspond à la hauteur du seuil du déversoir appelé à envoyer le débit Q_{av} vers un autre collecteur ; il s'agit d'un déversoir by-pass de type latéral.

La longueur du seuil déversant

On applique la formule de BAZIN

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

Avec :

k : coeff de correction du coeff du débit égale à 1 .

μ : coefficient de contraction de la lame déversante qui tient compte de l'écoulement ($\mu=0,46$)

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

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

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

Donc :

$$L = \frac{Q_d}{0,4 (2 * g)^{0,5} (H_d)^{1,5}} \quad (\text{VII.3})$$

$$L = \frac{0,24}{0,4 (2 * 9,81)^{0,5} (0,267)^{1,5}} = 0,98 \text{ On prend : } L = 1.0 \text{ m}$$

Donc le déversoir a les caractéristiques suivantes :

$$L = 1.0 \text{ m}$$

$$H = 0.27 \text{ m.}$$

C.2 Les grilles et les dégrilleurs[3]

Pour éviter l'intrusion d'éléments susceptibles de perturber l'écoulement ; il convient de placer les dégrilleurs à l'entrée des déversoirs d'orage.

Leur rôle est de retenir les corps les plus volumineux transportés par les effluents pluviaux ou par les effluents d'eaux usées lors de leur écoulement dans le réseau.

Ces ouvrages sont très efficaces en amont des bassins de dessablement, les déversoirs d'orage et les stations de relevage



Les grilles servent à retenir les matières grossières charriées par l'eau qui pourraient nuire à l'efficacité du traitement. Elles se composent des grilles à barreaux placés en biais dans le canal et sont en fer plat simple ou profilé ou bien en fer rond.

Pour éviter des inondations lors de l'engorgement de la grille par des pluies soudaines ou un manquement est attentif, chaque grille est équipée d'un by-pass.

La vitesse d'écoulement entre les barreaux de la grille ne doit pas dépasser (0.5 à 1.5) m/s

Les grilles peuvent être fixes ou mobiles, avec nettoyage installé à des profondeurs faibles. On distingue des grilles verticales et inclinées. L'écartement (e) entre les barreaux de la grille est fonction de la finesse de tamisage qu'on désire obtenir.

Dans certaines installations l'encrassement des grilles crée une perte de charge qui fait monter le niveau amont.

Dans notre projet les grilles seront placées juste à l'entrée des déversoirs d'orage.

a. Dimensionnement de La grille[3]

a.1 La longueur :

On a la formule suivante :

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot \delta} \quad (\text{VII.4})$$

L : Longueur de la grille

α : Inclinaison de la grille ($\alpha = 60^\circ$)

h_{\max} : hauteur d'eau Max (0.3 à 0.8 m)

β : Coefficient de colmatage $\beta = 0,25$

$\delta = 0.5$ Curage automatique

$\delta = 0.25$ Curage manuel.

La vitesse d'entrée $V_e = (0.6 \text{ à } 1) \text{ m/s}$.

Donc S : surface de la grille.

❖ Déversoir d'orage DO2 :

Les données de base sont les suivantes :

-Diamètre d'entrée : $D_e = 600 \text{ mm}$

-Débit total à l'entrée : $Q_{\text{tot}} = 0,82466 \text{ m}^3/\text{s}$

-Débit à pleine section : $Q_{\text{ps}} = 1,31 \text{ m}^3/\text{s}$

-Débit pluvial : $Q_{\text{pl}} = 0,82633 \text{ m}^3/\text{s}$



- Débit du temps sec : $Q_{ts} = 0,01833 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit résiduaire $Q_{av} = 0,53 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit rejeté vers l'oued: $Q_{dév} = 0,29 \text{ m}^3/\text{s}$
- La pente égale à $0,0333 \text{ m/m}$
- Hauteur d'eau à l'entrée : $H_e = 342 \text{ mm}$.

Par le même processus de dimensionnement du DO1, on trouve les caractéristiques suivantes : $t_c = 1,22 \text{ mn} \implies Z = 0,99$

$$Q_{pl.cor} = Z * Q_{pl} = 0,99 * 0,80633 = 0,798 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Le débit total : } Q_t = Q_{ts} + Q_{pl.cor} = 0,82 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après le programme :

$$R_Q = 0,41$$

$$R_h = 0,45 \quad H_{av} = D_e \cdot R_h = 600 * 0,45 = 270 \text{ mm}$$

$$H_{av} = 270 \text{ m}$$

Pour éviter tous les risques de mal fonctionnement du déversoir d'orage Donc la hauteur du seuil du déversoir est égale à 324 mm .

$$H_d = \frac{H_e + H_{seuil}}{2} = \frac{342 + 324}{2} = 333 \text{ mm}$$

$$L = \frac{0,29}{0,4 (2 * g)^{0,5} (0,333)^{1,5}} = 0,85 \quad \text{On prend : } \quad \mathbf{L = 0,85 \text{ m}}$$

Donc le déversoir a les caractéristiques suivantes :

$$L = 0,85 \text{ m}$$

$$H = 0,33 \text{ m}$$

❖ Déversoir d'orage DO3 :

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 600 \text{ mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_{tot} = 0,67369 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 2,402 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit pluvial : $Q_{pl} = 0,66046 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit du temps sec : $Q_{ts} = 0,01323 \text{ m}^3/\text{s}$
- le débit résiduaire = $0,51 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit rejeté vers l'oued: $Q_{dév} = 0,17 \text{ m}^3/\text{s}$
- La pente égale à $0,0907 \text{ m/m}$
- Hauteur d'eau à l'entrée : $H_e = 271 \text{ mm}$.



Par le même processus de dimensionnement du DO1, on trouve les caractéristiques suivantes : $t_c=2,58 \text{ mn} \Rightarrow Z=0,97$

$$Q_{pl.cor} = Z * Q_{pl} = 0,97 * 0,66 = 0,64 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_t = Q_{ts} + Q_{pl.cor} = 0,65 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après le programme :

$$R_Q = 0,27$$

$$R_h = 0,35 \Rightarrow H_{av} = D_e \cdot R_h = 600 * 0,35 = 210 \text{ mm}$$

$$H_{av} = 210 \text{ mm}$$

Pour éviter tous les risques de mal fonctionnement du déversoir d'orage Donc la hauteur du seuil du déversoir est égale à 252mm

$$H_d = \frac{H_e + H_{seuil}}{2} = \frac{271 + 210}{2} = 240,5 \text{ mm}$$

$$L = \frac{0,17}{0,4 (2 * g)^{0,5} (0,2405)^{1,5}} = 0,81 \text{ On prend : } L = 0,81 \text{ m}$$

Donc le déversoir a les caractéristiques suivantes :

$$L = 0,81 \text{ m}$$

$$H = 0,25 \text{ m}$$

❖ **Déversoir d'orage DO4:** Les données de base sont les suivantes :

$$\text{-Diamètre d'entrée : } D_e = 600 \text{ mm}$$

$$\text{-Débit total à l'entrée : } Q_{tot} = 0,7507 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{-Débit à pleine section : } Q_{ps} = 1,30 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{-Débit pluvial : } Q_{pl} = 0,7323 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{-Débit du temps sec : } Q_{ts} = 0,01837 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Débit résiduaire } Q_{av} = 0,49 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{-Débit rejeté vers l'oued: } Q_{dév} = 0,27 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{-La pente égale à } 0,00865 \text{ m/m}$$

$$\text{-Hauteur d'eau à l'entrée : } H_e = 271 \text{ mm}$$

Par le même processus de dimensionnement du DO1, on trouve les caractéristiques suivantes : $t_c=1,59 \text{ mn} \Rightarrow Z=0,98$

$$Q_{pl.cor} = Z * Q_{pl} = 0,98 * 0,7323 = 0,72 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_t = Q_{ts} + Q_{pl.cor} = 0,738 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après le programme :

$$R_Q = 0,38$$



$$R_h = 0,43 \quad H_{av} = D_e \cdot R_h = 600 \cdot 0,43 = 258 \text{ mm}$$

Pour éviter tous les risques de mal fonctionnement du déversoir d'orage Donc la hauteur du seuil du déversoir est égale à 309,6 mm

$$H_d = \frac{H_e + H_{seuil}}{2} = 290,3 \text{ mm}$$

$$L = \frac{0,27}{0,4 (2 * g)^{0,5} (0,2903)^{1,5}} = 0,97 \text{ On prend : } \mathbf{L = 1,0 \text{ m}}$$

Donc le déversoir a les caractéristiques suivantes :

$$L = 1,0 \text{ m}$$

$$H = 0,3 \text{ m.}$$

Au niveau de notre zone d'étude nous avons **(4) quatre déversoirs d'orages** réparties sur la ville de Bordj El Amir Abdelkader: (3) trois déversoirs existant et un déversoir d'orages projeté réparties sur la ville de Bordj El Amir Abdelkader, dont les dimensions sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 Tableau récapitulatif des déversoirs d'orage au niveau de la ville de Bordj El Amir Abdelkader

N° de déversoir	Emplacement	Type	m	k	D _e (mm)	Q _{am} [m ³ /s]	Q _{dev} [m ³ /s]	Q _{av} [m ³ /s]	H _{dev} [m]	L [m]
DO1	R116	latéral de by-pass	0.4	1	600	0.70	0.24	0.45	0.27	1.00
DO2	R13	latéral de by-pass	0.4	1	600	0.82	0.29	0.53	0.33	0.85
DO3	Rs 29	latéral de by-pass	0.4	1	600	0.67	0.17	0.51	0.25	0.81
DO4	R748	latéral de by-pass	0.4	1	600	0.75	0.27	0.49	0.3	1.00

Conclusion

Dans ce chapitre on a cité beaucoup d'éléments constitutifs du réseau d'égout, et on a projeté des bouches d'égout, des regards de chute et des regards de visite ; ainsi pour les ouvrages principaux, notre choix est tombé sur les canalisations en PEHD annelé et en PVC pour assurer un bon fonctionnement du système d'évacuation.

De l'autre pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité à notre réseau. On a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir :

- Déversoirs d'orages de type latérale et by pass.



Chapitre VIII
Organisation de
chantier et devis
estimatif

Introduction

Après avoir déterminé toutes les caractéristiques et les éléments qui constituent notre réseau d'assainissement, on va faire la réalisation du projet ; l'organisation du chantier est le premier point qu'on doit suivre. Elle consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter avant d'aller sur le chantier et avant le commencement de la réalisation. La réalisation d'un système d'assainissement est régie par les lois auxquelles sont soumis tous chantiers se trouvant dans la nature, en milieu urbain soient ils ou en milieu rural.

L'organisation du chantier permet de déterminer la durée des travaux la plus courte possible et de minimiser le coût de la réalisation.

VIII.1 Les informations sur les réseaux publics existants

Le sous - sol des voiries reçoit l'ensemble des canalisations et réseaux qui concernent : l'eau potable, les égouts, électricité, gaz et télécommunications.

Devant cette situation, avant de faire la pose de nos conduites, il convient de préparer une étude très détaillée sur l'encombrement du sous-sol, afin d'éviter de détruire les revêtements des chaussées et les autres conduites.

Pour notre agglomération nous avons synthétisé tous les plans de récolement du sous-sol et nous avons constaté que toutes les actions situées préalablement sont présentes dans notre sol.

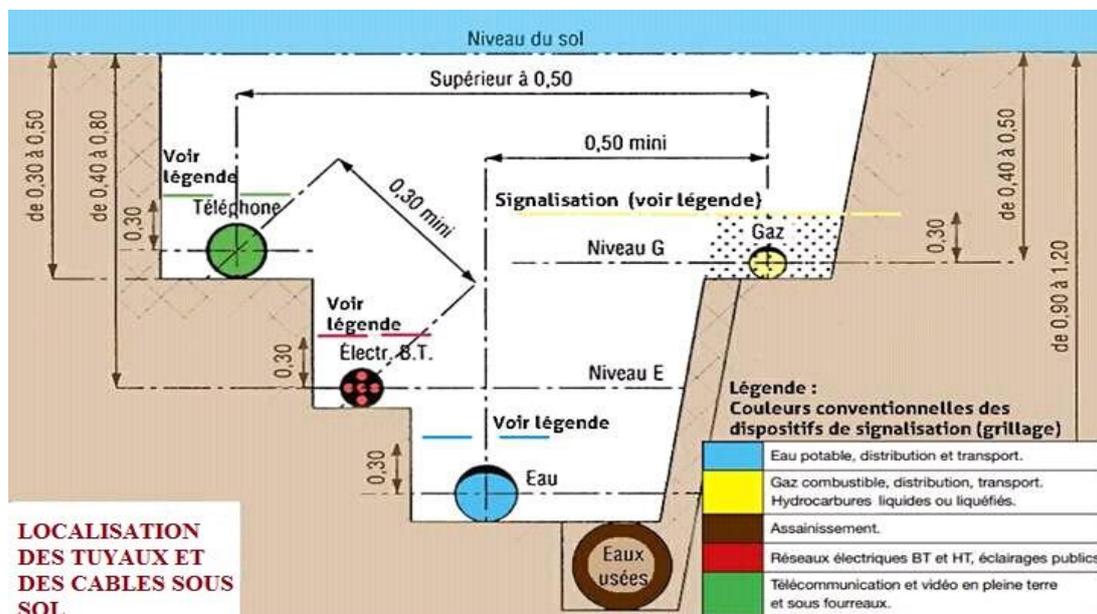


Figure VIII.1 Localisation des réseaux publics existants dans le sous sol



VIII.2 Exécution des travaux :

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

- Vérification, manutention des conduites ;
- Décapage de la couche de végétation (du goudron si elle existe) ;
- Emplacement des jalons des piquets (piquetage) ;
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;
- Aménagement du lit de pose ;
- La mise en place des conduites ;
- Assemblage des tuyaux ;
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- Construction des regards et des boîtes de branchement ;
- Exécution des déversoirs d'orage ;
- Remblai des tranchées ;
- Travaux de finition.

VIII.2.1 Vérification, manutention des canalisations :

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- Les quantités ;
- L'aspect et le contrôle de l'intégrité ;
- Le marquage en cas de défaut ;

Précautions : Les conduites sont posées sans brutalité sur le sol où dans le fond des tranchées et ne doivent pas être roulées sur des pierres ou sur le sol rocheux, mais sur des chemins de roulement.

VIII.2.2 Décapage de la couche végétale :

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

$$V = bHL \quad (\text{VIII.1})$$

H : Epaisseur de la couche végétale.

b : Largeur de la couche végétale.

L : Longueur totale de tranché



VIII.2.3 Emplacement des jalons des piquets (piquetage) :

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

VIII.2.4 L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées :

Pour faire l'exécution d'un fond de fouille on doit tenir compte de la pente du profil en long. L'angle de talutage et en fonction de la nature du terrain. Le mode d'exécution en fouille ouverte, en tranchée, est le plus fréquemment utilisé lors de la construction des collecteurs urbains.

a) Largeur du fond de la tranchée :

La largeur d'ouverture de tranchée est obtenue par la formule :

$$B = d + (2 \cdot 0,3) \text{ (m)} \quad \text{(VIII.2)}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

b) Profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée est :

$$H = e + d + h \text{ (m)} \quad \text{(VIII.3)}$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée. (m)

e : hauteur de lit de pose. (m)

d : diamètre de la conduite. (m)

h : la hauteur du remblai au dessus de la conduite. (m)

c) Choix des engins de terrassement :

Pour l'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées de notre réseau, on optera pour une pelle mécanique équipée en rétro de l'aval vers l'amont du réseau.

Les aptitudes de la pelle rétro sont :

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



VIII.2.5 Aménagement du lit de pose

Les tubes ne doivent pas être posés à même fond de fouille mais sur un lit de pose, d'une hauteur de 10cm au minimum, constitué de sable propre contenant moins de 12% de fines (particules inférieures à 80 μ). Le lit de pose doit être soigneusement compacté.

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

Le volume du sable est calculé par la formule suivante :

$$V_s = L \cdot B \cdot e \quad (\text{VIII.4})$$

V_s = volume du sable en (m³) ;

L : Longueur de la tranchée en (m) ;

B : Largeur de la tranchée en (m) ;

e : épaisseur du sable, e = 20 cm ;

VII.2.6 Mise en place des conduites :

La mise en place des conduites se fait par des engins appropriés telle que le pipelayers et les grues.

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- Les tuyaux sont posés avec une pente régulière entre deux regards ;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers ;

VIII.2.7 Assemblage des conduites :

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un module.

VIII.2.8 Essais sur les joints et les canalisations :

C'est une épreuve d'étanchéité au quelle sont soumises les conduites déjà placées au fond de la tranchée.

L'essai est réalisé avec de l'eau, de l'air, de la fumée ou un mélange d'eau et d'air.

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. [12]

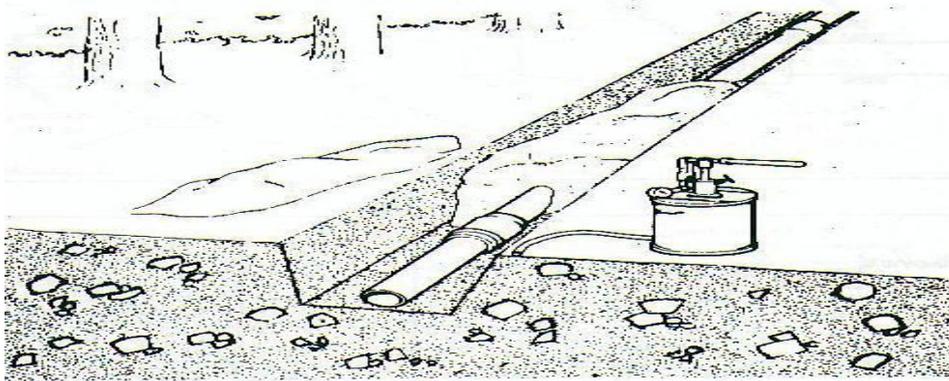


Figure VIII.2 Les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints

VIII.2.9 Réalisation des regards et des boîtes de branchement :

VIII.2.9.1 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. (Voir la planche : profile en long). La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé.

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 ;
- Coffrage de la dalle ;
- Ferrailage de la dalle ;
- Bétonnage de la dalle ;
- Décoffrage de la dalle ;



Les tampons doivent comporter un orifice, ayant pour but de faciliter leur levage ainsi que l'aération de l'égout.

Remarque :

On peut avoir des regards préfabriqués.

VIII.2.9.2 Réalisation des boîtes de branchement

Les boîtes de branchement seront dressées avec grille. Les branchements particuliers doivent être connectés avec le réseau à travers des boîtes de branchement. Ils seront exécutés en tronçon aussi rectiligne que possible, de pente égale au minimum à 3%. Le diamètre de la canalisation doit être inférieur à celui de la canalisation publique.

Les canalisations de branchement seront de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.

VIII.2.10 Exécution des déversoirs d'orage :

Après avoir décapé la couche végétale, une opération de piquetage est indispensable avant de commencer les travaux.

Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, surtout au cours de la vibration. Le démontage des coffrages doit se faire sans destruction du béton.

VIII.2.11 Remblaiement des tranchées :

❖ **matériau d'enrobage :**

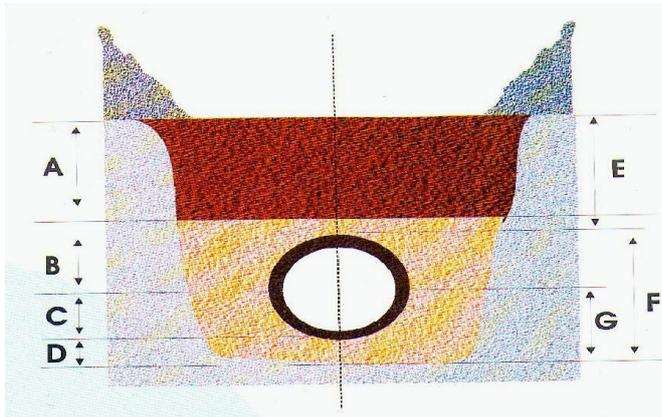
Le remblai directement en contact avec la canalisation, jusqu'à une hauteur uniforme de 15 cm au-dessus de sable ou grave contenant moins de 12% de fines et ne contenant pas d'éléments de diamètre supérieur à 30 mm[12].

❖ **Couverture :**

Le remblaiement de la tranchée est effectué avec le produit d'extraction de fouille expurgé des éléments supérieurs à 100mm, des débris végétaux ou animaux, etc..., et choisissant de préférence des matériaux contenant moins de 30% d'éléments supérieurs à 20 mm à l'exception toutefois des tourbes, vases et sols très organiques.

Il est également conseillé d'éliminer les argiles et limons dont la teneur en eau n'est pas voisine de la valeur optimale déterminée à l'essai «proctor modifié ».

Ce remblaiement est réalisé par couches successives, d'épaisseur maximale 30 cm, qui doivent être compactées l'une après l'autre[12]



- A : remblai supérieur ;
 B : remblai de protection ;
 C : assise ;
 D : lit de pose ;
 E : hauteur de couverture ;
 F : enrobage ;
 G : appui ;

Figure VIII.3 Couverture

VIII.3 Choix des engins :

Pour le décapage de la couche de la terre végétale

On utilise le bulldozer ou le terrain est très difficile, mais le meilleur engin adopté à ce type de travaux c'est bien la 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 se déposer en cavalier sur le bord du fossé.

❖ Pour l'excavation des tranchées

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

- 1- Temps de fouille.
- 2- Temps de transport.
- 3- Temps de déchargement.
- 4- 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.



❖ 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.

❖ Pour le compactage

Après les travaux de pose des canalisations, il faut faire le remblayage de la tranchée et le bien compacté. Donc on a besoin d'un engin de compactage, et puisque la tranchée à une petite surface on peut utiliser les compacteurs à main.

Tableau VIII.1 Nom des machines de réalisation du projet et leurs rôles

Nom de machine	Rôle
Un camion	Évacuer les déblais.
Une centrale à béton	Nécessaire pour la préparation du béton au dosage voulue.
Un malaxeur	Nécessaire pour le transport du béton au lieu de coulage.
Un vibreur	Pour faire sortir les bulles d'air lors du coulage du béton.

❖ Pour les traversées des routes et de chemin de fer

Les chemins de fer et les routes et sur tous ceux qui sont des routes nationaux connaissent une grande circulation que ce soit des voyageurs ou des marchandises, l'ouverture d'une tranchée qui coupe ces chemins transversalement provoque un dérangement énorme pour les utilisateurs de la route, pour cela on peut utiliser des micro tunneliers qui creusent transversalement sans l'ouverture de la tranchée

VIII.4 Planification des travaux[13]

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.



VIII.4.1 Techniques de la planification

On a utilisé **Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)**

Chemin critique (C.C) : C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases} \quad (VIII.5)$$

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII.4.2 Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VIII.4.2.1 Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VIII.4.2.2 Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VIII.4.2.3 Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VIII.4.2.4 Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:



$$T = \frac{Q \cdot N}{n} \quad (\text{VIII.6})$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VIII.5 Définitions des tâches et leurs durées

VIII.5.1 Les opérations concernant les tronçons projetés

Concernant le réseau projeté les opérations à entreprendre sont d'abord le décapage de la couche de terre ou bien de goudron s'il s'agit d'une route, en suite on effectue le piquetage ou bien le traçage comme il est fait sur chantier ce qui conduit à l'exécution des tranchées et des fouilles pour les regards, et puis un lit de sable doit être posé sur le sol généralement de l'ordre de 10 à 15 cm, après cette opération on passe à la mise en place des canalisations dans les tranchées et puis on entame l'assemblage des canalisations de l'aval vers l'amont afin d'éviter tout problème d'étanchéité du au glissement des canalisations sous l'effet de leur poids surtout en terrain de pente forte, on passera alors aux essais d'étanchéité pour les conduites et joins dans les tranchées, après cela on entame la construction des regards et le remblaiement des tranchées.

VIII.5.2 Les opérations concernant les tronçons rénovés

Les travaux cités ci-dessus sont les mêmes pour la rénovation des tronçons à une différence près, en effet après le décapage il nous faudra creuser afin de retirer les conduites à rénover, et pour la construction des regards vu qu'ils existent déjà, et puis la suite des travaux s'effectue comme pour un nouveau tronçon.

VIII.5.3 Symboles des différentes opérations et leur durée

Pour le projet de rénovation ; les principales opérations à exécuter sont :

- A. Piquetage.
- B. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. Construction des regards.
- F. La mise en place des canalisations en tranchée.
- G. constructions des ouvrages annexes (les D. O.)
- H. Assemblage des tuyaux.

- I. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- J. Remblai des tranchées.
- K. Travaux de finition.

Tableau VIII.2 Les principales opérations à exécuter

OPERATION	TR	DP		DPP		MT
		CCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	20	15	35	15	35	0
C	55	35	90	35	90	0
D	20	90	110	110	130	20
E	40	90	130	90	130	0
F	20	90	110	110	130	20
G	30	90	120	100	130	10
H	15	130	145	130	145	0
I	15	145	160	145	160	0
J	20	160	180	160	180	0
K	20	180	210	180	210	0

Avec : TR: temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finissement au plus tôt.

DCPP: date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finissement au plus tard

MT : marge totale.

Le chemin critique :

A-B-C- E-H-I-J-K

$$\sum TR = 210 \text{ jours}$$

De même manière on trouve $\sum TR = 120 \text{ jours}$; pour le projet de projection d'un intercepteur sur 2000,00mL.



Conclusion

Le système d'assainissement de la ville de Bordj El Amir Abdelkader est constitué de plusieurs ouvrages hydrauliques, telles que les conduites de différents diamètres, les regards de visite, les regards de jonction, regards de chute, des avaloirs et des déversoirs d'orage.

La bonne qualité des matériaux de ces ouvrages rend le système d'assainissement plus fonctionnel. Ainsi, le choix des conduites, en tenant compte de leur disponibilité sur le marché national.

VII.6 Devis quantitatif estimatif

Introduction

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

L'estimation est réalisée au stade du schéma de principe, par mètre linéaire de canalisation posée.

VIII.6.1 Détermination des différents volumes

VII.6.1.1 Volumes des déblais des tranchées « vp »

a) Forme rectangulaire

Le volume des déblais des tranchées « vp » pour ce type de tranchée est donné par la relation suivante :

$$V_D = b.L.H_{tr} \quad (m^3) \quad (VIII.7)$$

Avec : b : largeur de la tranchée (m) ;

$$B = D + 2.a ; (a = 0.30m)$$

a : distance entre la conduite et l'extrémité de la fouille ;

L : longueur totale de la tranchée (m) ;

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m)

$$H_{tr} = e + h + D \quad (m) \quad (VIII.8)$$

Ou : e : épaisseur de la couche du lit de pose ; $e = 0.20m$

H : profondeur minimale au dessus de la génératrice supérieure de la couche (m) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m)



VIII.6.1.2 Volume du découvert « v »

Le volume de la couche végétale à découper est calculé comme suit :

$$V = b \cdot h' \cdot L \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VIII.9})$$

Avec : V : volume de la couche végétale (m^3) ;
 b : la largeur de la couche végétale (m) ;
 h' : la hauteur de la couche végétale (m) ; h=0.20m
 L : longueur totale de la tranchée (m).

VIII.6.1.3 Volume occupé par le lit de pose « V_{LP} »

Ce volume est donné par la formule suivante :

$$V_{LP} = e \cdot b \cdot L \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VIII.10})$$

Avec : e : épaisseur de la couche du lit de pose ; e=0.20m

b : largeur de la tranchée (m) ;

L : longueur totale de la tranchée (m).

VIII.6.1.4 Volume de la conduite « V_c »

Le volume occupé par la conduite dans la tranchée est donné par la relation suivante :

$$V_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot L \quad (\text{VIII.11})$$

Avec : D : diamètre de la conduite (m) ;

L : longueur totale de la tranchée (m).

VIII.6.1.5 Volume d'eurobanque tamisée « $V_{e,t}$ »

Ce volume est exprimé par la formule suivante :

$$V_{e,t} = b \cdot (D + 0.20) \cdot L - V_c \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VIII.12})$$

Avec : b : largeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

L : longueur totale de la conduite (m^3)

VIII.6.1.6 Volume du remblai « V_R »

Le volume du remblai de la conduite est donné par l'expression suivante :

$$V_R = V_{D,F} - V_{\text{evacué}} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VIII.13})$$

Avec : $V_{D,F}$: volume des déblais foisonnés.

$$V_{D,F} = V_D \cdot K_f \quad (\text{m}^3) ; K_f = 1.25 \text{ (Coefficient de foisonnement)}$$

$$V_{\text{evacué}} = V_{LP} + V_c + V_{e,t} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VIII.14})$$

Ou : V_{LP} : volume occupé par le lit de pose (m^3) ;

V_c : volume de la conduite (m^3) ;

$V_{e,t}$: volume d'enrobage tamisé (m^3) ;



VIII.6.2 Détermination du devis estimatif et quantitatif :

La base de ce devis est la détermination de la quantité des matériaux utilisés dans le cadre de ce projet que ce soit les moyens humains ou bien matériels

L'estimation du coût total du projet nécessite une connaissance des prix actuels du marché chose qui n'est pas évidente.

L'aspect quantitatif du devis revient au calcul des différentes composantes du réseau ainsi que les moyens nécessaires afin de le réaliser.

Dans le chapitre du calcul hydraulique, Nous indique les différentes longueurs et diamètre des tronçons qui ont été utilisés que ce soit les conduites projeté ou bien les conduites de rénovation. Et dans ce même chapitre on a calculé le nombre des regards projetés.

Les devis quantitatif et estimatif des (02) deux projets (rénovation et projection) sont résumés dans les tableaux Tableau VIII.3 et Tableau VIII.4

VIII.6.2.1 Devis quantitatif et estimatif du projet de rénovation

Projet : Rénovation des réseaux d'assainissement à travers la ville de Bordj El Amir

Abdelkader

F/P des conduites en PVC à joints DN315 PN06 L=11843.00 mL

F/P des conduites en PVC à joints DN400 PN06 L=869.51 mL

Tableau VIII.3 Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet de rénovation

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	terrassement en terrain meuble	M ³	19020,80	300	5706240
2	terrassement en terrain rocheux	M ³	4755,20	1800	8559360
3	F/P du lit de sable ép=0,20 m	M ³	2526,80	400	1010720
4	Remblai en sable de 20cm au dessus de la génératrice supérieure y compris toutes sujétions	M ³	6279,61	400	2511844
5	Remblai en terre fine y compris compactage et arrosage y compris toutes sujétions	M ³	10214,39	300	3064317
6	Evacuation des déblais excédentaire à la décharge publique sur un rayon choisi par l'administration	M ³	8806,41	250	2201602.50
B	Canalisation				
	Fourniture, transport et pose de canalisation y compris toutes sujétions de bonne exécution				
1	Canalisation en PVC à joint PN06				
	315	MI	11843,00	3000	34986000
	400	MI	869,51	5000	4860000
C	Construction				
1	Construction des regards de visite (1,20*1,20*H (varié)) en béton armé dosé à 350kg/m ³ avec tampon fonte série lourde D800 avec dalle 1,20*1,20 en ferrailage (double nappe T12) y compris toutes sujétions de bonne exécution	U	250,00	60000	15000000
2	réalisation des branchements particuliers en PVC à joint PN06 D200 Type assainissement (L=3 mL à 10 mL) y compris la réalisation d'une boite de branchement 60*60*60 en béton armé avec une dalle en béton et toutes sujétions de bonne exécution	U	200,00	6000	1200000
3	déclassement de l'ancien réseau sur le nouveau collecteur y compris toutes sujétions de bonne exécution	U	200,00	3000	600000
	Montant HT				79700083.50
	TVA 17%				13549014.20
	Montant TTC				93249097.70

VIII.6.2.2 Devis quantitatif et estimatif du projet de réalisation d'intercepteur

Projet : Réalisation du réseau de collecte des rejets sud de la ville de Bordj El Amir

Abdelkader

F/P des conduites en PVC à joints DN630 PN06 L=1956.00 mL

Tableau VIII.4 Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet de réalisation de collecte de rejets sud

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	terrassement en terrain meuble	M ³	7555,00	300	2266500
2	terrassement en terrain rocheux	M ³	1888,75	1800	3399750
3	F/P du lit de sable ép=0,20 m	M ³	480,00	400	192000
4	Remblai en sable de 20cm au dessus de la génératrice supérieure y compris toutes sujétions	M ³	1354,51	400	541804
5	Remblai en terre fine y compris compactage et arrosage y compris toutes sujétions	M ³	5720,49	300	1716147
6	Evacuation des déblais excédentaire à la décharge publique sur un rayon choisi par l'administration	M ³	1834,51	250	458627.50
B	Canalisation				
	Fourniture, transport et pose de canalisation y compris toutes sujétions de bonne exécutions				
1	Canalisation en PVC à joint PN06				
	630	MI	1956,00	10000	20000000
C	Construction				
1	Construction des regards de visite (1,20*1,20*H (varié)) en béton armé dosé à 350kg/m ³ avec tampon fonte série lourde D800 avec dalle 1,20*1,20 en ferrailage (double nappe T12) y compris toutes sujétions de bonne exécution	U	38,00	150000	5700000
2	construction des déversoirs d'orage(1*0,3)	U	1,00	100000	100000
3	réalisation des branchements particuliers en PVC à joint PN06 D200 Type assainissement (L=3 mL à 10 mL) y compris la réalisation d'une boîte de branchement 60*60*60 en béton armé avec une dalle en béton et toutes sujétions de bonne exécution	U	120,00	6000	720000
4	déclassement de l'ancien réseau sur le nouveau collecteur y compris toutes sujétions de bonne exécution	U	30,00	2500	75000
	Montant HT				35169828.50
	TVA 17%				5978870.845
	Montant TTC				41148699.35



Conclusion

A travers ce chapitre on a évalué la durée de réalisation du projet en se basant sur la succession des taches par la méthode de CPM .

- Pour le projet de Réalisation du réseau de collecte des rejets sud de la ville de Bordj El Amir Abdelkader en PVC à joints DN630 PN06 sur une longueur de $L=1956.00$ mL on a évalué la durée pour **120jours** et on a estimé le coup du projet qui est de l'ordre de : **41148699.35DA** TTC.
- Pour le projet de rénovation des réseaux d'assainissement dégradés à travers la ville de Bordj El Amir Abdelkader sur une longueur de $L=12712.51$ mL on a évalué la durée pour **210jours** et on a estimé le coup du projet est de l'ordre de **93249097.70DA** TTC

La valeur estimé dans ce chapitre est une valeur approximative qui est loin d'être la valeur exact, cela est du aux différentes difficultés trouvées lors de l'évaluation des prix des matériaux car le marché n'est pas stable.

Le point le plus important, c'est la politique de gestion, d'entretien et d'exploitation , pour permettre de bien gérer le réseaux d'assainissement de la phase de conception à la phase mise en exploitation.

CONCLUSION GENERALE

BORDJ EL AMIR ABDELKADER une des villes qui a connu ces derniers temps une forte augmentation de la population (17198 habitants à l'horizon 2047) ce qui en résulte l'augmentation du taux de consommation et d'usage d'eau et par conséquent une augmentation des volumes d'eau usées rejetées.

Ce modeste travail, consacré au diagnostic et la réhabilitation du réseau d'assainissement montre que l'ancien réseau existant en béton comprimé qui couvre plus de 95% du chef lieu a subi une dégradation totale, ce qui a induit au disfonctionnement des collecteurs, aussi on a remarqué l'existence de plusieurs rejets anarchiques qui déversent directement sur Oued TAZA au nord et Oued BEN TEMMAR au sud ; ce qui pose beaucoup de problèmes et il y a même des risques d'apparition des maladies à transmission hydrique. Devant ce constat, la rénovation de certains tronçons et la projection d'un intercepteur qui sert à l'élimination de ces rejets sont imposées.

Le relief étant accidenté, le réseau est de type unitaire à évacuation étagé, nous proposons : de faire la rénovation de l'ancienne canalisation dégradé des réseaux d'assainissement. Cependant quelques tronçons de collecteurs secondaires, toujours en bon état, ont pu être récupérer et réutiliser dans notre réseau ; et collecter l'ensemble des rejets dans un seul collecteur (intercepteur) puis faire l'assemblage des collecteurs vers la station de lagunage projetée afin de rassembler les eaux usées en un seul point en vue de leur épuration.

Il s'avère que le climat qui règne dans la zone est le climat méditerranéen avec été chaud ; et que l'intensité de pluie à une période de retour de 10 ans est de 177l/s/ha ; ceci nous a permis de déterminer les débits totaux qui vont s'écouler dans notre réseau après déterminer les parties débits usées et équipements.

Après avoir fixé le tracé du réseau il est apparu qu'on doit éliminer et remplacer 12712,51Ml des tronçons existants par des canalisations en PVC en gardant les mêmes diamètres ; et qu'on doit garder 19244,93Ml (60,22%) du réseau. Tandis que 1956Ml sont à projeter.

Ce tracé est accompagné par une multitude d'ouvrages annexes à savoir 04 déversoirs d'orage de type latérale by pass et des Regards de visite, Regards de chute, Bouches d'égout

Toutes ces solutions ont pour but d'éliminer ces rejets pour une préservation de la nature et l'amélioration du cadre de vie à BORDJ EL AMIR ABDELKADER.

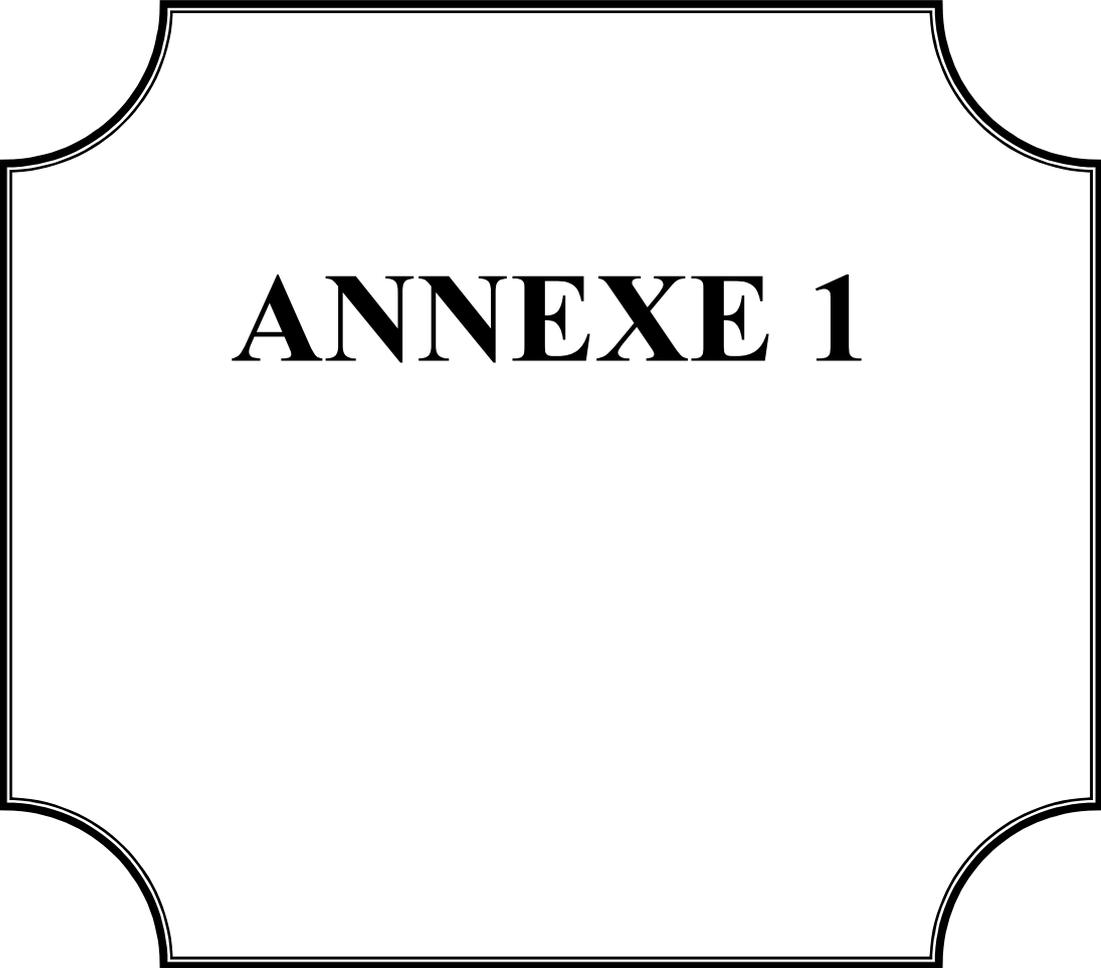
BIBLIOGRAPHIE

Références bibliographiques

- [1] Azzaz Rahmani. F, Mémoire de fin étude d'AEP, « étude de schéma directeur d'alimentation en eau potable de la ville de Bordj El Amir Abdelkader (w.Tissemsilt)», E.N.S.H, 2011, Blida.
- [2] Dr Bénina Touaïbia , Mars 2004 « Manuel pratique d'hydrologie ».
- [3] Dr Salah Boualem , 2009 « polycope Cours d'Assainissement » 5ème. E.N.S.H, Blida.
- [4] C.GUERREE.H, 1986 « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1) », Eyrolles, Paris
- [5] M. Dernouni.F,« Cours d'assainissement, 4 ème »E.N.S.H, 2005, Blida.
- [6] Julien WALTZ, page37, Juin 2009 , 5ème année « Génie Civil »
- [7] REGIS.B, 1984 ,«les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective »,Paris
- [8] HADAD.A, Mémoire de fin d'études d'assainissement, « Diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de HADJOUT (W.Tipaza) » E.N.S.H ,2005,Blida.
- [9] Guide d'aide au choix des matériaux des réseaux d'eau potable et/ou d'assainissement, Charte Qualité des réseaux d'eau potable et d'assainissement Languedoc-Roussillon - Swelia ,Septembre 2015
- [10] Diplôme d'Ingénieur des techniques des T.P. Koffi Assômôly Emerson August kouassi, Page 38,Page 39 INPHB, 2013
- [11] Catalogue technique « tubes PVC et accessoires », Chiali.
- [12] Guide de pose des tubes et raccords en PVC, « société de transformation des plastiques et métaux » ; Chiali.
- [13] Dr. BENLAOUKLI, « Cours O.D.C 5ème », E.N.S.H, 2007, Blida.

Références sitographiques

- [a] <http://fr.db-city.com/Alg%C3%A9rie--Tissemsilt--Bordj-El-Emir-Abdelkader--Bordj-El-Emir-Abdelkader>
- [b] http://www.fne-vaucluse.fr/eaux-parasites-dans-systemes-assainissement_257.php
- [c] http://eprints2.insa-strasbourg.fr/521/1/M%C3%A9moire_PFE.pdf



ANNEXE 1

ANNEXE 1 : Caractéristiques des collecteurs secondaires et tertiaires

Nomenclature

B.E : bon état

M.E : mauvais état

Tronçon	Diamètre Existant (mm)	Matériau	Longueur (m)	Observation	Tronçon	Diamètre Existant (mm)	Matériau	Longueur (m)	Observation
R51-R52	300	Béton comprimé	52,3	ME	R51-R52	300	Béton comprimé	52,3	ME
R51-R52	300	Béton comprimé	52,3	ME	R52-R53	300	Béton comprimé	49,26	ME
R52-R53	300	Béton comprimé	49,26	ME	R53-R54	300	Béton comprimé	31,18	ME
R53-R54	300	Béton comprimé	31,18	ME	R54-R55	300	Béton comprimé	25,1	ME
R54-R55	300	Béton comprimé	25,1	ME	R55-R24	400	Béton comprimé	49,52	ME
R81-R82	300	Béton comprimé	33,77	ME	R24-R23	400	Béton comprimé	35,09	ME
R82-R83	300	Béton comprimé	14,02	ME	R23-R22	400	Béton comprimé	29,8	ME
R78-R79	300	Béton comprimé	28,72	ME	R22-R21	400	Béton comprimé	23,78	ME
R79-R80	300	Béton comprimé	14,35	ME	R21-R20	400	Béton comprimé	21,65	ME
R74-R75	300	Béton comprimé	50,69	ME	R20-R19	400	Béton comprimé	40,25	ME
R75-R76	300	Béton comprimé	35,64	ME	R374-R703	400	Béton comprimé	50	ME
R76-R77	300	Béton comprimé	46	ME	R703-R704	400	Béton comprimé	50	ME
R77-R65	300	Béton comprimé	51,83	ME	R704-R705	400	Béton comprimé	50	ME
R51-R52	300	Béton comprimé	52,3	ME	R705-R706	400	Béton comprimé	50	ME
R25-R26	300	Béton comprimé	29,10	ME	R706-R702	400	Béton comprimé	45,04	ME
R26-R27	300	Béton comprimé	27,45	ME	R702-R707	400	Béton comprimé	40	ME
R27-R28	300	Béton comprimé	29,57	ME	R707-R296	400	Béton comprimé	48	ME
R28-R29	300	Béton comprimé	49,06	ME	R296-R700	400	Béton comprimé	12,97	ME
R29-R30	300	Béton comprimé	37,15	ME	R700-R701	400	Béton comprimé	15,88	ME
R30-R31	300	Béton comprimé	26,70	ME	R701-R297	400	Béton comprimé	15,06	ME
R31-R32	300	Béton comprimé	33,14	ME	R297-RS 19	400	Béton comprimé	71,38	ME
R32-R33	300	Béton comprimé	43,57	ME	R141-R133	400	Béton comprimé	63,99	ME
R33-R34	300	Béton comprimé	28,32	ME	R133-R131	400	Béton comprimé	33,84	ME
R34-R579	300	Béton comprimé	24,80	ME	R131-R122	400	Béton comprimé	14,4	ME
R579-R578	300	Béton comprimé	37,44	ME	R122-R123	400	Béton comprimé	32,24	ME
R578-R35	300	Béton comprimé	25,05	ME	R123-R124	400	Béton comprimé	34,07	ME
R89-R90	300	Béton comprimé	140,66	ME	R450-R451	300	PVC	26,15	BE
R90-R91	300	Béton comprimé	47,58	ME	R451-R452	300	PVC	36,06	BE

R91-R45	300	Béton comprimé	50,66	ME	R452-R453	300	PVC	34,62	BE
R45-R46	300	Béton comprimé	41,94	ME	R453-R454	300	PVC	35,75	BE
R46-R44	300	Béton comprimé	65,06	ME	R454-RS 1	300	PVC	63,38	BE
R44-R47	300	Béton comprimé	9,17	ME	R407-R408	300	PVC	15,14	BE
R47-R48	300	Béton comprimé	139,37	ME	R407-R408	300	PVC	15,14	BE
R48-R49	300	Béton comprimé	142,58	ME	R408-R409	300	PVC	55,74	BE
R49-R50	300	Béton comprimé	39,20	ME	R409-R410	300	PVC	73,45	BE
R50-R35	300	Béton comprimé	37,57	ME	R411-R412	300	PVC	27,86	BE
R35-R51	300	Béton comprimé	39,05	ME	R412-R413	300	PVC	22,27	BE
R51-R58	300	Béton comprimé	38,34	ME	R413-R414	300	PVC	29,44	BE
R58-R57	300	Béton comprimé	38,00	ME	R231-R232	300	PVC	55,53	BE
R57-R56	300	Béton comprimé	41,39	ME	R232-R233	300	PVC	37,56	BE
R59-R60	300	Béton comprimé	30,19	ME	R233-R234	300	PVC	31,58	BE
R60-R61	300	Béton comprimé	35,02	ME	R234-R235	300	PVC	26,25	BE
R61-R62	300	Béton comprimé	26,90	ME	R235-R236	300	PVC	31,25	BE
R62-R63	300	Béton comprimé	32,46	ME	R236-R237	300	PVC	29,03	BE
R63-R64	300	Béton comprimé	30,80	ME	R237-R217	300	PVC	6,44	BE
R64-R65	300	Béton comprimé	28,16	ME	R406-R390	315	PVC	38,4	BE
R65-R527	300	Béton comprimé	63,20	ME	R390-R405	315	PVC	27,71	BE
R69-R70	300	Béton comprimé	23,16	ME	R399-R400	315	PVC	29,43	BE
R70-R71	300	Béton comprimé	25,70	ME	R400-R401	315	PVC	31,78	BE
R71-R72	300	Béton comprimé	33,38	ME	R401-R402	315	PVC	32,24	BE
R72-R73	300	Béton comprimé	29,85	ME	R402-R403	315	PVC	24,31	BE
R73-R63	300	Béton comprimé	36,58	ME	R403-R404	315	PVC	28,85	BE
R36-R37	300	Béton comprimé	49,47	ME	R404-R405	315	PVC	20,92	BE
R37-R28	300	Béton comprimé	36,55	ME	R368-R367	315	PVC	47,56	BE
R24-R580	300	Béton comprimé	33,06	ME	R367-R376	315	PVC	10,61	BE
R581-R582	300	Béton comprimé	50,00	ME	R812-R808	315	PVC	65,71	BE
R82-R583	300	Béton comprimé	50,00	ME	R800-R801	315	PVC	20,54	BE
R583-R18	300	Béton comprimé	66,97	ME	R801-R802	315	PVC	23,19	BE
R129-R130	300	Béton comprimé	28,32	ME	R802-R803	315	PVC	19,03	BE
R130-R131	300	Béton comprimé	33,45	ME	R803-R804	315	PVC	16,68	BE
R132-R133	300	Béton comprimé	30,49	ME	R804-R805	315	PVC	9,37	BE
R126-R127	300	Béton comprimé	27,55	ME	R805-R806	315	PVC	52,74	BE
R127-R128	300	Béton comprimé	24,25	ME	R798-R799	315	PVC	67,14	BE

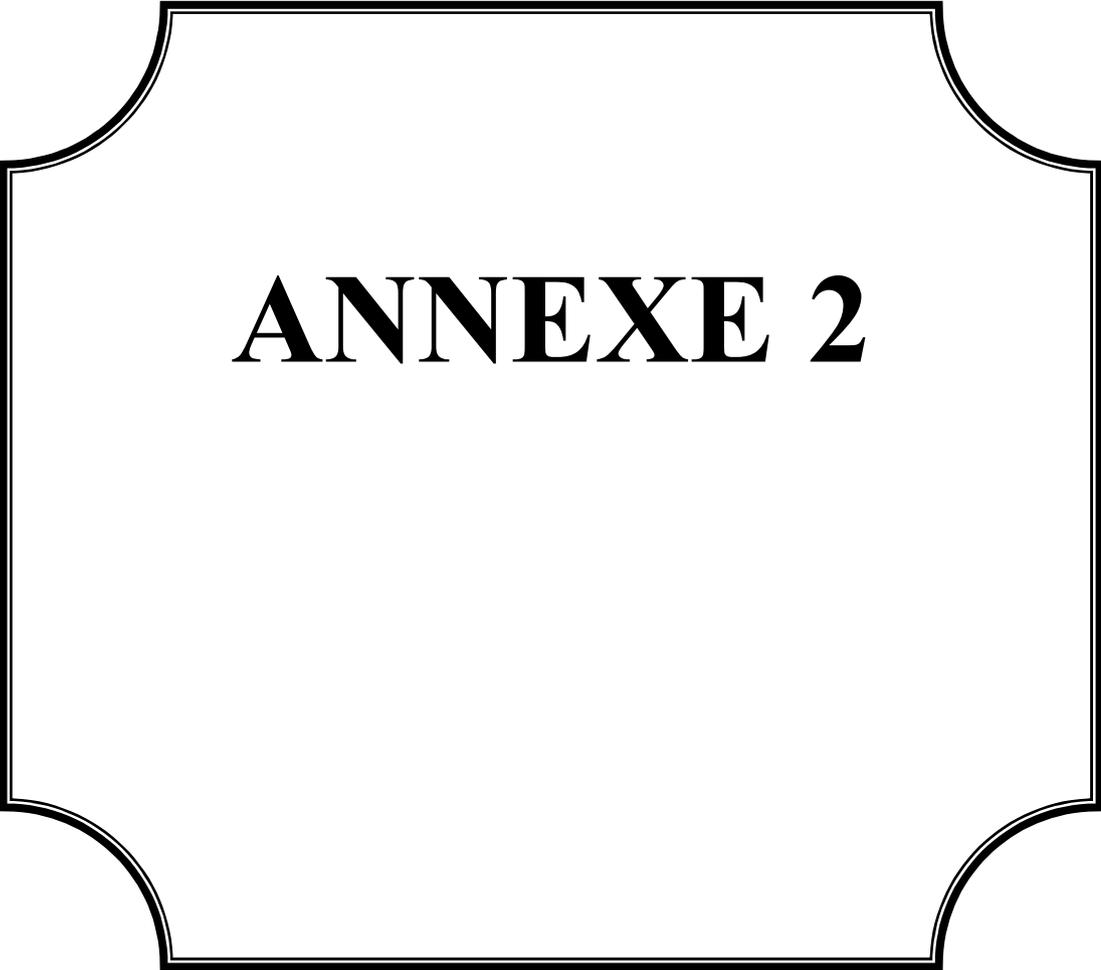
R128-R125	300	Béton comprimé	30,01	ME	R799-R795	315	PVC	57,79	BE
R134-R135	300	Béton comprimé	49,73	ME	R150-R151	315	PVC	32,64	BE
R135-R167	300	Béton comprimé	55,90	ME	R151-R152	315	PVC	18,47	BE
R136-R137	300	Béton comprimé	113,15	ME	R152-R153	315	PVC	23,46	BE
R137-R138	300	Béton comprimé	116,71	ME	R153-R154	315	PVC	27,77	BE
R138-R139	300	Béton comprimé	21,53	ME	R154-R155	315	PVC	21,59	BE
R139-R140	300	Béton comprimé	21,57	ME	R84-R85	315	PVC	70,91	BE
R140-R141	300	Béton comprimé	43,71	ME	R174-R168	315	PVC	37,88	BE
R165-R166	300	Béton comprimé	44,83	ME	R168-R169	315	PVC	37,39	BE
R166-R135	300	Béton comprimé	21,97	ME	R169-R170	315	PVC	41,38	BE
R161-R162	300	Béton comprimé	76,03	ME	R170-R138	315	PVC	49,18	BE
R162-R163	300	Béton comprimé	20,85	ME	R171-R172	315	PVC	42,72	BE
R163-R164	300	Béton comprimé	66,08	ME	R172-R173	315	PVC	57,48	BE
R164-R141	300	Béton comprimé	39,37	ME	R173-R163	315	PVC	21,06	BE
R99-R100	300	Béton comprimé	15,61	ME	R42-R43	315	PVC	29,93	BE
R100-R101	300	Béton comprimé	31,23	ME	R882-R883	315	PVC	32,38	BE
R101-R102	300	Béton comprimé	40,50	ME	R529-R530	315	PVC	37,85	BE
R102-R103	300	Béton comprimé	31,26	ME	R530-R531	315	PVC	85,65	BE
R103-R104	300	Béton comprimé	35,74	ME	R531-R112	315	PVC	103,7	BE
R104-R105	300	Béton comprimé	39,75	ME	R450-R451	300	PVC	26,15	BE
R105-R98	300	Béton comprimé	35,97	ME	R451-R452	300	PVC	36,06	BE
R98-R106	300	Béton comprimé	57,19	ME	R452-R453	300	PVC	34,62	BE
R106-RS 33	300	Béton comprimé	44,17	ME	R453-R454	300	PVC	35,75	BE
R306-R307	300	Béton comprimé	20,02	ME	R454-RS 1	300	PVC	63,38	BE
R307-R305	300	Béton comprimé	19,15	ME	R407-R408	300	PVC	15,14	BE
R214-R215	300	Béton comprimé	25,40	ME	R408-R409	300	PVC	55,74	BE
R215-R216	300	Béton comprimé	29,70	ME	R409-R410	300	PVC	73,45	BE
R262-R263	300	Béton comprimé	37,62	ME	R411-R412	300	PVC	27,86	BE
R263-R264	300	Béton comprimé	47,31	ME	R412-R413	300	PVC	22,27	BE
R264-R265	300	Béton comprimé	17,34	ME	R413-R414	300	PVC	29,44	BE
R265-R266	300	Béton comprimé	21,75	ME	R231-R232	300	PVC	55,53	BE
R266-R267	300	Béton comprimé	10,61	ME	R232-R233	300	PVC	37,56	BE
R267-R268	300	PVC	59,13	BE	R233-R234	300	PVC	31,58	BE
R268-R269	300	Béton comprimé	36,62	ME	R234-R235	300	PVC	26,25	BE
R269-R270	300	Béton comprimé	18,83	ME	R235-R236	300	PVC	31,25	BE

R270-R271	300	Béton comprimé	25,29	ME	R236-R237	300	PVC	29,03	BE
R271-R272	300	Béton comprimé	20,95	ME	R237-R217	300	PVC	6,44	BE
R272-R273	300	Béton comprimé	22,00	ME	R406-R390	315	PVC	38,4	BE
R273-R274	300	Béton comprimé	26,97	ME	R390-R405	315	PVC	27,71	BE
R789-R790	300	Béton comprimé	22,55	ME	R399-R400	315	PVC	29,43	BE
R790-R791	300	Béton comprimé	15,87	ME	R400-R401	315	PVC	31,78	BE
R791-R792	300	Béton comprimé	23,37	ME	R401-R402	315	PVC	32,24	BE
R241-R242	300	Béton comprimé	34,45	ME	R402-R403	315	PVC	24,31	BE
R242-R243	300	Béton comprimé	33,50	ME	R403-R404	315	PVC	28,85	BE
R243-R244	300	Béton comprimé	33,01	ME	R404-R405	315	PVC	20,92	BE
R244-R245	300	Béton comprimé	37,85	ME	R368-R367	315	PVC	47,56	BE
R245-R246	300	Béton comprimé	32,77	ME	R367-R376	315	PVC	10,61	BE
R246-R247	300	Béton comprimé	29,03	ME	R812-R808	315	PVC	65,71	BE
R247-R210	300	Béton comprimé	26,37	ME	R800-R801	315	PVC	20,54	BE
R210-R211	300	Béton comprimé	36,87	ME	R801-R802	315	PVC	23,19	BE
R211-R212	300	Béton comprimé	30,48	ME	R802-R803	315	PVC	19,03	BE
R212-R213	300	Béton comprimé	95,30	ME	R803-R804	315	PVC	16,68	BE
R208-R209	300	Béton comprimé	39,98	ME	R804-R805	315	PVC	9,37	BE
R209-R175	300	Béton comprimé	40,40	ME	R805-R806	315	PVC	52,74	BE
R206-R207	300	Béton comprimé	29,29	ME	R798-R799	315	PVC	67,14	BE
R207-R175	300	Béton comprimé	41,02	ME	R799-R795	315	PVC	57,79	BE
R350-R351	300	Béton comprimé	30,85	ME	R150-R151	315	PVC	32,64	BE
R351-R326	300	Béton comprimé	19,21	ME	R151-R152	315	PVC	18,47	BE
R326-R327	300	Béton comprimé	24,50	ME	R152-R153	315	PVC	23,46	BE
R327-R328	300	Béton comprimé	21,56	ME	R153-R154	315	PVC	27,77	BE
R328-R329	300	Béton comprimé	21,37	ME	R154-R155	315	PVC	21,59	BE
R329-R330	300	Béton comprimé	26,75	ME	R84-R85	315	PVC	70,91	BE
R330-R331	300	Béton comprimé	30,26	ME	R174-R168	315	PVC	37,88	BE
R331-R310	300	Béton comprimé	26,88	ME	R168-R169	315	PVC	37,39	BE
R310-R311	300	Béton comprimé	35,00	ME	R169-R170	315	PVC	41,38	BE
R311-R312	300	Béton comprimé	32,09	ME	R170-R138	315	PVC	49,18	BE
R312-R313	300	Béton comprimé	26,30	ME	R171-R172	315	PVC	42,72	BE
R313-R314	300	Béton comprimé	36,39	ME	R172-R173	315	PVC	57,48	BE
R314-R315	300	Béton comprimé	27,94	ME	R173-R163	315	PVC	21,06	BE

R315-R316	300	Béton comprimé	39,47	ME	R404-R405	315	PVC	20,92	BE
R316-R238	300	Béton comprimé	28,51	ME	R368-R367	315	PVC	47,56	BE
R238-R239	300	Béton comprimé	38,70	ME	R367-R376	315	PVC	10,61	BE
R239-R240	300	Béton comprimé	33,60	ME	R812-R808	315	PVC	65,71	BE
R250-R251	300	Béton comprimé	30,50	ME	R800-R801	315	PVC	20,54	BE
R251-R252	300	Béton comprimé	29,60	ME	R801-R802	315	PVC	23,19	BE
R252-R216	300	Béton comprimé	23,59	ME	R802-R803	315	PVC	19,03	BE
R216-R253	300	Béton comprimé	30,39	ME	R803-R804	315	PVC	16,68	BE
R253-R254	300	Béton comprimé	27,75	ME	R804-R805	315	PVC	9,37	BE
R254-R255	300	Béton comprimé	29,70	ME	R805-R806	315	PVC	52,74	BE
R255-R256	300	Béton comprimé	29,49	ME	R798-R799	315	PVC	67,14	BE
R256-R257	300	Béton comprimé	21,55	ME	R799-R795	315	PVC	57,79	BE
R257-R213	300	Béton comprimé	62,92	ME	R150-R151	315	PVC	32,64	BE
R213-R175	300	Béton comprimé	75,12	ME	R151-R152	315	PVC	18,47	BE
R175-R176	300	Béton comprimé	32,17	ME	R152-R153	315	PVC	23,46	BE
R176-R177	300	Béton comprimé	25,15	ME	R153-R154	315	PVC	27,77	BE
R177-R178	300	Béton comprimé	19,40	ME	R154-R155	315	PVC	21,59	BE
R178-R179	300	Béton comprimé	19,71	ME	R84-R85	315	PVC	70,91	BE
R179-R180	300	Béton comprimé	91,72	ME	R174-R168	315	PVC	37,88	BE
R180-R181	300	Béton comprimé	92,23	ME	R168-R169	315	PVC	37,39	BE
R181-R182	300	Béton comprimé	21,11	ME	R169-R170	315	PVC	41,38	BE
R182-R183	300	Béton comprimé	17,79	ME	R170-R138	315	PVC	49,18	BE
R183-R184	300	Béton comprimé	16,56	ME	R171-R172	315	PVC	42,72	BE
R184-R185	300	Béton comprimé	20,19	ME	R172-R173	315	PVC	57,48	BE
R185-R186	300	Béton comprimé	22,38	ME	R173-R163	315	PVC	21,06	BE
R187-R188	300	Béton comprimé	19,60	ME	R42-R43	315	PVC	29,93	BE
R189-R190	300	Béton comprimé	12,30	ME	R882-R883	315	PVC	32,38	BE
R190-R191	300	Béton comprimé	9,87	ME	R529-R530	315	PVC	37,85	BE
R191-R501	300	Béton comprimé	90,81	ME	R530-R531	315	PVC	85,65	BE
R501-R192	300	Béton comprimé	90,81	ME	R531-R112	315	PVC	103,7	BE
R192-R193	300	Béton comprimé	21,05	ME	R450-R451	300	PVC	26,15	BE
R193-R194	300	Béton comprimé	29,25	ME	R451-R452	300	PVC	36,06	BE
R194-R195	300	Béton comprimé	30,46	ME	R452-R453	300	PVC	34,62	BE
R195-R156	300	Béton comprimé	12,62	ME	R453-R454	300	PVC	35,75	BE

R875-R876	300	Béton comprimé	41,72	ME	R454-RS 1	300	PVC	63,38	BE
R876-R877	300	Béton comprimé	48,48	ME	R407-R408	300	PVC	15,14	BE
R877-R878	300	Béton comprimé	41,25	ME	R408-R409	300	PVC	55,74	BE
R878-R879	300	Béton comprimé	34,34	ME	R409-R410	300	PVC	73,45	BE
R186-R187	300	Béton comprimé	92,20	ME	R411-R412	300	PVC	27,86	BE
R879-R880	300	Béton comprimé	47,90	ME	R412-R413	300	PVC	22,27	BE
R880-R881	300	Béton comprimé	39,84	ME	R413-R414	300	PVC	29,44	BE
R881-R346	300	Béton comprimé	40,68	ME	R231-R232	300	PVC	55,53	BE
R346-R347	300	Béton comprimé	54,30	ME	R232-R233	300	PVC	37,56	BE
R347-R348	300	Béton comprimé	27,74	ME	R233-R234	300	PVC	31,58	BE
R348-R349	300	Béton comprimé	26,38	ME	R234-R235	300	PVC	26,25	BE
R349-R338	300	Béton comprimé	33,40	ME	R235-R236	300	PVC	31,25	BE
R338-R339	300	Béton comprimé	27,65	ME	R236-R237	300	PVC	29,03	BE
R339-R340	300	Béton comprimé	27,92	ME	R237-R217	300	PVC	6,44	BE
R340-R341	300	Béton comprimé	19,32	ME	R406-R390	315	PVC	38,4	BE
R341-R342	300	Béton comprimé	24,88	ME	R390-R405	315	PVC	27,71	BE
R342-R343	300	Béton comprimé	19,95	ME	R399-R400	315	PVC	29,43	BE
R343-R334	300	Béton comprimé	36,30	ME	R400-R401	315	PVC	31,78	BE
R334-R335	300	Béton comprimé	34,43	ME	R401-R402	315	PVC	32,24	BE
R335-R336	300	Béton comprimé	30,50	ME	R402-R403	315	PVC	24,31	BE
R336-R337	300	Béton comprimé	24,63	ME	R403-R404	315	PVC	28,85	BE
R337-R301	300	Béton comprimé	28,62	ME	R404-R405	315	PVC	20,92	BE
R301-R302	300	Béton comprimé	21,73	ME	R368-R367	315	PVC	47,56	BE
R302-R303	300	Béton comprimé	29,39	ME	R367-R376	315	PVC	10,61	BE
R303-R304	300	Béton comprimé	20,19	ME	R812-R808	315	PVC	65,71	BE
R304-R305	300	Béton comprimé	21,32	ME	R800-R801	315	PVC	20,54	BE
R305-R248	300	Béton comprimé	24,43	ME	R801-R802	315	PVC	23,19	BE
R248-R249	300	Béton comprimé	57,20	ME	R802-R803	315	PVC	19,03	BE
R387-R388	300	Béton comprimé	28,50	ME	R803-R804	315	PVC	16,68	BE
R388-R708	300	Béton comprimé	65,33	ME	R804-R805	315	PVC	9,37	BE
R708-R374	300	Béton comprimé	55,79	ME	R805-R806	315	PVC	52,74	BE
R374-R373	300	Béton comprimé	26,97	ME	R798-R799	315	PVC	67,14	BE
R373-R372	300	Béton comprimé	22,00	ME	R799-R795	315	PVC	57,79	BE
R372-R371	300	Béton comprimé	20,95	ME	R150-R151	315	PVC	32,64	BE

R371-R370	300	Béton comprimé	25,29	ME	R151-R152	315	PVC	18,47	BE
R394-R395	300	Béton comprimé	41,18	ME	R152-R153	315	PVC	23,46	BE
R395-R398	300	Béton comprimé	29,01	ME	R153-R154	315	PVC	27,77	BE
R398-R397	300	Béton comprimé	14,55	ME	R154-R155	315	PVC	21,59	BE
R695-R696	300	Béton comprimé	25,32	ME	R84-R85	315	PVC	70,91	BE
R696-R697	300	Béton comprimé	50,00	ME	R174-R168	315	PVC	37,88	BE
R697-R352	300	Béton comprimé	53,94	ME	R168-R169	315	PVC	37,39	BE
R352-R353	300	Béton comprimé	43,13	ME	R169-R170	315	PVC	41,38	BE
R353-R354	300	Béton comprimé	35,45	ME	R170-R138	315	PVC	49,18	BE
R354-R355	300	Béton comprimé	35,64	ME	R171-R172	315	PVC	42,72	BE
R355-R356	300	Béton comprimé	32,75	ME	R172-R173	315	PVC	57,48	BE
R317-R318	300	Béton comprimé	28,86	ME	R173-R163	315	PVC	21,06	BE
R318-R319	300	Béton comprimé	58,02	ME	R42-R43	315	PVC	29,93	BE
R369-R367	300	Béton comprimé	36,62	ME	R882-R883	315	PVC	32,38	BE
R367-R366	300	Béton comprimé	10,61	ME	R529-R530	315	PVC	37,85	BE
R366-R365	300	Béton comprimé	21,75	ME	R530-R531	315	PVC	85,65	BE
R365-R364	300	Béton comprimé	17,34	ME	R531-R112	315	PVC	103,7	BE
R364-R363	300	Béton comprimé	47,31	ME	R414-R418	400	PVC	18,97	BE
R363-R362	300	Béton comprimé	37,62	ME	R418-R419	400	PVC	28,86	BE
R430-R431	300	Béton comprimé	13,52	ME	R419-R420	400	PVC	28,85	BE
R431-R432	300	Béton comprimé	40,26	ME	R420-R421	400	PVC	29,14	BE
R432-R433	300	Béton comprimé	54,90	ME	R421-RS 5	400	PVC	46,78	BE
R433-R429	300	Béton comprimé	17,97	ME	R807-R808	400	PVC	68,72	BE
R426-R427	300	Béton comprimé	46,69	ME	R808-R806	400	PVC	69,17	BE
R427-R428	300	Béton comprimé	9,47	ME	R806-R809	400	PVC	22,51	BE
R428-R429	300	Béton comprimé	49,34	ME	R809-R810	400	PVC	22,37	BE
R370-R369	300	Béton comprimé	18,83	ME	R810-R811	400	PVC	20,19	BE
R814-R815	300	Béton comprimé	26,33	ME	R811-R159	400	PVC	19,03	BE
R815-R449	300	Béton comprimé	14,36	ME	R159-R142	400	PVC	9,37	BE
R449-R448	300	Béton comprimé	21,94	ME	R142-R143	400	PVC	14,03	BE
R319-R320	300	Béton comprimé	28,62	ME	R143-R144	400	PVC	29,69	BE
R320-R321	300	Béton comprimé	28,45	ME	R144-R145	400	PVC	36,55	BE
R321-R309	300	Béton comprimé	40,47	ME	R145-R146	400	PVC	48,81	BE
R308-R309	300	Béton comprimé	48,86	ME					



ANNEXE 2

ANNEXE 2: état des regards et des bouches d'égouts

état des regards :



Regard N°38



Regard N° 20



Regard N° 93



Regard N°55



Regard N°88



Regard N°84

Suite ANNEXE 2 : état des regards et des bouches d'égouts

état des regards :



Regard N°27



Regard N°19



Regard N°21



Regard N°30



Regard N°42



Regard N°55



Regard N°65



Regards N°26

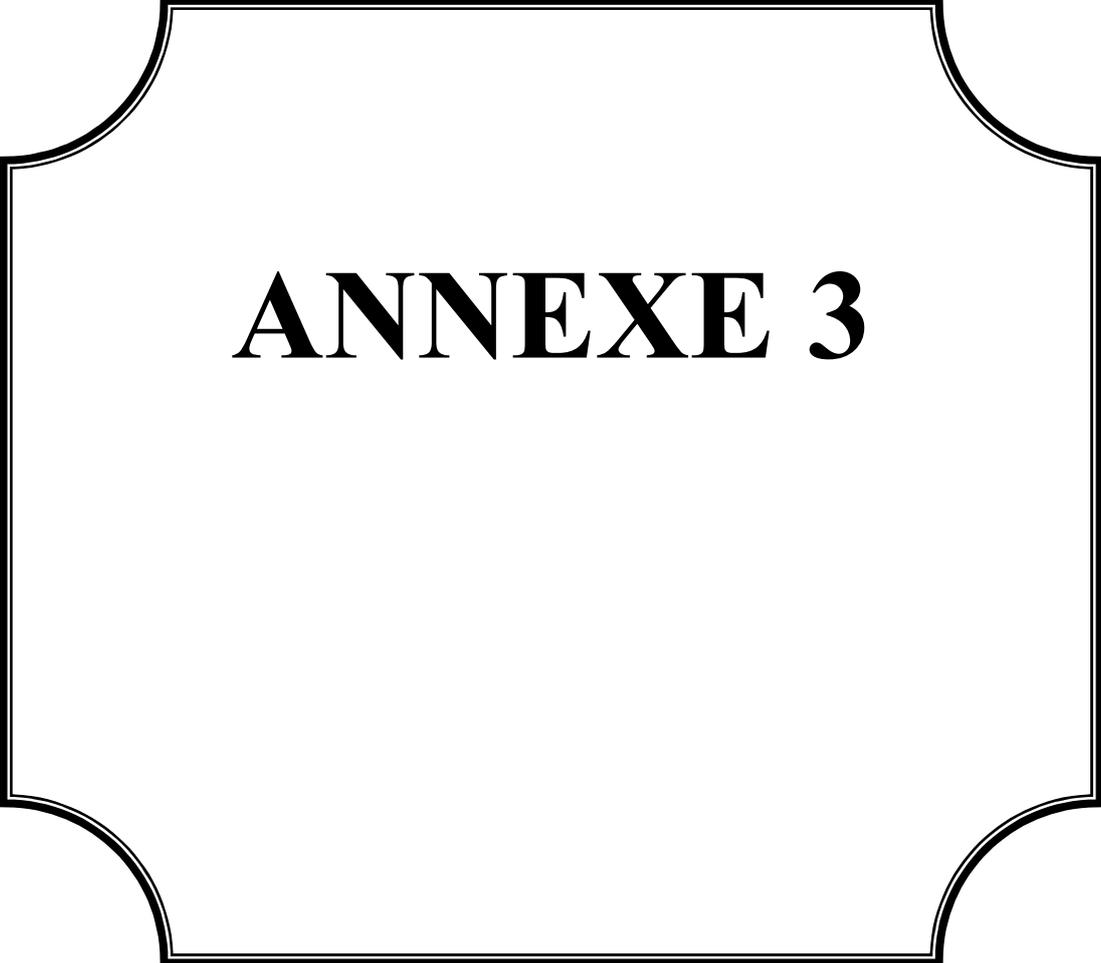


Regards N°33

Suite ANNEXE 2 : état des regards et des bouches d'égouts

état des bouches d'égouts :

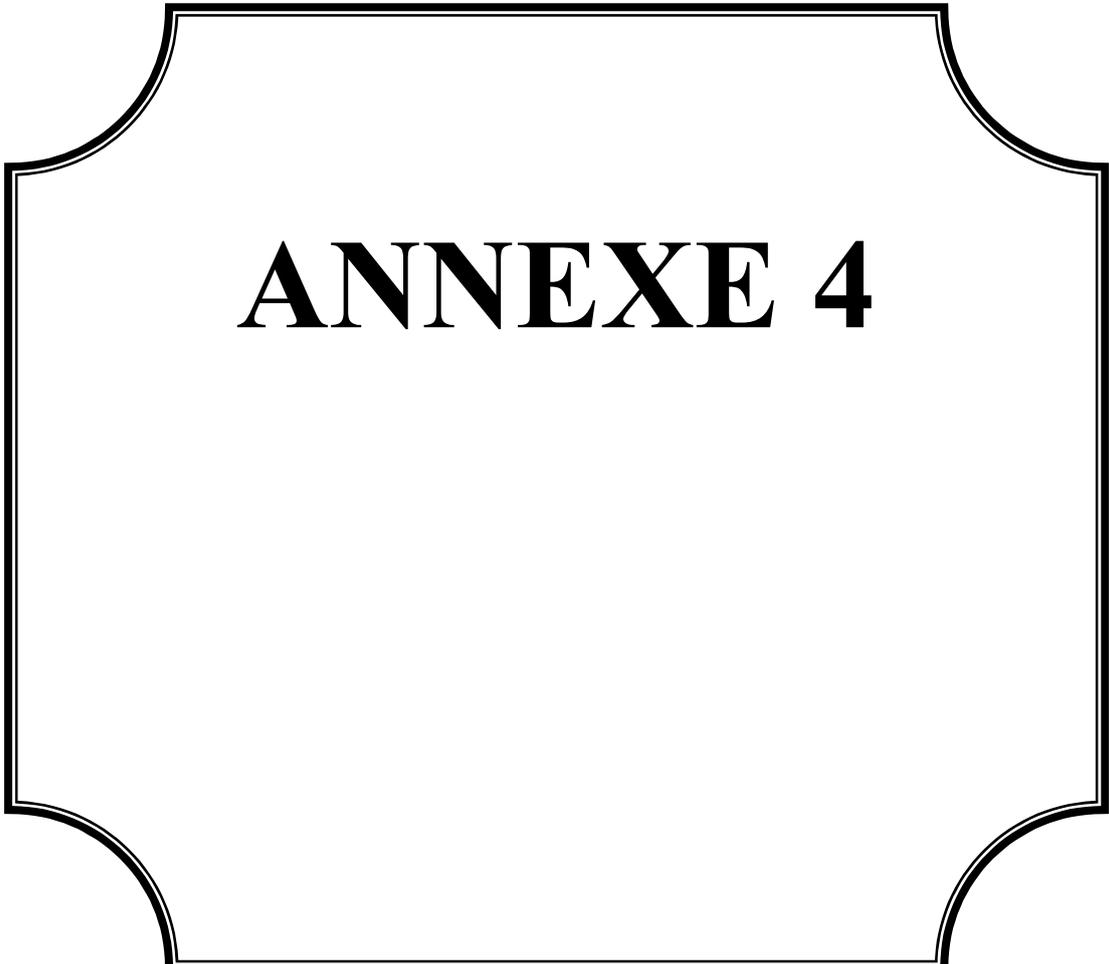




ANNEXE 3

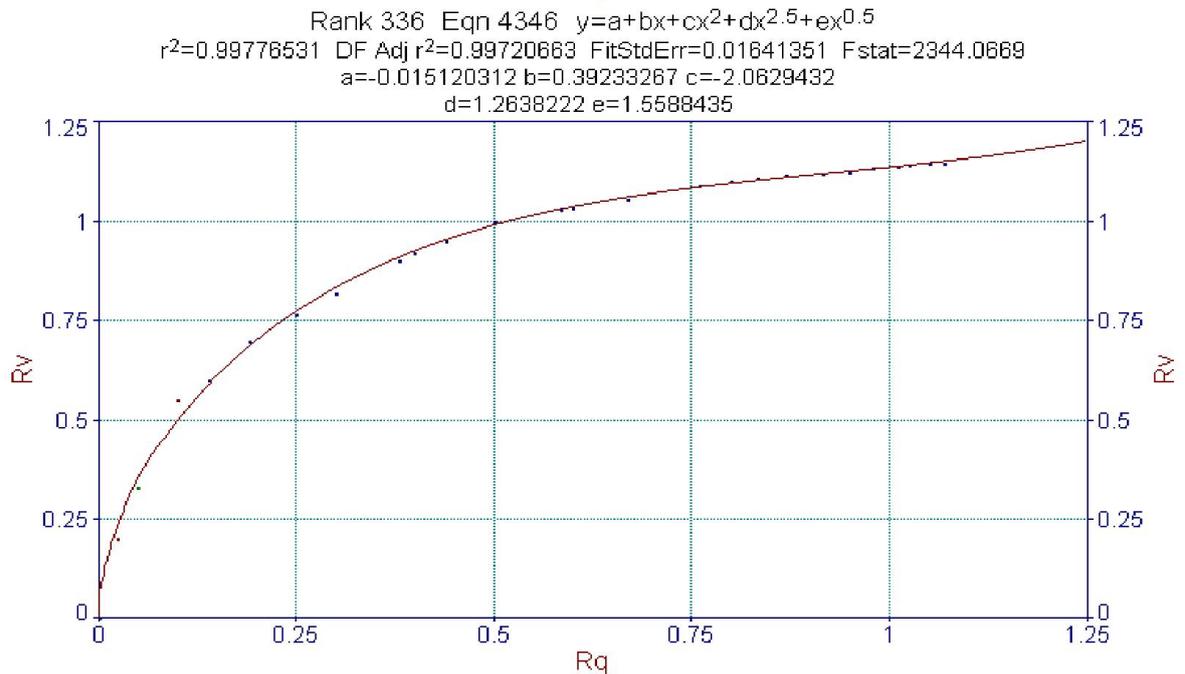
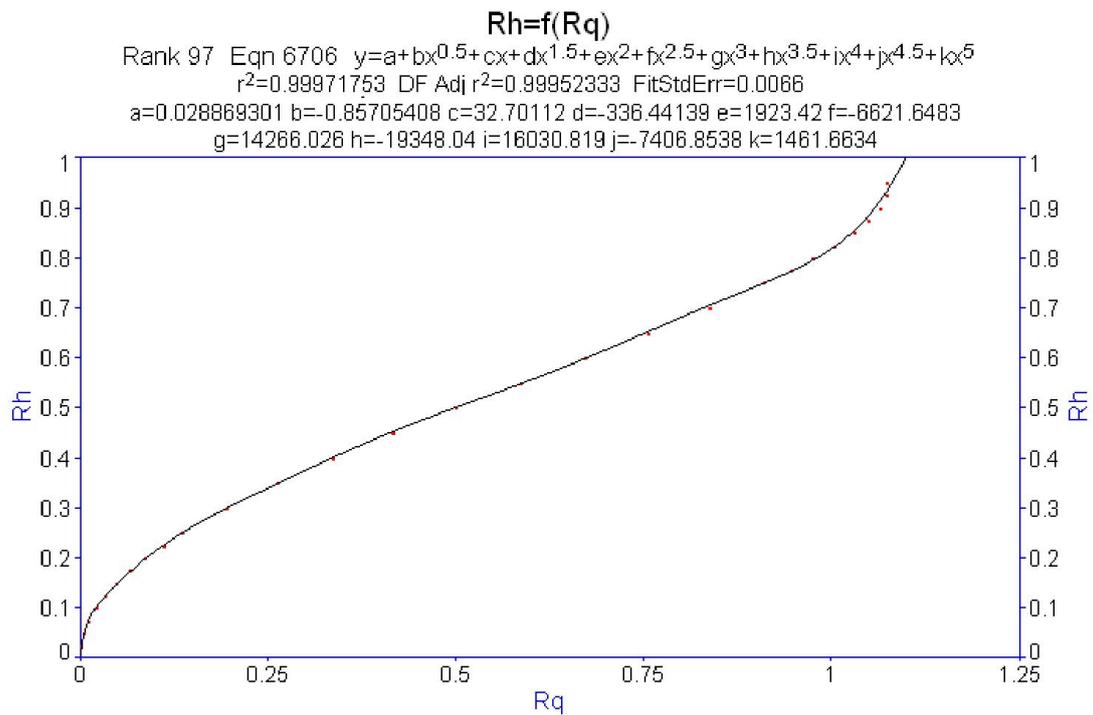
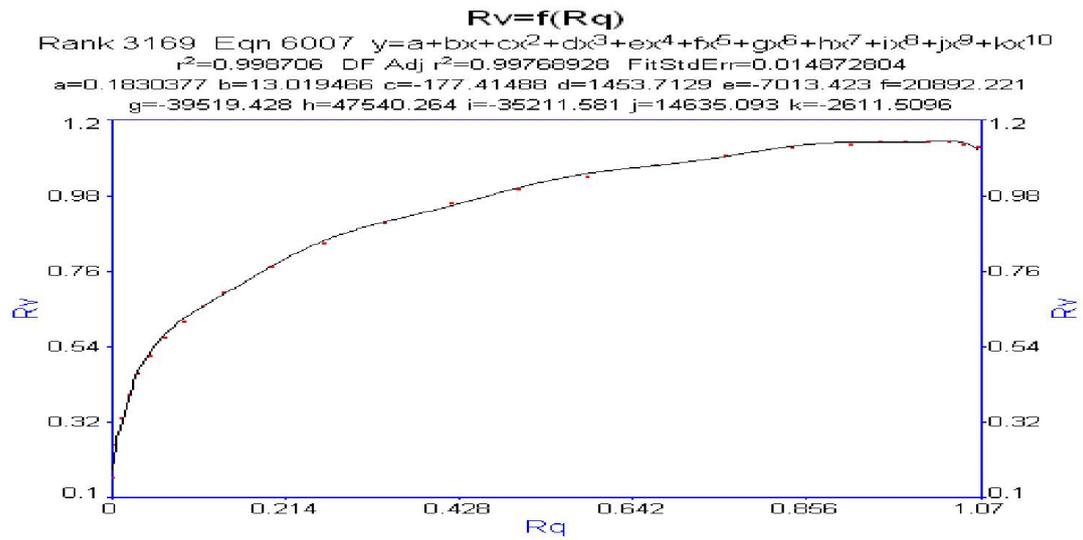
ANNEXE 3 : Valeurs du coefficient de rugosité de Manning K_s

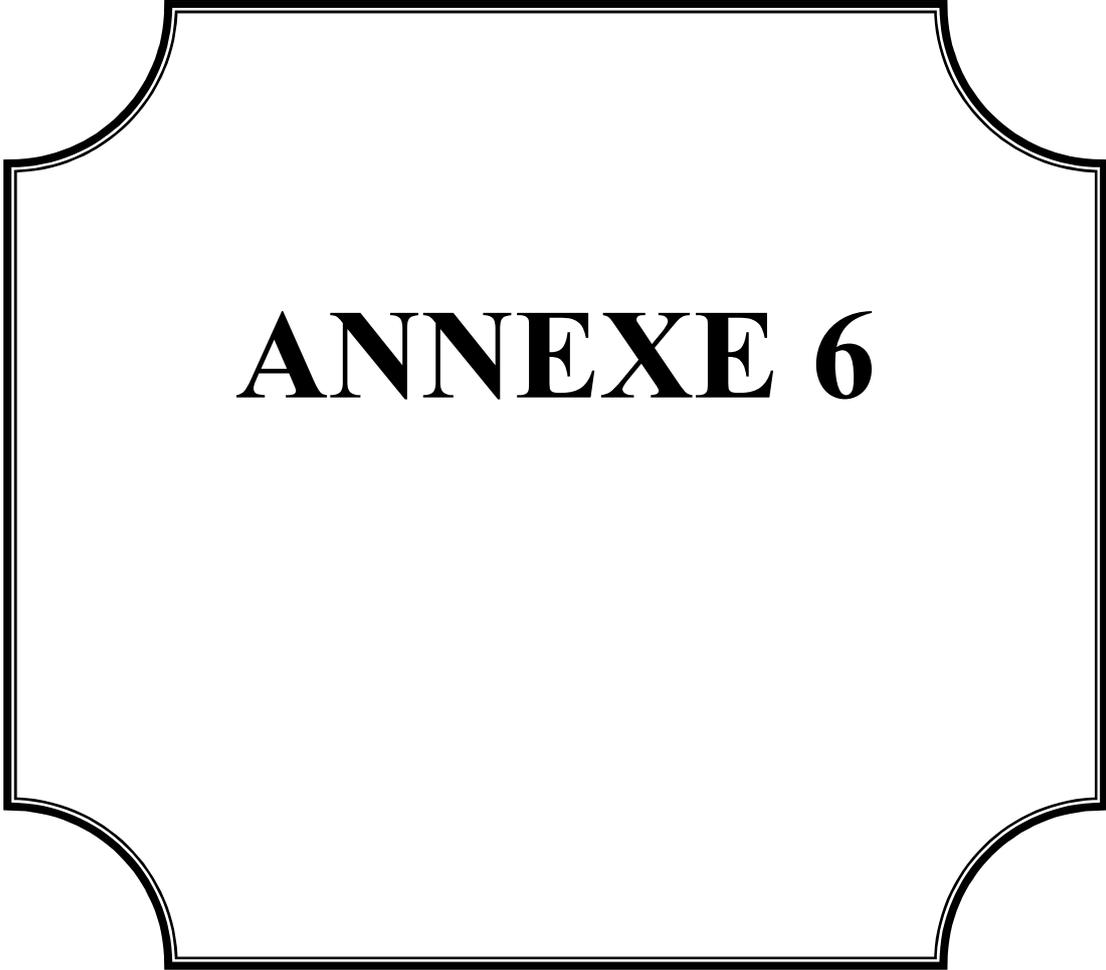
Matériaux	K_s
Fosse à parois en Herbe	30
Fosse à parois en Terre	40
Canal en Maçonnerie	60
Conduite en Béton	75
Conduite en Fibre ciment	80
Conduite en Fonte ou Grés	90
Conduite en PVC	100



ANNEXE 4

ANNEXE 4 : Les abaques utilisés au dimensionnement du réseau





ANNEXE 6

**ANNEXE 6 : Prix des canalisations utilisés dans le projets
TUBE PEHD A JOINT PN06**

Code	Désignation Article	UM	Nouveau PV HT	Nouveau PV TTC
110020201	TUBE PEHD Ø 20 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	32,21	37,68
110020251	TUBE PEHD Ø 25 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	41,09	48,08
110020321	TUBE PEHD Ø 32 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	53,95	63,12
110020401	TUBE PEHD Ø 40 PN 06 EP. 2.0 mm	ML	69,88	81,76
110060501	TUBE PEHD Ø 50 PN 06 EP 2.4 mm	ML	87,64	102,54
110060631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN 06 EP. 2.5 mm	ML	131,72	154,11
110060751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 06 EP. 2.9 mm	ML	186,46	218,15
110060901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN 06 EP. 3.5 mm	ML	257,19	300,91
110061101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 06 EP. 4.2 mm	ML	374,09	437,68
110061251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN 06 EP. 4.8 mm	ML	477,23	558,36
110061601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN 06 EP. 6.2 mm	ML	787,69	921,60
110062001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN 06 EP. 7.7 mm	ML	1 216,17	1422,92
110062501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN 06 EP. 9.6 mm	ML	1 898,66	2221,44
110063151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN6 EP. 12.1 mm	ML	2 951,91	3453,73
110064001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN6 EP. 15.3 mm	ML	4 703,04	5502,55
110065001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN6 EP. 19.1 mm	ML	7 241,55	8472,62
110066301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN6 EP. 19.1 mm	ML	11 492,57	13 446,30

source : GROUPE CHIALI

TUBE PVC A JOINT PN06

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Jonction	Pression	Prix HT	Prix TTC	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM		Service	le M/L	le M/L	Tube	Tube
10 004 0631	Tube PVC	63	2.0	A Joint	6 Bars	104,40	122,15	626,40	732,89
10 004 0751	Tube PVC	75	2.3	A Joint	6 Bars	144,42	168,97	866,52	1013,83
10 004 0901	Tube PVC	90	2.8	A Joint	6 Bars	207,06	242,26	1 242,36	1453,56
10 004 1101	Tube PVC	110	3.2	A Joint	6 Bars	306,24	358,30	1 837,44	2149,80
10 004 1251	Tube PVC	125	3.7	A Joint	6 Bars	398,46	466,20	2 390,76	2797,19
10 004 1601	Tube PVC	160	4	A Joint	6 Bars	501,24	586,45	3 007,44	3518,70
10 004 2001	Tube PVC	200	4,9	A Joint	6 Bars	766,13	896,38	4 596,81	5378,26
10 004 2501	Tube PVC	250	6,2	A Joint	6 Bars	1 211,86	1 417,87	7 271,14	8507,23
10 004 3151	Tube PVC	315	7,7	A Joint	6 Bars	1 723,88	2 016,94	10 343,28	12101,64
10 004 4001	Tube PVC	400	9,8	A Joint	6 Bars	2 776,80	3 248,85	16 660,79	19493,12
10 004 5001	Tube PVC	500	12,3	A Joint	6 Bars	4 354,00	5 094,17	26 123,97	30565,05
10 004 6301	Tube PVC	630	15,4	A Joint	6 Bars	6 853,40	8 018,48	41 120,42	48110,89

source : GROUPE CHIALI

Joint entrée de regard		
Code	Ø	Prix de Vente H.T
1,42E+08	Joint DN110 PVC	-
1,42E+08	Joint DN125 PVC	-
1,42E+08	Joint DN160 PVC	591,33
1,42E+08	Joint DN200 PVC	669,78
1,42E+08	Joint DN250 PVC	832,70
1,42E+08	Joint DN315 PVC	919,18
1,42E+08	Joint DN400 PVC	1273,18
1,42E+08	Joint DN500 PVC	1440,12
1,42E+08	Joint DN630 PVC	1733,78

source : GROUPE CHIALI

