

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Assainissement

THEME :

Etude du Système d'évacuation des effluents des communes
de HAMMA BOUZIANE et de BKIRA vers la STEP de
CONSTANTINE

Présenté par :

M^r BOUDRA MOHAMED EL-FATEH

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^{me} H. MEDDI	M C.A	Président
M^{me} A.HACHEMI	M C.B	Examinatrice
M^{me} S.HOULI	M A.A	Examinatrice
M^{me} C.SALHI	M A.A	Examinatrice
M^{me} S.BELLABAS	M A.A	Promotrice

Septembre -2018

Remerciements :

D'abord je remercie Dieu le Tout Puissant pour m'avoir permis d'accomplir dans les meilleures conditions ce travail.

A l'issue de cette étude, Je tiens à exprimer mes remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

Ma promotrice Mme S.BELABESS pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire et ses précieux conseils.

Un grand merci à mes parents, famille, proches et amis qui m'ont soutenu.

Je tiens à remercier aussi :

- ✚ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail
- ✚ L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude
- ✚ Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.

BOUDRA Mohamed El-Fateh

Dédicace :

À travers ce modeste travail, je rends un grand hommage, en signe de respect et de reconnaissance à :

Mes très chers parents, qui ont cru en moi et pour tous les sacrifices et le soutien moral qu'ils m'ont apporté durant mes études, que Dieu les protège ;

Mon très cher frère YOUCEF et ma petite sœur TASNIM et à mes oncles Ammar, Mohamed, Saleh, Farid et mes tantes et surtout mes deux préférés mon Grand-père et ma Grand-mère.

Mes amis Aimen, Nasser mes copine de la chambre durant 3 ans, Hamza, Azzedine, Walid, Yassine, Khaled, Oussama, Yasser, Faïçal, Soufiane, Akrem, Rostom, Merzak, Marouan, Mehdi, Zaki, Skitch, Naim, Ayoub.....etc.

Et la liste est très longues

Ma promotrice Mme S.BELABASS

À tous mes camarades de classe, promotion 2017/2018 ;

En un mot, à toute ma famille et mes amis qui ont contribué de près ou de loin à ma réussite.

BOUDRA Mohamed El-Fateh

ملخص :

إن البلديات والدوائر الواقعة شمال غرب ولاية قسنطينة، هي مدن قريبة نوعا ما من الوديان وتفتقر لقنوات صرف صحي خارج المناطق المأهولة بالسكان، إذ تستعمل الوديان كمتنفس لمياه الصرف الصحي مما أدى الى ما يعرف بتلوث المحيط.

ويتمثل هدف هذه الدراسة في القضاء على عدة نقاط هامة على مستوى الوديان وتوجيهها إلى محطة المعالجة الواقعة في بلدية قسنطينة، بالقرب من واد الرمال. ولكي تتم هذه العملية يجب تأمين جميع هاته النقاط وتحويل هذه المياه بنظام مكون من مرحلتين، الأولى باستعمال ميل سطح الأرض والجاذبية الأرضية، والثانية من محطات الضخ وقنوات الدفع.

Résume :

Les communes et les agglomérations se trouvent à côté NORD-OUEST de wilaya de Constantine. Sa baie est utilisée comme exutoire pour les eaux usées ce qui détériore en permanence son environnement.

Le but de notre étude est d'intercepter les rejets des eaux usées et industrielles de la Zone d'étude et les acheminer vers la station d'épuration de Constantine projetée à proximité de l'oued RHUMEL.

Pour ce faire, il est indispensable d'assurer la collecte et le transfert des eaux usées par un système composé d'un ensemble de station de pompage et de conduite de refoulement ainsi que des conduites gravitaires.

Abstract:

Towns and agglomerations located north-west of Constantine are somewhat situated close to valleys and have no drainage channel outside populated areas'. Their coast is used to get rid of dirty water which increase pollution. The aim of our study is to transport sewage of the concerned areas to the water treatment plant of Constantine nearby the valley of RHUMEL. To achieve this operation, it is necessary to ensure the collection and the transfer of wastewater by a system composed of purification stations, pressure pipe and gravity piping .

Table des matières

Introduction générale.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I_1	Introduction.....	03
I_2	Situation géographique.....	03
I_3	Situation Climatologique	05
I 3.1	Températures.....	05
I 3.2	pluviométries	06
I 3.2	Les Vents.....	07
I 3.2	Humidité.....	07
I_4	Situation Hydrogéologique	07
I_5	Situation Démographique	08
I_6	Conclusion.....	08

CHAPITRE II : DIAGNOSTIC DU RESEAUX EXISTANT

II_1	Introduction	10
II_2	Généralités.....	10
II_3	Objectifs attendus.....	10
II_4	Description Physique du Système d'Assainissement de la Zone d'Etude	10
II 4.1	Agglomération de BKIRA	11
II 4.2	Agglomération de BIADHI	12
II 4.3	Agglomération de DJALOULIA	13
II 4.4	Agglomération d'EL GHEMRIENNE	14
II 4.5	Agglomération de ZEGROUR EI ARBI	15
II 4.6	Agglomération de B'CHIR	17
II 4.7	Agglomération de KAIDI	17
II_5	Conclusion.....	19

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE.

III_1 Introduction.....	21
III_2 Caractéristiques hydro-morphométriques des bassins versant.....	21
III 2.1 Définition du bassin versant.....	21
III 2.2 Les petites pluies	22
III 2.3 Les averses	22
III 2.4 Choix de la période de retour	22
III_3 Etude des pluies maximales journalières	23
III 3.1 Les pluies maximales journalières	23
III 3.2 Caractéristiques empirique de la série pluviométrique	23
III_4 Ajustement de la série pluviométrique	25
III 4.1 Choix de la loi d'ajustement	25
III 4.2 Ajustement par la loi Galton (log normale)	26
III 4.3 Ajustement par la loi Gumble	27
III 4.4 Discussion	29
III 4.5 Calcule l'intensité des pluies	29
III_6 Conclusion.....	31

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS.

IV_1 Introduction.....	33
IV_2 Evaluation des débits des eaux usées	33
IV 2-1 Généralités	33
IV 2-2 Origine et nature des eaux usées.....	33
IV_3 Evaluation du débit d'eaux usées domestique	34
IV 3-1 Estimation de la population à l'horizon 2043	34
VI 3-2 Calcul des besoins en eau domestique	36
IV 3-3 Calcul des besoins d'équipements	36
IV 3-4 Calcul du débit de pointe	37
IV_4 Découpage en sous bassins de la zone d'étude	38
IV_5 Evaluation du coefficient de ruissellement	39

IV_6 Estimation des débits pluviaux	42
IV6-1 Méthode rationnelle	42
IV6-2 Méthode superficielle	43
IV6-3 Choix de la méthode de calcul	44
IV6-4 Temps de concentration	44
IV6-5 Coefficient réducteur d'intensité	45
IV_7 Calcule de débit total de chaque agglomération	47
IV_8 Conclusion.....	48

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU.

V_1 Introduction.....	50
V_ Eléments constitutifs d'un réseau d'assainissement.....	50
V 2-1 Branchement eau usée, avaloirs eau pluviale.....	50
V 2-2 Collecteur.....	50
V 2-3 Les regards.....	50
V_3 Dimensionnement des réseaux d'assainissement.....	51
V.3.1. Condition de dimensionnement.....	51
V.3.2. Le mode calcul.....	51
V_4 Dimensionnement des collecteurs	53
V_5 Conclusion.....	61

CHAPITRE VI : RELEVAGE.

VI_1 Introduction.....	63
VI_2 Les Différents systèmes de relevage	63
VI 2-1 Définition.....	63
VI 2-2 Aéro-éjecteurs :.....	63
VI 2-3 Les pompe.....	63
VI 2-4 Vis d'Archimède.....	64

VI_3 La station de refoulement.....	64
VI 3-1 Exigences principales soumises à la station de refoulement	64
VI 3-2 choix de l'emplacement de la station de refoulement	65
VI 3-3 Données de base initiales	65
VI_4 Calcul	65
VI 4-1 Débit entrant à la station de relevage	65
VI 4-2 Dimensionnement de la conduite de refoulement	65
VI 4-3 La hauteur d'élévation	66
VI 4-4 Nombre et choix de la pompe	67
VI_5 Equipements hydrauliques en amont et en aval des pompes	69
VI 5-1 Equipements en amont	69
VI 5-2 Equipements en aval.....	70
VI_6 Dimensionnement de la conduite de refoulement	71
VI_7 Bâtiment de la station de pompage	78
VI 7-1 Types des bâtiments des stations de pompage	78
VI 7-2 Hauteur de bâtiment	79
VI 7-3 Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage.....	80
VI_8 Conclusion.....	81

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES

VII_1 Introduction.....	50
VII_2 Les ouvrages principaux	50
VII 2-1 Types de canalisations.....	83
VII 2-2 Choix de types de canalisations	84
VII 2-4 Les joints des conduites en béton armé	85
VII 2 -5 Différents actions supportées par la canalisation	87
VII 2-6 Moyens de protection de la conduite	87
VII_2-7 Epreuves sur les canalisations en béton.....	88

VII_3 Les ouvrages annexes.....	88
VI 3-1 Les branchements	88
VII 3-2 Ouvrages de collecte en surface	89
VII 3-3 les regards	90
VII_4 Les ouvrages spéciaux.....	92
VII 4-1 Déversoir d'orage.....	92
VI 4-2 Passage en siphon	96
VI_5 Calcul	98
VII 5-1 Déversoirs d'orage	98
VII 5-2 Exemple de dimensionnement des regards de chute	100
VII 5-3 Dimensionnement du siphon	101
VII_6 Conclusion	102

CHAPITRE VIII : POSE DES CANALISATIONS ET ORGANISATION DE CHANTIER

VIII_1 Introduction	104
VIII_2 Emplacement des canalisations	105
VIII_3 Exécution des travaux	105
VII.3.1. VIII 3-1 Décapage de la couche végétale	106
VIII 3-2 Décapage de la couche du goudron	106
VIII 3-3 Implantation des regards et des axes des tranchées	106
VIII 3-4 Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards	106
VIII 3-5 Aménagement du lit de pose	109
VIII 3-6 Mise en place des canalisations	110
VIII 3-7 Essais des joints des canalisations	110
VIII 3-8 Remblai des tranchées	110
VIII 3-9 Construction des regards	111
VIII 3-10 Remblaiement et compactage des tranchées	112

VIII_4 Exécution de la station de relevage	113
VIII 4-1 Décapage de la couche de terre végétale	113
VIII 4-2-excavation	113
VIII_5 Devis quantitatif et estimatif	114
VIII_6 Planification des travaux	114
VIII_7 Conclusion	120
Conclusion Général	

Liste des tableaux :

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I-1 : TABLE CLIMATIQUE DE LA STATION HAMMA BOUZIANE

Tableau I-2 : Répartition moyenne mensuelle de la pluviométrie

Tableau I-3 : vents moyens annuels

Tableau I-4: variation annuelle de l'humidité

CHAPITRE II : DIAGNOSTIC DU RESEAU EXISTANT

Tableau II-1 : Etat des rejets existants

CHAPITRE III : Etude Hydrologique

Tableau III-1 : Série des pluies maximales journalières

Tableau III-2 : Caractéristiques empiriques

Tableau III-3 : Ajustement à la loi log normale (Galton)

Tableau III-4 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi Gumble

Chapitre IV : Evaluation des débits

Tableau N°01: Estimation de la population à l'horizon

Tableau N°02: Estimation du débit domestique à l'horizon

Tableau N°03: Estimation des besoins d'équipement à l'horizon

Tableau N°04: Estimation des débits moyens et débits de pointes à l'horizon

Tableau N°5: Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.

Tableau N°6. Cr en Fonction de la Densité de la Population

Tableau N°7: Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée

Tableau N° 8 : les résultats du coefficient de ruissellement pour les différentes sous bassins

Tableau N°9: Valeurs du coefficient réducteur d'intensité α

Tableau N°10 : les Valeurs du coefficient réducteur d'intensité α de chaque sous bassin

Tableau N°11: Estimation des débits pluviaux des agglomérations à l'horizon

Tableau N°12: Estimation des débits totaux des agglomérations à l'horizon

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

Tableau V-1: dimensionnement de collecteur Principal « A » de la cité de BIADHI (Hamma Bouziane), B 'CHIR et DJALOULIA

Tableau V-2: dimensionnement de collecteur Principal « B » de la cité de ZEGROUR EL-ARBI

Tableau V-3: dimensionnement de collecteur Principal « C » de la cité de BKIRA

Tableau V-4: dimensionnement de collecteur Principal « D » de la cité de KAIDI

Tableau V-5: dimensionnement de collecteur Principal « E » de la cité de DJALOULIA

Tableau V-6: dimensionnement de collecteurs secondaires « B1, B2 et B3 » de la cité de ZEGROUR EL-ARBI

CHAPITRE VI : RELEVAGE

Tableau VI-1 : Les variantes pour le choix du nombre de pompes

Tableau VI-2 : Frais d'investissement

Tableau VI-3 : Frais d'exploitation

Tableau VI-4 : Bilan de frais d'investissement et de d'exploitation

Tableau VI-5 : choix de type de bâtiment

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES

Tableau. VII-1 : Valeurs du coefficient "k"

Tableau VII-2 : Valeurs du coefficient de débit

CHAPITRE VIII : POSE DES CANALISATIONS

Tableau VIII-1 : Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet

Tableau VIII-2: détermination du délai de réalisation d’emplacement des canalisations du collecteur principal ‘’A’’

Tableau VIII-3 : détermination du délai de réalisation de la station de relevage

Listes des figures :

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I-1 : Situation géographique de la zone d'étude Commune de DIDOUCHE MOURAD et BKIRA W. de Constantine.

Figure I-2 : DIAGRAMME CLIMATIQUE HAMMA BOUZIANE.

CHAPITRE II : DIAGNOSTIC DU RESEAU EXISTANT

Figure II-1 : rejet N° 01 de la zone de BKIRA

Figure II-2 : rejet N° 02 de la zone de BKIRA

Figure II-3 rejet N° 03 de la zone de BIADHI

Figure II-4 : rejet N° 04 de la zone de BIADHI

Figure II-5 : rejet N° 07 de la zone de Djaloulia

Figure II -6 : Regard bouché de rejet N° 07 de la zone de Djaloulia.

Figure II -7 : rejet N° 08 de la zone d'EL GUEMRIENNE.

Figure II-8 : rejet N° 09 de la zone de ZEGROUR EI ARBI.

Figure II-9 : rejet N° 10 de la zone de ZEGROUR EI ARBI

Figure II-10 : rejet N° 11 de la zone de ZEGROUR EI ARBI.

Figure II-11 : rejet N° 12 de la zone de ZEGROUR EI ARBI.

Figure II-12 : rejet N° 14 de la zone de KAIDI.

Figure II-13 : rejet N° 15 de la zone de KAIDI.

Figure II-14 : rejet N° 16 de la zone de KAIDI.

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Graphe N°1 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log normale

Graphe N°2 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

CHAPITRE VI : RELEVAGE

Figure VI-1 : équipement coté l'aspiration

FigureVI-2 : équipement en aval de la pompe

Graph 1 : Frais d'amortissement en fonction du diamètre économique

Graph 2 : Frais d'exploitation en fonction du diamètre économique

Graph 3 : Frais d'exploitation et d'amortissement en fonction du diamètre économique

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES

Figure VII-1 : Joint ROCLA

Figure VII-2 : Joint à demi emboîtement

Figure VII-3 : Joint torique

Figure VII-4 : Joint à collet (bourrage en ciment)

Figure VII-5 : Joint plastique (matière plastique)

Figure VII-6: Absorption par le haut

Figure VII-7: Absorption par le coté latéral

Figure VII-8: Regard simple (conduite circulaire)

Figure VII-9: Regard latéral

Figure VII-10: Regard double

Figure VII-11 : schéma déversoir à seuil haut

Figure VII-12 : schéma déversoir à seuil bas

Figure VII-13: schéma d'un siphon à point bas

CHAPITRE VIII : POSE DES CANALISATIONS

Figure VIII-1 : réseau à flèche pour la réalisation de l'emplacement des canalisations du collecteur principal "A"

Figure VIII-2 : réseau à flèche pour la réalisation de la station de relevage

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 : Plan de situation de la ville de TENES.

Planche N°2 : Plan de masse du réseau existant se la ville de TENES.

Planche N°3 : Plan de masse du réseau final la ville de TENES.

Planche N°4 : Plan de masse N°1 du réseau final la ville de TENES.

Planche N°5 : Plan de masse N°2 du réseau final la ville de TENES.

Planche N°6 : Plan de masse N°3 du réseau final la ville de TENES.

Planche N°7 : Plan de masse N°4 du réseau final la ville de TENES.

Planche N°8 : Profil en long du collecteur Principal ‘A’.

INTRODUCTION GENERALE

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

A cet égard, dans le domaine d'hydraulique, diverses techniques urbaines se proposent, l'assainissement et l'alimentation en eau potable entre autres. Par ailleurs, l'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer la collecte et le transit de la rétention de l'ensemble des eaux polluées, pluviales ou usées soient-elles. Il procède également au traitement de ces eaux avant leur rejet dans le milieu naturel ; ceci bien évidemment se fait par des modes compatibles qui prennent en considération les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Et pour cela L'homme est toujours concepteurs et ça évolué dans le temps, il a toujours cherché des solutions pour des problèmes qu'il a rencontrés au cours de son développement.

Similairement aux autres villes Algériennes, le coté Nord-Ouest de Constantine souffre de problèmes liés aux rejets d'assainissement de certains villes qui rejettent directement dans les oueds (le milieu naturel), le réseau d'assainissement auquel nous nous intéressons est vétuste et ne couvre pas la totalité de ce côté.

Donc, notre présent projet est un dimensionnement d'un système de collecte de rejets d'assainissement d'eau vers la STEP de Constantine.

Enfin, on opte pour le choix le plus optimum des éléments de ce projet afin d'avoir un rapport qualité prix ou bien l'étude technico-économique la plus rentable.

CHAPITRE I:
Présentation
De la zone d'étude

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I_1. Introduction :

L'assainissement est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique aux plus bas prix, le plus rapidement possible et sans stagnation les eaux usées de diverses origines provenant d'une agglomération, la conception d'un pareil système nécessite la connaissance parfaite des paramètres influents son dimensionnement et sa mise en œuvre.

En effet chaque site présente des spécificités touchant en particulier l'assainissement que ce soit :

- La nature du site ;
- Les données relatives à l'agglomération ;
- Les données propres à l'assainissement.

Alors la présentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude d'un système d'assainissement..

I_2.Situation géographique :

La zone d'étude occupe la partie au nord-ouest de la ville de Constantine, elle est à une distance de 7 km de chef lieux de la wilaya, elle relève de la circonscription administrative de HAMMA BOUZIANE , et est limitée :

- **Au nord** par la commune de Bni H'midène ;
- **An sud** par la ville de Constantine ;
- **A l'est** par la commune de Didouche Mourad ;
- **A l'ouest** par la commune d'Iben Ziad.

Le centre de la commune de HAMMA BOUZIANE a connu un développement considérable, tout le réseau d'assainissement rejette les eaux usées vers les oueds (Oued RHUMEL) sans aucun traitement ce qui cause des dégâts considérables à l'environnement,

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude



Figure I-1 : Situation géographique de la zone d'étude
Commune de DIDOUCHE MOURAD et BKIRA W. de Constantine

La zone d'étude est composée de 7 agglomérations (APC HAMMA BOUZIANE) :

Agglomération de BKIRA :

Son nombre d'habitant en 2008 est de : 15651 habitants et sa superficie est de 65ha, Cette localité est dotée d'un réseau d'assainissement réalisé par les citoyens sans respect des normes techniques. Tous les points de rejets (2 rejets) sont traversent un ponceau du chemin de fer et qui aboutissent vers oued Rhumel.

Agglomération de BIADHI :

Son nombre d'habitant en 2008 est de : 11176 habitants et sa superficie est de 32ha, Le réseau d'assainissement existant est réalisé par les citoyens d'une façon qui ne répond pas aux normes techniques. Le linéaire du réseau d'assainissement dans cette localité dépasse 15000 ML.

Agglomération de DJALOULIA :

Son nombre d'habitant en 2008 est de : 1142 habitants et sa superficie est de 22.6ha, Cette localité est dépourvue d'un réseau d'assainissement et d'AEP néanmoins une partie de cette cité est assainis par un collecteur réalisé par les habitants sans respect des normes techniques.

Cette cité est assainie par un collecteur principal D 400 qui suit le parcours de l'Oued.

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Agglomération d'EL GHEMRIENNE :

Son nombre d'habitant en 2008 est de : 1288 habitants et sa superficie est de 13ha, la cité est assainie par un réseau d'assainissement unitaire par un collecteur principal D 400, vers un bassin de décantation puis vers Oued Rhumel.

Agglomération de ZEGROUR EL ARBI :

Son nombre d'habitant en 2008 est de : 1895 habitants et sa superficie est de 26ha, L'assainissement se fait d'une manière individuelle dont les rejets se déversent dans chaabat puis vers oued Rhumel. Et pour cela, la cité est assainie par un réseau d'assainissement dont le linéaire est de l'ordre de 5500 ml.

Agglomération de B'CHIR :

Son nombre d'habitant en 2008 est de : 965 habitants et sa superficie est de 13.5ha.

Agglomération de KAIDI :

Son nombre d'habitant en 2008 est de : 1080 habitants et sa superficie est de 10.57ha, des habitations sont raccordés sur deux collecteurs DN 400 et un collecteur DN 600 qui acheminera les eaux usées vers Oued Rhumel.

I_3. situation climatologiques :

La zone d'étude appartient a une zone climatique chaude et tempérée. La pluie dans Hamma Bouziane tombe surtout en hiver, avec relativement peu de pluie en été.

La carte climatique classe le climat comme étant de type méditerranéen. En moyenne la température à Hamma Bouziane est de 16.2 °C. Il tombe en moyenne 671 mm de pluie par an.

I 3-1 températures :

Le tableau suivant présente les températures (moyenne, minimale et maximale) de la zone d'étude durant l'année pour l'année 2017 donnée par l'ANRH Constantine.

Tableau I-1 : TABLE CLIMATIQUE DE LA STATION HAMMA BOUZIANE

	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	Aout
Température moyenne (°C)	8	9.2	11.3	13.7	17.2	21.4	25.2	25.8	23.1	17.7	12.8	9.3
Température minimale moyenne (°C)	4	4.8	6.4	8.2	11.5	15.6	18.5	19.4	17.4	12.5	8.3	5.2
Température maximale (°C)	12	13.6	16.2	19.2	23	27.3	31.9	32.2	28.9	23	17.4	13.4

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

La température varie de 17.8 °C. Au mois d'Aout, la température moyenne est de 25.8 °C. Aout est de ce fait le mois le plus chaud de l'année. Au mois de Janvier, la température moyenne est de 8.0 °C. Janvier est de ce fait le mois le plus froid de l'année.

I 3-2 pluviométries:

Les précipitations varient de 102 mm entre le plus sec et le plus humide des mois. Sur l'année, Les précipitations les plus importantes s'étalent sur trois mois (décembre, janvier et février).

Le diagramme suivant présente la variation du précipitation et fonction des mois de l'année et **en fonction de la température et s'appelle le diagramme climatique :**

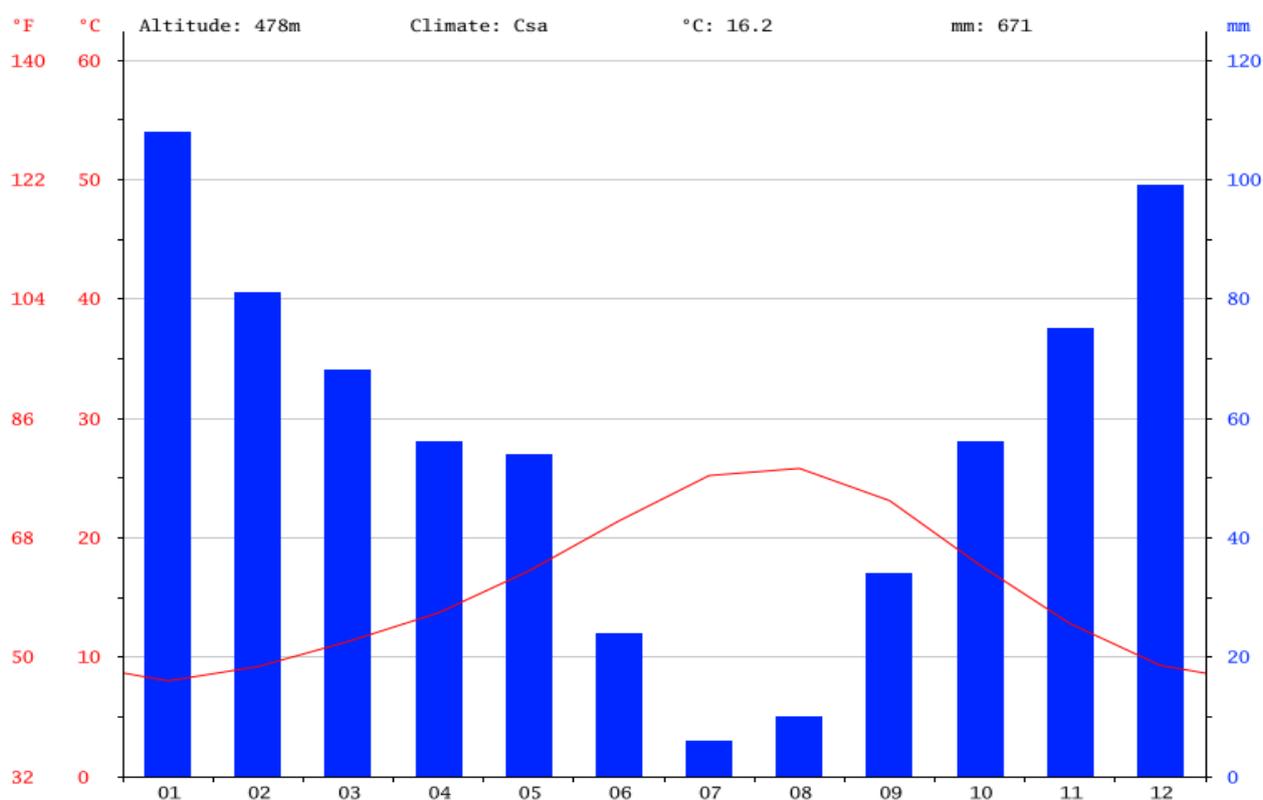


Figure I-2 : DIAGRAMME CLIMATIQUE HAMMA BOUZIANE a l'année 2017

Tableau I-2 : Répartition moyenne mensuelle de la pluviométrie en 2017

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aoû	Sep	Oct	Nov	Dec
Pluviométrie (mm)	107	81	70	58	56	23	5	8	34	57	75	97
%	15.92	12.05	10.42	8.63	8.33	3.42	0.74	1.19	5.06	8.48	11.16	14.58

ANRH Constantine

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

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

Pour avoir un aperçu de la grandeur de ces vents, le tableau I – 1 qui récapitule les vents moyens mensuels durant l'année.

Tableau I-3 : vents moyens annuels de l'année 2017

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	mai	jui	jui	août	sep	oct	nov	dec
Vitesse (km/h)	19.98	49.968	46.8	48.6	9.972	10.8	8.64	8.64	7.92	4.32	8.64	6.84

ANRH Constantine

I 3-4 Humidité :

L'humidité relative ou état hydrométrique est le rapport en pourcentage de la tension de vapeur maximum correspondante à la température mesurée au thermomètre

$$I = \frac{P}{T + 10}$$

Avec :

I : humidité,

P : précipitation moyenne annuelle en (mm),

T : température moyenne annuelle en (°C)).

La variation de l'humidité relative a la station HAMMA Bouziane au cours de l'année est représentée par la courbe suivante :

Tableau I-4: variation annuelle de l'humidité de l'année 2017

Mois	sep	oct	nov	dec	Jan	Fev	Mar	avr	mai	jui	jui	août
Humidité %	67.5	70.8	71	73.7	75	72.5	71.8	72	70	69	67	66.5

ANRH Constantine

I_4. Situation Hydrogéologique :

La lithologie et les paramètres hydrodynamiques des terrains permettent d'individualiser deux unités aquifères principales :

- L'Astien gréseux ou gréso-calcaire,
- Les alluvions du Quaternaire.

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Ces deux aquifères sont séparés de manière plus ou moins continue par les marnes (couche imperméable).

I_5. Situation Démographique :

I 5-1 Population :

D'après l'APC de HAMMA Bouziane, la population a été évaluée à partir du dernier recensement (recensement de l'année 2008) ; par 79952 habitants.

Mais après la délimitation de notre zone d'étude on conclue que le nombre maximal d'habitants dans notre zone d'étude est de 33197 habitants

I 5-2 Divers:

Le sous-sol de la ville de HAMMA Bouziane et BKIRA dispose de plusieurs réseaux divers (gaz, électricité, alimentation en eau potable, assainissement).

En ce qui concerne les réseaux souterrains, en plus des réseaux d'AEP et d'assainissement, la zone d'étude est traversée par un gazoduc qui alimente la centrale électrique d'el Hamma.

I_6. Conclusion :

Ce premier chapitre nous donne un aperçu global sur la situation du secteur d'étude et nous permet de retenir des informations importantes tel que la situation hydraulique, hydrogéologique, hydrométéorologique de la zone d'étude.

CHAPITRE II:

Diagnostic du réseau existant

CHAPITRE II : Diagnostic du réseau existant

CHAPITRE II : DIAGNOSTIC DU RESEAU EXISTANT

II_1. Introduction :

Le diagnostic des réseaux d'assainissement est une étude préalable et complémentaire, qui passe par des travaux d'investigation, comprenant des mesures de débits par exemple, ayant pour objectifs l'établissement d'un outil d'aide à la décision pour la gestion des réseaux, la détection des eaux parasites, la planification d'éventuels travaux futures ou pour établir l'efficacité et la pérennité du réseau d'assainissement.

II_2. Généralités :

Un système d'évacuation est l'ensemble d'ouvrages permettant la collecte et l'évacuation des eaux usées domestiques et industrielles hors de l'agglomération vers un point précis (STEP, oued, ...), il doit répondre aux exigences suivantes :

- Préserver la commodité et la qualité de vie des citoyens ainsi que leur santé ;
- Ne pas porter à la qualité de la ressource en eau ni à celle des milieux aquatiques ;
- Limiter les risques liés aux inondations.

II_3. Objectifs attendus :

Les objectifs principaux attendus de ce chapitre sont l'établissement d'un diagnostic physique et hydraulique du réseau et des ouvrages annexes pour :

- Connaître l'état de fonctionnement du réseau qui est drainé par l'émissaire qui doit être dévié.
- Connaître l'état de fonctionnement de l'ouvrage de combinaison et déversoir d'orage.
- Identifier les caractéristiques, les problématiques et les contraintes.

II_4. Description Physique du Système d'Assainissement de la Zone d'Etude :

Le Système d'assainissement de la zone d'étude est constitué d'un ensemble de collecteurs qui draine la partie Sud-Ouest de BKIRA et la partie Sud de la commune de HAMMA Bouziane, formé de buses de diamètre variant entre 400mm et 1500mm réalisées par les services de la DRE de la Wilaya de Constantine, la société des eaux et de l'Assainissement de Constantine (SEACO) et les services techniques de la Commune de HAMMA Bouziane, au fur et à mesure de l'extension de la ville. Ces collecteurs principaux traversent la ville du Est vers le Sud-Ouest.

CHAPITRE II : Diagnostic du réseau existant

Après les visites de reconnaissance sur les lieux d'étude et suivant les informations reçues de l'administration (D.R.E.WC ; subdivision et l'A.P.C de Hamma Bouziane), nous avons observé que les matériaux utilisés pour les collecteurs et les rejets varient selon les diamètres et leurs importances.

Le système d'assainissement de la Zone d'étude présente une multitudes des rejets on les classe de l'Est à l'Ouest :

1- Agglomération de BKIRA :

Pour l'agglomération BKIRA il y'a deux rejets.

- **Regard de rejet N° 01** : de diamètre 400 mm qui collecte les eaux usées de la cité Gare et qui déverse auprès de chemin de fer. Les eaux usées s'écoulent en traversant la RN 03 à travers un ponceau et qui aboutissent vers oued Rhumel.



Rejet n° 01

Départ : Ø400.

Figure 2-1 : rejet N° 01 de la zone de BKIRA

- **Rejet N° 02** : du diamètre DN 600mm qui collecte les eaux usées de la cite Bkira (3^{ème} tranche) ; qui déverse vers un chaâbat auprès de chemin de fer. Les eaux usées s'écoulent en traversant la RN 10 et qui aboutissent vers oued Rhumel, le regard et totalement bétonné.

CHAPITRE II : Diagnostic du réseau existant



Rejet n° 02

Départ : Ø600.

Figure 2-2 : rejet N° 02 de la zone de BKIRA

2- Agglomération de BIADHI :

Pour l'agglomération De BIADHI il y'a trois rejets qui déversent vers oued BERNEDJE et un rejet qui diverse vers oued SKHOUNE.

- **Rejet N° 03** : de diamètre 400 mm qui déverse vers Oued Bernedje.



Rejet n° 02

Départ :
Ø400.

Figure 2-3 rejet N° 03 de la zone de BIADHI

CHAPITRE II : Diagnostic du réseau existant

- **Rejet N° 04** : de diamètre 400 mm totalement dégradé déverse vers Oued BERNEDJE.



Rejet n° 02
Départ : Ø400.

Figure 2-4 : rejet N° 04 de la zone de BIADHI

- **Rejet N° 05** : qui collecte les eaux usées de la 4ème zone de Ghirène de diamètre 400 mm qui déverse vers Oued BERNEDJE.
- **Rejet N° 06** : qui collecte les eaux usées de la cité de geraïna de diamètre 300 mm déverse vers Oued SKHOUNE ; l'écoulement est nul.

3- Agglomération de DJALOULIA :

Pour l'agglomération Djaloulia il y'a un seul rejet

- **Rejet N° 07** : de diamètre 400 mm qui collecte les eaux usées de la cité Djaloulia et qui déverse à vers oued RHUMEL ; les eaux usées débordent d'un regard bouché.



Rejet n° 07
Départ : Ø400.

Figure 2-5 : rejet N° 07 de la zone de Djaloulia.

CHAPITRE II : Diagnostic du réseau existant

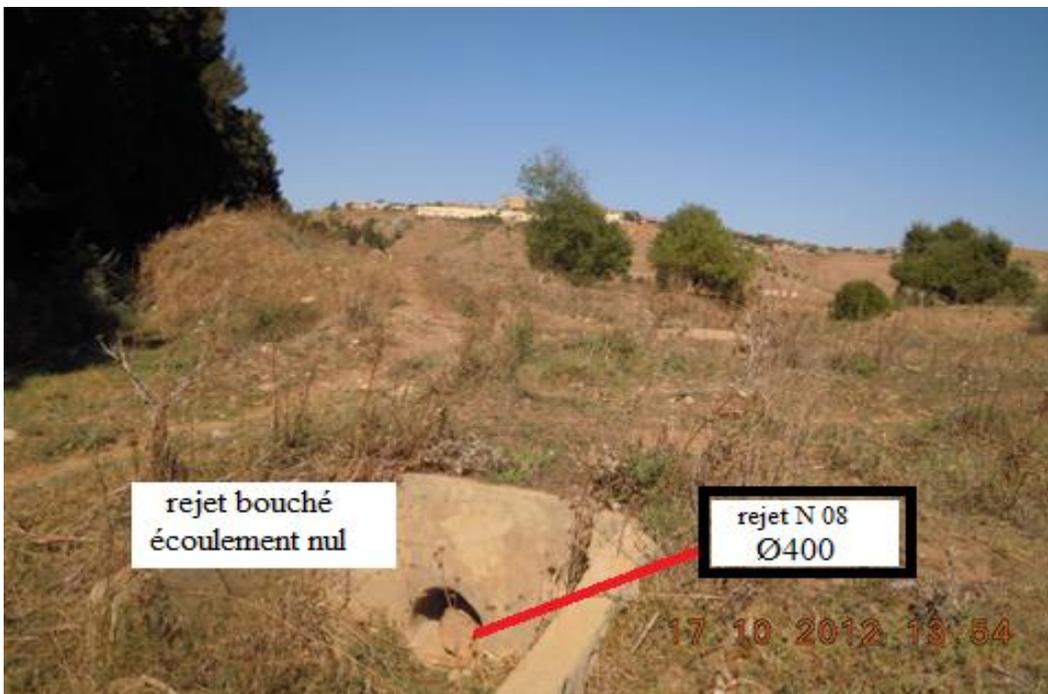


Figure 2-6 : Regard bouché de rejet N° 07 de la zone de Djaloulia.

4- Agglomération d'EL GHEMRIENNE :

Pour l'agglomération EL GUEMRIENNE il y'a aussi un seul rejet

- **Rejet N° 08** : de diamètre 400 mm qui collecte les eaux usées de la cité Ghemrienne vers un bassin de décantation puis vers Oued Rhumel, rejet bouché écoulement nul.



Rejet n° 08

Départ : Ø400.

Figure 2-7 : rejet N° 08 de la zone d'EL GUEMRIENNE.

CHAPITRE II : Diagnostic du réseau existant

5- Agglomération de ZEGROUR EI ARBI :

Pour la cité de Zegroure El Arbi il y'a quatre rejets qui déversent vers un chaabat puis vers oued Rhumel.

- **Rejet N° 09** : non visible ; les eaux usées débordent d'un regard bouché qui déverse à l'air libre vers un châabat puis vers oued Rhumel.



Rejet
n° :09.

Figure 2-8 : rejet N° 09 de la zone de ZEGROUR EI ARBI.

- **Rejet N° 10** : de diamètre 300 mm qui déverse vers un châabat puis vers oued Rhumel.



Rejet n° 10

Départ :
Ø300.

Figure 2-9 : rejet N° 10 de la zone de ZEGROUR EI ARBI.

CHAPITRE II : Diagnostic du réseau existant

- **Rejet N° 11** : de diamètre 400 mm qui déverse à travers un ponceau traversant la route nationale vers Jijel ; vers un châabat puis vers oued RHUMEL.



Rejet n° 11

Départ : Ø400.

Figure 2-10 : rejet N° 11 de la zone de ZEGROUR EI ARBI.

- **Rejet N° 12** : de diamètre 300 mm qui collecte les eaux usées de la cité de ZEGROURE inférieure qui déverse vers un châabat puis vers oued RHUMEL.



Rejet n° 12

Départ :
Ø400.

Figure 2-11 : rejet N° 12 de la zone de ZEGROUR EI ARBI.

CHAPITRE II : Diagnostic du réseau existant

6- Agglomération de B'CHIR :

Pour la cité de B'chir (G. H .Bouchelouche) il y'à un rejet N° 13 de diamètre 400 mm qui déverse vers Oued RHUMEL.

7- Agglomération de KAIDI :

Pour la cité de Kaïdi il y'à trois rejets qui déversent vers Oued RHUMEL :

- **Rejet N° 14** : de diamètre 600 mm qui déverse vers oued RHUMEL.



Rejet n° 14

Départ :
Ø600.

Figure 2-12 : rejet N° 14 de la zone de KAIDI.

- **Rejet N° 15** : de diamètre 400 mm non raccordé et qui déverse vers oued RHUMEL.



Rejet n° 15

Départ : Ø400.

Figure 2-13 : rejet N° 15 de la zone de KAIDI.

CHAPITRE II : Diagnostic du réseau existant

- **Rejet N° 16** : bouché non visible ; les eaux usées débordent à l'air libre puis vers Oued RHUMEL.



Rejet n°
16

Figure 2-14 : rejet N° 16 de la zone de KAIDI.

Le tableau suivant montre tous les rejets actuels existants et aussi leurs caractéristiques :

Tableau 2-1 : Etat des rejets existants

N°	Milieu récepteur	Caractéristiques	Observation
1	Oued Rhumel	Collecteur DN400mm	Béton Arme
2	Oued Rhumel	Collecteur DN600mm	Béton Arme
3	Oued Bernedje	Collecteur DN400mm	PEHD
4	Oued Bernedje	Collecteur DN400mm	Béton Arme
5	Oued Bernedje	Collecteur DN400mm	Béton Arme
6	Oued Skhoune	Collecteur DN300mm	Béton Arme
7	Oued Rhumel	Collecteur DN600mm	Béton Arme
8	Oued Rhumel	Collecteur DN400mm	Béton Arme
9	Oued Rhumel	-	-
10	Oued Rhumel	Collecteur DN300mm	Béton Arme
11	Oued Rhumel	Collecteur DN400mm	Béton Arme

CHAPITRE II : Diagnostic du réseau existant

12	Oued Rhumel	Collecteur DN300mm	Béton Arme
13	Oued Rhumel	Collecteur DN300mm	Béton Arme
14	Oued Rhumel	Collecteur DN600mm	Béton Arme
15	Oued Rhumel	Collecteur DN400mm	Béton Arme
16	Oued Rhumel	-	-

Remarque : on remarque l'absence totale du réseau d'évacuation d'eau pluviale dans les deux agglomérations B'CHIR et GHEMRIENNE.

II_5. Conclusion :

Dans ce chapitre le diagnostic, du réseau existant de la zone d'étude, est présenté, en particulier les rejets ainsi que leur état de fonctionnement. Afin de scèner la problématique et d'agir pour le bon fonctionnement du système d'assainissement de la zone étudiée.

CHAPITRE III:

Etude hydrologique

CHAPITRE III : Etude Hydrologique

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE.

III_1. Introduction :

Le rôle principal d'un système d'assainissement est la protection des agglomérations contre les inondations, il est donc impératif de connaître la pluviométrie d'une région avant de dimensionner son réseau d'assainissement.

L'étude hydrologique nous permet de déterminer l'intensité pluviométrique adéquate en se basant sur une série des pluies maximales journalières et une période de retour.

Celles-ci doivent être rigoureusement choisies et traitées afin d'avoir un dimensionnement économique mais qui est surtout apte à drainer les eaux usées et de ruissellement.

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

III_2 : Caractéristiques hydro-morphométriques des bassins versants:

III 2-1: Définition du bassin versant :

Le bassin versant est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en eaux ou en matières solides transportées par l'eau forment, à un point unique de l'espace, une embouchure ou exutoire.

Pour mettre en évidence l'influence du réseau hydrographique du bassin sur les agglomérations, nous avons procédé à un découpage en sous bassins qui permet de définir les affluents qui ont une influence directe sur les zones inondées, aussi bien que ceux qui peuvent influencer indirectement ou être un obstacle aux solutions que nous envisagerons de projeter dans les étapes qui suivent.

Le découpage donne trois (3) sous bassins des caractéristiques suivantes :

III 2-1.1: Morphométrie :

Les différents paramètres morpho-métriques sont calculés à partir des cartes topographiques avec une échelle 1/10000 de la zone de HAMMA BOUZIANE.

III 2-1.2: La surface:

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apport ; volume de précipitation ou Organisation de chantier infiltration), elle est déterminée par logiciel AUTOCAD sur la carte topographique de HAMMA BOUZIANE.

CHAPITRE III : Etude Hydrologique

III 2-1.3: Le périmètre :

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque sous bassin réagit d'une façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Ces caractéristiques hydrologiques sont fonction d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son propre milieu physique avec dans la zone d'étude est bien déterminer.

III 2-2: Les petites pluies :

Les petites pluies sont généralement caractérisées par des précipitations comprises entre les averses orageuses et les bruines dont la hauteur d'eau sont très faibles et n'entraînent pas de ruissellement, c'est la caractéristique essentielle des petites pluies.

III 2-3: Les averses :

Elles sont constituées par l'ensemble des précipitations issues d'une même perturbation météorologique; la durée de ce phénomène varie entre quelques minutes et plusieurs dizaines d'heures. Ces averses sont caractérisées par une forte intensité et un ruissellement important. Le volume d'eau qui tombe est déterminé sur un hydrogramme suite au dépouillement d'un pluviographe enregistrant la variation de la lame d'eau dans le temps.

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

III 2-4 : Choix de la période de retour :

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

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

Nous avons établi la statistique des crues maximales annuelles (un débit par an), la crue de fréquence au non dépassement 0.9 à une période de retour de :

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

En moyenne, cette crue est dépassée une fois tous les dix ans [2].

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

CHAPITRE III : Etude Hydrologique

III_3 : Etude des pluies maximales journalières :

III 3-1 : Les pluies maximales journalières :

Les pluies maximales journalières de rare fréquence sont utilisées pour déterminer les intensités moyenne de précipitation par ce qu'elles engendrent des crues de débits importants et provoquent les inondations.

Pour déterminer l'intensité de pluies qui sera utilisée dans un dimensionnement en assainissement, on a besoin d'une série de données la plus longue possible (20 ans au minimum).

Dans le présent travail notre série comporte 25 ans de données mesurées à la station de HAMMA Bouziane dont les caractéristiques sont :

Code station : 100603
Nom station : HAMMA BOUZIANE
X : 848,5 Km
Y : 352,8 Km
Z : 460.0 m

Cette étude a pour but la détermination de la pluie de projet qui sera utilisée dans la vérification du fonctionnement du réseau existant et dans le dimensionnement des émissaires à l'avenir.

III 3-2 : Caractéristiques empirique de la série pluviométrique :

- La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières $\overline{P_{max,j}}$:

$$\overline{P_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{max,j}}{n} = 45.8 \text{ mm}$$

L'écart type « $\sigma_{P_{max,j}}$ » : Pour n égales à 25 ans, on a :

$$\sigma_{P_{max,j}} = \left[\sqrt{\frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^n (P_{max,j} - \overline{P_{max,j}})^2 \right)} \right] = 13.6 \text{ mm}$$

- Le coefficient de variation « C_V » :

CHAPITRE III : Etude Hydrologique

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max,j}}}{P_{\max,j}} = 0.296$$

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

Tableau III-1 : Série des pluies maximales journalières.

Années	Sep (mm)	Oct (mm)	Nov (mm)	Dec (mm)	Jan (mm)	Fev (mm)	Mars (mm)	Avril (mm)	Mai (mm)	Juin (mm)	Jui (mm)	Aout (mm)	P _{max,j}	P _{moy,j} (mm)
1988	15.2	0.6	12.2	56.7	24.5	17.2	25	12.7	6.4	12.5	2.1	7.6	56.7	16.1
1989	16.9	36	17.2	6.1	39.1	0	17.9	13.7	14.3	7.1	2.1	6.5	39.1	14.7
1990	0.5	7.1	20.3	32	13.5	22.4	38.4	20.2	13.6	5.9	3.1	12.3	38.4	15.8
1991	12.9	30.2	15.7	7.9	18.3	19.9	16.2	46.6	63.4	8.2	8.1	1.3	63.4	20.7
1992	7.2	5.2	30.1	54	19.5	11.1	10.6	3.9	25.5	17.3	0.4	5.6	54	15.9
1993	4.1	10.7	17.2	44.3	18.8	23.8	5.9	13	1.4	0.6	1.7	0.7	44.3	11.9
1994	7.3	21.5	3.7	27.4	59.9	7.1	21.2	14.9	3.8	11.9	0	7.8	59.9	15.5
1995	10.2	10.2	12.2	11.7	36.1	28.3	17.4	24.5	30.8	4.2	7	3.9	36.1	16.4
1996	8.1	8.4	9	16.5	21.4	5.6	22.8	14.8	3	13.7	0.4	11.4	22.8	11.3
1997	17.3	33.5	25.3	17.2	9.7	36.8	6.6	32.1	25.5	6.4	0.4	6.6	36.8	18.1
1998	21.9	12.8	48	15.2	32.2	18	10.4	20.5	15.9	10.9	4.2	1.2	48	17.6
1999	45.4	7.9	14	35.3	10.6	4.6	5.8	7.8	43.3	18.5	2.8	3.9	45.4	16.7
2000	7.9	41.3	13	12.1	45	25.6	8.7	9.5	16.7	0	0	1.2	45	15.1
2001	16.6	11.8	5.5	7.3	8.8	23.6	12.5	8.9	4.4	2.3	11.2	5.2	23.6	9.8
2002	4.8	14.2	27.9	25.7	50.2	12.7	7.5	44.9	14.1	2.2	1.1	0.8	50.2	17.2
2003	40.5	18.2	10.1	31.7	19.7	8.7	12.3	21.9	11.7	16.9	0	1.7	40.5	16.1
2004	17.7	12.6	72.3	37.5	17.1	16.6	21.1	28.7	4.4	3.1	3.5	2.3	72.3	19.7
2005	10.3	5.3	6.1	18.8	22.5	17.3	13.3	10.3	35.4	2.2	2.3	4.8	35.4	12.4
2006	19.9	28.3	19.8	35.7	6.3	13.2	25.8	16	6.2	7.9	1.4	1.3	35.7	15.2
2007	25.2	12.4	11.8	57.8	6.4	8.3	41.6	7.8	24.1	4.1	4	2.3	57.8	17.2
2008	9.7	5.4	31.1	9.4	28.7	15.4	19.7	25.4	26.1	1.4	6.9	9.2	31.1	15.7
2009	75.6	17.2	14.3	14.7	36.4	10.4	17.3	12.6	23.7	15	0.4	7.4	75.6	20.4
2010	12.5	20.3	55.9	12.8	4.8	47	29.3	14.7	38.9	11	11.7	6.8	55.9	22.1
2011	6.8	40.5	17.1	17	16.5	19.1	22.9	31.2	5.2	2.4	0	15.2	40.5	16.2
2012	18.7	9.6	18.2	11	20.3	21.2	20.7	10.9	26.8	36.5	5.9	16	36.5	18

Source : ANRH Constantine [1]

CHAPITRE III : Etude Hydrologique

Le tableau suivant résume les caractéristiques empiriques de la série d'observation :

Tableau III-2 : Caractéristiques empiriques.

Caractéristiques	Sta. HAMMA Bouziane
Nombre d'observations	25
La moyenne des P_{jmax} en (mm)	45,8 mm
L'écart type « $\sigma_{P_{max,j}}$ » ; pour $n < 30$ ans	13,6 mm
Coefficient de variation (Cv)	0,296
L'exposant climatique	$b = 0.45$ (ANRH)

III_4 : Ajustement de la série pluviométrique :

III 4-1 : Choix de la loi d'ajustement :

Pour pouvoir choisir une loi d'ajustement, on a besoin de tester l'adéquation de cette loi à la série traitée. Pour se faire il existe plusieurs tests d'adéquation, nous utiliserons le test de khi carré qui donne de très bons résultats.

Pour l'ajustement de notre série le logiciel HYFRAN, largement utilisé dans le domaine de l'hydrologie urbaine, propose de nombreux test d'ajustement tel que la loi LOGNORMALE (GALTON) et la loi de GUMBLE que nous allons utiliser.

Le protocole d'ajustement suivi par le logiciel est expliqué dans les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement ;
- Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées ;
- Calculer la fréquence expérimentale (formule de HAZEN) ;
- Calculer caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- Reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi ;
- Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée ;
- Calculer les quantiles et leur intervalle de confiance.

CHAPITRE III : Etude Hydrologique

III 4-2 : Ajustement par la loi Galton (log normale) :

Procédé d'ajustement

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

$$\ln x = \overline{\ln x} + u \sigma_{\ln x}$$

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

Résultats de l'ajustement à la loi log normale par le logiciel HYFRAN

Méthode des moments

Nombre d'observation : 25

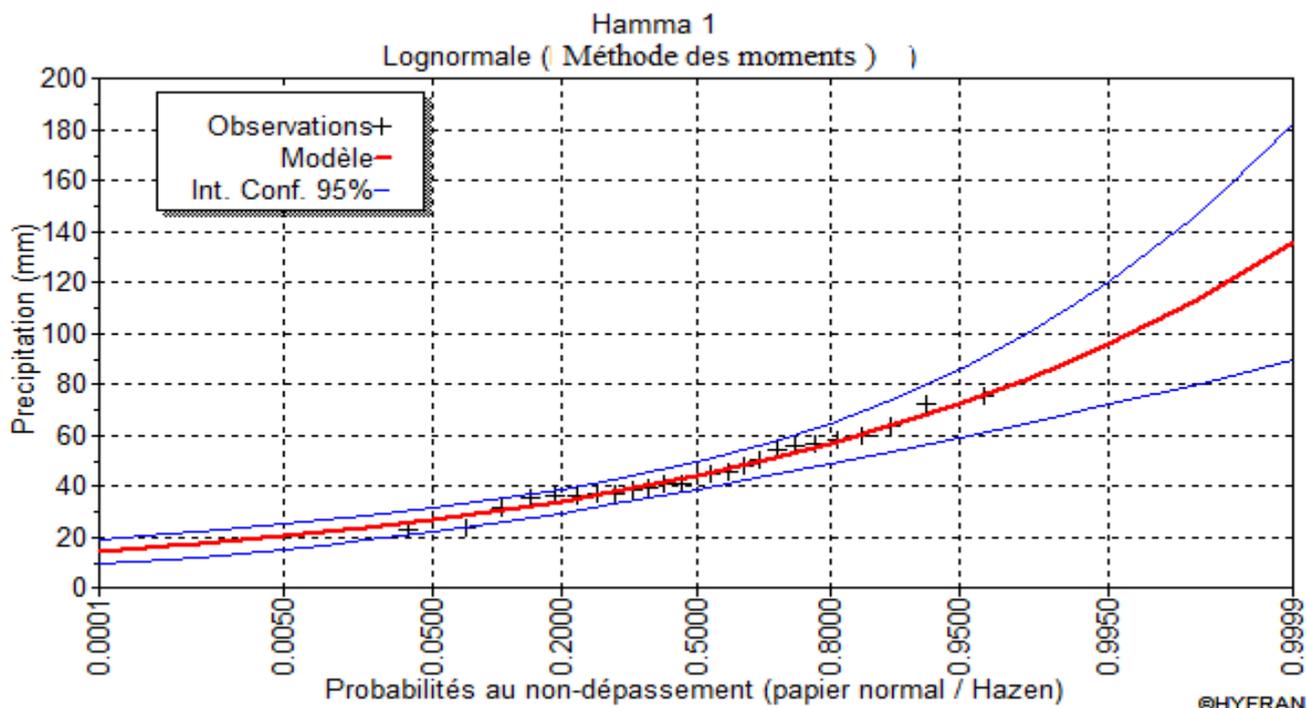
Tableau III-3 : Ajustement à la loi log normale (Galton) :

Période de retour T (ans)	Probabilité (q)	$P_{max,j}$ (mm)	Ecart type	Intervalle de conf. (95%)
2	0.5	43.9	2.67	38.6-49.1
3	0.6667	50.0	3.18	43.8-56.2
5	0,80	56.6	4.03	48,8-64,5
10	0,90	64.8	5.36	54.2 -75,3
20	0,95	72,3	6.82	58.9-85,7
50	0,98	81,9	8.9	64,4-99,3
100	0.99	89	10.6	68.2-110

Avec :

- ❖ T : période de retour (T=10ans)
- ❖ q : probabilité au non dépassement
- ❖ XT : précipitations maximales journalières

CHAPITRE III : Etude Hydrologique



Graphe N°1 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log normale

Résultats du test d'adéquation de khi carré :

$X^2=2.16$

p-value =0,7064

Degré de liberté = 4

Nombre de classes = 7

III 4-3 : Ajustement par la loi Gumbel :

Procédé d'ajustement par la loi de Gumbel :

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

$$F(X) = \frac{m - 0.5}{n} \times 100$$

Tel que :

m : numéro d'ordre

n : taille de la série

- 3) calculer les caractéristiques empiriques de la série
- 4) calculer la variable de Gumbel pour chaque valeur observée

CHAPITRE III : Etude Hydrologique

Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Gumbel :

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

y : Moyenne de la variable réduite de Gumbel

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=25} y_i}{n}$$

$$X_0 = \bar{X} - \frac{1}{\alpha} \bar{y}$$

Résultats de l'ajustement à la loi Gumble par le logiciel HYFRAN

Méthode des moments

Nombre d'observation : 25

Tableau III-4 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi Gumble

Période de retour T (ans)	Probabilité (q)	$P_{max,j}$	Ecart type	Intervalle de conf. (95%)
2	0.5	43.6	2.49	38.7-48.5
3	0.6667	49.2	3.17	43.0-55.5
5	0,80	57.1	4.20	48.6-65.6
10	0,90	66.0	5.67	55.1-77.0
20	0,95	74.6	7.16	61.2-88.0
50	0,98	85.7	9.15	68.9-102
100	0.99	94.0	10.7	74.7-113

Avec :

- ❖ T : période de retour (T=10ans)
- ❖ q : probabilité au non dépassement
- ❖ XT : précipitations maximales journalières

Résultats du test d'adéquation de khi carré :

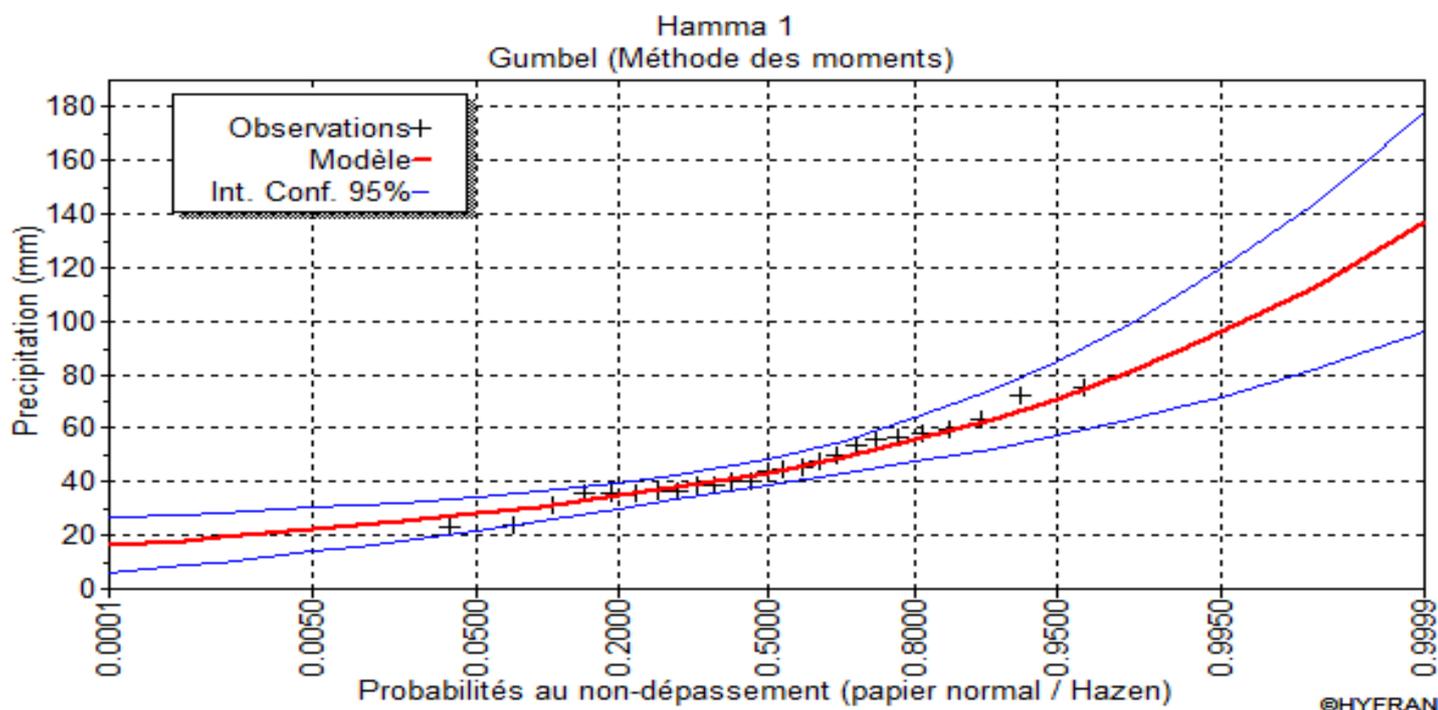
$$X^2 = 2.16$$

$$p\text{-value} = 0,7064$$

$$\text{Degré de liberté} = 4$$

$$\text{Nombre de classes} = 7$$

CHAPITRE III : Etude Hydrologique



Graphe N°2 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

III 4-4 : Discussion :

On remarque que les deux méthodes donnent des résultats très proches, on a trouvé que la loi de Gumbel donne le bon résultat par rapport à la loi de Log normal (on a remarqué que le nuage de points des valeurs de la loi Gumbel est plus proche à la droite d'ajustement théorique par rapport au nuage des points ajusté par la loi de Log normal), donc on prend la loi de Gumbel, pour le calcul de l'intensité de pluie de dimensionnement.

III 4-5 : Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari :

On a la formule suivante de MONTANARI :

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

Où :

I_t (15 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.

CHAPITRE III : Etude Hydrologique

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

b : exposant climatique de la région ($b=0.45$), il est donnée par l'A.N.R.H

Pour l'estimation de notre 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 (lognormale)**:

$$I_{15\text{min}}(10\%) = \frac{64.8}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.45-1} = 33.236 \text{ mm/h}$$

$$I_{15\text{min}}(\mathbf{10\%}) = \mathbf{33.236 \text{ mm/h}}$$

Nous déterminons la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique :

$$i = \frac{33,236(10000)}{3600} = 92.322 \quad l/s.ha$$

- D'après la loi de **GUMBEL** :

$$I_{15\text{min}}(10\%) = \frac{66.0}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.45-1} = 33.852 \text{ mm/h}$$

$$I_{15\text{min}}(10\%) = 33.852 \text{ mm/h}$$

Nous déterminons la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique :

$$i = \frac{33,852(10000)}{3600} = 94.033 \quad l/s.ha$$

CHAPITRE III : Etude Hydrologique

III_5: Conclusion :

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximum des précipitations. Et cela d'après les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel, on a :

$$i_{15 \text{ min}, 10\%} = 33.852 \text{ mm} / h$$

D'où le débit spécifique est :

$$i = \frac{33,852(10000)}{3600} = 94.033 \quad l / s.ha$$

CHAPITRE IV:
Evaluation des
débits

Chapitre IV : Evaluation des débits

Chapitre IV : Evaluation des débits

IV_ 1 : Introduction :

Un réseau d'égout est appelé à assurer la collecte et l'évacuation des eaux d'origine domestique et les eaux de ruissellement. La nature, la quantité ainsi que les différents paramètres qui influent sur cette estimation, qui seront illustrés dans ce chapitre.

Toute conception hydraulique, doit obligatoirement passer par des calculs qui vont permettre d'évaluer les différents types de débits de la zone à étudier afin de connaître le type et la disposition des ouvrages à projeter.

IV_ 2 Evaluation des débits des eaux usées :

IV 2- 1 : Généralités :

Le but principal de la conception d'un réseau d'assainissement est la collecte et l'évacuation hors les limites (vers la STEP) de la ville des eaux usées. Comme ces eaux ont une composition qui peut être source de maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde ; fièvre paratyphoïde ; dysenterie; diarrhées infectieuses), il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr.

D'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

IV 2- 2 : Origine et nature des eaux usées :

On distingue les eaux d'origines suivantes :

IV 2- 2.1 : Eaux usées d'origine domestique

a) Nature et origine :

Les eaux usées d'origine domestique sont les eaux de consommation après usage, on les désigne souvent par l'expression de retour à l'égout. Ces eaux sont de provenances différentes :

- Eaux de vannes.
- Eaux de ménage, de bains et de douches.
- Eaux des cours.

Ces eaux sont d'une extrême pollution et la fréquence de leur rejet suit le train de vie des habitants pendant la journée.

Chapitre IV : Evaluation des débits

b) Débit usée à évacuer :

On admet que la quantité à évacuer est de 70% à 80% de la quantité consommée, dans notre cas on prend un coefficient de rejet $Crj=0,8$ [4].

IV 2– 2. 2 Eaux usées de service public :

On appelle eaux usées de service public les eaux de lavage des rues, marchés, et les eaux utilisées pour les incendies.

Ces eaux sont généralement de nature chargée de matières grasses.

IV 2–2.3 Eaux industrielles :

En terme de quantité d'eau rejetée par les industries on fait la classification suivante :

- Industrie de production : on considère la nature et la quantité des produits industriels.
- Industrie de transformation : on considère le nombre de travailleurs employés par l'industrie

Cette quantification est adoptée en l'absence de compteurs, mais il y a toujours certains paramètres à prendre en considération à savoir :

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

IV 2–2.4 : Eaux d'équipements :

On appelle équipements ; différents services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique. L'estimation se fait à base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité

IV_3 : Evaluation du débit d'eaux usées domestique :

IV 3-1 : Estimation de la population à l'horizon 2043 :

Pour l'estimation de la population future nous avons utilisé la loi des accroissements géométriques donnée par la formule des intérêts composés :

Chapitre IV : Evaluation des débits

$$P_n = P_0 (1 + \tau)^n$$

Avec :

P_n : population future à l'horizon de calcul (hab) ;

P_0 : population de l'année de référence (hab) ;

τ : taux d'accroissement ; (T=3.3% RGPH 2008)

n : l'ecart entre l'année de référence et l'année de l'horizon. n=25ans [4]

L'estimation de la population futur a pour but d'avoir une idée sur le nombre et l'importance des équipements projetés.

Tableau N°01: Estimation de la population a l'horizon

Ville, Cité, Agglomération	Population en 2008- hab	Taux d'accroissement de la population annuel statistique moyen, %	Population aux horizons de calcul (hab.)	
			2018	2043
Biadhi (El Hamma)	11176	3.3	15463	34818
Bkira	15651	3.3	21654	48759
Djaloulia	1142	3.3	1580	3558
Ghemrienne	1288	3.3	1782	4013
B'chir	965	3.3	1335	3006
Kaidi	1080	3.3	1495	3365
Zegrour Arbi	1895	3.3	2622	5904
Total	33197	-	45931	103423

Chapitre IV : Evaluation des débits

IV 3-2 : Calcul des besoins en eau domestique :

Les calculs sont donné par la formule suivante:

$$Q_{moy,j} = \frac{N \times D}{86400} (l/s) \dots\dots\dots IV-1$$

N: nombre d'habitant;

D: dotation en eau potable du consommateur (150 l/j/hab) [3] ;

Tableau N°02: Estimation du débit domestique a l’horizon

Ville,Cité, Agglomération	Q domestique (l/s)	
	<i>2018</i>	<i>2043</i>
Biadhi(El Hamma)	26.85	60.45
Bkira	37.59	84.65
Djaloulia	2.74	6.18
Ghemrienne	3.09	6.97
B'chir	2.32	5.22
Kaidi	2.59	5.84
Zegrour Arbi	4.55	10.25
Total	79.74	179.55

IV 3-3 : Calcul des besoins d’équipements :

Les besoins d’équipements sont de 10% des besoins domestiques.

$$Q_{\text{équipement}} = Q_{\text{Domestique}} \times 0,10$$

Chapitre IV : Evaluation des débits

Tableau N°03: Estimation des besoins d'équipement a l'horizon

Ville,Cité, Agglomération	Q équipements (l/s)	
	2018	2043
Biadhi(El Hamma)	2.68	6.04
Bkira	3.76	8.47
Djaloulia	0.27	0.62
Ghemrienne	0.31	0.7
B'chir	0.23	0.52
Kaidi	0.26	0.58
Zegrour Arbi	0.46	1.02
Total	7.97	17.96

IV 3-4 : Calcul du débit de pointe :

- **Détermination du débit total :**

$$Q_{moy,j} = Q_{Domestique} + Q_{équipement}$$

Le débit de pointe journalier est donné par la formule suivante:

$$Q_{pointe} = Q_{moy,j} \times K_p$$

$Q_{pointe,j}$: débit de pointe journalier.

K_p : coefficient de pointe ou K_p est donnée par la relation suivante[3]:

$$\left\{ \begin{array}{l} K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \rightarrow si Q_{moy,j} > 2,8(l/s) \\ K_p = 3 \rightarrow si Q_{moy,j} \leq 2,8(l/s) \end{array} \right.$$

- **Détermination des débits des eaux usées rejetées :**

$$Q_{eau,usée} = Q_{pointe} \times C_{rej} (l/s) \dots\dots\dots IV-2$$

Chapitre IV : Evaluation des débits

C_{rej} : coefficient de rejet, évaluée à 80%.

Tableau N°04: Estimation des débits moyens et débits de pointes à l'horizon

Ville,Cité, Agglomération	2043					
	Q domestique (l/s)	Q équipements (l/s)	Q _{moy} (l/s)	Coefficient de pointe	Q _P de pointe (l/s)	Q d'eau usée (l/s)
Biadhi (El Hamma)	60.45	6.04	66.49	1.81	120.12	96.10
Bkira	84.65	8.47	93.12	1.76	163.80	131.04
Djaloulia	6.18	0.62	6.8	2.46	16.72	13.38
Ghemrienne	6.97	0.70	7.67	2.40	18.43	14.74
B'chir	5.22	0.52	5.74	2.54	14.60	11.68
Kaidi	5.84	0.58	6.42	2.49	15.96	12.77
Zegrour Arbi	10.25	1.02	11.27	2.24	25.30	20.24
Total	179.55	17.96	197.51		374.93	299.95

IV_4 : Découpage en sous bassins de la zone d'étude :

Lors du découpage d'une surface en sous bassin, on doit respecter certains critères dont on peut citer :

- Les limites naturelles ;
- La nature du sol ;
- Le sens d'écoulement ;
- La densité d'habitation ;
- Les routes et les voiries ;
- Le réseau existant.

Dans notre cas, le découpage s'est basé par rapport au réseau d'assainissement existant et la densité d'habitation, tout en essayant de respecter les critères cités précédemment.

Chapitre IV : Evaluation des débits

IV_5 : Evaluation du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement est la fraction entre la précipitation tombée et celle ruisselée, il dépend de :

- la nature de la surface du terrain ;
- La pente moyenne;
- L'intensité de la pluie;
- Le taux de saturation du sol;
- La densité de la population.

Son évaluation peut s'effectuer par différentes méthodes, en fonction de certains paramètres dont on cite :

- La catégorie d'urbanisation ;
- Le type de la surface drainée et la pente moyenne ;
- La densité de population.

Remarque :

L'évaluation du coefficient de ruissellement à fait en fonction de la catégorie d'urbanisation, à l'aide du tableau III. 2.

Tableau N°5: Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.

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

Source: Water Pollution Control Federation, 1970".

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS.

Tableau N°6. Cr en Fonction de la Densité de la Population :

Densité de population (hab/ha)	Cr
20	0,23
30 – 80	0,20 – 0,27
80 – 150	0,25 – 0,34
150 – 200	0,30 – 0,45
200 – 300	0,60 – 0,62
300 – 400	0,60 – 0,80
400 – 600	0,70 – 0,90
600 – 700	0,70 – 0,90

Source: Water Pollution Control Federation, 1970⁷[7].

Tableau N°7: 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

Source: Water Pollution Control Federation,
1970⁷[7].

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS.

IV 5-1 : Coefficient de ruissellement pondéré :

Dans le cas où la surface du bassin est formée de plusieurs aires élémentaires «Ai», avec des coefficients de ruissellement «Cri», alors on peut parler du coefficient de ruissellement pondéré «Crp». Le calcul se fait à l'aide de la relation suivante :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i \cdot C_{ri}}{A} \dots\dots\dots IV-3$$

Avec :

A : surface totale en (ha);

A_i : surface partielle en (ha);

C_{ri} : Coefficient de ruissellement des surfaces élémentaires; C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré.

IV 5-2 : Evaluation du coefficient de ruissellement pour chaque agglomération :

Dans notre cas en déduire le coefficient de ruissellement suivent les deux catégories précédents (en fonction de surface drainée et en fonction de la catégorie d'urbanisme) et sur tout par la 2^{ème} catégorie (la catégorie d'urbanisme) :

Tableau N° 8 : les résultats du coefficient de ruissellement pour les différentes sous bassins :

agglomération	S _{totale} (ha)	population	D totale	Habitation	N de sous bassins	S _i (ha)	C _{ri}	C _r
Bkira	65	48759	812.65	Tres Dense	1	35	0.71	0.68
					2	30	0.44	
Biadhi (Hamma)	32	34818	1088.0625	Tres Dense	3	14.04	0.84	0.80
					4	9.94	0.65	
					5	8.02	0.76	
Djaloulia	22.6	3558	157.433628	Moin dense	6	12.81	0.73	0.43
					7	9.79	0.25	
Guemrienne	13	4013	308.692308	dense	8	13	0.55	0.56
zegroure El-Arbi	26	5904	227.076923	dense	9	14.73	0.7	0.55
					10	11.27	0.35	
Bchir	13.5	3006	222.666667	Moin dense	11	13.5	0.65	0.46
Kaidi	10.57	3365	318.353832	Dense	12	10.57	0.43	0.52

IV_6 : Estimation des débits pluviaux :

Il existe plusieurs méthodes pour l'évaluation des débits de pointe d'eaux pluviales parmi elles la méthode rationnelle et la méthode superficielle, qui sont largement utilisées pour leur simplicité et les bons résultats qu'elles donnent. Ces méthodes diffèrent par les paramètres qu'elles prennent en compte lors de l'évaluation des débits pluviaux et aussi par leur champ d'application.

IV6-1 : Méthode rationnelle :

L'évaluation des eaux pluviales, nécessite plusieurs paramètres, comme la pluviométrie ou encore la nature et la topographie du sol. La méthode rationnelle permet de calculer rapidement les débits de ruissellement pour des pluies uniformes tombant sur des bassins versants de faible superficie. Elle consiste à estimer les débits résultants du ruissellement d'une averse considérée constante.

$$Q = a \times i \times A \times C_r \dots \dots \dots \text{IV.6}$$

Avec :

Q : Débit d'eau ruisselé (l/s).

a : Coefficient réduisant l'intensité des pluies tenant compte de la répartition spatiale de la pluie, sa détermination est en fonction de l'allongement du bassin.

i : Intensité moyenne maximale de précipitation (l/s/ha).

A : Surface de l'aire d'influence (ha), ne doit pas dépasser 10Km². [3]

C_r : Coefficient de ruissèlement.

Hypothèses de la méthode rationnelle :

Les hypothèses de base sont les suivantes :

- L'intensité de l'averse est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé ;
- la fréquence d'occurrence T du débit de pointe Q_p est la même que celle de la précipitation.
- La durée de l'averse est égale au temps de concentration du bassin.
- Le coefficient de ruissèlement est constant sur toute la durée de l'averse.

IV 6-2 : Méthode superficielle :

La méthode superficielle ou modèle de Caquot est une évolution de la méthode rationnelle. En faisant intervenir tous les mécanismes de l'écoulement, cette méthode permet de calculer, aux divers points caractéristiques des tronçons, le débit de pointe qui servira à la détermination ultérieure des dimensions hydrauliques des ouvrages évacuateurs [2]. Elle s'exprime par la formule suivante :

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}} \times I^{\frac{v}{u}} \times C_r^{\frac{1}{u}} \times A^{\frac{w}{u}} \dots\dots\dots IV.7$$

Où :

Q (f) : Débit pluvial de fréquence f ; f = 90 %. (m³/s).

K, u, v, w : Coefficients d'expression.

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

C_r : Coefficient de ruissellement.

A : Surface du sous bassin considéré. (ha).

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

$$K = \frac{0,5^{b(f)} \times a(f)}{6,6} \dots\dots\dots IV.8$$

$$v = -0,41 \times b(f) \dots\dots\dots IV.8.1$$

$$u = 1 + 0,287 \times b(f) \dots\dots\dots IV.8.2$$

$$w = 0,95 + 0,507 \times b(f) \dots\dots\dots IV.8.3$$

a (f) et b (f) sont des paramètres de la relation : $i(t, f) = a(f) \times t^{b(f)} \dots\dots\dots IV.9$

Où :

i (t, f) : Intensité de pluie de durée t et de fréquence f. t = 15 min. f = 90 %.

La pente moyenne du collecteur considéré est donnée par la relation :

$$I = \frac{C_{am} - C_{av}}{L} \dots\dots\dots IV.10$$

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

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

L : Longueur du collecteur. (m) ;

Hypothèses de la méthode superficielle :

- La valeur de la pente est comprise entre 0,2 % et 5 %.
- Le coefficient de ruissellement : $0.2 \leq C_r \leq 1$
- Le coefficient d'allongement : $AL \geq 0,8$

IV 6-3 : Choix de la méthode de calcul :

En nous basant sur les hypothèses de chacune des deux méthodes on peut choisir de travailler avec la méthode rationnelle puisque celle-ci répond parfaitement à la caractéristique des sous bassins versant traités.

IV 6-4 : Temps de concentration :

Le temps de concentration est défini comme étant le temps que met une goutte d'eau pour arriver à l'exutoire en partant du point le plus éloigné de celui-ci. Il caractérise le bassin versant et entre dans le calcul des débits pluviaux de pointes puisque il est considéré aussi comme étant le temps nécessaire pour atteindre le débit de pointe à l'exutoire.

Son calcul est très fastidieux puisque il prend plusieurs paramètres en compte comme la pente, la nature du terrain, le taux de saturation du sol... mais aussi les différent temps de parcours (temps mis par l'eau pour atteindre les rigoles, temps mis par l'eau pour atteindre une bouche d'égout, temps mis par l'eau pour parcourir les collecteurs).

évalué sommairement le temps de concentration en milieu urbain comme étant :

$$T_c = t_1 + t_2$$

- t_1 = temps pris forfaitairement égal à 5 mn, mis par l'eau en provenance du point le plus éloigné jusqu'à la bouche d'égout.
- t_2 = temps d'écoulement de l'eau dans le collecteur d'assainissement considéré, de longueur L, à une vitesse de 1 m/sec :

$$t_2 = \frac{L}{V \times 60} \text{ (en minute)}$$

$$t_c = 5 + \frac{L}{V \times 60} \text{ (en minute)}$$

Vue le manque des données concernant les réseaux d'assainissement existants des secteurs concernés par notre étude (longueurs des collecteurs) en prend le temps de concentration égale à **30 min**.

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS.

IV 6-5 : Coefficient réducteur d'intensité :

Ce coefficient tiens compte du fait que l'intensité de pluie n'est jamais la même sur tout le bassin versant et est maximale au niveau de l'épave centre de l'averse. Il est déterminé selon l'allongement du bassin versant.

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

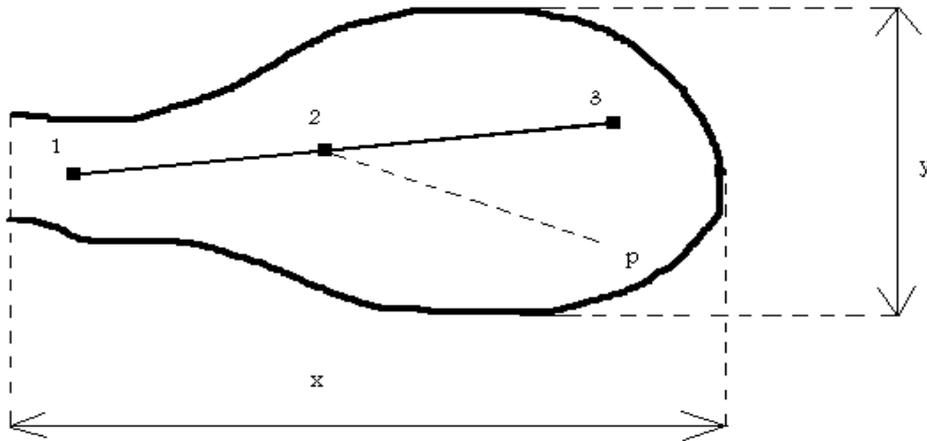


Figure IV-1 : Principe schématique de détermination du coefficient K

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

Les valeurs de **a** sont données par le tableau suivant :

Tableau N°9: Valeurs du coefficient réducteur d'intensité **a** [3]

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

Et comme le Coefficient de ruissellement soit les sous bassins en série ou en parallèle égale au :

$$Cr\ totale = \frac{\sum Si \times Cri}{S\ totale}$$

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS.

Tableau N°10 : les Valeurs du coefficient réducteur d'intensité α de chaque sous bassin

agglomération	S totale (ha)	population	N de sous bassins	S _i (ha)	α
Bkira	65	48759	1	35	0.86
			2	30	0.88
Biadhi (Hamma)	32	34818	3	14.04	0.96
			4	9.94	1
			5	8.02	1
Djaloulia	22.6	3558	6	12.81	0.970
			7	9.79	1
Guemrienne	13	4013	8	13	0.973
zegroure El-Arbi	26	5904	9	14.73	0.956
			10	11.27	0.978
Bchir	13.5	3006	11	13.5	0.972
Kaidi	10.57	3365	12	10.57	0.99

Les calculs des débits de pointe pluviaux dans les différentes agglomérations sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau N°11: Estimation des débits pluviaux des agglomérations à l'horizon

Agglomération	S totale (ha)	α	i (l/s.ha)	C _r	Q _{pluv} (l/s)	Q _{pluv} (m ³ /s)
Bkira	65	0.88	94.033	0.68	3657.51	3.66
Biadhi (Hamma)	32	0.94	94.033	0.80	2262.81	2.26
Djaloulia	22.6	0.97	94.033	0.43	886.40	0.89
Guemrienne	13	0.99	94.033	0.56	677.71	0.68
zegroure El-Arbi	26	0.965	94.033	0.55	1297.61	1.30
B'chir	13.5	0.99	94.033	0.46	578.11	0.58
Kaidi	10.57	1	94.033	0.52	516.84	0.52
Totale					9876.99	9.89

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS.

IV_7 : Calcul de débit total de chaque agglomération :

Tableau N°12: Estimation des débits totales des agglomérations à l'horizon

Agglomération	C _{ru} i	T _c (mn)	A (ha)	I (l/s/ha)	Q _{e.p} (l/s)	Q d'eau usée (l/s)	Q Totale (l/s)	Q Totale (m ³ /s)
Bkira	0,68	30	65,00	94.033	3657.51	131.04	3788.55	3.79
Biadhi (El Hamma)	0,80	30	32,00	94.033	2262.81	96.10	2358.91	2.36
Djaloulia	0,43	30	22,60	94.033	886.40	13.38	899.78	0.90
Ghemrienne	0,56	30	13,00	94.033	677.71	14.74	692.45	0.69
Zegroure l'Arbi	0,55	30	26	94.033	1297.61	20.24	1317.85	1.32
B'chir	0,46	30	13.5	94.033	578.11	11.68	589.79	0.59
Kaidi	0,52	30	10.57	94.033	516.84	12.77	529.61	0.53
Total					9876.99	299.95	10176.94	10.18

pour nos calculs des débits on adoptera les paramètres suivants :

- Notre agglomération ne comporte pas de grandes unités industrielles, donc les débits d'eau usée d'origine industrielle ne seront pas quantifiés.
- Les eaux usées d'origine publique, seront prises en compte dans la quantification des eaux usées d'origine domestique.
- Pour le calcul de la quantité d'eaux usées on adopte une dotation de consommation en eau potable de 150 l/j/habitant.
- L'estimation des eaux pluviales on adopte la méthode Rationnelle, pour les raisons évoquées précédemment.
- On fixe l'horizon de calcul à 2043, soit une population future de 103423 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 étagée.
- Le découpage de la zone urbaine en sous bassin nous conduis à distinguer 12 sous bassins.

CHAPITRE IV : EVALUATION DES DEBITS.

IV_8 : Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculé les débits de rejet domestique et les débits pluviaux qui doivent être drainé par le réseau d'assainissement de la zone d'étude, cela vas nous permettre de vérifier la capacité d'évacuation du réseau existant et de dimensionner les émissaires en aval du déversoir d'orage.

CHAPITRE V:
**Dimensionnement
du réseau**

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

V_1 Introduction :

Dans ce chapitre nous allons effectuer les calculs hydrauliques nécessaires à la vérification du bon fonctionnement du réseau en amont du déversoir d'orage et au dimensionnement des émissaires en aval de celui-ci. Cela doit être fait de façon à ce que :

- Les eaux soit évacuées rapidement et sans stagnation.
- Les normes d'hygiène soient respectées.
- Les conditions de résistance mécanique des conduites soient satisfaites.
- Le coût du projet soit le moindre possible.

V_2 Eléments constitutifs d'un réseau d'assainissement :

Un réseau d'assainissement est l'assemblage de plusieurs éléments qui ont pour but la collecte et l'évacuation des eaux usées, en générale on peut citer :

V 2-1 Branchement eau usée, avaloirs eau pluviale :

Ce sont les premiers ouvrages que rencontrent les eaux à évacuées, ils dépendent à des normes précises et sont en générale préfabriqués en usines. Ils sont caractérisés par leur emplacement sur le plan et leurs côtes d'arrivée et de départ.

V 2-2 Collecteur :

Ce sont des conduites caractérisées par leur diamètre, leur longueur, leur tracé sur le plan, leurs côtes amont et aval, leur matériau de confection qui définit leur rugosité et leur résistance mécanique ainsi que leurs jointures. En générale, dans le domaine de l'assainissement, on utilise des conduites en béton armé dont le diamètre varie entre 300 et 2000 mm.

V 2-3 Les regards :

Ce sont des ouvrages en béton armé, ils peuvent être préfabriqués ou coulés sur place, ils peuvent servir de regard de visite lors de travaux de diagnostic ou être de simple regard de branchement. Ils sont caractérisés par leur emplacement sur le plan, leur profondeur et les cotes d'arrivée et de départ des collecteurs qu'ils relient.

On peut aussi citer les regards de chute qui servent à réduire la pente sur les zones accidentés

V_3 Dimensionnement des réseaux d'assainissement :

Le dimensionnement des réseaux d'assainissement passe par un calcul hydraulique rigoureux est obéit à des normes et à des conditions bien définis.

V 3-1 Condition de dimensionnement :

Le dimensionnement de collecteurs d'assainissement doit prendre en compte :

- Le débit à évacuer : qui est très variable dans les réseaux unitaires, en effet, le débit de temps sec, soit le débit domestique, est en générale négligeable devant le débit de pointe pluviale.
- La pente du collecteur : qui dépend de la pente du terrain naturel, en effet il faut éviter les grandes profondeurs mais aussi les profondeurs trop faibles. La pente régit la vitesse d'écoulement dans le collecteur et a une limite inférieure qui assure l'auto curage et une limite supérieure de 5 à 8 m/s pour éviter l'érosion des parois intérieurs et protéger les joints.
- Le matériau de confection du collecteur : qui définit la rugosité des parois intérieur, la résistance mécanique et donc l'épaisseur du collecteur et aussi le type de joint et la manutention lors de la pose des conduites.
- L'auto curage des collecteurs : qui est l'entraînement des sables et des argiles amené par les pluies de petite intensité pour éviter les dépôts et l'encrassement du collecteur, l'auto curage est assuré par 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.

V 3-2 Le mode calcul :

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

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

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

Avant tout on définit les paramètres suivants :

L'écoulement dans les collecteurs d'assainissement est un écoulement à surface libre régit par la formule de continuité

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

$$Q = V \times S \dots\dots\dots V-1$$

Ou :

Q : est le débit d'écoulement. (m³/s)

V : est la vitesse d'écoulement. (m/s)

S : est la section mouillée. (m²/s)

Pour le calcul de la vitesse, on utilise la formule de Maning qui donne la vitesse moyenne d'écoulement.

$$V = K_s \times R^{2/3} \times \sqrt{I_m} \dots\dots\dots V-2$$

Ou :

V : la vitesse moyenne de Maning. (m/s)

K_s : le coefficient de rugosité de Maning-Strickler qui dépend de la nature des parois.

R : est le rayon hydraulique qui égale au rapport de la section au périmètre. (m)

I_m : la pente moyenne du collecteur,

$$I_m = \frac{C_{am} - C_{av}}{L}. \text{ (m/m)} \dots\dots\dots V-3$$

De cette équation on peut avoir l'équation de calcul du diamètre :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 \times Q}{K_s \times \sqrt{I_m}} \right)^{3/8} \dots\dots\dots V-4$$

Ce diamètre est un diamètre calculé qui n'existe pas forcément dans la gamme de produits proposé par les constructeurs, il doit donc être normalisé au plus petit des diamètres supérieur à lui et proposés par les constructeurs.

Le débit pleine section est donc calculé selon la formule suivante :

$$Q_{ps} = V_{ps} \times \frac{\pi \times D_{nor}^2}{4} \dots\dots\dots V-5$$

Ou :

Q_{ps} : est le débit pleine section. (m³/s)

V_{ps} : est la vitesse pleine section calculé par la formule de Manning.(m/s)

D_{nor} : est le diamètre normalisé. (m)

Pour obtenir les vitesses correspondantes aux débits réels et au débit minimum ainsi que les hauteurs d'eau dans les collecteurs, nous utiliserons les rapports de débit R_q et $R_{q_{min}}$ (respectivement Q/Q_{ps} et Q/Q_{ts}) et les régressions polynomiales des formules de Bazin .

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

Les rapports :

1- Rapport du débit : $R_q = \frac{Q}{Q_{ps}}$ V-6

2- Rapport du vitesse : $R_v = \frac{V}{V_{ps}}$ V-7

3- Rapport du hauteur : $R_h = \frac{H}{D}$ V-8

Ces calculs sont effectués pour chaque tronçon du réseau pour déterminer le diamètre appropriée ainsi vérifié le fonctionnement du réseau

V_4 Dimensionnement des collecteurs :

➤ Collecteur « A » (R1 existant – R132) :

Assurera la collecte des eaux usées de la cité de BIADHI (Hamma ville), B'CHIR, et DJALOULIA à pour point de départ le regard existant R1 vers la station de relevage projetée.

✓ Le tronçon N°1 (R1-R81) :

- collecte les eaux usées de la cité de Biadhi (eaux usées + eaux pluviaux) sur une longueur de 235,45 ml a pour diamètre DN 1000mm.
- le déversoir d'orage au niveau du regard **R22 –DO**, pour trois diamètres DN 400 ,DN 500 et Dn 600 mm;
- le regard **R54** sera branché avec le collecteur qui collecte cité B'chir; un autre branchement dans le regard **R81** avec le collecteur« E » qui collecte la cité Djaloulia.

✓ Le tronçon N°2 (R81-R110) :

- le regard **R81** sera branché avec le collecteur «E » (cité Djaloulia) d'une longueur de 1493,88 et de diamètre DN 500 et 600 mm.

✓ Le tronçon N°3 (R110-R132) : le regard **R110** sera branché avec le collecteur «B» qui collecte les eaux de la cité Zegroure l'arbi et la cité Ghemriene d'une longueur de 1000,94 ml et de diamètre DN 600 mm.

➤ Collecteur «B » (R1 – R110) :

Assurera la collecte des eaux usées de la ville de ZEGROUR El-Arbi, à pour point de départ le regard existant **R1** (rejet N°9) jusqu'au regard de branchement avec le collecteur «A» **R110**.

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

- ✓ Le tronçon N°1 (R1-R16): du regard **R1** au **R16** regard de branchement de collecteur secondaire B1 sur une longueur de 702,23 ml de diamètre DN 800mm.
- ✓ Le tronçon N°2(R1-R23-[D.O]): du regard **R16** au **R23-DO** déversoir d'orage ainsi que le regard R20 branchement du collecteur secondaire «B2» sur une longueur de 331,80 ml de diamètre DN 800mm.
- ✓ Le tronçon N°3(R23-R110): du regard **R23** (déversoir d'orage) au **R110**, ainsi que le branchement du collecteur secondaire «B3» au niveau du regard **R109** sur une longueur de 4647,16 ml de diamètre DN 400mm.

➤ Collecteur «C» (R1 existant – R54) :

Evacuera les eaux usées de la ville de BKIRA à partir du regard existant R1 (rejet N°2) vers le regard de branchement existant **R54** avec le collecteur existant DN 700mm avec un branchement de rejet N°1 au niveau du regard **R24** et un traversée de chemin de ferre ,le déversoir d'orage sera projeté au niveau du regard **R27** ;le collecteur et d'une longueur de 1531,2 et de trois diamètres DN 1200 ,1000 et 400 mm en béton-Armé.

➤ Collecteur «D» (R1 existant – R132) :

Evacuera les eaux usées de la ville de KAIDI à partir du regard **R1** vers le regard de branchement **R132** avec le collecteur «A», avec un branchement des rejets N°14 - 15 au niveau du regard **R19** et **R21** et un déversoir d'orage **R22**, le collecteur est d'une longueur de 1054,56 et de trois diamètres DN 600 ,1000 et 400 mm en béton-A.

➤ Collecteur «E» (R1 existant – R132) :

Evacuera les eaux usées de la cité de djaloulia à partir du regard **R1** existant vers le regard de branchement **R81** avec le collecteur «A» avec un déversoir d'orage **R6** d'une longueur de 242,29 et de l'ordre de diamètres DN 800 , DN 600, DN 500 et DN 400 mm en béton-Armé.

Pour le calcul hydraulique, on a utilisé un programme de calcul sous Excel basé sur les abaques de dimensionnement des réseaux assainissement.

Avec :

- I : pente (%)
- Q_{ps} : débit à pleine section (m³/s)
- V_{ps} : vitesse à pleine section (m/s)

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

- D_{nor} : diamètre normalisé (mm)
- R_q : rapport des débits
- $R_{q, min}$: rapport des débits minimal
- R_h : rapport des hauteurs
- $R_{h, min}$: rapport des hauteurs minimal
- R_v : rapport des vitesses
- $R_{v, min}$: rapport des vitesses minimal
- V : vitesse découlement (m/s)
- V_{min} : vitesse découlement minimale (m/s)
- H_{cal} : hauteur calculé

Tableau V-1: dimensionnement de collecteur Principal « A » de la cité de BIADHI (Hamma Bouziane), B 'CHIR et DJALOULIA :

Tronçon	Qtot (m³/s)	Pente (%)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m³/s)	R _Q	R _{qmin}	R _V	R _{vmin}	R _H	R _{hmin}	V (m/s)	V _{min} (m/s)	H _{cal} (mm)	Autocurage	
R1-R6	2.359	1	994	1000	3.57	2.805	0.84	0.034	1.13	0.47	0.70	0.13	4.03	1.67	702.2	0.3	verifier
R6-R7	2.359	1.7	900	1000	4.66	3.657	0.64	0.026	1.06	0.42	0.58	0.11	4.94	1.97	579.5	0.3	verifier
R7-R10	2.359	1.47	925	1000	4.33	3.401	0.69	0.028	1.07	0.43	0.61	0.12	4.65	1.88	609.2	0.3	verifier
R10-R14	2.359	1.2	961	1000	3.91	3.073	0.77	0.031	1.10	0.45	0.66	0.12	4.30	1.77	656.4	0.3	verifier
R14-R17	2.359	1.6	910	1000	4.52	3.548	0.66	0.027	1.07	0.43	0.59	0.11	4.82	1.93	591.5	0.3	verifier
R17-R20	2.359	1.4	933	1000	4.23	3.319	0.71	0.029	1.08	0.44	0.62	0.12	4.56	1.86	620.0	0.3	verifier
R20- R22(DO)	2.359	1.44	928	1000	4.29	3.366	0.70	0.029	1.08	0.44	0.61	0.12	4.61	1.87	613.7	0.3	verifier
R22 -R23	0.192	1.51	359	400	2.38	0.299	0.64	0.228	1.06	0.81	0.58	0.32	2.53	1.94	231.1	0.6	verifier
R23-R27	0.192	5.28	284	400	4.46	0.560	0.34	0.122	0.91	0.67	0.40	0.24	4.03	2.96	161.4	0.6	verifier
R27-R31	0.192	2.52	326	400	3.08	0.387	0.50	0.176	1.00	0.74	0.50	0.28	3.07	2.29	198.9	0.6	verifier
R31-R42	0.192	4.39	294	400	4.06	0.511	0.38	0.133	0.92	0.68	0.43	0.25	3.75	2.77	170.2	0.6	verifier
R42-R46	0.192	1.3	370	400	2.21	0.278	0.69	0.245	1.07	0.83	0.61	0.33	2.37	1.84	243.2	0.6	verifier
R46- R54	0.192	0.5	442	500	1.59	0.312	0.62	0.218	1.05	0.80	0.56	0.31	1.68	1.27	281.1	0.6	verifier
R54 -R57	0.204	0.52	449	500	1.62	0.319	0.64	0.214	1.06	0.80	0.58	0.31	1.72	1.29	288.3	0.6	verifier
R57-R66	0.204	0.36	481	500	1.35	0.265	0.77	0.257	1.10	0.84	0.66	0.34	1.49	1.14	328.7	0.6	verifier
R66-R75	0.204	0.29	500	600	1.37	0.387	0.53	0.423	1.02	0.95	0.51	0.45	1.39	1.30	308.1	0.6	verifier
R75- R81	0.204	0.48	455	600	1.76	0.498	0.41	0.329	0.94	0.90	0.45	0.39	1.66	1.58	268.0	0.6	verifier
R81 -R92	0.231	0.46	481	500	1.53	0.300	0.77	0.546	1.10	1.03	0.66	0.52	1.68	1.57	328.7	0.6	verifier
R92-R95	0.231	1.21	401	500	2.48	0.486	0.47	0.337	0.98	0.90	0.48	0.40	2.44	2.23	242.3	0.6	verifier
R95- R110	0.231	0.23	547	600	1.22	0.345	0.67	0.676	1.07	1.07	0.59	0.60	1.30	1.30	356.4	0.6	verifier
R110 -R127	0.286	0.38	540	600	1.57	0.443	0.65	0.526	1.06	1.02	0.58	0.51	1.66	1.59	347.8	0.6	verifier
R127-R129	0.286	2.47	380	600	3.99	1.129	0.25	0.206	0.84	0.79	0.34	0.31	3.35	3.14	204.0	0.6	verifier
R129- R132	0.286	1.02	449	600	2.57	0.726	0.39	0.321	0.93	0.89	0.44	0.39	2.40	2.29	262.0	0.6	verifier

Tableau V-2: dimensionnement de collecteur Principal « B » de la cité de ZEGROUR EL-ARBI:

Tronçon	Qtot (m³/s)	Pente (%)	D _{cal} l(mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m3/s)	R _Q	R _{qmin}	R _v	R _{vmin}	R _H	R _{hmin}	V (m/s)	V _{min} (m/s)	H _{cal} (mm)	Autocurage	
R1-R3	0.329	4.08	365	800	6.22	3.125	0.11	0.075	0.64	0.59	0.22	0.18	3.99	3.68	175.7	0.6	verifier
R3-R12	0.329	3.83	369	800	6.02	3.028	0.11	0.077	0.65	0.60	0.22	0.19	3.90	3.59	178.5	0.6	verifier
R12-R16	0.329	3.01	386	800	5.34	2.684	0.12	0.087	0.67	0.61	0.24	0.20	3.56	3.28	189.7	0.6	verifier
R16-R20	0.659	0.64	670	800	2.46	1.238	0.53	0.188	1.02	0.76	0.52	0.29	2.51	1.88	413.2	0.6	verifier
R20-R23(DO)	0.988	1	717	800	3.08	1.547	0.64	0.206	1.06	0.79	0.58	0.31	3.26	2.42	460.7	0.6	verifier
R23-R24	0.0304	2.68	162	400	3.17	0.399	0.08	0.797	0.60	1.11	0.19	0.68	1.89	3.53	74.2	0.6	verifier
R24-R25	0.0304	5.48	141	400	4.54	0.570	0.05	0.558	0.54	1.03	0.15	0.53	2.46	4.68	61.8	0.6	verifier
R25-R33	0.0304	2	171	400	2.74	0.345	0.09	0.923	0.62	1.14	0.20	0.75	1.69	3.12	80.1	0.6	verifier
R33-R36	0.0304	1.33	184	400	2.24	0.281	0.11	1.132	0.65	0.67	0.22	1.11	1.44	1.49	88.9	0.6	verifier
R36-R41	0.0304	0.8	203	500	2.01	0.395	0.08	0.805	0.60	1.11	0.19	0.68	1.20	2.24	93.2	0.6	verifier
R41-R47	0.0304	3.15	157	400	3.44	0.432	0.07	0.060	0.58	0.56	0.18	0.16	2.01	1.93	71.1	0.6	verifier
R47-R51	0.0304	0.78	204	400	1.71	0.215	0.14	0.121	0.69	0.66	0.25	0.24	1.19	1.14	101.6	0.6	verifier
R51-R53	0.0304	4.12	149	400	3.94	0.495	0.06	0.053	0.56	0.54	0.17	0.15	2.22	2.12	66.4	0.3	verifier
R53-R58	0.0304	1.25	186	400	2.17	0.272	0.11	0.095	0.65	0.63	0.23	0.21	1.41	1.36	90.4	0.6	verifier
R58-R61	0.0304	0.69	208	400	1.61	0.202	0.15	0.257	0.71	0.84	0.26	0.34	1.14	1.36	104.7	0.6	verifier
R61-R62	0.0304	3.6	153	400	3.68	0.462	0.07	0.112	0.57	0.65	0.17	0.23	2.11	2.40	68.7	0.6	verifier
R62-R63	0.0304	3.9	151	400	3.83	0.481	0.06	0.141	0.57	0.69	0.17	0.25	2.17	2.66	67.3	0.6	verifier
R63-R68	0.0304	1.32	184	400	2.23	0.280	0.11	0.243	0.65	0.83	0.22	0.33	1.44	1.85	89.1	0.6	verifier
R68-R73	0.0304	0.48	223	400	1.34	0.169	0.18	0.403	0.75	0.94	0.29	0.44	1.01	1.26	114.4	0.6	verifier
R73-R74	0.0304	2.88	159	400	3.29	0.414	0.07	0.164	0.59	0.73	0.18	0.27	1.94	2.39	72.8	0.6	verifier
R74-R78	0.0304	0.95	196	400	1.89	0.237	0.13	0.286	0.67	0.87	0.24	0.36	1.27	1.64	96.8	0.6	verifier
R78-R80	0.0304	3.84	151	400	3.80	0.477	0.06	0.050	0.57	0.53	0.17	0.15	2.16	2.02	67.6	0.3	verifier
R80-R83	0.0304	1.33	184	400	2.24	0.281	0.11	0.085	0.65	0.61	0.22	0.20	1.44	1.37	88.9	0.6	verifier
R83-R89	0.0304	0.57	216	400	1.46	0.184	0.17	0.130	0.73	0.68	0.27	0.24	1.07	0.99	109.7	0.6	verifier
R89-R90	0.0304	3.31	155	400	3.53	0.443	0.07	0.099	0.58	0.63	0.18	0.21	2.05	2.23	70.2	0.6	verifier
R90-R92	0.0304	2.31	166	400	2.95	0.370	0.08	0.119	0.61	0.66	0.19	0.23	1.78	1.95	77.1	0.6	verifier
R92-R97	0.0304	1.32	184	400	2.23	0.280	0.11	0.157	0.65	0.72	0.22	0.27	1.44	1.60	89.1	0.6	verifier
R97-R105	0.0304	0.66	210	400	1.58	0.198	0.15	0.222	0.71	0.81	0.26	0.32	1.12	1.27	105.9	0.6	verifier
R105-R109	0.0304	2.08	169	400	2.80	0.351	0.09	0.205	0.61	0.78	0.20	0.30	1.71	2.19	79.2	0.6	verifier
R109-R118	0.0405	0.97	218	400	1.91	0.240	0.17	0.300	0.73	0.88	0.28	0.37	1.40	1.68	110.9	0.6	verifier

R118- R110	0.0552	0.18	335	400	0.82	0.103	0.53	0.696	1.02	1.08	0.52	0.61	0.84	0.88	207.0	0.6	verifier
-------------------	--------	------	-----	-----	------	-------	------	-------	------	------	------	------	------	------	-------	-----	----------

Tableau V-3: dimensionnement de collecteur Principal « C » de la cité de BKIRA :

Tronçon	Qtot (m ³ /s)	Pente (%)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	RQ	R _{qmin}	RV	R _{vmin}	R _H	R _{hmin}	V (m/s)	V _{min} (m/s)	H _{cal} (mm)	Autocurage	
R1-R5	1.894	2.86	752	800	5.21	2.616	0.72	0.037	1.08	0.48	0.63	0.13	5.64	2.50	502.7	0.3	verifier
R5-R9	1.894	1.85	816	1000	4.86	3.815	0.50	0.025	1.00	0.42	0.50	0.11	4.85	2.02	496.9	0.3	verifier
R9-R15	1.894	1.68	831	1000	4.63	3.636	0.52	0.026	1.01	0.42	0.51	0.11	4.69	1.96	510.3	0.3	verifier
R15-R24	1.894	0.56	1021	1200	3.02	3.414	0.55	0.028	1.03	0.43	0.53	0.12	3.11	1.31	634.4	0.3	verifier
R24-R26	3.789	7.75	809	1200	11.23	12.699	0.30	0.008	0.88	0.27	0.37	0.06	6.85	3.02	446.8	0.3	verifier
R26- R27 (DO)	3.789	9.85	773	1200	12.66	14.316	0.26	0.007	0.85	0.26	0.35	0.06	6.77	3.29	417.9	0.3	verifier
R27-R28	0.262	10.12	283	400	6.17	0.775	0.34	0.124	0.90	0.67	0.40	0.24	5.56	4.12	160.0	0.6	verifier
R28-R29	0.262	10.12	283	400	6.17	0.775	0.34	0.088	0.90	0.62	0.40	0.20	5.56	3.80	160.0	0.6	verifier
R29-R30	0.262	5.4	318	400	4.51	0.566	0.46	0.120	0.98	0.66	0.48	0.23	4.40	2.99	191.3	0.6	verifier
R30-R31	0.262	7	303	400	5.13	0.645	0.41	0.106	0.94	0.64	0.44	0.22	4.83	3.30	177.9	0.6	verifier
R31-R35	0.262	10.3	282	400	6.22	0.782	0.34	0.087	0.90	0.61	0.40	0.20	5.60	3.82	159.2	0.6	verifier
R35-R40	0.262	12.35	272	400	6.81	0.856	0.31	0.080	0.88	0.60	0.38	0.19	6.01	4.10	151.1	0.6	verifier
R41-R42	0.262	16.1	259	400	7.78	0.978	0.27	0.070	0.85	0.58	0.35	0.18	6.64	4.53	140.3	0.6	verifier
R42-R43	0.262	19.6	250	400	8.58	1.079	0.24	0.063	0.83	0.57	0.33	0.17	7.12	4.88	133.1	0.6	verifier
R43-R44	0.262	24.1	240	400	9.52	1.196	0.22	0.057	0.80	0.55	0.32	0.16	7.64	5.26	126.1	0.6	verifier
R44-R45	0.262	20.2	248	400	8.71	1.095	0.24	0.149	0.83	0.71	0.33	0.26	7.20	6.15	132.0	0.6	verifier
R45-R46	0.262	33.33	226	400	11.19	1.407	0.19	0.116	0.76	0.66	0.29	0.23	8.49	7.36	116.4	0.6	verifier
R46-R47	0.262	10.13	282	400	6.17	0.776	0.34	0.211	0.90	0.79	0.40	0.31	5.57	4.89	160.0	0.6	verifier
R47-R48	0.262	16.46	258	400	7.87	0.989	0.27	0.166	0.85	0.73	0.35	0.27	6.70	5.73	139.4	0.6	verifier
R48-R49	0.262	18.35	253	400	8.31	1.044	0.25	0.223	0.84	0.81	0.34	0.32	6.96	6.71	135.4	0.6	verifier
R49-R50	0.262	15.5	261	400	7.63	0.959	0.27	0.243	0.86	0.83	0.35	0.33	6.55	6.33	141.8	0.6	verifier
R50-R51	0.262	11.7	275	400	6.63	0.833	0.31	0.280	0.89	0.86	0.38	0.36	5.89	5.73	153.5	0.6	verifier
R51-R52	0.262	14.35	265	400	7.35	0.923	0.28	0.252	0.87	0.84	0.36	0.34	6.37	6.16	144.8	0.6	verifier
R52-R53	0.262	14.03	266	400	7.26	0.913	0.29	0.255	0.87	0.84	0.36	0.34	6.31	6.12	145.7	0.6	verifier
R53- R54	0.262	3.21	350	400	3.47	0.437	0.60	0.534	1.05	1.02	0.55	0.52	3.64	3.54	221.5	0.6	verifier

Tableau V-4: dimensionnement de collecteur Principal « D » de la cité de KAIDI :

Tronçon	Qtot (m ³ /s)	Pente (%)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _{qmin}	R _V	R _{vmin}	R _H	R _{hmin}	V (m/s)	V _{min} (m/s)	H _{cal} (mm)	Autocurage	
R1-R4	0.537	1.95	503	600	3.55	1.003	0.54	0.232	1.02	0.82	0.52	0.32	3.62	2.90	310.9	0.6	verifier
R4-R19	0.537	0.32	707	800	1.74	0.875	0.61	0.266	1.05	0.85	0.56	0.35	1.83	1.48	449.1	0.6	verifier
R19- R22(DO)	0.537	1.1	561	800	3.23	1.623	0.33	0.144	0.90	0.70	0.40	0.26	2.90	2.25	316.1	0.6	verifier
R22 -R23	0.0405	2.08	189	400	2.80	0.351	0.12	0.663	0.66	1.07	0.23	0.59	1.83	2.98	91.9	0.6	verifier
R23-R25	0.0405	0.76	228	400	1.69	0.212	0.19	1.097	0.76	1.03	0.29	0.98	1.29	1.74	117.6	0.6	verifier
R25-R132	0.0405	0.6	238	500	1.74	0.342	0.12	0.681	0.66	1.07	0.23	0.60	1.15	1.87	116.4	0.6	verifier
R22- Rejet	0.336	2.84	393	500	3.79	0.745	0.45	0.313	0.97	0.89	0.47	0.38	3.67	3.36	235.6	0.6	verifier

Tableau V-5: dimensionnement de collecteur Principal « E » de la cité de DJALOULIA :

Tronçon	Qtot (m ³ /s)	Pente (%)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _{qmin}	R _V	R _{vmin}	R _H	R _{hmin}	V (m/s)	V _{min} (m/s)	H _{cal} (mm)	Autocurage	
R1-R2	0.8999	1.114	679	800	3.25	1.633	0.55	0.143	1.03	0.70	0.53	0.26	3.34	2.26	421.3	0.6	verifier
R2-R4	0.8999	8.71	461	600	7.50	2.120	0.42	0.110	0.95	0.65	0.46	0.22	4.14	4.86	273.4	0.6	verifier
R4-R5	0.8999	21.93	388	600	11.90	3.364	0.27	0.069	0.85	0.58	0.35	0.18	5.15	6.92	210.2	0.6	verifier
R5- R6 (DO)	0.8999	23.2	384	600	12.24	3.460	0.26	0.067	0.85	0.58	0.34	0.17	5.36	7.07	207.0	0.6	verifier
R6 -R81	0.0268	10.07	120	400	6.15	0.773	0.03	0.301	0.47	0.88	0.13	0.37	2.89	5.41	50.5	0.6	verifier
DO-REJ	0.603	0.36	722	800	1.85	0.928	0.65	0.251	1.06	0.84	0.58	0.34	1.96	1.55	465.8	0.6	verifier

Tableau V-6: dimensionnement de collecteurs secondaires « B1, B2 et B3 » de la cité de ZEGROUR EL-ARBI :

	Tronçon	Qtot (m³/s)	Pente (%)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m3/s)	R _Q	R _{qmin}	R _V	R _{vmin}	R _H	R _{hmin}	V (m/s)	V _{min} (m/s)	H _{cal} (mm)	Autocurage	
B1	R1-R16	0.330	0.72	505	600	2.16	0.610	0.54	0.118	1.02	0.66	0.52	0.23	2.21	1.42	312.5	0.6	verifier
B2	R1-R6	0.330	4.78	354	400	4.24	0.533	0.62	0.135	1.05	0.68	0.56	0.25	4.47	2.90	225.6	0.6	verifier
	R6-R20	0.330	3.47	376	400	3.61	0.454	0.73	0.209	1.08	0.79	0.63	0.31	3.92	2.85	251.8	0.6	verifier
B3	R1-R10	0.330	2.86	390	400	3.28	0.412	0.80	0.092	1.11	0.62	0.68	0.20	3.65	2.04	270.7	0.6	verifier
	R10-R20	0.330	2.2	410	500	3.34	0.655	0.50	0.058	1.00	0.55	0.50	0.16	3.34	1.85	250.2	0.6	verifier
	R20- R53(DO)	0.330	3.28	380	500	4.07	0.800	0.41	0.047	0.94	0.52	0.45	0.15	3.85	2.13	224.0	0.3	verifier
	R53 -R109	0.010	1.18	125	400	2.11	0.265	0.04	0.144	0.49	0.70	0.13	0.26	1.02	1.47	52.8	0.6	verifier

Remarques :

Pour le matériau de conduite nous avons choisi :

- Le béton armé pour toutes les conduites principales qui évacue les eaux usées jusqu'à la station de relevage.
- Le PVC pour les conduites secondaires.
- Les regards (de visite, de jonction ou de chute) sont en Béton-Armé.
- On a 6 déversoirs d'orage (sois de type frontale ou latérale).
- Pour les conduites principales on prend : $K_s = 76.92$
- Pour les conduites secondaires on prend : $K_s = 90$

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

V_5 Conclusion

Le calcul hydraulique constitue une étape clé, du fait qu'elle est conditionnée par le bon fonctionnement du réseau, de manière durable. Ses objectifs principaux sont : d'appliquer les conditions d'auto-curage (vitesse minimale et donc pente minimale) permettant d'éviter les obstructions, la formation d'H₂S et leurs conséquences, d'éviter les mises en charge et les débordements en assurant la protection du milieu contre la pollution selon sa sensibilité.

CHAPITRE VI:
Relevage

CHAPITRE VI : RELEVAGE

CHAPITRE VI : RELEVAGE

VI_1 Introduction :

Dans les études d'évacuation des eaux usées, on est parfois confronté à des problèmes de contre-pente avec une différence de côtes remarquable ou grande, et pour résoudre ces problèmes; l'implantation d'une station de relevage des eaux usées est obligatoire pour faire l'évacuation de ces eaux.

Dans ce chapitre, on propose d'effectuer un relevage des eaux usées par une station de relevage et une conduite de refoulement implantée comme le montre le plan de masse.

En se basant sur les données existantes, cette partie permet de faire le dimensionnement d'une la station de refoulement, que ce soit les pompes, les moteurs et la bêche d'aspiration.

VI_2 Les différents systèmes de relevage :

VI 2-1 Définition :

- Le relèvement:

Il est essentiellement destiné à relever, à faible hauteur et courte distance, les eaux d'un collecteur ne pouvant plus s'approfondir.

- Le refoulement:

Il est destiné à forcer le transport des effluents d'un point à un autre, souvent sur de grandes distances, voire d'importantes dénivellations, moyennant une mise en pression pour vaincre les pertes de charge ainsi que la hauteur géométrique de franchissement.

VI 2-2 Aéro-éjecteurs :

Les aéro-éjecteurs mettent en jeu l'énergie contenue dans de l'air comprimé. Malgré leur rendement médiocre, les villes qui disposent d'un réseau d'air comprimé apprécient la mise en place de ces appareils en raison de leur très grande fiabilité, ces appareils sont, en effet, très robustes et leurs risques d'obstruction sont, pratiquement, inexistant [8].

VI 2-3 Les pompes :

Généralement Les pompes utilisées sont les pompes centrifuges, L'utilisation de ces

CHAPITRE VI : RELEVAGE

Les pompes pour le relèvement d'eau d'égout doivent tenir compte des sujétions imposées: risque d'obstruction, encrassement, usure rapide.

Une pompe centrifuge se compose:

- D'une canalisation ou d'une tulipe d'aspiration, d'un corps de pompe et d'une volute qui sert à conduire le liquide en direction de l'axe de la roue
- D'une roue, ou turbine, munie d'autre organe mobile, qui produit l'énergie
- D'un cône divergent, pour ralentir la vitesse du fluide.

Le pompage des eaux chargées risque de provoquer l'obstruction de la pompe par les matières solides et filamenteuses qui s'accrochent aux aubages. La solution est l'utilisation de roues comportant un nombre d'aubes très limité (une ou deux), de façon à réserver le passage maximal à l'effluent chargé. Ces roues à canaux permettent de très bons rendements (0.80 à 0.85) [5].

VI 2-4 Vis d'Archimède :

La vis proprement dite est constituée par un tube en acier sur lequel sont soudées des spires en tôle. Aux deux extrémités du tube sont également fixés les deux arbres spéciaux qui viennent s'ajuster dans les paliers supports.

L'entraînement a lieu à l'aide d'un moteur électrique étanche, un anti-dériveur pouvant être monté sur son arbre garantissant, lors de la mise en marche, son bon sens de rotation et évitant le retour en sens inverse de la vis lorsqu'elle s'arrête avec une charge du liquide.

Pour un diamètre de vis variant de 0,25 m à 3 m, les débits varient de 30 m³/h à 3600 m³/h environ, la hauteur de relevage effective est en fonction de la capacité et des dimensions de la vis [8].

Remarque:

Dans notre étude, nous avons choisi les électropompes submersibles car elles présentent des avantages: peu encombrantes, faciles à installer, l'entretien est rapide et peu coûteux.

VI_3 la station de refoulement :

VI 3-1 Exigences principales soumises à la station de refoulement :

Pour tout projet de station de refoulement, on doit tenir compte des recommandations

CHAPITRE VI : RELEVAGE

suivantes :

- Diminution possible du coût de génie civil.
- Organisation de l'exécution des travaux en phases.
- Utilisation des matériaux de conception récente.
- Normalisation des solutions techniques.
- Utilisation des projets-types.
- Il faut éviter les zones inondables.

VI 3-2 choix de l'emplacement de la station de refoulement :

L'implantation et le type de la station de relevage sont établis suivant des normes techniques et économiques, vérifient bien certains critères et conditions d'établissement du bâtiment de la station notamment conditions topographique et géologiques.

- L'emplacement de la station et les ouvrages doit assurer les conditions de fonctionnement les plus adéquates avec le minimum possible de surface occupée.
- Assurant l'accès des voitures, des engins, des pompiers, à tout le bâtiment et à tout ouvrage (visite et réparation).
- Il dépend du relief d'accès de l'alimentation en énergie électrique ; des conditions géologiques.
- Prévoir les moyens de dérivation des eaux pluviales.
- Prévoir de la verdure autour de la station.

VI 3-3 Données de base initiales :

Les données nécessaires à l'élaboration de notre station de relevage sont les suivantes :

1. Le plan topographique : qui permet de faire le choix de l'emplacement de la station de relevage et du tracé de la conduite de refoulement avec les différentes côtes topographiques.
2. La source d'énergie électrique : Elle permet de faire le choix technico-économique de certains équipements .
3. La nature du sol : permet de faire le choix du bâtiment de la station.

VI_4 Calcul :

VI 4-1 Débit entrant à la station de relevage :

- Débit de pointe allant vers la station de relevage : $Q_{rel} = 0.3262\text{m}^3/\text{s} = 1174.18\text{m}^3/\text{h}$.

CHAPITRE VI : RELEVAGE

VI 4-2 Dimensionnement de la conduite de refoulement

D'après la formule de BONIN suivante :

$$D_{éc} = \sqrt{Q} \dots \dots \dots \text{VI-1}$$

Où :

$D_{éc}$: diamètre économique en m ;

Q_p : débit transitant dans la conduite en m³/s.

$$D_{éc} = \sqrt{0,3262} = 0,571\text{m}$$

Vue la gamme des conduite existante sur le marché, et en analysant chacun des types des matériaux, on opte pour une conduite en PEHD DN 630 mm et présente une épaisseur de 29,70 mm et un diamètre intérieur de DN_{INT} 570.6mm.

VI 4-3 La hauteur d'élévation :

$$\text{HMT} = H_g + \sum hp(\text{asp}) + \sum hp(\text{ref}) + P_{\text{exh}} \dots \dots \dots \text{VI-2}$$

tel que:

- H_g : Hauteur géométrique (m);
- $\sum hp(\text{asp})$: Pertes de charges à l'aspiration (m);
- $\sum hp(\text{ref})$: Pertes de charges au refoulement (m);
- P_{exh} : Pression nécessaire à l'exhaure (sortie du collecteur) = (1,0±1 ,5)m;

$$H_g = h_a + h_r = (Z1-Z2) + h_r = (341.64-316.45) + 2.8 = 28.99\text{m}$$

Tel que:

- Z1 : Cote TN de la station de refoulement = 341.64 m.
- Z2 : Cote TN d'arrivée du regard = 316.45m.
- h_a : Hauteur d'aspiration (m);
- h_r : Hauteur de refoulement (m) = 2.8m.

On prend:

$$P_{\text{exh}} = 1,5\text{m}$$

Alors :

$$H_g + P_{\text{exh}} = 28.99 + 1.5 = 30.49\text{m}$$

D'où:

CHAPITRE VI : RELEVAGE

$$\sum h_{pt} = \sum h_{plin} + \sum h_{psin} = (1,10 \pm 1,15) \sum h_{plin} \dots\dots\dots VI-3$$

Avec :

$$\sum h_{plin} = \frac{\lambda \cdot L_{ref} \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot Dec} \dots\dots\dots VI-4$$

A partir du plan topographique on a : $L_{ref} = 2426.05$ m

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \cdot \ln(\frac{\varepsilon}{Dec}))^{-2} = 6.5 \cdot 10^{-3}$$

$$V = \frac{Q}{A} \text{ tel que : } A : \text{ surface de la conduite d'aspiration en m.}$$

$$\rightarrow V = 0.3262 \cdot 4 / \pi \cdot 0.571^2 = 1.27 \text{ m/s.}$$

Alors :

$$\sum h_{plin} = 6.50 \cdot 10^{-3} \cdot 2426.05 \cdot 1.27^2 / 2 \cdot 9.81 \cdot 0.571 = 1.90 \text{ m}$$

$$\sum h_{pt} = 1.15 \times \sum h_{plin} = 1.15 \times 1.90 = 2.19 \text{ m.}$$

$$HMT = H_g + \sum h_{pt} = 30.49 + 2.19 = 32.68 \text{ m.c.e.}$$

VI 4-4 Nombre et choix de la pompe

Pour le choix des pompes qu'on peut utiliser, il faut qu'elles satisfont les critères suivants :

- Nombre minimal de pompes
- Rendement plus important.
- NPSH requis minimum.
- Puissance absorbée minimale.
- Le nombre de tours par min plus important.
- Encombrement minimal. [8].

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise le logiciel CAPRARI. Pour refouler un débit total égal 0.3262 m³/s sur une hauteur de 32.68m.c.e.

Le tableau suivant montre les pompes choisies et leurs caractéristiques :

CHAPITRE VI : RELEVAGE

Tableau VI-1 : Les variantes pour le choix du nombre de pompes

Variante	N	Q_{appl} (l/s)	HMT_{app} (mce)	Pompe choisie	η (%)	Nombre de tours (tr/min)	D_2 (mm)	P (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	1	337	32.8	P18C/14-18/55/2B14-18/55	75.4	2900	250	143	8.16
2	3	112	32.7	KCM150R 45042ND-E	70.2	1450	250	46.3	2.59
3	4	74.3	32.3	KCM150R 37042NG-E	63.6	1460	150	37.6	2.52
4	5	70.4	33	KCM150R 37042NG-E	62	1460	150	54.3	2.63

On a choisir les pompes immergées de type **KCM150R**. le meilleure choix c'est la 2ème variante avec une désignation **KCM150R 45042ND-E**, donc on prend une installation de 3 pompes avec un pompe de secour , car elle demande moins de puissance, et le rendement est admissible.tel que :

Diamètre: $D_2=250$ mm

Nombre de tours $n = 1450$ tr/min ;

Rendement $\eta = 70.2$ % ;

Puissance absorbée $P_{abs} = 46.3$ Kw ;

NPSH requis $(NPSH)_r = 2.59$ m.

- **Les courbes caractéristiques de la pompe choisie :**

Une courbe caractéristique d'une pompe est tirée à partir de son catalogue, sachant que les courbes caractéristiques, nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne gestion, installation et calage, et le meilleur rendement.

Les différentes courbes caractéristiques fournies avec la pompe sont :

- Courbe de la hauteur manométrique en fonction du débit Q .
- Le rendement en fonction de débit Q .
- La puissance absorbée en fonction du débit Q .
- La courbe de $NPSH_r$ en fonction du débit Q .

CHAPITRE VI : RELEVAGE

- **Choix du moteur :**

- Prendre en considération la puissance absorbée.
- Position de l'arbre du moteur (Verticale ou horizontale).
- Vérification du nombre de tours de moteur, il doit être égale +- 200 tr/min par rapport au nombre de tours de la pompe.
- Vérifier la tension d'alimentation du moteur.
- Prendre en considération la variation de la vitesse[5].

- **Calcul de la puissance fournit par le moteur :**

La puissance du moteur électrique est calculée par la formule suivante :

Donc on commence par le calcul de la puissance fournie par le moteur à choisir :

$$P_{abs} = \frac{\varpi \cdot Q_{max} \cdot H}{\eta_p \cdot \eta_{acc} \cdot \eta_m} \dots\dots\dots VI-5$$

Avec :

- . η_{acc} : Rendement de l'accouplement (=1 Accouplement entretoise) ;
- . η_m : Rendement du moteur = (0,92÷0,95%) ;
- . η_p : Rendement de la pompe =(70.2%)

$$P_{abs} = \frac{14715 * 32.68 * 326.2 * 0.001}{0,702 \cdot 1 \cdot 0,95} = 235.22 Kw$$

VI_5 Equipements hydrauliques en amont et en aval des pompes :

VI 5-1 Equipements en amont :

On amont des pompes, on a seulement :

- les conduites d'aspiration
- les robinets vannent
- les convergents
- les joints
- les coudes

CHAPITRE VI : RELEVAGE

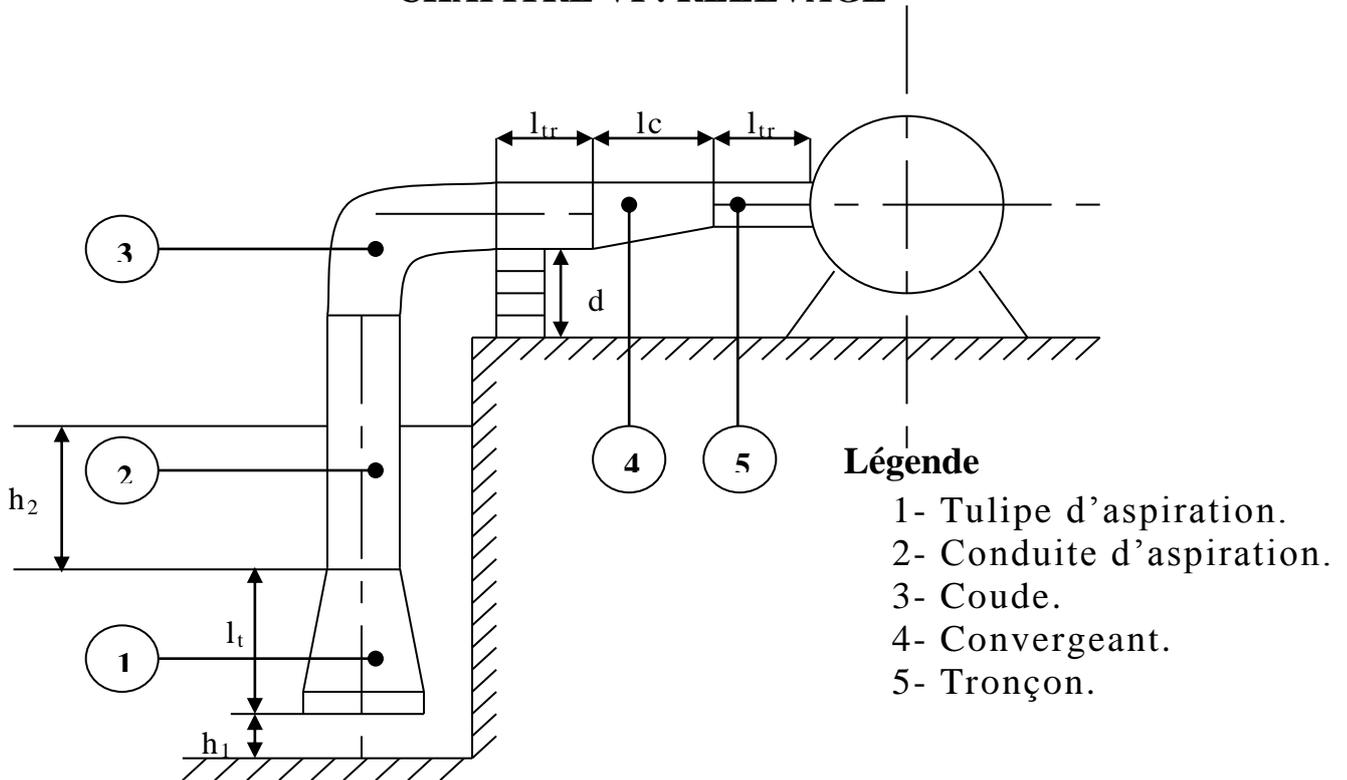


Figure VI-1 : équipement coté l'aspiration

- l_t : Longueur de la tulipe d'aspiration = $(3,5 \div 4) (D_a - d_a)$.
- l_{tr} : Longueur du tronçon avant et après le convergeant ; $l_{tr} \geq 2D_a$.
- D_e : Diamètre de la tulipe d'aspiration = $1,25D_a$.
- l_d : Hauteur de la buté portant la conduite, $l_d = 0,3m$ pour $D_a \leq 500$ mm.
- h_1 : Hauteur de la tulipe d'aspiration du fond du puisard, $h_1 = (0,8 \div 1) D_e$.
- h_2 : Distance entre la tulipe d'aspiration et le plan d'eau, $h_2 = (1 \div 1,5) D_e$.
- D : Espacement entre les tulipes d'aspiration, $D = (1,5 \div 2) D_e$.
- La pente du collecteur d'aspiration doit être inférieure à 0,5% (0,005m/m) [5].

Le nombre de collecteur d'aspiration est égale aux nombre de pompes, dans notre cas on a 4 pompes donc 4 collecteurs d'aspiration.

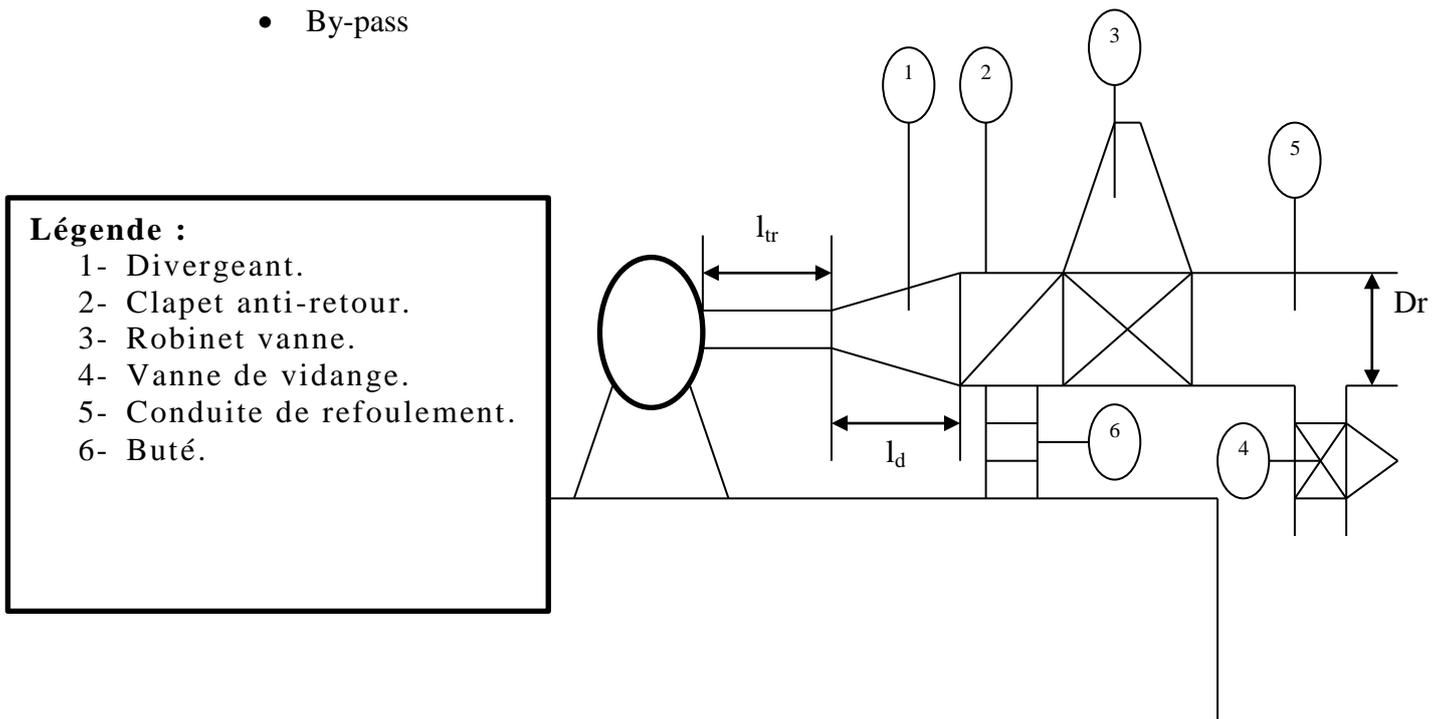
Comme notre pompe est immergée alors on n'aura pas de côté d'aspiration, dans ce cas on procédera au dimensionnement du diamètre de refoulement le plus économique par la méthode du diamètre économique.

CHAPITRE VI : RELEVAGE

VI 5-2 Equipement en aval :

Les équipements du coté refoulements sont :

- les tuyaux de refoulement
- les robinets vannent
- les clapets anti retour
- les divergents
- les joints
- By-pass



FigureVI-2 : équipement en aval de la pompe

On aura 2 conduite de refoulement sortante des pompes et au niveau du bâtiment, il y aura un raccordement a une seule conduite qui amènera les eaux usées vers la STEP et qu'on va calculer son diamètre par la méthode du diamètre économique.

Tubulure de refoulement : $d_r = 150\text{mm}$

Longueur de tronçon avant le divergent : $l_{tr} \geq 2D_r$

Diamètre de refoulement : $D_r = (1,2-1,5).d_r$ Donc : $D_r = 225\text{mm}$

Longueur de divergent : $l_d = (3.5 \div 4).(D_r - d_r) = 4 \times (225-150) = 300\text{mm}[5]$.

d_r (mm)	D_r (mm)	l_{tr} (m)	l_d (m)
150	225	0.5	0.3

CHAPITRE VI : RELEVAGE

On a $V_r = \frac{4.Q_p}{\pi.Dr^2} = \frac{4.0.3262}{3.3,14.0,375^2} = 2.74m/s \rightarrow \rightarrow V_r = 2.74m/s \rightarrow \rightarrow \text{vitesse admissible.}$

VI_6 Dimensionnement de la conduite de refoulement :

Le rôle de la conduite de refoulement est de transporter les eaux usées, dans notre cas de la station de pompage vers le regard 92 de la conduite de refoulement et après vers la STEP.

On considère les facteurs suivants :

- **L'investissement** : le nombre des collecteurs de refoulement dépend de l'étude technico-économique, elle est basée sur la longueur de refoulement, coût de la pose, les accessoires...etc
- Le type de matériaux des collecteurs et le nombre des pompes
- Le tracé, il doit avoir une distance minimale et le nombre de retour au plan horizontal ou vertical minimal, la pente de la conduite de refoulement à partir de la station de pompage doit être <12%, la contre pente est possible dans les cas exceptionnels.
- La distance entre collecteur (d_c), est donnée comme suit :

$$D < 400\text{mm} \rightarrow d_c = 70\text{cm}$$

$$D > 1000\text{mm} \rightarrow d_c = 1.5\text{ m}$$

$$400 \leq D \leq 1000\text{mm} \rightarrow d_c = 1\text{m}$$

- Si la longueur de refoulement $L_r < 300\text{m} \rightarrow$ il est possible que le nombre de collecteurs de refoulement soit égale au nombre de pompes.
- Les conduites de refoulement doivent être équipées par des vannes, vannes, joints de dilatation et dispositifs de vidange.
- Vitesse d'écoulement admissible dans les collecteurs de refoulement sont :

$$D < 250\text{mm} \rightarrow v_r = (1 : 1.5)\text{m/s}$$

$$D < 800\text{mm} \rightarrow v_r = (1.8 : 3)\text{m/s}$$

$$D = (300 \div 800\text{mm}) \rightarrow v_r = (1.2 : 2)\text{m/s}$$

CHAPITRE VI : RELEVAGE

VI 6-1 Calcul de diamètre économique de refoulement :

Pour déterminer le diamètre économique il faut vérifier certains critères tel que :

- Graphique de pompage
- Nombre de collecteur de refoulement
- Nombre de pompe et leur matériau de construction
- Schémas de raccordement
- Prix de mètre linéaire de pose de conduite
- Prix de l'énergie KWh
- Rendement de la station de pompage

Le rendement de la station de pompage est donnée par :

$$\eta_{sp} = \eta_p * \eta_m * \eta_{tr} * \eta_{re}$$

- η_{sp} : rendement de la station de pompage.
- η_p : Rendement de la pompe (70.2%).
- η_m : Rendement de moteur (0.95%).
- η_{tr} : Rendement de transmission $\eta_{tr} = 1$.
- η_{re} : Rendement de réseau électrique $\eta_{re} = 0.99$.

Donc :

$$\eta_{sp} = 0,702 * 0,95 * 1 * 0,99 = 0.66 \quad \rightarrow \rightarrow \rightarrow \quad \eta_{sp} = 66.02 \%$$

La formule de Bonin :

$$D_{éc} = \sqrt{Q} = 0.571m = 571mm$$

VI 6-2 Frais d'investissement (d'amortissement) :

$$F_{amort} = A * L_r * \text{Prix} \dots \dots \dots \text{VI-6}$$

L'amortissement est déterminé par la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i$$

Avec :

- A : Annuité totale (DA) ;
- i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

CHAPITRE VI : RELEVAGE

- n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 25 ans.

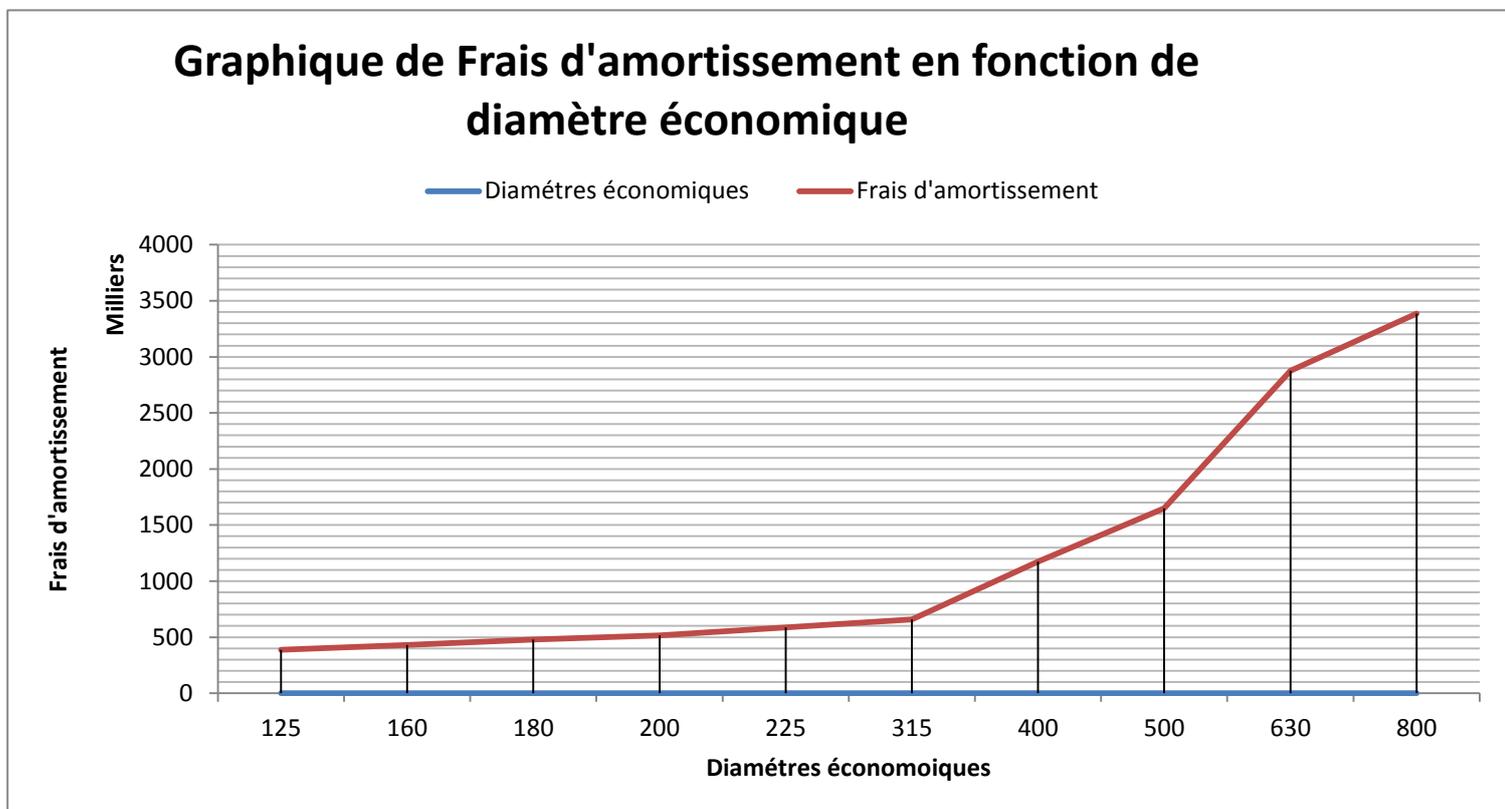
$$A = \frac{0.08}{(1+0.08)^{30} - 1} + 0.08 = 0.08883$$

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-2 : Frais d'investissement :

D (mm)	D _{int} (mm)	Prix du mètre linier (DA)	Annuité	Lr (m)	Frais d'amortissement (DA)
125	122.9	1800	0.08883	2426.05	387910.839
160	158.2	2000	0.08883	2426.05	431012.043
180	177.4	2220.22	0.08883	2426.05	478470.779
200	189.7	2387.17	0.08883	2426.05	514449.509
225	218.9	2730.15	0.08883	2426.05	588363.765
315	302.9	3048.1	0.08883	2426.05	656883.904
400	384.7	5442.01	0.08883	2426.05	1172785.92
500	480.9	7653.64	0.08883	2426.05	1649405.51
630	596.9	13349.48	0.08883	2426.05	2876893.32
800	753.9	15716.12	0.08883	2426.05	3386918.49

Alors on trace la courbe $\text{Cout} = f(D_r)$:



Graph 1 : Frais d'amortissement en fonction du diamètre économique

CHAPITRE VI : RELEVAGE

VI 6-3 Frais d'exploitation :

On va déterminer les pertes de charge dans la canalisation de refoulement pour calculer les hauteurs manométriques totales (HMT) correspondantes à chaque diamètre.

Les pertes de charge pour chaque diamètre seront calculées par la formule de

Darcy-Weisbach :

$$P_e = (P \cdot E_i) \dots \dots \dots \text{VI-7}$$

Dont :

- P_e : Charges de dépenses annuelles d'exploitation [DA].
- P : prix d'énergie électrique d'un KWh [DA] = 10 DA.
 - en heure de pointe : $P = 10 \text{ DA/kwh} \rightarrow 4 \text{ h pour un jour}$
 - en heure de creuse : $P = 2.3 \text{ DA/kwh} \rightarrow 10 \text{ h pour un jour}$
 - en heure de pleine : $P = 4.7 \text{ DA/kwh} \rightarrow 10 \text{ h pour un jour}$

Le prix du KWh pendant les 24 heures de pompage est tel que :

$$P = 4 * 10 + 10 * 2.3 + 10 * 4.7 / 24 = \mathbf{4.583 \text{ Kwh.}}$$

- E_i : perte annuelle d'énergie en [Kwh], due aux pertes de charges dans la conduite de refoulement.

$$E_i = \frac{\rho \cdot Q \cdot \sum h_p \cdot T \cdot t_h}{10 \cdot \eta_{sp}} \dots \dots \dots \text{VI-8}$$

Avec :

- η_{sp} : Rendement de la station de pompage.
- Q : débit d'un collecteur en [m³/s] ou Débit moyen donné en m³/s déterminée d'après le graphique de pompage et le type de raccordement de pompes.
- ρ : Masse volumique de l'eau usée [Kg/m³]
- T : Nombre de jours de pompage en une année $T=365j$
- t_h : Nombre d'heure de pompage en un jour $t_h = 24 \text{ heures}$
- $\sum h_{pt}$: Pertes de charges totales dans le collecteur de refoulement.

Avec :

$$\sum h_{pt} = \sum h_{plin} + \sum h_{psin} = (1,10 \pm 1,15) \sum h_{plin}$$

Avec :

CHAPITRE VI : RELEVAGE

$$\sum h_{\text{plin}} = \frac{\lambda \cdot L_{\text{ref}} \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot Dec}$$

Et

$$V = \frac{Q_{ec} \cdot 4}{\pi \cdot D_{\text{int}}^2}$$

N.B :

✓ Pour notre projet le matériau adopté est PEHD.

Tableau VI-3 : Frais d'exploitation :

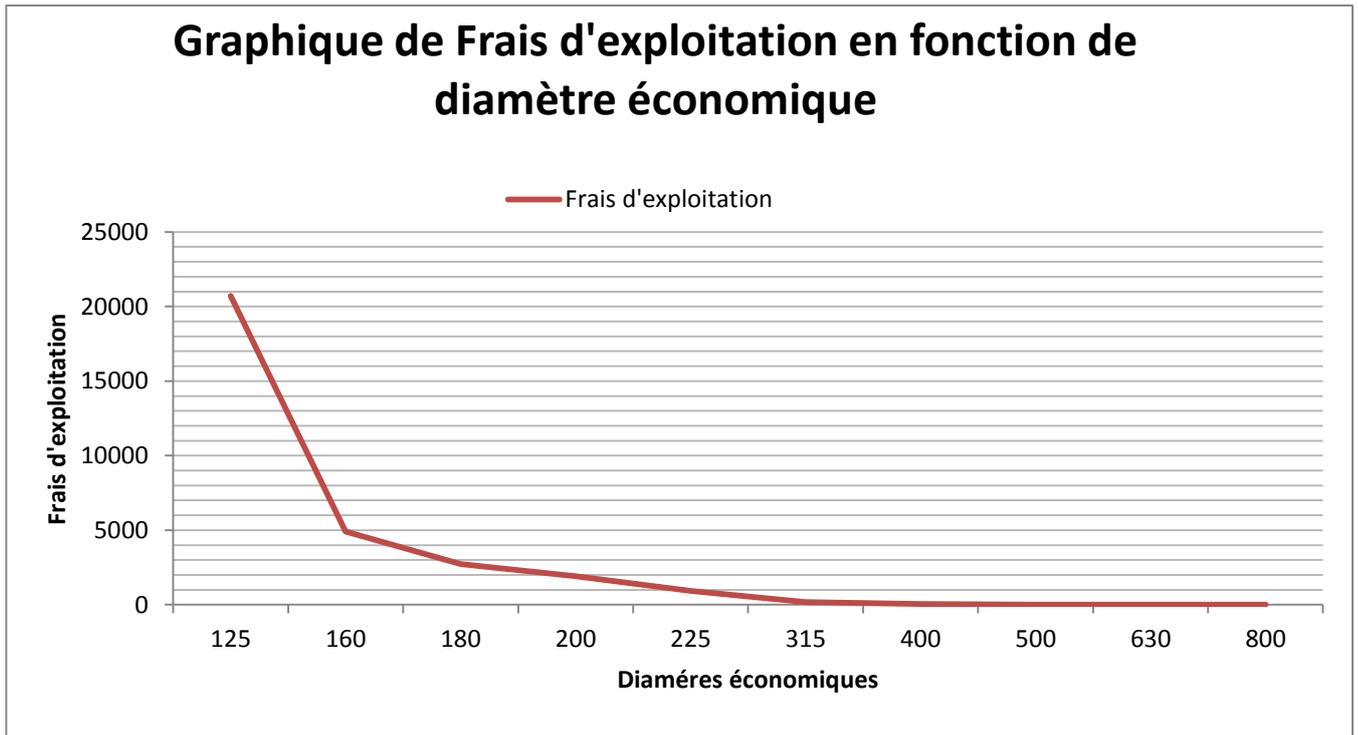
D (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	λ	$\sum h_{\text{plin}}$	$\sum h_{\text{pt}}$	Ei	Pe (DA)
125	122.9	27.51	0.00795	6050.68	6958.28	4517581185.19	20704074571.74
160	158.2	16.60	0.00765	1647.71	1894.86	1069753360.79	4902679652.50
180	177.4	13.20	0.00752	913.47	1050.49	593058687.92	2717987966.73
200	189.7	11.55	0.00744	646.84	743.86	419950771.99	1924634388.02
225	218.9	8.67	0.00729	309.55	355.98	200968858.16	921040276.95
315	302.9	4.53	0.00695	58.21	66.94	37791532.66	173198594.18
400	384.7	2.81	0.00672	17.03	19.58	11053953.09	50660267.01
500	480.9	1.80	0.00651	5.41	6.22	3509901.39	16085878.07
630	596.9	1.17	0.00632	1.78	2.05	1156462.29	5300066.68
800	753.9	0.73	0.00612	0.54	0.62	348587.62	1597577.04

Comme on a quelques diamètres entre les deux diamètres retiennent après les deux formules :

- Formule de BONIN : $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.02} = 141.42 \text{ mm}$
- Formule de BRESSE : $D = 1.5 \sqrt{Q} = 1.5 \sqrt{0.02} = 212.13 \text{ mm}$

Alors on trace la courbe Cout (frais d'exploitation) = f(D_r) :

CHAPITRE VI : RELEVAGE



Graph 2 : Frais d'exploitation en fonction du diamètre économique

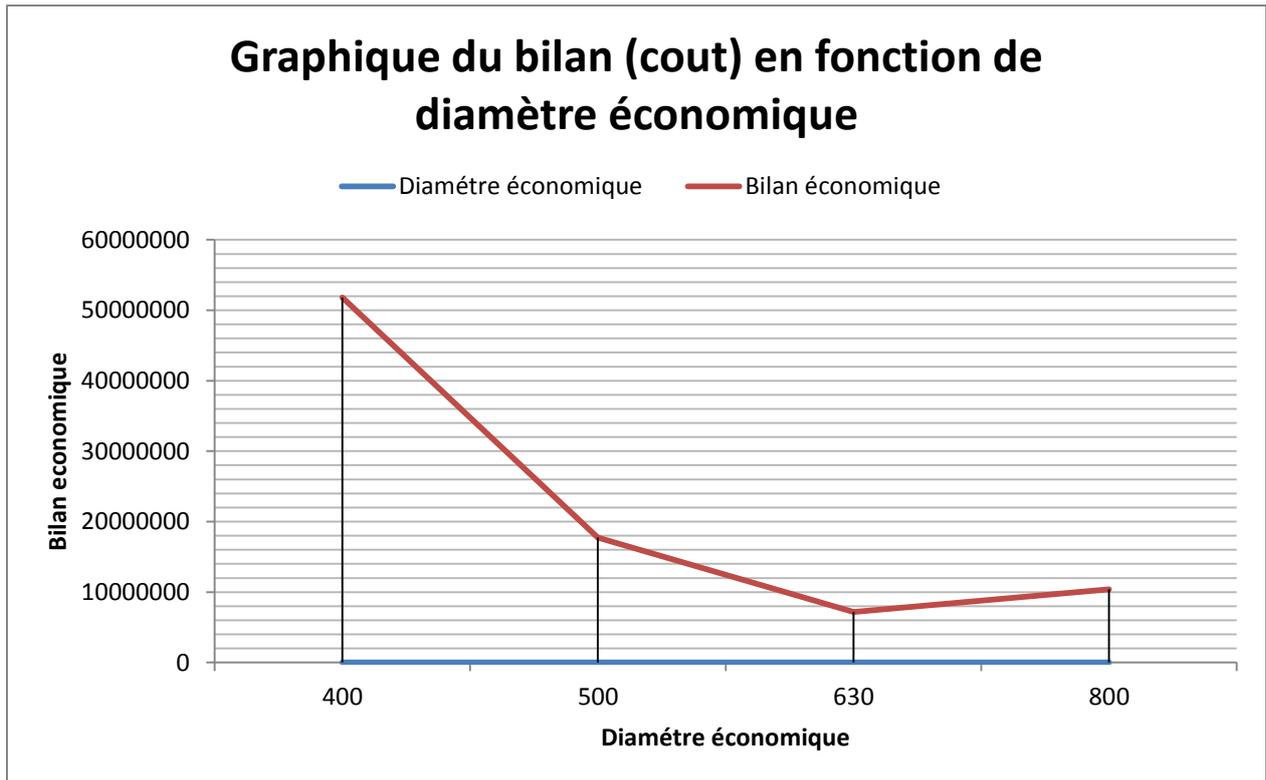
À travers le graphe ci-dessus qui représente la variation de dépense annuelle réduites en fonction de diamètre, le diamètre économique correspond à la dépense annuelle réduites minimale et par projection on aura : $D_{éc} = D_r = 630 \text{ mm}$

Tableau VI-4 : Bilan de frais d'investissement et de d'exploitation :

D (mm)	Bilan économique
400	51833052.9
500	17735283.6
630	7176959.98
800	10384495.5

Alors on trace la courbe :

CHAPITRE VI : RELEVAGE



Graph 3 : Frais d'exploitation et d'amortissement en fonction du diamètre économique

VI_7 Bâtiment de la station de pompage :

Le type de construction de la station de pompage est déterminé prenant en considération plusieurs paramètres :

1. Mode de raccordement du bâtiment à la prise d'eau.
2. Variation de plan d'eau d'aspiration.
3. Type de matériaux de construction du bâtiment et sa disponibilité.
4. Conditions géologiques et hydrologiques.
5. Type des moteurs et pompes utilisés[8].

VI 7-1 Types des bâtiments des stations de pompage :

Les bâtiments des stations de pompes se différencient l'un à l'autre par les paramètres que nous avons mentionnés dans le paragraphe précédent. Et parmi ces types des bâtiments on peut citer les suivants :

1. Bâtiment type surface.
2. Bâtiment type bloc.

CHAPITRE VI : RELEVAGE

3. Bâtiment type bache mouillée avec une pompe noyée
4. Bâtiment type bache mouillée avec une pompe dénoyée
5. Bâtiment type bache sèche.

Notre choix se fait selon ce tableau suivant :

Tableau VI-5 : choix de type de bâtiment [5].

Paramètres	Type de bâtiment			
	Bloc	Bache		De surface
		Sèche	Mouillée	
Débit (m ³ /s)	>2	< 2	< 6	< 1.5
Type de pompe	Axiale verticale	Centrifuge	Axiale verticale	Centrifuge
Installation	En charge	En aspiration ou en charge	En charge	en Aspiration
Variation du plan d'eau d'aspiration dans la rivière(m)	(1 ; 2)	n'importe	n'importe	< h _{asp} ^{adm}

Comme : $Q = 0.3262 \text{ m}^3/\text{s} < 2 \text{ m}^3/\text{s}$ et le type du pompe est centrifuge on choisit le Type Bache mouillée.

Vis avis les résultats de type de notre bâtiment c'est un bâtiment de surface c'est à dire que tous l'ouvrage de la station est surélève.

VI 7-2 Hauteur de bâtiment :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

Avec :

h_5 : Distance verticale $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$

h_p :Hauteur de la pompe =2.2 m

h_{socle} :Hauteur de socle = 0.14 m

h_{reserve} : Hauteur de réserve = 1m

Donc : $h_5 = 3.44 \text{ m}$

h_6 : Hauteur réserve à l'homme $h_6 = 2.2\text{m}$

CHAPITRE VI : RELEVAGE

h_7 : Hauteur de chariot $h_7 = 0.3\text{ m}$

h_8 : Hauteur de profilée $h_8 = 0.8\text{ m}$

h_9 : Hauteur de sécurité $h_9 = 0.5\text{ m}$

Donc :

$$H_b = 2.14 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 8.26\text{ m}$$

$$H_b = 8.26\text{ m}$$

On prend comme une hauteur de bâtiment $H_b = 10\text{ m}$

VI 7-3 Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage :

❖ Longueur du bâtiment :

$$L_b = (n_p * L) + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p$$

Avec :

L_{int} : Distance entre 2 deux pompes voisines = 0.75 m

L_{pf} : Longueur de la plate-forme de montage = $1.5 * \text{DISTANCE ENTRE LES POMPES} + 0.4 = 4\text{ m}$

L_r : Longueur de l'armoire électrique = 1.5 m

L_p : Longueur du bureau du personnel. $L_p = 3\text{ m}$

L : Longueur de la pompe = 0.5m

La longueur du bâtiment est donc :

$$L_b = (4 * 0.5) + 0.75 * 3 + 4 + 1.5 + 3 = 12.75\text{ m.}$$

Donc on prend la longueur recommandé = 15 m

❖ Largeur du bâtiment :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2S$$

Avec :

l_1 : Distance entre le mur et le premier organe = $(0,2 - 0,3)\text{ m} = 0,3\text{ m.}$

l_2 : Distance entre les tubulures = $(0,15 - 0,2)\text{ m} = 0,2\text{ m.}$

l_3 : Longueur des accessoires a l'aspiration.

l_4 : Longueur des accessoires au refoulement.

S : 30 cm

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{ta} + l_c + l_{div} + l_j$$

l_p : Longueur de la pompe = 1.75 m.

l_{tr} : Longueur de tubulure de refoulement = 1 m.

l_{ta} : Longueur de tubulure d'aspiration = 0.6 m.

CHAPITRE VI : RELEVAGE

l_c : Longueur de convergent = 0.6 m.

l_{div} : Longueur de divergent = 1.22 m.

l_j : Longueur des joints = 0.5m.

Donc : $l_3+l_4 = 5.10m$.

C.-à-d. : $l_b = 6 m$.

On ajoute la largeur des sales qui est d'ordre 4m ;

On prend comme largeur de bâtiment une largeur normalise qui est égale à **10 m**.

VI_8 Conclusion :

Dans notre étude, nous avons choisi les pompes pour refouler les eaux usées de point de vue facilité d'installation, rapidité d'entretien et coût minimal.

L'assainissement sous pression demande des travaux d'entretien et de maintenance pour assurer la longévité et le bon fonctionnement de notre station de relevage.

CHAPITRE VII:
Ouvrages annexes

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES.

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES.

VII_1 Introduction :

Les ouvrages d'assainissement ont pour objet la collecte, le transport et le traitement éventuel et la restitution dans le milieu naturel.

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

VII_2 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, les joints et les ouvrages visitables.

VII 2-1 Types de canalisations :

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leurs matériaux et leurs destinations [9].

VII 2-1.1 Conduites en béton non armé :

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables [9].

VII 2-1.2 Conduites en béton armé

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 1,5 m. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2m [9].

VII 2-1.3 Conduites en amiante-ciment :

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante - ciment se composent d'un mélange de ciment Portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau. Ce genre se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses [9].

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES.

Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m Les joints sont exclusivement du type préformé.

VII 2-1.4 Conduites en grès artificiels :

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C .Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable aux agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce genre est recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1 m [9].

VII 2-1.5 Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) :

Le PVC est une résine synthétique résultante de la polymérisation de vinyle monomère.

La matière de base est une poudre de résine additionnée de produit approprié. Une fois confectionné, le tube est refroidi puis coupé. Les tuyaux en PVC sont présentés dans une gamme de diamètres allant de 110mm à 700mm.

Ils ont une longueur utile de 4m à 6m selon les fabricants, les avantages sont :

- Caractéristiques favorables à l'eau ménagère
- Résistance mécanique suffisante
- Poids léger montage facile
- Haute résistance à l'abrasion

Et leur inconvénient est la sensibilité à la température [9].

VII 2-2 Choix du type de canalisation :

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

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

Pour notre projet, les conduites utilisées seront :

- Le béton armé pour les conduites principales des différentes agglomérations qui évacue les eaux usées jusqu'à la station de relevage.
- Le PVC pour les conduites secondaires qui ne dépasser pas le diamètre 630mm.

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES.

VII 2-3 Les avantages qu'elles présentent :

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

VII 2-4 Les joints des conduites en béton armé :

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Ce dernier est en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis à vis de la stabilité du sol et, en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur) [9].

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

VII 2-4.1 Joint type Rocla : Ce type de joints assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées et les eaux extérieures. Ce joint est valable pour tous les diamètres.

VII 2-4.12 Joint à demi-emboîtement : Avec cordon de bourrage en mortier de ciment, ce joint est utilisé dans les terrains stables .Il y a risque de suintement si la pression est trop élevée. Il est à éviter pour les terrains à forte pente.

VII 2-4.3 Joint à collet : Le bourrage se fait au mortier de ciment, il n'est utilisé que dans les bons sols à pente faible.

VII 2-4.4 Joint torique : S'adapte bien pour les sols faibles, il représente une bonne étanchéité si la pression n'est pas élevé, il est utilisée pour des diamètres 700 - 900mm.

VII 2-4.5 Joint plastique : Joint étanche et résistant même s'il est en charge, la présence du cordon du butée en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribuent à la bonne étanchéité, s'adapte à presque tous les sols si la confection est bien faite.

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES.

Divers joints sur tuyau en béton :

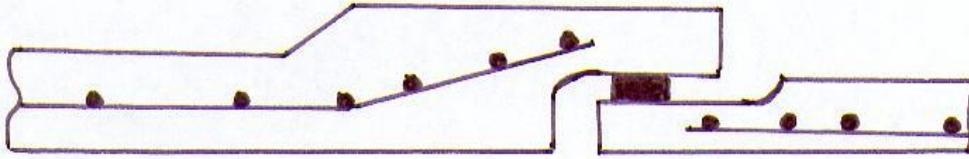


Figure VII-1 : Joint ROCLA

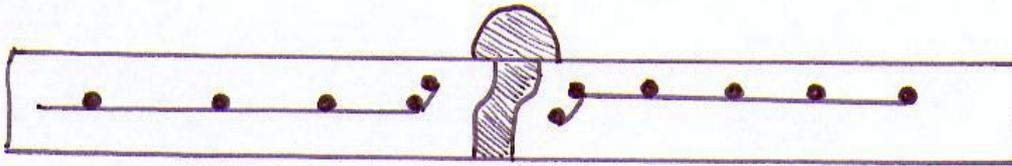


Figure VII-2 : Joint à demi emboîtement

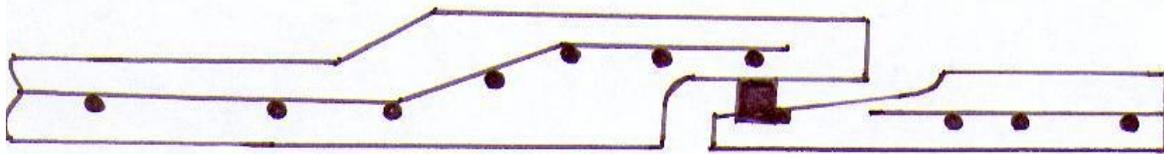


Figure VII-3 : Joint torique

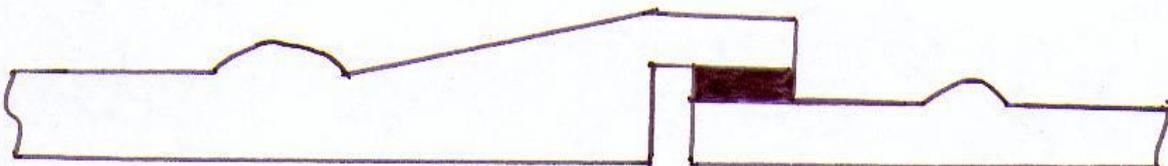


Figure VII-4 : Joint à collet (bourrage en ciment)

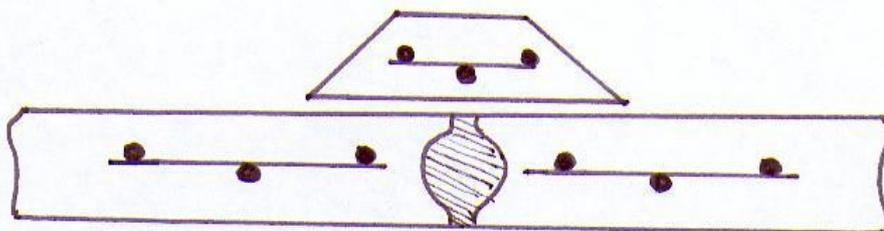


Figure VII-5 : Joint plastique (matière plastique)

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES.

VII 2 -5 Différents actions supportées par la canalisation:

Du fait que les canalisations sont sujettes à différents actions (extérieures et intérieures), le choix des matériaux de fabrication doit être approprié, ces actions sont :

VII 2-5.1 Actions mécanique : elles s'expriment par les frottements des particules (graviers, sables) présentés dans l'eau évacuée, contre les parois intérieures de la canalisation, ces actions engendrent l'érosion des ces derniers.

VII 2-5.2 Action statique : elles sont dues aux surcharges des trafics, le remblai, le mouvement de l'eau dans la conduite.

VII 2-5.3 Action chimique : elles se passent généralement à intérieures de la conduite et elles sont dues à des agents chimique présents dans les eaux d'origine industrielle.

Une baisse de PH favorise le développement des bactéries anaérobique qui produisent de l'acide sulfurique (H₂S) très corrosif et néfaste aux conduites [9].

VII 2-6 Moyens de protection de la conduite :

VII 2-6.1 Protection contre les effets corrosifs de H₂S :

Pour protéger les conduites contre les effets corrosifs H₂S on doit :

- Réduire le temps de rétention des eaux dans les conduites
- Addition des réactifs chimique
- Assurer une bonne aération pour réduire la teneur en H₂S
- Elimination régulière des dépôts
- Faire des revêtements intérieurs des conduites par du ciment lumineux ou le ciment sulfaté
-

VII 2-6.2 Protection contre les effets corrosifs des sables :

Les sables et gravillons pénètrent dans le réseau avec les eaux pluviaux des voiries, à travers les bouches d'égouts, pour éviter qu'ils soient véhiculés le long des conduites on devra les maintenir au niveau des bouches d'égouts grâce à des décanteurs, on prévoit aussi un dessableur à l'amont du réseau [10].

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES.

VII_2-7 Epreuves sur les canalisations en béton :

Les conduites provenant des usines peuvent être soumises à des essais obligatoires tels que les essais d'étanchéité et d'écrasement

VII 2-7.1 Essai à l'étanchéité :

L'essai d'étanchéité se fait avec de l'eau, avec une pression d'eau de 1 bar maintenu durant 30 minutes, aucun soulèvement n'est toléré surtout au niveau des joints. Pour assurer une bonne étanchéité, il faut utiliser les joints type « ROCLA » ou les joints plastiques, en fonction de la nature du sol.

VII 2-7.2 Essai à l'écrasement :

Les conduites doivent être soumises à l'essai d'écrasement avec enregistrement des efforts qui doivent être repartis uniformément sur la génératrice supérieure de la canalisation. La mise en charge est effectuée jusqu'à rupture par écrasement à une vitesse de 1000 da N / m de la longueur et par minute, cet essai permet de déterminer la charge de rupture par mètre de longueur utile.

VII_3 Les ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes sont nécessaires pour l'entretien et exploitation du réseau d'égout.

VI 3-1 Les branchements :

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

- Le raccordement à l'immeuble avec éventuellement, si la longueur et la pente le justifient, un ouvrage dit « regard de façade » situé sur le domaine public.
- Une canalisation.
- Le raccordement à l'égout public.

Le diamètre des branchements, doit rester inférieur à celui de la canalisation publique afin de limiter les risques d'obstruction[3].

Les branchements doivent être raccordés sous un angle de 45° à 60° par rapport à l'axe général du réseau public pour éviter le retour d'eau chez les habitants.

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES.

Le raccordement proprement dit de la canalisation de branchement s'effectue selon trois possibilités liées à la nature et aux dimensions du réseau public.

- **Branchements simples ou culottes** : s'utilise lors de la mise en place du réseau ; c'est la solution à retenir si l'emplacement du futur branchement est connu.
- **Raccord de piquage** : ce type de raccordement n'est envisageable que sur des canalisations principales de faible diamètre. La fixation sur le collecteur s'effectue par collage au mortier adhésif ; le recouvrement devra être d'au moins 6 centimètres.
- **Branchement par tulipe ou bout lisse avec arrêtoirs** : ce type de dispositif n'est à prévoir que sur les canalisations principales en béton, armé ou non, d'un diamètre minimal de 0.4 m. le raccordement peut s'effectuer par tulipe ou bout lisse avec arrêtoirs évitant le dépassement de la pièce à l'intérieur du tuyau.

VII 3-2 Ouvrages de collecte en surface :

Les ouvrages de collecte en surface sont destinés, en général, aux eaux pluviales. On distingue deux catégories : les ouvrage de collecte et de transport tels que les fossés, gargouilles, caniveaux ; les ouvrage d'engouffrement, en tête et sur le cours du réseau principal tels que les bouches, avaloirs, grilles.

VII 3-2.1 Les gargouilles :

Ce sont des conduites à section carré ou rectangulaire, encastré dans le sol, destiné à conduire les eaux pluviales au collecteur lorsqu'il n'existe pas d'égout à proximité immédiate. En aucun cas les eaux ménagères ne doivent transiter par les gargouilles[3].

VII 3-2.2 Les caniveaux :

Ce sont des ouvrages annexes de voirie destiné à la collecte des eaux pluviales provenant de la chaussée et éventuellement des trottoirs s'il y en a[3].

VII 3-2.3 Les bouches d'égout :

Ce sont des ouvrage destiné à collecter en surface les eaux de ruissellement, ils permettent par l'intermédiaire d'une canalisation d'acheminer ces eaux jusqu'à l'égout

La distance entre les deux bouches d'égout est en moyenne de 50 m. Elles peuvent être classées d'après deux critères principaux [3] :

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES.

a) La façon dont on recueille des eaux :

- Bouche d'égout latérale aménagées au bord des trottoirs.
- Bouche d'égout à accès par le dessus situés sous les promenades ou parcs de stationnement, ou sous les caniveaux dans le cas de trottoirs étroits.

b) La façon dont les déchets sont retenus :

- Avec décantation.
- Sans décantation (dans ce cas les bouches doivent être sélectives).

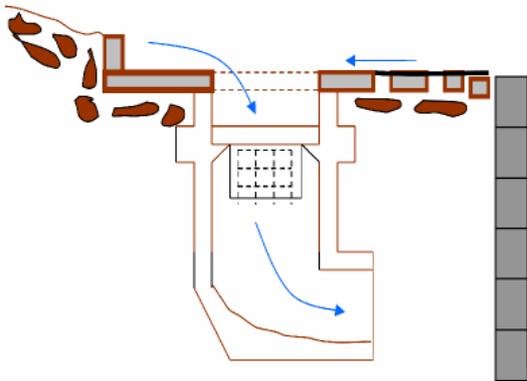


Figure VII-6: Absorption par le haut

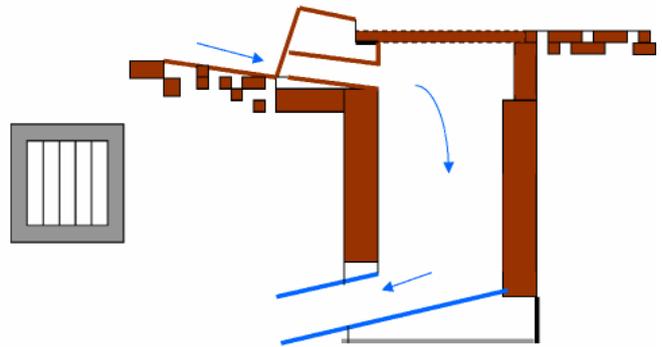


Figure VII-7: Absorption par le côté latéral

VII 3-3 les regards :

Les regards, quel que soit leur type, permettent l'accès aux collecteurs visitables et assurent la ventilation interne pour l'évacuation des gaz. Dans le domaine de la gestion, ils sont très utiles pour le débouage, le nettoyage des collecteurs et éventuel réhabilitation. La fonction doit respecter la forme du collecteur. L'emplacement et la distance entre deux regards varient avec la topographie du site et la nature des ouvrages.

- à tous les points de jonction.
- au changement de direction.
- au changement de pente de collecteurs.
- aux points de chute.
- Pour les canalisations plus petites et non praticables[3].

Dans la majorité des réseaux projetés en pratique, on rencontre :

- des regards simples utilisés pour diamètres ou de diamètres différents. Ils sont utilisés pour notre réseau tous les 30 à 50 m au niveau de tous les quartiers. Le

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES.

quartier à activité commerciale entre ces regards est de 30 m pour éviter la formation des graisses.

- des regards latéraux : Ils sont utilisés en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important : c'est le cas du quartier principal des deux citées concernées par le projet.
- Les regards doubles ne sont pas nécessaires pour notre projet du fait de l'absence du système séparatif.
- Dans notre projet on utilise les regard du chute, pour casser la forte pente

VII 3-3.1 Disposition des regards :

- Dans le cas des grands ouvrages visitables (par exemple les canaux à banquettes), la distance entre les deux regards varie entre 200 et 300 m.
- Dans le cas des terrains à pentes régulières (ligne droite) l'espacement varie de 50 à 80 m (surtout pour les canalisations non praticables) [3].

VII 3-3.2 Regards de jonction et de visite :

Ces regards forment le point d'unification (nœud) de deux collecteurs de même diamètre ou non. Ils sont construits de telle manière à avoir :

- une bonne aération des collecteurs en jonction (regards).
- les dénivelées entre les radiers des collecteurs.
- une absence de reflux d'eau par temps sec.
- Des niveaux d'eau dans les collecteurs en jonction à la même hauteur [3].

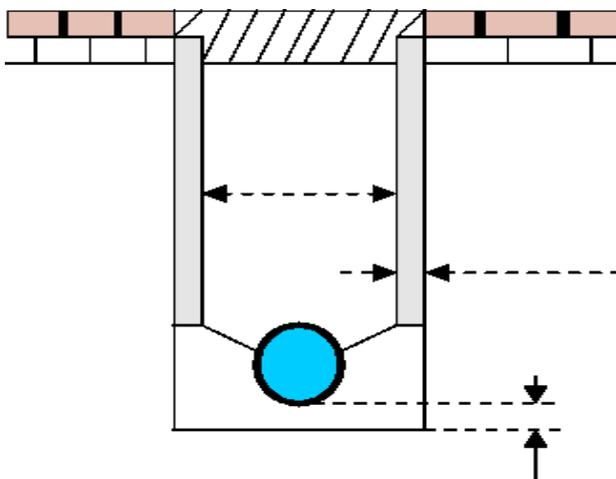


Figure VII-8: Regard simple (conduite circulaire)

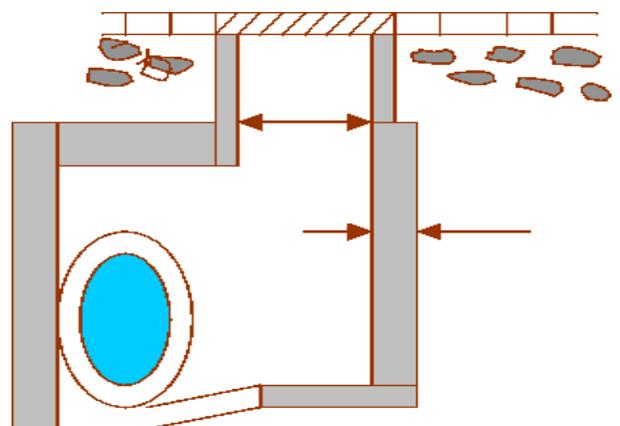


Figure VII-9: Regard latéral

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES.

A titre d'information, dans certaines agglomérations exigeant un système séparatif et plus précisément dans les quartiers où le tracé est commun pour les deux canalisations véhiculant les eaux des différentes natures (eaux pluviales dans une canalisation, eaux usées domestiques et industrielles dans une autre).

Il serait plus avantageux de prévoir un regard commun aux deux canalisations.

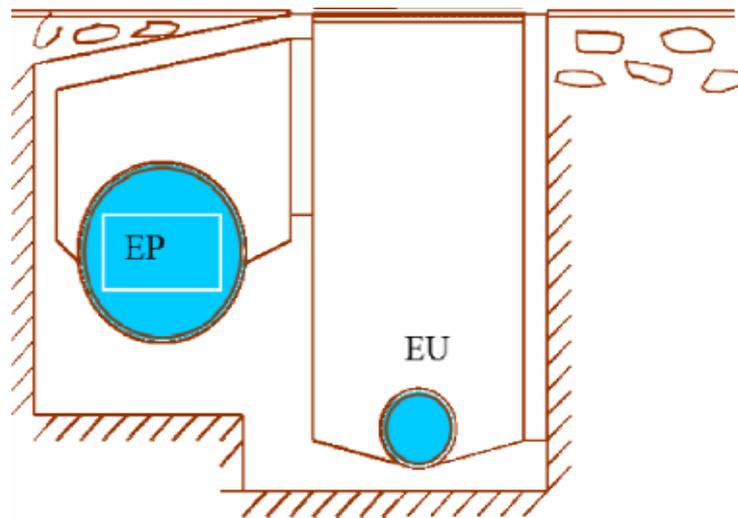


Figure VII-10: Regard double

VII 3-2.3 Regard de chute :

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

- La chute verticale profonde : Utilisée pour un diamètre faible et un débit important leur but est de réduire la vitesse.
- La chute toboggan : Cette chute est utilisée pour des diamètres assez importants, elle assure la continuité d'écoulement et permet d'éviter le remous [3].

VII_4 Les ouvrages spéciaux :

VII 4-1 Déversoir d'orage :

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

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES.

Les deux fonctions principales de l'ouvrage sur le plan hydraulique sont de réguler les débits conservés vers l'aval pour les maintenir en deçà d'une valeur seuil, et évacuer l'excédent, en général vers le milieu récepteur.

Ces fonctions peuvent être réalisées par divers types d'aménagements, intégrant ou non des seuils déversant. Ainsi le terme "déversoir d'orage" pourra s'appliquer à des ouvrages de dérivation par orifice ou ajutage [3].

VII 4-1.1 Les types de déversoirs d'orage :

a. Déversoirs à seuil haut :

Les déversoirs sont dits à seuil haut lorsque le niveau du seuil déversant se situe au-dessus du niveau de la génératrice supérieure de la conduite aval (niveau à partir duquel il y a mise en charge de la conduite).

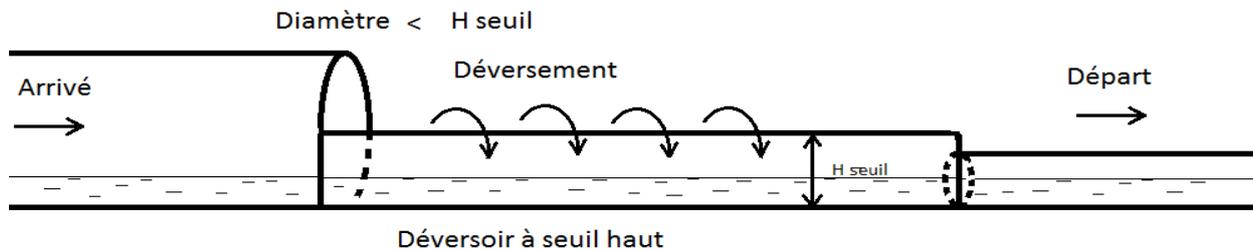


Figure VII-11 : schéma déversoir à seuil haut.

b. Déversoir à seuil bas :

Les déversoirs d'orage sont dits à seuil bas lorsque le niveau du seuil déversant se situe sous le niveau de la génératrice supérieure de la conduite aval.

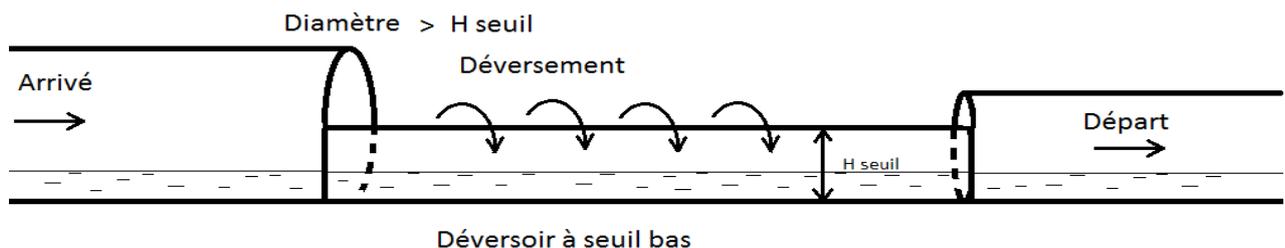


Figure VII-12 : schéma déversoir à seuil bas.

VII 4-1.2 Avantages et inconvénients des ouvrages à seuil déversant :

➤ Le déversoir à seuil haut

- Vitesse d'approche plus faible.
- Tranquillisation de l'écoulement.
- Meilleure connaissance des conditions hydrauliques : Calcul aisé.
- Piégeage des flottants et des matériaux transportés par charriage.
- Il empêche l'entrée des eaux de l'émissaire dans le réseau.

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES.

- Il pose par contre des problèmes d'entretien et de curage.

➤ Le déversoir à seuil bas

- Les conditions d'écoulement hydrauliques à l'amont et à l'aval de déversement sont très variées suivant la pente du radier du collecteur (ouverture latérale).
- Différentes configurations de la ligne d'eau au droit du déversoir d'orage : Ce qui explique les différentes formules proposées par les auteurs.
- Pollution déversée plus importante.

➤ A ouverture de radier

Les eaux usées de temps sec chutent dans une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation. La forme de l'ouverture peut être rectangulaire ou elliptique.

Les débits excédentaires de temps de pluie sont évacués en franchissant l'ouverture pour continuer dans l'alignement de la conduite amont.

Ce type d'ouvrage est installé lorsque l'écoulement est torrentiel et donc par forte pente (quelques %).

VII 4-1.3 Choix du type de déversoir :

Les déversoirs d'orage présentent une diversité importante concernant leur rôle et leur typologie sur un réseau d'assainissement unitaire. Cela s'explique essentiellement parce qu'ils doivent assurer un fonctionnement hydraulique pour des configurations topographiques et hydrauliques très variables (régimes d'écoulement, pente, niveaux d'eaux de l'émissaire, position de la STEP). Le choix d'un déversoir nécessite donc une analyse précise de son environnement et du contexte pour lequel il est sollicité.

En zone relativement plate par exemple, les déversoirs à crête latérale prédominent.

VII 4-1.4 Calcul et mesure des caractéristiques des déversoirs d'orage :

- Choix du type de déversoir d'orage : les données de base nécessaires
 - 1) Q_{ts} : pour le débit de temps sec.
 - 2) Q_{max} : débit maximum admissible.
 - 3) Q_{lim} : débit limite admissible pour le collecteur aval. $Q_{dev} = Q_{max} - Q_{lim}$
- Les données concernant le collecteur :
 - 1) Tenir compte de la pente motrice moyenne.

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES.

2) Diamètres des collecteurs amont et aval (écoulement à surface libre).

- Les conditions d'écoulement : fluvial ou torrentiel.
- Charge moyenne disponible pour évacuer l'eau à la décharge.
- Zone d'implantation.

Avec ces éléments, on procède à la détermination directe du type de déversoir d'orage à retenir, avec une comparaison économique des déversoirs

VII 4-1.5 Calcul du débit déversé :

La loi de calcul du débit déversé diffère selon la nature du déversoir d'orage, plusieurs formules ont été développées par les auteurs. On cite les plus utilisés en assainissement :

a) pour déversoir à seuil frontal :

Pour calculer le débit déversé, la formule la plus utilisée est celle de Bazin, dont l'expression est la suivante :

$$Q = \mu.L.H.\sqrt{2gH} \dots\dots\dots VI.1$$

Dans laquelle :

- Q : Débit au niveau du seuil déversoir (m³/s) ;
- μ : Coefficient expérimental dont la valeur est fonction du type de seuil ;
- L : Longueur de la lame déversant (m) ;
- g: Accélération de la pesanteur (9.81m/s²).

b) pour déversoir à seuil latéral :

On applique la formule de DOMINGEZ pour les déversoirs latéraux, quel que soit le régime de l'écoulement on a :

$$Q_{dév} = mkL_{dév}H_d\sqrt{2gH_d} \dots\dots\dots VI.2$$

Avec :

- L_{dév} : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversante) (m) ;
- g : La pesanteur (g = 9,81 m/s²) ;
- m : coefficient de débit, il est en fonction de la forme de la crête et la charge moyenne au-dessus du déversoir « H_d » ;
- H_d : Hauteur d'eau au niveau du seuil, (H_d=h_{amont} en régime Torrentiel et H_d=h_{aval} en régime Fluvial).

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES.

- K : Coefficient choisi dans le tableau suivant :

Le tableau suivant donne les différentes valeurs de « k » en fonction de ces charges

Tableau. VII-1 : Valeurs du coefficient "k"

Rapport	Régime fluvial ($h_{\text{aval}} > h_{\text{amont}}$)	Valeur de K
$h_{\text{aval}}/h_{\text{amont}}$	0,4	0,598
	0,5	0,659
	0,6	0,722
	0,7	0,784
	0,8	0,856
	0,9	0,924
	1	1

Il faut que le régime d'écoulement soit fluvial c'est-à-dire : $h_{\text{aval}} > h_{\text{amont}}$.

- h_{aval} : hauteur d'eau aval au-dessus du seuil ;
- h_{amont} : hauteur d'eau amont au-dessus du seuil.

Le tableau suivant donne les différentes valeurs du coefficient m.

Tableau VII-2 : Valeurs du coefficient de débit

Forme de crête	Charge moyenne h (m)					
	0,10	0,15	0,20	0,30	0,50	0,70
Crête arrondie	0,315	0,32	0,32	0,325	0,325	0,33
Crête épaisse	0,27	0,27	0,273	0,275	0,276	0,28
Crête mince, nappe libre	0,37	0,36	0,35	0,35	0,35	0,35

VI 4-2 Passage en siphon :

Le passage en siphon se réalise dans le cas de passage d'obstacles: cours d'eau, routes ou voies ferrées encaissées. Le passage en siphon de débits importants est généralement constitué de canalisations parallèles, solution considérée par certains techniciens comme discutable. Pour des questions de sécurité et d'entretien l'instruction technique française préconise le doublement fonctionnel des passages en siphon. C'est à dire qu'on dispose au minimum deux canalisations. L'une des canalisations assure le transit des débits de temps sec et l'autre le débit des petites pluies, les deux ensembles véhiculant les débits maximaux. En réalité, la variation des débits de temps sec au cours de la journée, de la semaine et du mois, présente une amplitude importante; par contre, le débit des petites pluies est à peu stable puisque l'excédent est déversé ou dérivé vers l'exutoire le plus proche.

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES.

Ces particularités font que l'étude du passage en siphon exige des dispositions et des calculs adaptés à chaque cas. Le calcul consiste d'une manière générale à:

- déterminer les sections S1 et S2 pour les débits minimaux.
- calculer les pertes de charge et la répartition des débits minimaux.
- vérifier si l'ensemble peut évacuer les débits maximaux et éventuellement augmenter les sections S1 et S2.

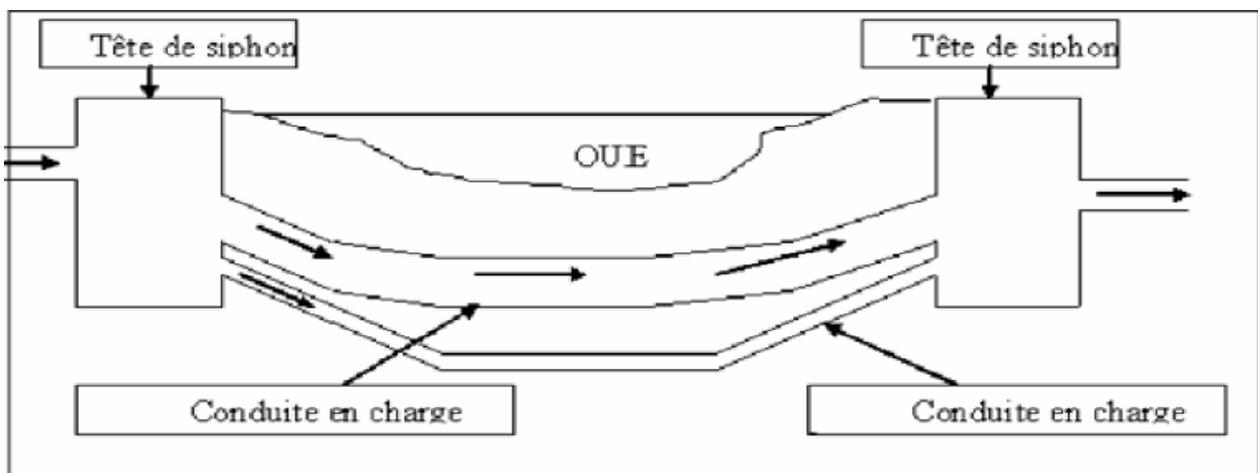


Figure VII-13: schéma d'un siphon à point bas

Pour le transporter toutes les eaux usées de cette zone nous avons été obligé de traverser quelques chaàbats.

- **Traversée aérienne :** Pour éviter les contre pente et le risque des ruptures des collecteurs au niveau des écoulements naturels nous avons opté pour une traversée (01) aérienne de Oued Skhoun pour le collecteur (A) projeté de la ville Hamma entre le regard R8-R9.
- **Traversée souterraine :** Ce type de traversée est utilisé dans le cas où les profondeurs des collecteurs sont très importantes, nous avons trois (03) traversées souterraines d'Oued Rhumel pour le collecteur projeté (A) et un (01) traversée d'Oued Rhumel pour le collecteur projeté (D).

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES.

VI_5 Calcul :

VII 5-1 Déversoirs d'orage :

Dans notre étude nous avons prévu 6 déversoir d'orage de type latéral et frontal, dans les différents collecteurs de notre projets car les débits sont grandes et aussi les longueurs des collecteurs et tout ça pour minimiser le cout totale de notre projet, et le milieu naturel à côté de l'écoulement, nous avons opté une dilution de deux fois, c'est à dire, une partie d'eau usée domestique pour une partie d'eau pluviale. Donc, le débit qui se trouve à l'aval du déversoir d'orage est toujours égal à deux fois le débit de temps sec. Le débit restant sera rejeté vers l'exutoire par conduite.

Mode de calcul :

On prend l'exemple du déversoir d'orage qui se trouve à la conduite principale 'A' au niveau du regard 22 'R22', ce déversoir est de type latéral car le milieu naturel est à côté de l'écoulement.

Les données de base sont les suivantes:

- Diamètre du collecteur d'entrée : $D = 1\ 000\text{mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 2.394\ \text{m}^3/\text{s}$.
- Débit à pleine section du collecteur d'entrée : $Q_{ps} = 3.374\ \text{m}^3/\text{s}$
- Hseuil : hauteur d'eau qui correspond au débit qui se dirige vers l'aval de DO.
- La pente égale à $0.0144\ \text{m/m}$

On doit déterminer:

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

$$Q_T = Q_P + Q_{US} \dots\dots\dots (VII-1)$$

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

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES.

$$Q_{ST} = d \times Q_{US} \dots\dots\dots (VII-2)$$

d: représente la dilution (d=2).

- Le débit rejeté vers l'exutoire:

$$Q_{dév} = Q_{CRI} - Q_{ST} \dots\dots\dots (VII-3)$$

Tel que :

$$Q_{CR} = Q_T \times Z \dots\dots\dots (VII-4)$$

➤ Calcul du coefficient de retardement Z :

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.

$$Z = \left(1 - \frac{Tc}{100} \right) \dots\dots\dots (VII-5)$$

Donc : $Z = 0.97$

➤ Calcul du débit critique :

- $Q_{cri} = Z * Q_T$
- $Q_{cri} = 0.97 \times 2.394 = 2.346 \text{ m}^3/\text{s}$: c'est le débit qui arrive au déversoir d'orage
- Hauteur d'eau à l'entrée : $H_e = 620\text{mm}$
- Hauteur d'eau allant vers station de relevage: Pour calculer la hauteur d'eau

transitée on doit passer au calcul de: $R_q = \frac{Q_{st}}{Q_t} \dots\dots\dots (VII-6)$

et $R_H = \frac{H_{st}}{D} \dots\dots\dots (VII-7)$

$$Q_{st} = d \times Q_{usée} = 2 \times 0.0961 = 0.1922 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{dev} = Q_{Cri} - Q_{usée} = 2.346 - 0.1922 = 2.1538 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après les abaques on tire :

$$R_{Qstep} = 0.057 \quad \Rightarrow \Rightarrow \rightarrow \quad R_{hstep} = 0.095$$

$$H_{step} = D \times R_{hstep} = 1000 \times 0.095 = 95 \text{ mm}$$

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES.

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

$$H_{\text{step}} = 95\text{mm}$$

D'après les abaques on tire :

$$R_{Q_{\text{cri}}} = 0.497 \quad \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \quad R_{h_{\text{cri}}} = 0.5$$

$$H_{\text{cri}} = D \times R_{h_{\text{step}}} = 1000 \times 0.497 = 497 \text{ mm}$$

➤ **Hauteur de la lame déversant :**

$$H_{\text{dev}} = H_{\text{cri}} - H_{\text{st}} \dots\dots\dots(\text{VII-8})$$

$$H_{\text{dev}} = (497 - 95) = 402\text{mm}.$$

- H_{cri} : hauteur de remplissage dans la conduite amont (mm).
- H_{st} : hauteur de remplissage dans la conduite aval (mm).

➤ **Détermination de seuil déversant :**

Le calcul pour le déversoir frontal se fait à la base de la relation suivante :

$$Q_{\text{dev}} = m k L_{\text{dev}} H_d \sqrt{2gH_d} \dots\dots\dots(\text{VII-9})$$

Donc :

$$L_{\text{dev}} = \frac{Q_{\text{dev}}}{m.k.H_d\sqrt{2gH_d}} = 4.71\text{m} \dots\dots\dots(\text{VII-10})$$

VII 5-2 Exemple de dimensionnement des regards de chute:

Le flux d'eau sortant d'un collecteur prend la forme d'un projectile, donc régie par les deux lois suivantes:

$$X = V t \dots\dots\dots(\text{VII-11})$$

$$Y = \frac{1}{2} g t^2 \dots\dots\dots(\text{VII-12})$$

Ou :

- x : La longueur du regard (m).
- y : la hauteur du chute.
- V : Vitesse d'écoulement dans la conduite. (m/s).

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES.

Des deux équations on aura :

$$X = \sqrt{\frac{2 \cdot y}{g}} V \dots\dots\dots(VII-13)$$

Un calcul de dimensionnement détaillé des regards de chute :

Regards N° R26 dans le collecteur principal 'C' :

$$\begin{aligned} CR_{am} \text{ (m)} &= 546.81 \text{ m} & \text{et} & & CR_{av} \text{ (m)} &= 543.26 \text{ m} \\ V &= 6.85 \text{ m/s.} & \text{et} & & y &= 3.25 + 0.30 = 3.55 \text{ m} \quad \rightarrow \text{Donc : } x = 5.83 \text{ m} \end{aligned}$$

VII 5-3 Dimensionnement du siphon :

Dans notre étude on a plusieurs siphons et nous avons prévu un siphon à point bas à travers l'Oued RHUMEL RA 45 - RA 46 :

Pour le calcul on a les données suivantes concernant le siphon :

- Longueur du siphon $L_s = 33.62 \text{ m}$;
- Côte amont $C_{am} = 338.35 \text{ m}$;
- Côte aval $C_{av} = 338.01 \text{ m}$;
- $Q_{max} = 0.192 \text{ m}^3/\text{s}$

Côtes du plan d'eaux :

- Amont: $C_{pam} = C_{am} + h_{av}$
- Aval : $C_{pav} = C_{av} + h_{av}$

Avec :

$$- h_{am} = h_{av}$$

Donc :

$$- \Delta H = C_{pam} - C_{pav} = (C_{am} + h_{am}) - (C_{av} + h_{av}) = C_{am} - C_{av}$$

$$\rightarrow \Delta H = 338.35 - 338.01 = 0,34 \text{ m} ; \Delta H = 0.34 \text{ m}$$

La perte de charge dans les conduites en charge est : $\Delta H = \frac{8 \cdot \gamma \cdot L \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} \dots\dots\dots(VII-14)$

de cette formule on tire le diamètre donc : $D_s = \left(\frac{8 \cdot \gamma \cdot L \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot \Delta H} \right)^{\frac{1}{5}} \dots\dots\dots(VII-15)$

On prend Les conduites du siphon sont en acier, ce dernier a une rugosité relative $\frac{\epsilon}{D} = 10^{-3}$

$$\gamma = (1,14 - 0,86 \ln(10^{-3}))^2 = 0,01995$$

Donc le siphon passant sous l'oued a une conduite de : $D_s = 0.360 \text{ m} \rightarrow D_{snor} = 400 \text{ m}$

CHAPITRE VII : OUVRAGES ANNEXES.

VII_6 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini les différents ouvrages spéciaux ainsi que le calcul des éléments constituant le réseau projeté, nous avons aussi fait le dimensionnement des différents ouvrages tels que les regards, un déversoir d'orage et un siphon.

CHAPITRE VIII:

Pose de canalisations et Organisation de chantier

CHAPITRE VIII : POSE DES CANALISATIONS

CHAPITRE VIII : POSE DES CANALISATIONS ET ORGANISATION DE CHANTIER

VIII_1 Introduction :

Après avoir obtenu toutes les données concernant le réseau (les diamètres, les dimensions des déversoirs et leur emplacement, le tracé du réseau...).

On passe à une étape très importante qui est la pose de canalisation du réseau d'assainissement .A cet effet il faut toutes les dispositions utiles pour qu'aucun problème ne se pose en ce qui concerne les canalisations.

Les réseaux d'évacuation des eaux usées sont constitués des conduites soumises à de nombreuses contraintes dont on cite :

- ✓ Le poids propre du remblai.
- ✓ Le poids de liquide contenu, les charges abrasives transportées.
- ✓ Les charges fixes et mobiles sur le remblai
- ✓ Les tassements différentiels du terrain
- ✓ L'action des racines des arbres
- ✓ Les variations du niveau de la nappe phréatique
- ✓ Les chocs lors de la mise en œuvre
- ✓ Les tassements et vibrations dus au trafic routier

La canalisation doit être enterré sous une couverture d'au moins 80cm au départ portée à 1m dans le cas des diamètres supérieurs à 400mm.

VIII_2 Emplacement des canalisations :

Les conduites seront placées dans l'axe de la chaussée dans le cas des rues de moins de 15 m de largeur. Dans les cas des rues larges, il est préférable que la pose de canalisation s'effectue sous trottoir.

Dans la pratique les canalisations sont enterrées dans le sous-sol du domaine public, pour le cas des intercepteurs ils passent dans des milieux non urbanisés.

CHAPITRE VIII : POSE DES CANALISATIONS

VIII_3 Exécution des travaux :

Les principales opérations pour la réalisation du réseau d'égout est par ordre chronologique sont comme suit :

- ✓ Décapage de la couche végétale.
- ✓ Implantation des axes des canalisations sur terrain.
- ✓ Excavation des tranchées et des fouillés pour les regards.
- ✓ Aménagement du lit de pose des conduites.
- ✓ Pose des joints et des conduites essai hydraulique.
- ✓ Remblaiement des tranchées.
- ✓ Exécution des regards.

VIII 3-1 Décapage de la couche végétale :

Le décapage se fait par un bulldozer ou angledozer, le volume de la couche végétale est calculé comme suit :

$$V = b \cdot h \cdot L \quad (\text{m}^3) \dots \dots \dots \text{VIII-1}$$

Avec :

b: longueur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche végétale (h = 0.2 m)

L : longueur des tranchées de même diamètre (m)

VIII 3-2 Décapage de la couche du goudron (si elle existe) :

Le décapage de cette couche se fait par un bulldozer.

Le volume de la couche décapée est :

$$V = b \cdot H_v \cdot L \quad (\text{m}^3) \dots \dots \dots \text{VIII-2}$$

Avec :

Vcv : Volume de la couche de terre végétale en (m³).

Hv : Profondeur la couche de terre végétale (on prend Hv = 0,1 m).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

CHAPITRE VIII : POSE DES CANALISATIONS

B : Largeur de la couche végétale en (m).

VIII 3-3 Implantation des regards et des axes des tranchées :

On matérialise l'axe des tranchées sur le terrain par des jalons ou des piquet suivant les tracés du plan de masse, les jalons doivent être placées aussi dans chaque point d'emplacement d'un regard, c'est-à-dire à chaque changement de direction ou pente, et à chaque branchement ou jonction de canalisation, pour cela on a besoin les instruments suivantes : les jalons, les niveaux, les théodolites, les mires

VIII 3-4 Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards :

Les travaux d'excavation des tranchées se font mécaniquement, on doit suivre les pentes des conduites même si les tranchées sont très profonde (3 à 4 m), il faut veiller à ce que la conduite d'assainissement soit plus basse que celle d'eau potable, pour éviter la contamination de l'eau en cas de fuite d'eau usée. Pour les regards et les autres ouvrages, la tranchée sera généralement creusée de façon qu'entre la surface extérieure de la maçonnerie et la paroi de la tranchée reste un espace libre.

A/ Profondeur de la tranchée :

Il faut avoir une profondeur de telle manière à éviter toute intercommunication avec les autres conduites, la profondeur est donnée par :

$$H = e + D + h \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{VIII-3}$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée (m)

e : hauteur des lits de pose (m)

D : diamètre de la conduite (mm)

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

CHAPITRE VIII : POSE DES CANALISATIONS

B/ Largeur de la tranchée :

La section transversale de la tranchée peut être trapézoïdal ou bien rectangulaire selon la nature de terrain et la profondeur de la tranchée.

- ✓ Rectangulaire si la profondeur de la tranchée est inférieure ou égale à 2 m.
- ✓ trapézoïdal si la profondeur de la tranchée est supérieure ou égale à 2 m. La largeur de la tranchée elle est donnée par la formule suivante :

$$B = D + 2a \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{VIII-4}$$

Avec :

$$a = 0.3$$

D : diamètre de la conduite (m)

C/ Volume des déblais des tranchées :

- Forme rectangulaire :

$$V = b \cdot H \cdot L \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{VIII-5}$$

Ou : L : longueur total de la tranchée.

- forme trapézoïdale :

$$V = S \cdot L \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{VIII-6}$$

Ou : S : aire de la section transversale de la fouille (m²).

D/ Profondeur des regards :

La profondeur des regards est la différence entre la cote tampon du regard et le site départ de conduite de ce regard.

$$H = Ct - Cd \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{VIII-7}$$

Avec :

H : profondeur du regard (m)

CHAPITRE VIII : POSE DES CANALISATIONS

Ct : cote tampon (m)

Cd : cote de départ de la conduite (m)

Dans la plupart des cas on ajoutera 20 cm pour permettre le dépôt des corps solides véhiculés.

H : Ct – Cd + 0.2 (m).....VIII-8

La pente entre les regards est :

$$p = \frac{Cd^{ram} - Ca^{rav}}{d}$$

Avec :

P : pente entre deux regards consécutifs (m/m)

Cd^{ram} : cote d'arrivée du regard amont (m)

Ca^{rav} : cote de départ du regard aval (m)

D : distance entre deux regards (m)

E/ Volume des déblais des regards :

- la cote du regard est : $a = D + 0.6$ (m).....VIII-9

Avec :

a : cote du regard (m)

D : le diamètre le plus grand arrivant ou partant du regard (m)

0.6 m : réserve de part et d'autre de la génératrice extérieure de la conduite.

- la profondeur d'excavation des regards est :

$$H = h + e_r + 0.1 \text{ (m)}$$

Avec :

H : profondeur d'excavation (m)

CHAPITRE VIII : POSE DES CANALISATIONS

h : profondeur du regard (m)

e_r : épaisseur du radier du regard (m)

0,1: marge de sécurité

⇒ le volume d'excavation pour chaque regard sera donc : $V = a^2 H$ (m^3)

Avec :

a : cote du regard (m)

H : profondeur du regard (m)

F/ Choix des engins de terrassement :

Afin d'avoir rendement et une rentabilité meilleur des travaux, on utilisera pour l'excavation des tranchée et des fouillés des regards, une pelle équipé en rétro.

Les avantages de la pelle en 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 3-5 Aménagement du lit de pose :

Le lit de pose de 0.15 à 0.2 m, au fond de la tranchée, il sera fait de façon que la conduite soit rectiligne.

Pour ça il faut que le lit soit bien pilonné et bien nivelé.

- ✓ du sable ou de gravier pour les terrains ordinaires.
- ✓ De la pierre cassée pour les terrains imperméable et rocheux.
- ✓ Du béton maigre dans les parties rocheuses à très fortes pentes.

CHAPITRE VIII : POSE DES CANALISATIONS

Mais si les terrains sont peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé, chaque tuyau repose sur deux briques placées sur le fond, le vide doit être rempli de sable.

VIII 3-6 Mise en place des canalisations :

La pose de canalisation d'assainissement s'opère de l'aval vers l'amont. Avant la mise en place des conduites en fouillées on procède à un triage des conduites de façon à éliminer celles qui ont subi des chocs importants, ou des fissurations, on doit s'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur des conduites.

On doit vérifier l'état de revêtement intérieur et extérieur des tuyaux. Une conduite doit toujours être posée avec une légère pente afin de créer des points pour évacuer l'air entraîné, soit lors du remplissage, ou pendant le fonctionnement des conduites.

Les tuyaux seront posés en fouillés au moyen d'une grue ou d'une pose tube, la descente des tuyaux doit être faite lentement et dans l'ordre.

- ✓ Il faut vérifier régulièrement l'alignement des tuyaux.
- ✓ Il faut aligner les tuyaux pour les coller, en coulant dans les terres meubles seulement.

VIII 3-7 Essais des joints des canalisations :

✓ L'épreuve de joint permet de détecter les fuites d'eau, l'épreuve à l'eau s'avère nécessaire pour les conduites de faibles diamètres (jusqu'à 500 mm).

✓ Lors de l'essai à l'eau les conduites seront obtenues des deux cotés, avec des robinets à l'extrémité basse pour le remplissage, et un autre à récupérer l'eau d'essai pour sa réutilisation.

✓ L'épreuve consiste en un remplissage total du tronçon, sans que le niveau d'eau diminue, la pression d'essai est de 1 bar maintenu pendant 30 minutes.

✓ Dans le cas des grands diamètres (> 500 mm), on utilise de l'air et on mesure la variation de pression, il ne faut pas que cela dépasse 0.1 à 0.2 bars.

VIII 3-8 Remblai des tranchées :

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- ✓ L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,

CHAPITRE VIII : POSE DES CANALISATIONS

- ✓ Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
 - ✓ A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;
- Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

VIII 3-8.1 Contrebutée latérale :

C'est une opération très délicate pour la stabilité du tuyau.

Le remblayage latéral s'effectue sur toute la largeur, le matériau de remblayage doit être compactable et exempt de pierres et blocs, il peut être du sable ou du gravier contenant moins de 12 % d'éléments inférieurs à 0.1 mm et ne contenant pas d'élément supérieure à 30 mm.

La mise en place d'un tel remblai réclame beaucoup de soin et se fait symétriquement par couches soigneusement damé à la main, afin de ne pas mettre en péril la stabilité du tuyau et ceux jusqu'à obtenir une couche de 0.2 m au-dessous de la génératrice supérieure de la conduite.

VIII 3-8.2 Les remblais supérieurs :

Le matériau utilisé généralement est similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral.

L'épaisseur maximale de chaque couche de remblai ne doit pas excéder 0.30 m, le compactage jusqu'à 75 cm au-dessous de la génératrice supérieure du tuyau doit être effectué par damage manuel, l'utilisation d'un engin de compactage nécessite des couches de remblai supérieur à 0.75 m.

VIII 3-9 Construction des regards :

Les regards sont généralement de forme cubique dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre.

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

CHAPITRE VIII : POSE DES CANALISATIONS

- ✓ Réglage du fond du regard.
- ✓ Exécution de la couche du béton de propreté.
- ✓ Ferrailage du radier du 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.

VIII 3-10 Remblaiement et compactage des tranchées :

Le matériau de remblai est poussé sous les flancs de la canalisation et compacté par couches successives, jusqu'à hauteur des reins de la canalisation.

Le remblaiement et le compactage se poursuivent par couches successives, jusqu'à un niveau au moins égal à 150 mm au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation ou 100 mm au-dessus du collet. La hauteur des couches est à ajuster en fonction de la nature du remblai, de la puissance de l'engin de compactage et de l'objectif de densification. Il convient que le remblai initial situé directement au-dessus de la canalisation soit compacté par des moyens non susceptibles de l'endommager.

- Volume occupé par les conduites

$$V_{condt} = L \cdot \pi \cdot D^2 / 4 \dots\dots\dots \text{VIII-10}$$

Avec :

V_{condt} : Volume occupé par les conduites en (m³).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

D : Diamètre de la conduite en (m).

- Volume du remblai

$$V_r = V_{deb} - [V_{condt} + V_{cv} + V_{ls}] \dots\dots\dots \text{VIII-11}$$

Avec :

V_r : Volume du remblai en (m³).

CHAPITRE VIII : POSE DES CANALISATIONS

- Volume excédentaire

$$V_{excé} = V_f - V_{remb} \dots\dots\dots(VIII-8)$$

Tel que :

$$V_f = V_{deb} \cdot K_f$$

$V_{excé}$: Volume du sol excédentaire en (m³).

V_f : Volume du sol foisonné en (m³)

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

On prend : $K_f = 1,24$.

VIII_4 Exécution de la station de relevage :

VIII 4-1-Décapage de la couche de terre végétale :

$$V_{cv} = L \cdot B \cdot e \dots\dots\dots VIII-12$$

Avec :

V_{cv} : volume de la terre décapée en (m³)

L : la longueur de la parcelle L = 20 m

B : la largeur de la parcelle B = 12m

e : épaisseur de la couche e = 15cm

VIII 4-2-excavation :

- La bêche :

$$V_d = L \cdot B \cdot H \dots\dots\dots VIII-13$$

Avec :

V_d : volume excavé en (m³)

L : longueur de la bêche en (m)

B : largeur de la bêche en (m)

H : hauteur de la bêche en (m)

$$V_d = 4 \cdot 4 \cdot 2,5$$

- Déblais totaux de la station :

$$V_t = \sum V_t \cdot K_f \dots\dots\dots VIII-14$$

Avec :

V_t : volume total des déblais de la station

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol

CHAPITRE VIII : POSE DES CANALISATIONS

VIII_5 Devis quantitatif et estimatif :

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif. Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- Décapage de la couche du goudron (si elle existe):
- Exécution des tranchées et des regards
- La fourniture et la pose du lit de sable
- La fourniture et la pose des buses en béton ou en béton armé
- Construction des regards, des déversoirs d'orage et le siphon
- Remblaiement et compactage des tranchées
- Le transport des sols excédentaires et l'aménagement

VIII_6 Planification des travaux :

Notre projet est divisé en deux parties : l'exécution des travaux d'emplacement des canalisations et celui de construction de la station de relevage, ces travaux seront réalisés en même période d'exécution.

Les principales opérations pour l'exécution des travaux d'emplacement des canalisations sont:

- A. Décapage de la couche du goudron (si elle existe):
- B. Piquetage.
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards
- D. Aménagement du lit de sable :
- E. Mise en place des canalisations
- F. Assemblage des conduites
- G. Faire les essais d'étanchéité
- H. Construire les regards :
- I. Constructions des ouvrages annexes
- J. Remblaiement et compactage des tranchées
- K. Travaux de finition

Les principales opérations pour l'exécution des travaux de construction de la station de relevage sont :

- A. Décapage de la couche de terre végétale

CHAPITRE VIII : POSE DES CANALISATIONS

- B. Piquetage
- C. Excavation
- D. Semelle et demi poteaux
- E. Construction des baches en béton armé
- F. Construction de la fosse des pompes et la chambre des vannes
- G. Remblai
- H. La dalle inférieure
- I. Les poteaux
- J. La dalle supérieure
- K. Les murs de surface
- L. Fixation de l'appareil de levage
- M. Clôture de sécurité
- N. Travaux de finition

Tableau VIII-2: détermination du délai de réalisation d'emplacement des canalisations du collecteur principal "A" :

opération	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
1-2	5	0	5	0	5	0
2-3	20	5	25	5	25	0
3-4	80	25	105	25	105	0
4-5	25	105	130	105	130	0
5-6	50	130	180	130	180	0
6-7	0	180	180	180	180	0
5-7	20	130	130	160	180	30
7-9	30	180	180	180	210	0
5-9	20	130	130	190	210	60
5-8	15	130	130	195	210	65
8-9	0	145	145	210	210	65
9-10	25	210	210	210	235	0
10-11	15	235	250	235	250	0

Avec :

TR: temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finissement au plus tôt.

CHAPITRE VIII : POSE DES CANALISATIONS

DCPP: date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finissement au plus tard.

MT : marge totale.

Le chemin critique du plus long collecteur est :

$$\Sigma TR = 250 \text{ jours}$$

Tableau VIII-3 : détermination du délai de réalisation de la station de relevage

opération	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
1-2	1	0	1	0	1	0
2-3	1	1	2	1	2	0
3-4	10	2	12	2	12	0
4-5	10	12	22	27	37	15
5-6	0	22	22	37	37	15
4-6	25	12	37	12	37	0
4-7	25	12	37	12	37	0
7-6	0	37	37	37	37	0
6-8	3	37	40	37	40	0
8-9	25	40	65	40	67	0
9-10	10	35	75	65	75	0
10-11	35	75	110	75	110	0
11-12	10	110	120	115	125	5
12-13	0	120	120	125	125	5
11-13	7	110	117	118	125	8
11-14	15	110	125	110	125	0
14-13	0	125	125	125	125	0
13-15	15	125	140	125	140	0

Le chemin critique :

$$\Sigma TR = 140 \text{ jours}$$

Tableau VIII-1: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.

Désignation		Unit	quantit	prix unit (DA)	Montant (DA)
A	Emplacement de canalisation				
1	Déblai de décapage	m ³	3249.1	250	6092062.5
2	Déblai d'excavation (terrain ordinaire 70%)	m ³	11371.85	300	3411555
3	Déblai d'excavation (terrain rocheux 30%)	m ³	4873.65	400	1949460
4	Pose du lit de sable	ml	16245.5	900	14620950
5	Grillages avertisseur	m ³	16257	20	325140
6	Remblais	m ³	139482	300	41844002
7	Evacuation des déblais excédentaire	m ³	13940	300	4182000
	Fourniture, transport et pose de canalisation				
1	Canalisation en béton armé				
	400	ml	6087.65	9000	54788850
	500	ml	4024.98	11000	44274780
	600	ml	2932.16	15000	43982400
	800	ml	2060.66	19000	39152540
	1000	ml	1140.05	24000	27361200
2	Construction des regards en béton armé	U	414	60000	24840000
3	Exécution des déversoirs d'orage	U	6	110000	660000
B	Station de relevage				
1	décapage	m ³	24	150	3600
2	déblais (terrain ordinaire 70%)	m ³	212	300	63600
3	déblais (terrain rocheux 30%)	m ³	116	400	46400
4	évacuation des déblais	m ³	332	300	99600
5	Maçonnerie	m ²	700	500	350000
6	Fenêtre(1x1)m ²	U	3	4000	12000
7	Fenêtre(1,5x1,5)m ²	U	8	6000	48000
8	Porte métallique (3x2.5) m ²	U	2	24000	48000
9	Porte métallique (1.9x0.75) m ²	U	2	10000	20000
10	Porte en bois(1.9x0.75)m ²	U	3	8000	24000
11	béton de propreté	m ³	12	8000	96000
12	béton armé	m ³	180	35000	6300000
C	Pompes	U	4	1875024	7500096
	THT				322096236
	TVA19%				61198284.7
	TTC				383294520

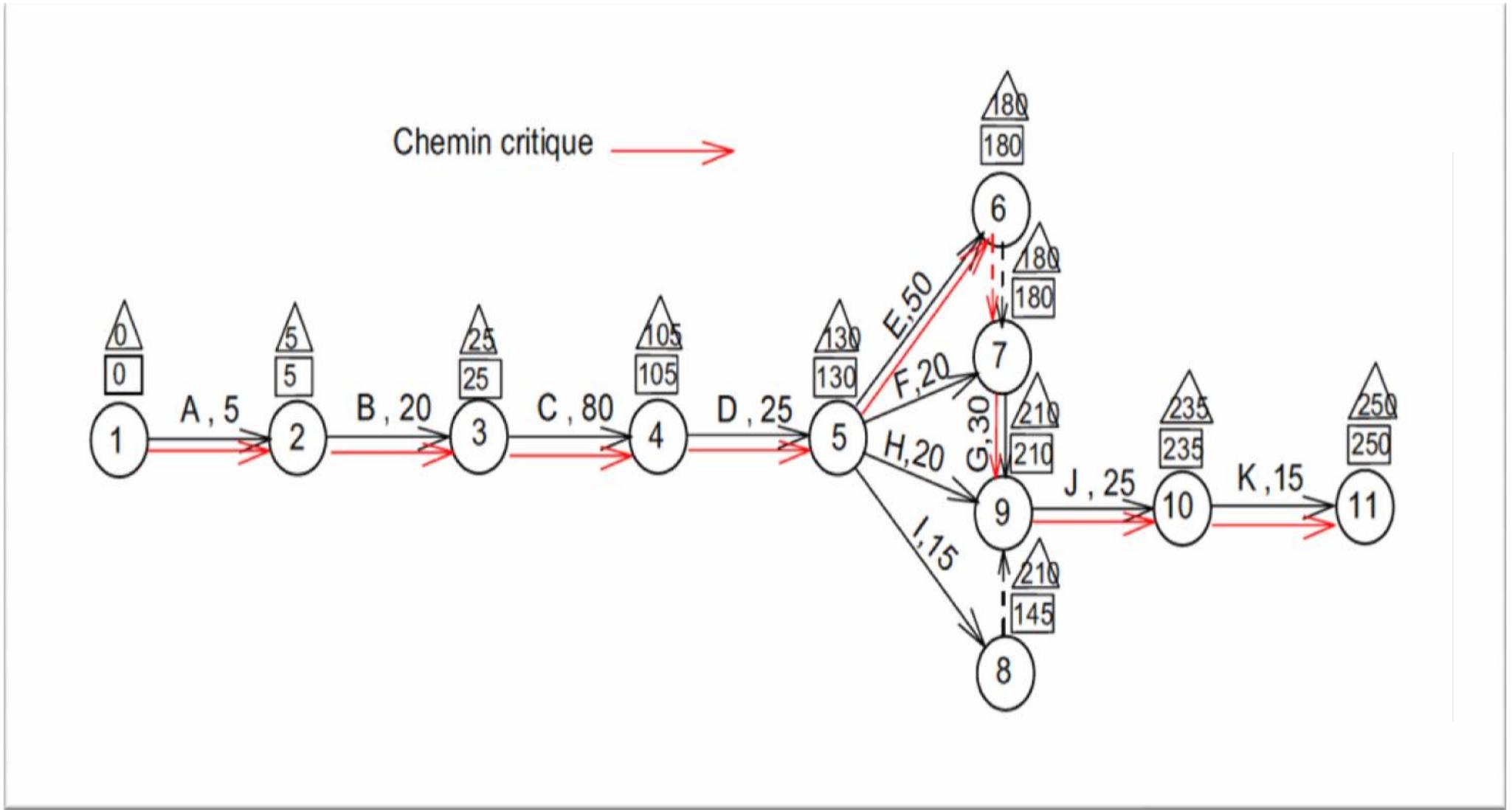


Figure VIII-1 : réseau à flèche pour la réalisation de l'emplacement des canalisations du collecteur principal "A"

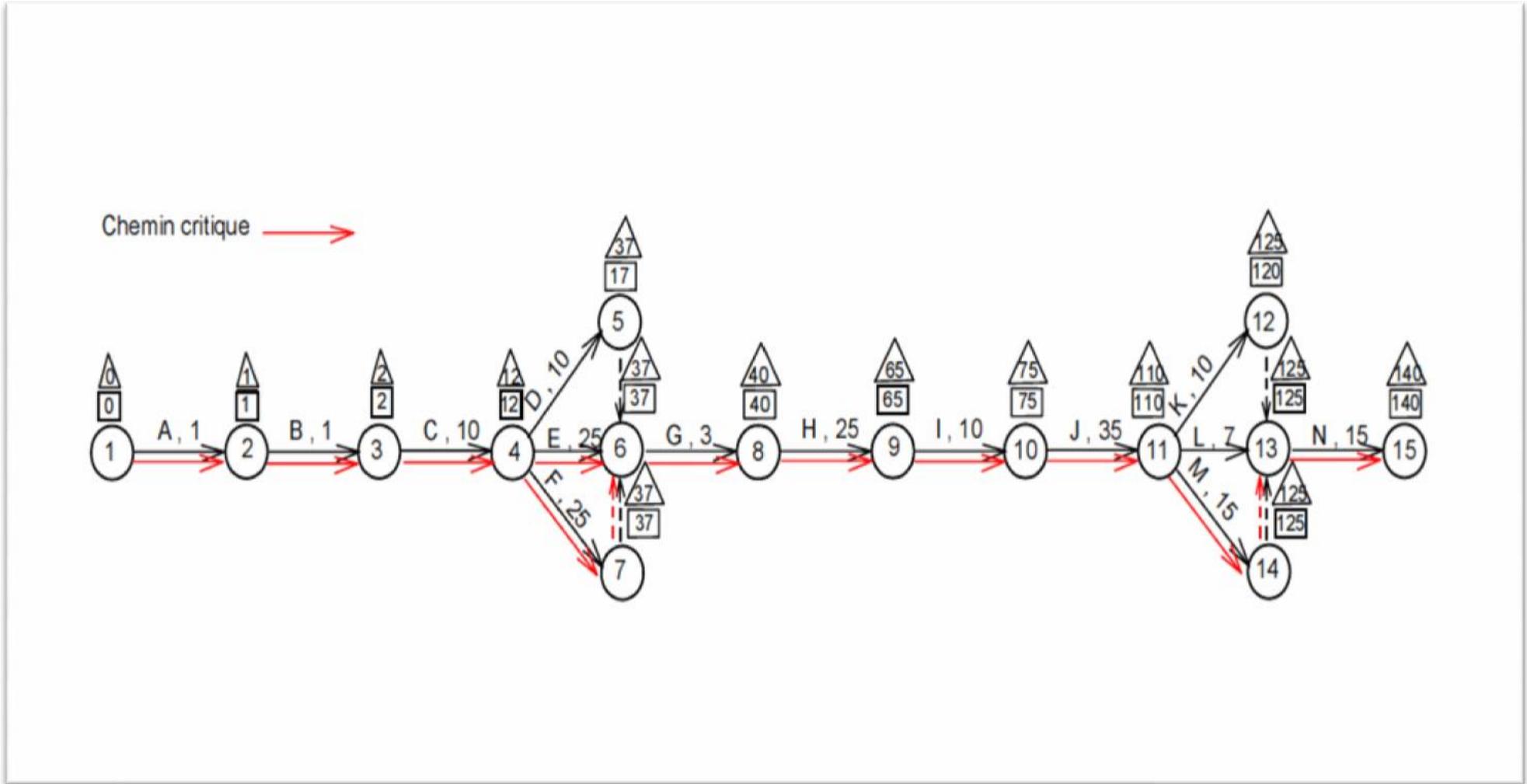


Figure VIII-2 : réseau à flèche pour la réalisation de la station de relevage

CHAPITRE VIII : POSE DES CANALISATIONS

VIII_7 Conclusion :

Nous avons exposé les différentes façons de pose selon les cas ainsi que les conditions à respecter.

Pour assurer le bon fonctionnement de notre réseau, la pose de canalisation doit être d'une manière correcte.

Pour que les conduites résistent aux forces dues aux charges fixes ou mobiles ainsi qu'au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ces derniers.

L'organisation de chantier nous permet de guider les étapes de la réalisation des travaux ; par une estimation de la durée du projet, une planification chronologique des tâches et une estimation des volumes des travaux pour mener à bien l'exécution de nos travaux.

CONCLUSION GENERAL:

Le constat du système d'assainissement des villes de Bkira et el Hamma permet de conclure qu'on ne peut plus se contenter d'envoyer les eaux résiduaires dans les oueds sans se préoccuper du devenir de ces eaux comme cela se passe malheureusement souvent.

Ces circonstances nous ont conduits à estimer que le moment est particulièrement favorable pour essayer d'attirer l'attention des gestionnaires sur le fait que si le meilleur choix possible à été fait dans la conception des réseaux d'assainissement des villes Hamma et Bkira (collecte des rejets) fonctionneront pas correctement et ne pourront être efficace tant que les problèmes d'exploitations n'auront pas été résolus.

Dans notre projet nous avons fait une évaluation des débits des eaux pluviales et des eaux usées domestiques et industrielles, un calcul hydraulique qui consiste à respecter la pente qui est forte sur la majorité de la zone d'étude et aussi la vitesse d'auto-curage qui engendre des dépôts et la mise en charge des collecteurs. Et pour la station de relevage nous avons choisi les pompes de point de vue facilité d'installation, l'entretien rapide et un coût minimal. Nous avons aussi dimensionné les différents ouvrages tels que les regards, un déversoir d'orage et un siphon.

Par ailleurs l'entretien et la gestion du réseau d'assainissement est indispensable pour que notre réseau reste fiable et durable et ne crée pas des problèmes comme la mise en charge, la dégradation des collecteurs et l'infiltration des eaux usées dans le sol.

Références Bibliographiques

[1]ANRH. Données Pluviométrique. Document interne, Constantine/2018

[2]TOUAIBIA, B, 2004 Manuel pratique d'hydrologie. Presse Madani Frères. Blida. Algérie.

[3]Boualem Salah. polycopé d'assainissement, ENSH, Blida/1993

[4]Jacques Bonnin. Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance, Edition EYROLLES, Paris (France)/1986

[5]Mustapha Boukhelifa. polycopé pompe et station de pompage /2013

[6]REGIS,B, 1984 Les réseaux d'assainissement. Calculs application et perspective. Edition Lavoisier. Paris.

[7]COMBET, L ,2005 Techniques de l'Ingénieur. Assainissement des agglomérations traité Construction C4200. Edition Eyrolles. Paris.

[8]GOMELLA,C et GUERREE,H, 1986 Guide technique de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales. Edition Eyrolles. Paris.

[9] SATIN,M et SELMI,B , 1999 Guide Technique d'Assainissement. Edition le Moniteur. Paris.

[10]RENE,B ,1986 V.R.D Terrassement des espaces verts. Edition Eyrolles. Paris.

Site Web:

<http://www.startimes2.com>

<http://maps.google.com/maps>

<http://www.wikipedia.com>

Logiciel hydraulique :

Auto-CAD et COVADIS 2008 : pour les tracé et les profiles en long.

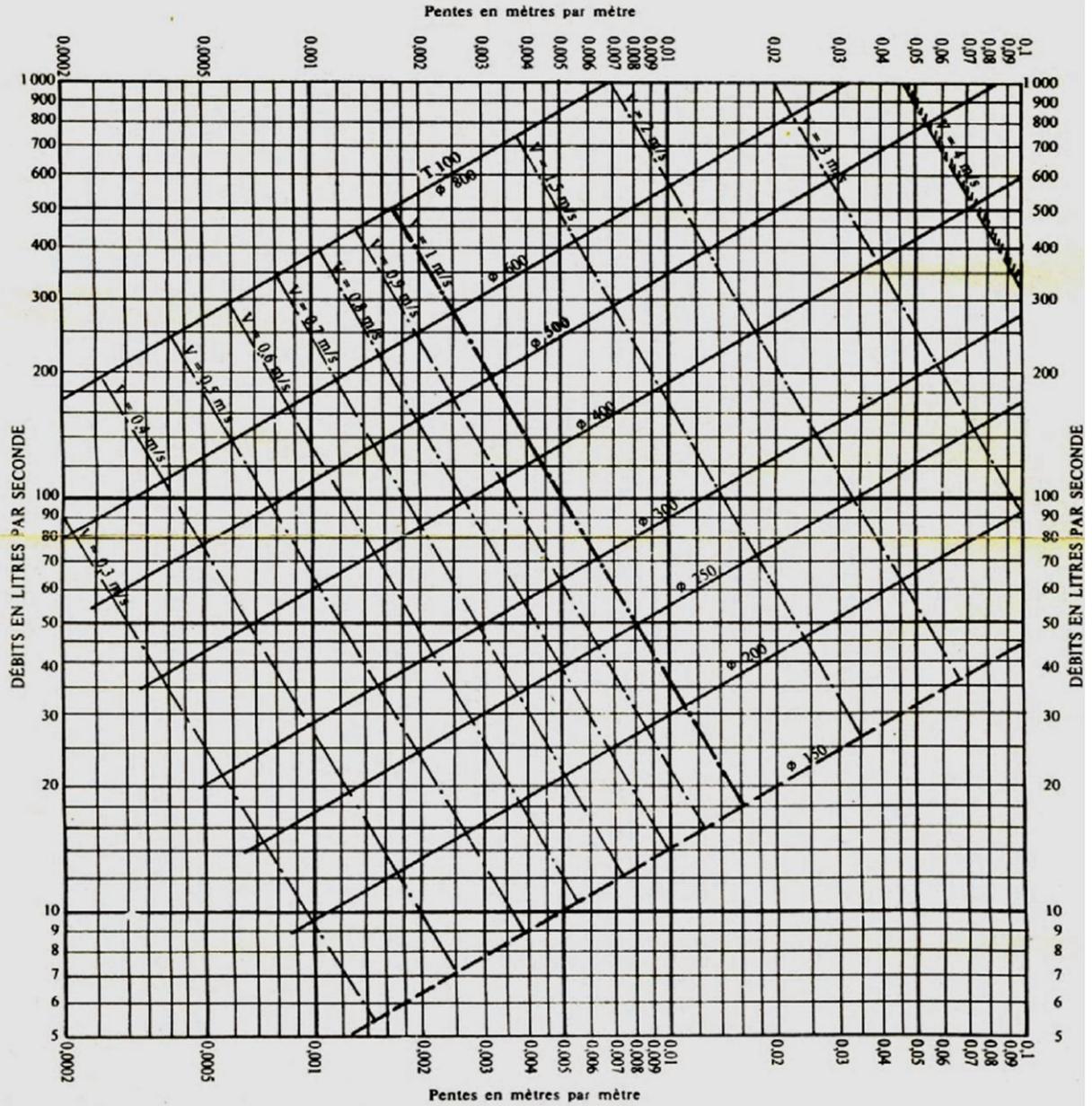
Hyfran : pour le calcul de l'intensité (hydrologie)

Pump tutor CAPRARI : pour le pompage (choix des pompes)

Annexes

ANNEXE I

RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF



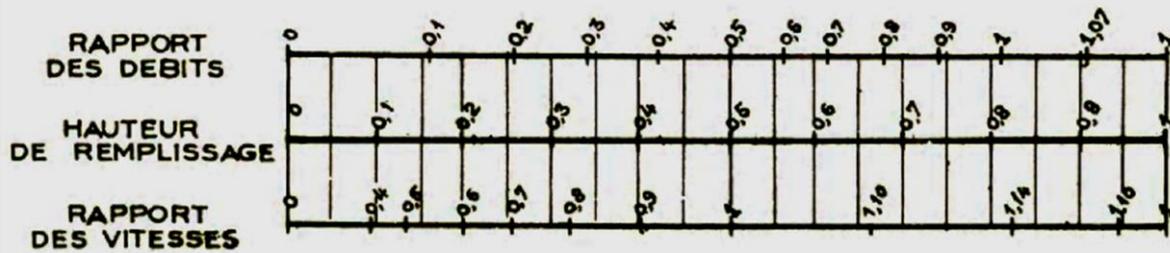
Abaque N°-1

ANNEXE II

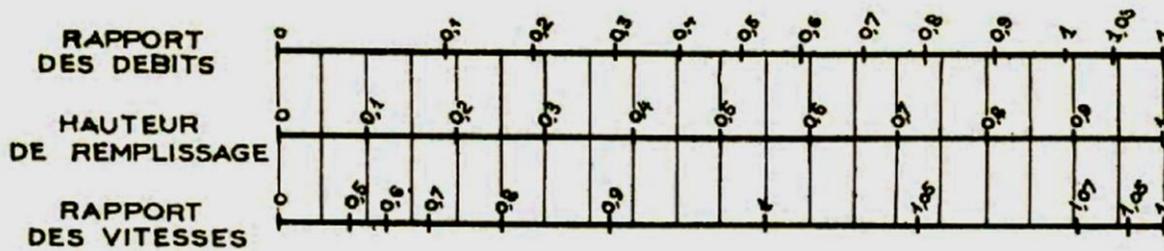
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux $\frac{3}{10}$, le débit est les $\frac{2}{10}$ du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les $\frac{78}{100}$ de la vitesse correspondant au débit à pleine section