

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: ASSAINISMENT

THEME

**Etude d'un réseau d'assainissement de Bousfer plage à
la corniche oranaise d'Ain Türck (W.Oran)**

Présenté Par :

Mr. DJILANI MOHAMED ELAMINE

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. SALAH Boualem	Professeur	Président
Mme. MOKRANE Wahiba	M.A.A	Examineur
Mme. AMOUR Fadhila	M.A.A	Examineur
Mme. HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examineur
Mr. BOUFEKANE Abdelmadjid	M.A.A	Promoteur

Session - 2017 H.U.

Dédicace

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

- *Mes Parents, Mon Frère, Mes Sœurs ainsi que toute Ma Famille.*
- *Tous mes amis.*

ملخص

من بين عدة بلديات ساحلية لولاية وهران، تعد منطقة بوسفر هي الأخرى من ضمن المدن التي لا تحوز على شبكة للصرف الصحي، بل على خزان للصرف الصحي. غير أن هذه الأخيرة، تقوم بصب وتصريف المياه المستعملة في البحر مباشرة دون أي عملية تطهير مسبقة.

نهدف من خلال دراستنا هذه، إلى إحصاء مختلف مصادر وكميات المياه المستعملة ومياه الأمطار وتقييمها، وذلك من أجل إنشاء شبكة قادرة على تصريف مياه المنطقة نحو محطة رفع متواجدة في نفس المنطقة من أجل رفعها إلى منشأة تطهير.

كلمات مفتاحية: بوسفر، مصب، البحر، شبكة صرف

Résumé :

Parmi plusieurs communes côtières de la wilaya d'Oran, l'agglomération de Bousfer n'est pas dotée de réseaux d'assainissement mais de fosses septiques. Cependant, le rejet de ces eaux s'effectue directement dans la mer, sans aucun traitement préalable. L'objectif de cette étude est d'évaluer les débits des eaux usées et pluviales de l'agglomération de Bousfer, afin de dimensionner des collecteurs qui devront acheminer ces eaux usées vers la station de relevage existante, qui mène les eaux usées vers la station d'épuration de Cap Falcon.

Mots-clés : Bousfer, rejet, mer, réseau d'assainissement

Abstract:

Among several coastal municipalities in the wilaya of Oran, the town of Bousfer is not equipped with sewerage networks but with septic tanks. However, the discharge of these waters takes place directly in the sea without any prior treatment. The objective of this study is to evaluate the wastewater and rainwater flows of the Bousfer agglomeration in order to size collectors, which will transport these wastewaters to the purification station of Cap Falcon.

Keywords: Bousfer, discharge, sea, sewerage network.

Sommaire

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1. PRESENTATION DE LA ZONE DE BOUSFER PLAGE.....	1
I.1.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE	1
I.1.2. SITUATION GEOLOGIQUE	1
I.1.3 SITUATION CLIMATIQUE.....	2
I.1.4. POPULATION	3
I.1.5. RESEAU HYDROGRAPHIQUE.....	4
I.1.6. SITUATION DU RESEAU D'AEP	4
I.1.7. SITUATION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT	4
CONCLUSION	4

Chapitre II : étude hydrologique

INTRODUCTION	5
II.1. CHOIX DE LA PERIODE DE RETOUR :.....	5
II.2. DETERMINATION DE L'INTENSITE MAXIMALE MOYENNE DE PRECIPITATION	5
II.2.1. ANALYSE DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES ET CHOIX DE LA LOI D'AJUSTEMENT	6
II.2.2 CALCUL DES PARAMETRES DE LA LOI CHOISIE	7
II.2.2.1 AJUSTEMENT ANALYTIQUE	7
CONCLUSION.....	14

Chapitre III : Calcul de base

INTRODUCTION.....	15
III.1 SITUATION DEMOGRAPHIQUE	15
III.2. DECOUPAGE DE L'AIRE D'ETUDE EN SOUS BASSINS ELEMENTAIRES	16
III.3. SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT	16
III.3.1. SYSTEME UNITAIRE	17
III.3.2. SYSTEME SEPARATIF.....	17
III.3.3. SYSTEME PSEUDO-SEPARATIF	18
III.4. CHOIX ENTRE LES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT	18
III.5. SCHEMAS D'EVACUATION	18
III.5.1. SCHEMA PERPENDICULAIRE AU COURS D'EAU.....	19
III.5.2. SCHEMA PAR DEPLACEMENT LATERAL	19
III.5.3. SCHEMA A COLLECTEUR TRANSVERSAL OU DE COLLECTE OBLIQUE	20
III.5.4. SCHEMA PAR ZONES ETAGEES	20
III.5.5. SCHEMA A CENTRE COLLECTEUR UNIQUE ET SCHEMA RADIAL	20
III.6. CHOIX DU SCHEMA DU RESEAU D'EVACUATION.....	21

III.7. CHOIX DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT	21
III.7.1. COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT PONDERE DANS LE TEMPS	22
III.7.2. COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT EN FONCTION DE LA CATEGORIE D'URBANISATION	22
III.7.3. COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT RELATIF A DIVERSES SURFACES	23
III.7.4. COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT EN FONCTION DE DENSITE DE LA POPULATION	23
III.7.5 COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT EN FONCTION DU TYPE D'OCCUPATION DU SOL	24
III.8.1. COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT PONDERE	26
CONCLUSION	27

Chapitre IV : Evaluation des débits à évacuer

INTRODUCTION	36
IV.1. EVALUATION DES DEBITS DES EAUX USEES	36
IV.1.1. NATURE DES EAUX USEES A EVACUER	36
IV.1.2. ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX USEES	37
IV.1.3. ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX USEES DOMESTIQUES	38
IV.2.1. LA METHODE RATIONNELLE	40
IV.2.2. METHODE SUPERFICIELLE	42
CONCLUSION	44

Chapitre V : calcul hydraulique du réseau d'assainissement

INTRODUCTION	45
V.1. CONDITIONS D'IMPLANTATION DES RESEAUX	45
V.2. CONDITIONS D'ÉCOULEMENT ET DE DIMENSIONNEMENT	45
V.3. MODE DE CALCUL	46
CONCLUSION	56

Chapitre VI : Elément constitutifs du réseau d'égout

INTRODUCTION	57
VI.1. LES OUVRAGES PRINCIPAUX	57
VI.1.1. CANALISATION	57
VI.1.2. TYPES DE CANALISATIONS	57
VI.1.3. CHOIX DU TYPE DE CANALISATION	59
VI.2. OUVRAGES ANNEXES	59
VI.2.1. LES OUVRAGES NORMAUX	59
VI.2.2. LES OUVRAGES SPECIAUX	61
CONCLUSION	76

Chapitre VII : Organisation de chantier

INTRODUCTION	77
VII.1. EXECUTION DES TRAVAUX	77
VI.1.1. MANUTENTION ET STOCKAGE DES CONDUITES	77
VII.1.2. DECAPAGE DE LA COUCHE DE TERRE VEGETALE	79
VII.1.3. EXECUTION DES TRANCHEES ET DES FOUILLES POUR LES REGARDS	79
VII.1.4. AMENAGEMENT DU LIT DE POSE	80
VI.1.5. FAIRE LES ESSAIS D'ETANCHEITE POUR LES CONDUITES ET LES JOINTS	80
VI.1.6. REALISATION DES REGARDS	81
VI.1.7. REMBLAIEMENT	81
VII.2. CHOIX DES ENGINS	83
VII.2.1. MATERIEL NECESSAIRE A L'ENTRETIEN DES PISTES	83
VII.2.3. EXTRACTION DES MATERIAUX ET DE TRANSPORT	84
VII.3. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF	84
CONCLUSION	86

Chapitre VIII : Gestion et exploitation du réseau d'assainissement

INTRODUCTION :	87
VIII.1 PRINCIPE DE GESTION DES RESEAUX	87
VIII.1.1 LA PERENNITE DES OUVRAGES	87
VIII.1.2 L'ENTRETIEN DU RESEAU ET DES APPAREILLAGES	87
VIII.1.3 LA REGULARISATION DES DEBITS	88
VIII.2 LES TRAVAUX DE GESTIONNAIRE	88
VIII.2.2 LA SURVEILLANCE DU RESEAU	88
VIII.2.3 PROGRAMME PERIODIQUE D'ENTRETIEN	88
VIII.3 TRAVAUX SPECIFIQUES	89
VIII.3.1 DESODORISATION	89
VIII.3.2 DETECTION D'EAUX PARASITES	89
VIII.3.3 REHABILITATION DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT	91
VIII.4 GESTION INFORMATIQUE DU RESEAU :	93
VIII.5 L'EXPLOITATION DU RESEAU	94
VIII.5.1 OBJECTIFS DE L'EXPLOITATION	94
VIII.5.3 TECHNIQUES D'EXPLOITATION DES RESEAUX :	97
VIII.5.4 TECHNIQUES NOUVELLES D'EXPLOITATION ET D'ELIMINATION DES PRODUITS DE CURAGE :	99
CONCLUSION	100

Liste Des Tableaux

Tableau 1.1 : Températures moyenne mensuelle à la Station d'Oran (1972-2004)	3
Tableau 1.2 : Caractéristiques de la station météorologique d'observation	3
Tableau 1.3 : Précipitation moyenne mensuelle à la station de Bousfer (1940-2004).....	3
Tableau 2.1 : Pluies maximales journalières à la station de Bousfer	6
Tableau 2.2 : L'ajustement par la loi de Gumbel	8
Tableau 2.3 : L'ajustement par la loi de Gumbel	9
Tableau 2.4 : Les résultats obtenus par l'ajustement par la loi de Gumbel	10
Tableau 2.5 : Caractéristiques de l'échantillon	10
Tableau 2.6 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	12
Tableau 3.1 : Evolution de la population de Bousfer Plage	16
Tableau 3.2 : La population saisonnière de Bousfer Plage	16
Tableau 3.3 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	22
Tableau 3.4 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée	23
Tableau 3.5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population	23
Tableau 3.6 : Coefficients de ruissellement suivant type d'occupation du sol	24
Tableau 3.7 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins	25
Tableau 3.8 : Nombre d'habitants estimé pour les sous bassins	27
Tableau 4.1 : Evaluation des débits d'eaux usées des équipements à l'horizon de 2045	39
Tableau 4.2 : Détermination des débits de pointe pour chaque sous bassin à l'horizon de 2045	39
Tableau 4.3 : Calcul des débits pluviaux par la méthode rationnelle	43
Tableau 4.4 : Débits totaux pour chaque sous bassin	43
Tableau 5.1 : dimensions des canalisations (collecteur A) et les paramètres hydrauliques	48
Tableau 5.2 : dimensions des canalisations (collecteur A) et les paramètres hydrauliques	49
Tableau 5.3 : dimensions des canalisations (collecteur F) et les paramètres hydrauliques	50
Tableau 5.4 : dimensions des canalisations (collecteur F,G)et les paramètres hydrauliques	51
Tableau 5.5 : dimensions des canalisations (collecteur D) et les paramètres hydrauliques	52
Tableau 5.6 : dimensions des canalisations (collecteur B,C)et les paramètres hydrauliques	53
Tableau 6.1 : Les différents types de dégraisseur selon la taille de l'ouverture	65
Tableau 6.2 : les différents dégrailleurs et leurs applications.....	65
Tableau 6.3 : Dégraisseur et domaines d'application	66
Tableau 6.4 : Résultat de différentes pompes obtenues (STR1)	72
Tableau 6.5 : Les frais d'amortissement pour les différents diamètres	73
Tableau 6.6 : Les frais d'exploitation pour les différents diamètres	75

Tableau 6.7 : Le bilan	75
Tableau 6.8 : Caractéristique de la pompe du 2eme poste de relevage (STR2)	75
Tableau 7.1 : Coefficient de foisonnement en fonction de la nature du sol.....	82
Tableau 7.2 : Les engins utilisés pour le terrassement et mise en place la canalisation.....	83
Tableau 7.3 : Devis quantitatif et estimatif du projet.....	85

Liste Des figures

Figure 1.1 : Situation géographique du secteur d'étude	1
Figure 1.2 : Situation géologique du secteur d'étude (Extrait de la carte géologique d'Oran)	2
Figure 2.1 : Représentation graphique des couples (ui, xi) de la série à ajuster	9
Figure 2.2 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel	11
Figure 2.3 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	13
Figure 3.1 : système unitaire	17
Figure 3.2 : système séparatif.....	17
Figure 3.3 : Schéma perpendiculaire	19
Figure 3.4 : Schéma par déplacement latéral.....	19
Figure 3.5 : schéma à collecteur transversal.....	20
Figure 3.6 : schéma à collecteur étagé.....	20
Figure 3.7 : schéma type radial	21
Figure 5.1 Tracé du réseau d'assainissement de l'agglomération de Bousfer plage	55
Figure 6.1 : Exemple d'un branchement simple	59
Figure 6.2 : principe de fonctionnement d'un déversoir d'orage.....	61
Figure 6.3 : Panier dégraisseur en inox avec barreaudage à passage de 40 mm	64
Figure 6.4 : Groupes submersibles d'assainissement (type : Flygt)	68
Figure 6.5 : Installation des groupes submersibles.....	69
Figure 6.6 : Les dimensions recommandées pour l'installation des pompes submersibles.....	71
Figure 7.1 : chargement et transport.....	77
Figure 7.2 : déchargement.....	78
Figure 7.3 : stockage.....	78
Figure 7.4 : Lit de pose	80
Figure 7.5 : Construction de la tranchée.....	81

Liste Des planches

Planche 1 : Plan de masse de l'agglomération.

Planche 2 : Plan Trace du réseau

Planche 3 : Profil en long du collecteur principale

Planche 4 : Profil en long du conduite de refoulement.

Planche 5 : Les éléments constatifs du réseau d'égout.

Introduction générale

L'accroissement démographique naturel, la modernisation et l'extension des tissus urbains nous donnent une idée générale sur le développement durable permettant d'assurer une amélioration des conditions de vie de la population. Aussi dans le domaine hydraulique, il est nécessaire de mettre en place toutes les installations et les équipements, afin de suivre d'une façon précise et constante, la consommation et la qualité des effluents, pour apporter des solutions adéquates.

Les nouvelles dispositions prises dans le cadre de la protection de l'environnement insistent sur la nécessité de projeter des réseaux pour l'évacuation des eaux usées des centres urbains, avec un strict respect des normes nationales relatives au traitement des eaux usées et à la qualité des eaux rejetées.

La région de Bousfer est située sur le territoire oranais au bord de la mer. Car cette région ne possède aucun réseau d'évacuation, on enregistre des problèmes qui peuvent provoquer un déséquilibre dans l'environnement et l'écosystème au niveau de la région, nous devons donc établir un réseau d'eaux usées dans le contexte de la préservation de l'environnement, et la protection de la mer.

Dans ce mémoire de fin d'étude, on va essayer d'appliquer la méthodologie du dimensionnement du réseau d'assainissement sur la plage Bousfer notre zone d'étude, le chapitre I sera consacré à la présentation de la zone d'étude. Le chapitre II, une étude hydrologique vise à calculer l'intensité pluviométrique. Le chapitre III, consiste à effectuer un calcul de base pour faire le découpage des sous bassins et déduire le nombre d'habitant correspondant. Le chapitre IV, sert à déterminer les différents débits. Le chapitre V a pour but de dimensionner les collecteurs. Le Chapitre VI, dans lequel, on a fait une description des éléments constitutifs du notre réseau et les ouvrages annexes. Le chapitre VII, va nous permettre d'avoir une estimation du coût total du projet. Et pour un fonctionnement optimal du réseau, on a prévu de faire toutes les démarches nécessaires dans le chapitre VIII.

I.1. Présentation de la zone de Bousfer plage

I.1.1. Situation géographique

La zone de Bousfer plage s'étend sur une surface de 43 ha. Elle se trouve sur la plaine côtière appartenant à l'ensemble de celle d'Ain El Turck et Bousfer. Elle est située de 25 km, à l'Ouest de la wilaya d'Oran. Elle est limitée :

- Au Nord, par la Mer Méditerranée.
- A l'Est, par la commune de Cap Falcon.
- Au Sud, par la commune de Bousfer.
- A l'Ouest, par les Andalouses.

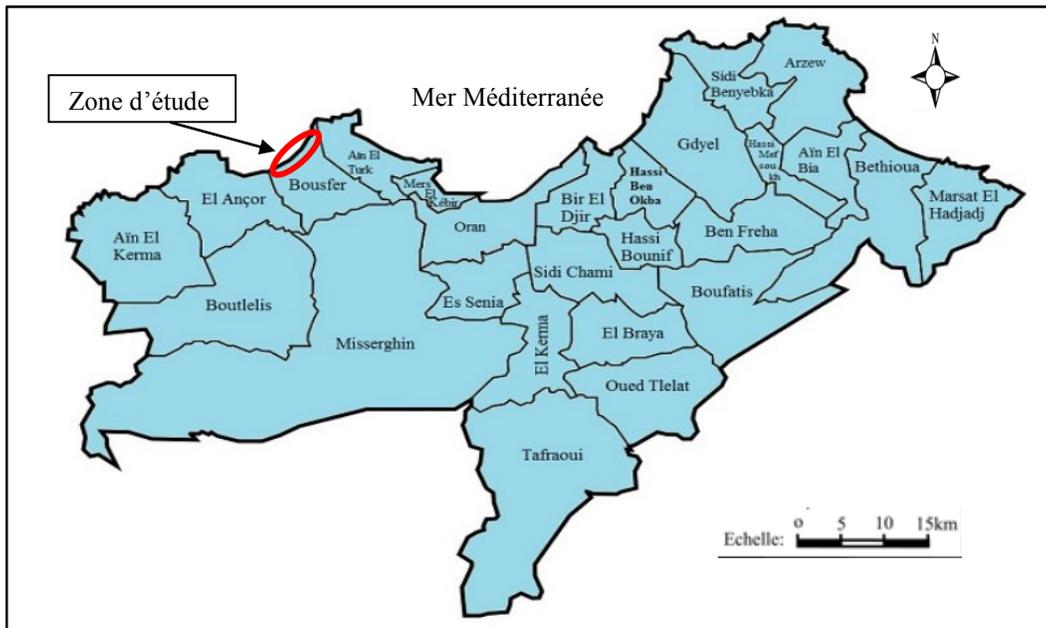


Fig. 1.1. Situation géographique du secteur d'étude

I.1.2. Situation géologique

a. Géologie régionale

La région fait partie de l'atlas tellien qui est une entité géographique ayant pour limites méridionales les hautes plaines et les hauts plateaux. Elle fait partie de l'orogénèse alpine, sa structure géologique se caractérise par des emplacements de nappes d'âge Miocène.

b. Géologie du site

La zone d'étude fait partie ainsi du massif côtier d'Oran entre Madagh et Murdjadjo. Le territoire de la wilaya d'Oran est constitué par les unités suivantes :

- Un sillon littoral septentrional, étroit, disloqué par les effondrements quaternaires (graben de Mers El Kebir), prolongé vers l'Est par les plateaux de Mostaganem.
- Un massif (Murdjadjo) qui domine à l'Ouest la ville d'Oran très tectonisé, fracturé, érodé, métamorphisé et schistosité. A l'Est, le massif a son équivalent les monts d'Arzew.
- Un sillon méridional, occupé essentiellement par la grande sebkha d'Oran, prolongement du vaste synclinal du Cheliff où des épaisseurs de Néogène dépassant 3 000 m ont été reconnues par forages pétroliers.

Elle est caractérisée par l'affleurement de formations marneuses à marne-argileuses parfois sableuses de couleur grisâtre. Ces dernières sont surmontées par des calcaires gréseux sommitaux très compacts.



Fig. 1.2. Situation géologique du secteur d'étude (Extrait de la carte géologique d'Oran)

I.1.3 Situation climatique

Le climat de la région de Bousfer est chaud et tempéré avec une température annuelle moyenne de l'ordre de 17,8 °C. Les précipitations annuelles sont en moyenne de l'ordre de 390 mm.

a. Température

La distribution de la température moyenne mensuelle, à la station d'Oran durant la période 1972-2004, apparait dans le tableau ci-après.

Tableau. 1.1. Température moyenne mensuelle à la station d'Oran (1972-2004)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T _{moy} (°C)	23,1	19,5	15,6	13,0	11,8	12,5	13,8	15,6	18,2	21,3	24,3	25,2

(Source : DRE Oran)

b. pluviométrie

L'étude pluviométrique est effectuée à partir des données des précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station Pluviométrique la plus proche de la zone d'étude à savoir la station de Bousfer.

Tableau. 1.2. Caractéristiques de la station météorologique d'observation

Nom de la station	Bousfer
Code de la station (ANRH)	40301
X (Km)	182,500
Y (Km)	272,500

Les précipitations moyennes les plus faibles sont enregistrées en Juillet avec 1 mm seulement. Une moyenne de 70 mm fait du mois de Décembre, le mois le plus pluvieux. La répartition mensuelle sur une période de référence allant de 1940 à 2004, soit 48 ans sans lacune pour les pluies mensuelles et annuelles est expliquée dans le tableau ci-après.

Tableau. 1.3. Précipitation moyenne mensuelle à la station de Bousfer (1940-2004)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
P _{moy} (mm)	10,89	37,47	53,21	70,63	62,48	51,16	38,50	37,95	18,84	4,93	1,00	2,00

Source : DRE Oran

I.1.4. Population

D'après les données obtenues, la population de Bousfer plage était de 800 habitants en 2008 avec un taux d'accroissement de 2,45 %.

Tissu urbain :

Elle se caractérise par une petite densité résidentielle en tant que zone touristique, plus que des résidences et de logements des habitants locaux, des villas et des Bungalow sont destinés à la location pendant la période des vacances. La plage elle-même est envahie par des baraques illicites.

I.1.5. Réseau hydrographique

Au plan de ressources en eau conventionnelles, la wilaya d'Oran se caractérise par un réseau hydrographique très peu développé sachant qu'une grande partie de la wilaya appartient au bassin endoréique de la sebkha d'Oran et une irrégularité des eaux superficielles rendant difficile la fonctionnalité des retenues collinaires existantes. A partir des années quatre-vingt, la wilaya a connu un cycle de sécheresse chronique qui a affecté le niveau des réserves en eau de manière durable. Le projet de transfert d'eau à partir du barrage du Cheliff vers Mostaganem, Arzew et Oran (MAO) alimente Mostaganem et la wilaya d'Oran par un volume de près de 600 000 mètres cubes/jour. Il permet le transfert d'un volume hydrique de l'ordre de 110 millions de m³/an au profit de la wilaya d'Oran.

I.1.6. Situation du réseau d'AEP

La région est alimentée à partir d'une station de dessalement de Bousfer qui a été mise en service en 2005 avec un état opérationnel, et d'une capacité de 5500 m³/j.

I.1.7. Situation du réseau d'assainissement

Il n'existe aucun réseau d'évacuation pour les eaux usées domestiques et pluviales. L'évacuation des eaux domestiques des habitants par des fosses septiques perdues. (Les fosses septiques perdues sont des éléments constitutifs d'une installation d'assainissement non-collective. Elles reçoivent les eaux-vannes (sanitaires), préfabriquées ou construites sur place, établies dans le sol, destinées à la dispersion des liquides au sein de couches géologiques perméables par infiltration).

Conclusion

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

Introduction

Pour un réseau d'assainissement bien dimensionnée, il faut bien maîtriser l'estimation des débits à évacuer quelque soient sa nature domestiques ou pluviales. Les effluents domestiques sont calculés, à la base de la population de la zone à l'horizon futur et la dotation ; au contraire, l'estimation des eaux pluviales compte sur la pluviométrie (les petites pluies, les averses ...) de la zone elle-même, ce qui appelle à faire une étude hydrologique pour bien estimer la précipitation, l'intensité moyenne maximale et donc un débit connu pour le dimensionnement du réseau.

II.1. Choix de la période de retour :

On entend par période de retour : l'intervalle ou bien la durée qui sépare deux occurrences consécutives de l'évènement considéré (intensité, averse, crue, ...). On peut aussi définir le T d'un événement comme étant l'inverse de la fréquence d'apparition de l'évènement, soit :

$$T = \frac{1}{1 - F(x)}$$

Avec

T : période de retour (ans).

F(x) : fréquence de dépassement (fréquence d'apparition).

Soit un évènement, par exemple une crue dont la période de retour est de 10 ans, a chaque année une chance sur 10 $\left(\frac{1}{10}\right)$ de se produire ; Autrement, elle peut se produire au moins une fois tous les 10 ans. En Algérie, on s'intéresse de dimensionner l'ouvrage d'évacuation en assainissement avec une période de retour de 10 ans.

II.2. Détermination de l'intensité maximale moyenne de précipitation

La conception d'un système d'évacuation des eaux pluviales doit prendre en compte toutes ces particularités de façon à dimensionner de manière optimale les ouvrages vis-à-vis des objectifs.

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

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

Soit :

$$im = \frac{\Delta h}{\Delta t}$$

Avec :

im : L'intensité moyenne en mm/h.

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

II.2.1. Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement

II.2.1.1 : Analyse des données statistiques

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

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique à la station de Bousfer dont le code est (40301, ANRH), sur une période de fonctionnement de 1979 à 2013 qui a été fournie par la Direction des Ressources en Eau de la Wilaya d'Oran.

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières sur une période de 34 ans.

Tableau. 2.1. Pluies maximales journalières à la station de Bousfer

Année	Pj, max (mm)	Année	Pj, max (mm)
1979	57	1997	21
1980	47,3	1998	47,8
1981	23,5	1999	40
1982	34,3	2000	46
1983	40,3	2001	96,4
1984	35,9	2002	27,7
1985	11,5	2003	46,6
1986	31	2004	19,5
1987	27	2005	32,8
1988	87,8	2006	37
1989	59,5	2007	59
1990	15,8	2008	26
1991	27,2	2009	26
1992	41,2	2010	62
1993	40	2011	44
1994	53,4	2012	33
1995	52,5	2013	56
1996	35,5		

Source : ANRH Oran

II.2.2 Calcul des paramètres de la loi choisie

II.2.2.1 Ajustement analytique

➔ Ajustement à la loi de GUMBEL

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

$$F(x) = e^{-e^{-u}}$$

Avec :

$F(x)$: Fréquence au dépassement de la valeur de x .

U : Variable réduite de Gumbel.

Le variable réduite de Gumbel peut d'écrit :

$$u = \frac{a - x}{b}$$

D'où :

a, x : Coefficients d'ajustement.

b : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « Gradex ».

Est l'équation d'une droite qui représente la loi de GUMBEL sur papier à probabilité GUMBEL.

a. Procédé d'ajustement

- Classement des valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre.
- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de HAZEN qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n}$$

Avec :

m : Numéro d'ordre.

n : Taille de la série.

- Calculer les caractéristiques empiriques de la série (moyenne, écart type ...).
- Calculer la variable de GUMBEL pour chaque valeur observée par la relation :

$$u = -\ln(-\ln(F(x)))$$

- Représentation graphique des couples (u_i, x_i) de la série à ajuster.

Tableau. 2.2. Ajustement par la loi de Gumbel

Année	Précipitation	Ordre croissant	Rang	Fréquence de Hazen	variable réduite de Gumbel (u)
1979	57	11,5	1	0,0143	-1,447
1980	47,3	15,8	2	0,0429	-1,147
1981	23,5	19,5	3	0,0714	-0,970
1982	34,3	21	4	0,1000	-0,834
1983	40,3	23,5	5	0,1286	-0,718
1984	35,9	26	6	0,1571	-0,616
1985	11,5	26	7	0,1857	-0,521
1986	31	27	8	0,2143	-0,432
1987	27	27,2	9	0,2429	-0,347
1988	87,8	27,7	10	0,2714	-0,265
1989	59,5	31	11	0,3000	-0,186
1990	15,8	32,8	12	0,3286	-0,107
1991	27,2	33	13	0,3571	-0,029
1992	41,2	34,3	14	0,3857	0,048
1993	40	35,5	15	0,4143	0,126
1994	53,4	35,9	16	0,4429	0,205
1995	52,5	37	17	0,4714	0,285
1996	35,5	40	18	0,5000	0,367
1997	21	40	19	0,5286	0,450
1998	47,8	40,3	20	0,5571	0,536
1999	40	41,2	21	0,5857	0,626
2000	46	44	22	0,6143	0,719
2001	96,4	46	23	0,6429	0,817
2002	27,7	46,6	24	0,6714	0,920
2003	46,6	47,3	25	0,7000	1,031
2004	19,5	47,8	26	0,7286	1,150
2005	32,8	52,5	27	0,7571	1,279
2006	37	53,4	28	0,7857	1,422
2007	59	56	29	0,8143	1,583
2008	26	57	30	0,8429	1,766
2009	26	59	31	0,8714	1,983
2010	62	59,5	32	0,9000	2,250
2011	44	62	33	0,9286	2,602
2012	33	87,8	34	0,9571	3,128
2013	56	96,4	35	0,9857	4,241

b. Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GUMBEL

D'après le graph suivant $P=f(u)$, on peut traduire les deux coefficients de Gumbel.

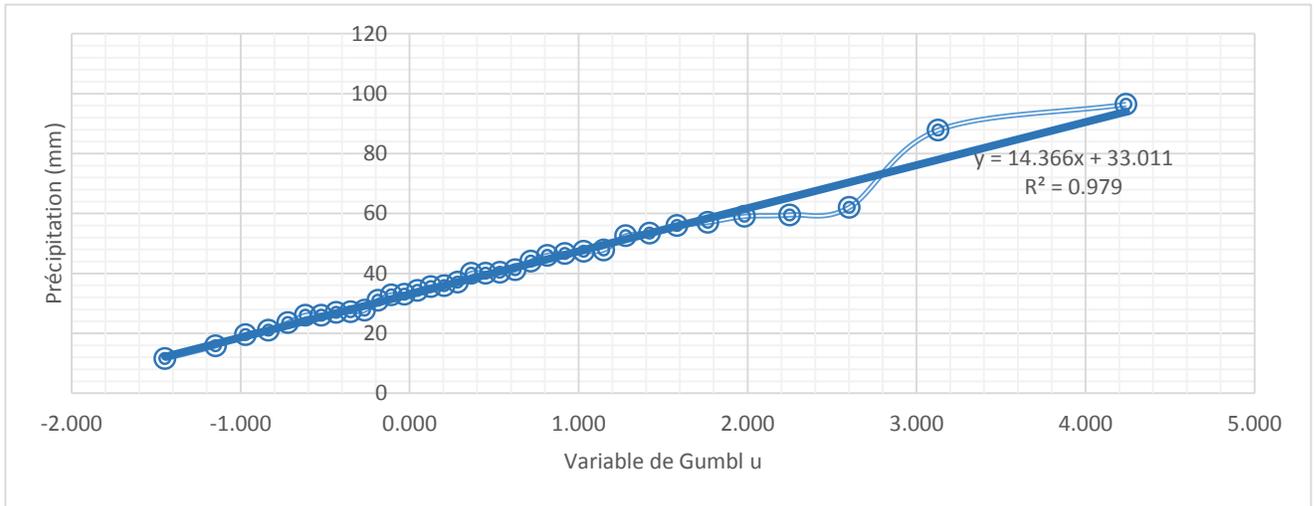


Fig. 2.1. Répartition graphique des couples (u_i, x_i) de la série ajustée

Avec :

- La pente $(a) = 14,37$

- $b = 33$

Donc : la droite de GUMBEL devient :

$$x = 14,37 \times u + 33$$

D'où :

$$P_{\max j, p\%} = 14,37 \times u + 33$$

Le coefficient de détermination $R^2 = 0,97 \rightarrow$ Le coefficient de corrélation : $R = 0,98$

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

c. Résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL

Tableau. 2.3. Ajustement par la loi de Gumbel

T (ans)	10	20	50
F	0,10	0,05	0,02
1-F	0,90	0,95	0,98
u	2,25	2,97	3,90
P (mm)	65,33	75,68	89,04

On utilisant la formule de MONTANARI, la valeur de l'intensité est de : $i = 153,78 \text{ l/s/ha}$

II.2.2.2. Ajustement graphique**A) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel**

A l'aide du logiciel HyfranPlus, on a obtenu les résultats suivants :

Tableau. 2.4. Résultats de calcul à la loi de Gumbel

T	q	XT	standard	Intervalle de confiance (95 %)
50,0	0,9800	88,2	10,4	67,8 - 109
20,0	0,9500	74,9	8,13	59,0 – 90,9
10,0	0,9000	64,7	6,44	52,1 – 77,3
5,0	0,8000	54,0	4,77	44,7 – 63,4
3,0	0,6667	45,5	3,60	38,5 – 52,6
2,0	0,5000	37,9	2,83	32,3 – 43,4

Dont les paramètres d'ajustement sont les suivants : $a = 14,22$; $b = 32,68$

D'où :

$$P'_{\max j, p\%} = 14,22 \times u + 32,68.$$

D'après la méthode précédente (analytique), on a trouvé :

$$P_{\max j, p\%} = 14,37 \times u + 33$$

On remarque que les équations sont très proches ; On prend celle du logiciel.

Tableau. 2.5. Caractéristiques de l'échantillon

	Caractéristiques. de l'échantillon
Minimum	11
Maximum	96
Moyenne	40,9
Ecart-type	18,2
Médiane	40
Coefficient de variation (Cv)	0,446

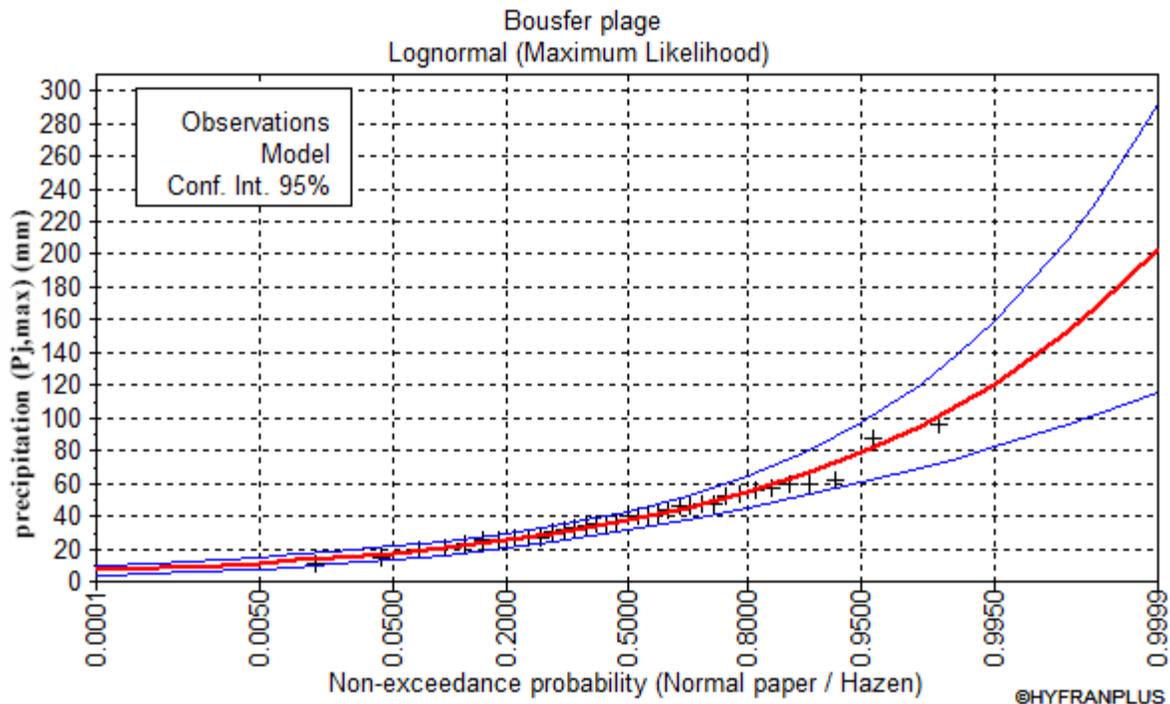


Fig. 2.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

B) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log normale)

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

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

$F(x)$: fréquence au non dépassement.

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x}$$

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

a. procédé d'ajustement

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

$$xp\% = 10^{\log xp\%} ; \text{ d'où : } xp\% = 10^{\overline{\log x} + up\%\sigma_{\log x}}$$

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

b. Résultats de l'ajustement par la loi de Galton

Log normale (**Maximum de vraisemblance**)

Nombre d'observation : 34 ans.

Tableau. 2.6. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95 %)	
50,0	0,9800	95,0	13,1	69,4 - 121	50,0
20,0	0,9500	78,8	9,43	60,3 - 97,3	20,0
10,0	0,9000	66,7	7,01	53,0 - 80,5	10,0
5,0	0,8000	54,6	4,93	44,9 - 64,2	5,0
3,0	0,6667	45,2	3,66	38,0 - 52,4	3,0
2,0	0,5000	37,1	2,87	31,5 - 42,8	2,0

Avec :

T : période de retour (T = 10 ans).

Q : probabilité au non dépassement.

XT : précipitation maximale journalière.

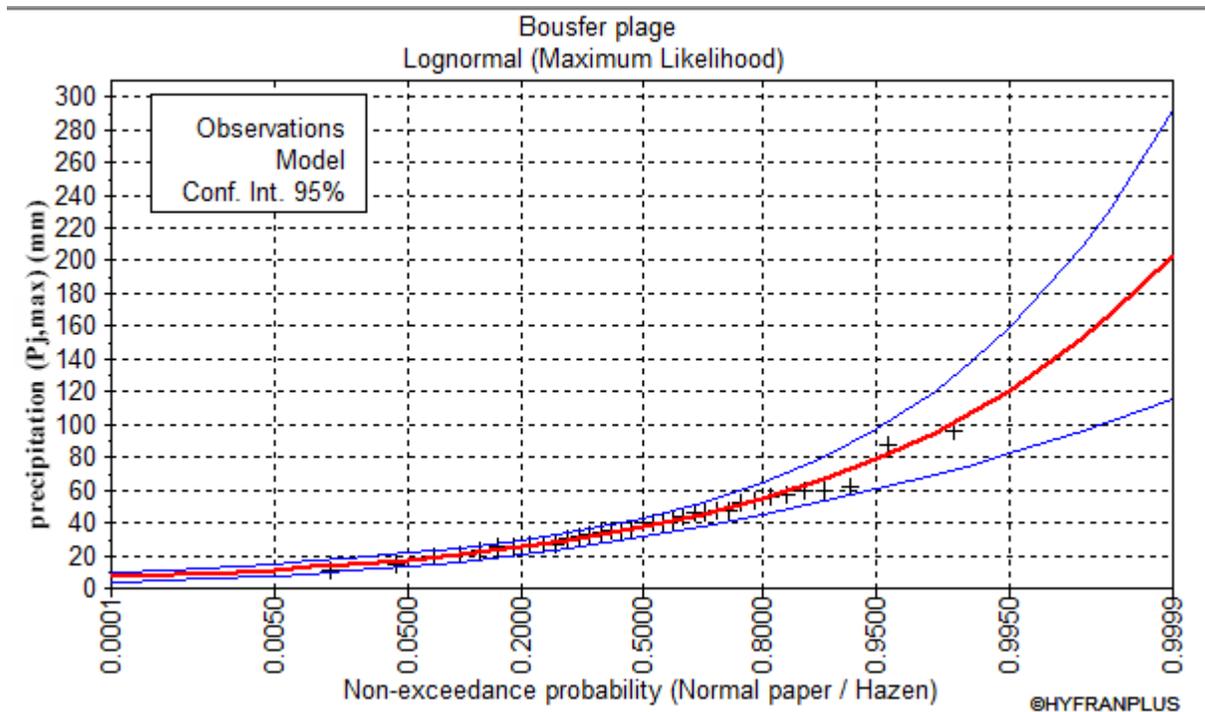


Fig. 2.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

II.3.3. Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI

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

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

Avec :

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

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

t : durée de l'averse en heure, $t = 0,25 \text{ h} = 15 \text{ min}$ pour une période de retour de 10 ans.

b : exposant climatique de la région ($b = 0,34$).

Nous aurons donc :

→ D'après la loi de Gumbel :

$$I_{15\text{min}} = \frac{65,33}{24} \times \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,34-1} = 55,36 \text{ mm}$$

→ D'après la loi de Galton :

$$I_{15\text{min}} = \frac{66,7}{24} \times \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,34-1} = 56,52 \text{ mm}$$

Conclusion

Dans la présente étude, la partie hydrologique nous a aidé à déterminer l'intensité moyenne des précipitations.

On observe que les résultats obtenus par les deux lois d'ajustement (loi de Gumbel et la loi de Galton) soit analytiquement ou graphiquement sont très rapprochés.

Pour le dimensionnement du réseau d'assainissement de Bousfer plage on va prendre la valeur obtenue par la loi de Galton qui représente le cas le plus défavorable. D'où on déterminera la valeur de l'intensité pluviale (i) (le débit spécifique).

$$i = \frac{56,52 \times 10000}{3600} = 157 \text{ l/s/ha.}$$

Pour une période de retour de 10 ans, et pour une pluie de durée de 15 minutes, l'intensité moyenne des Précipitation est prise égale à :

$$\mathbf{I = 157 \text{ l/s/ha.}}$$

Introduction

L'assainissement a pour objet d'assurer la collecte, le transport et le traitement des eaux usées et pluviales ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels tenant en compte les exigences de la santé publique et de l'environnement si on bien respecter les normes de rejet.

Deux conditions doivent être assurées par l'assainissement, quel que soit la nature du système projetée :

- Assurer une évacuation correcte et rapide des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et d'éviter toute stagnation après les averses.
- Assurer l'évacuation des eaux d'origines humaines (domestiques) ou industrielles sans stagnation et sans l'intervention des systèmes de pompes (gravitairement).

Pour le dimensionnement, il est indispensable de passer par un calcul de base du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales. Ça sera fait par : l'estimation du nombre d'habitants pour l'horizon 2045, le choix du système de réseau et du schéma ; le nombre de sous bassin adopté et le coefficient de ruissellement correspondant pour les utiliser dans le calcul des débits pluviométriques.

III.1 situation démographique

La population de Bousfer plage est estimée, selon le dernier recensement de 2008 à 800 habitants, avec un taux d'accroissement égal à 2,45 % (d'après DPAT).

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

$$P_t = P_0 (1 + T)^N$$

Avec :

P_t : Nombre d'habitants à l'horizon futur (2045).

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de base 2008 ($P_0 = 800$ hab.).

T : Taux d'accroissement est de 2,45 %.

N : Ecart d'années entre les deux horizons (2017-2045), $N = 28$ ans.

Tableau. 3.1. Evolution de la population de Bousfer Plage

Année	2008	2017	2045
Taux d'accroissement %	2,45		
Population	800	995	1960

NB : La zone d'étude est considérée une zone touristique, la population saisonnière doit être prise en compte. La capacité d'accueil saisonnière de la zone est estimée à 300 personnes environ.

Tableau. 3.2. Population saisonnière de Bousfer Plage

	Nombre	Habitants
Hôtels	1	120
Bungalow	4	24
Centre de vacance	1	100
Villas	8	56
Total général	300	

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

En général, le bassin versant est un secteur géographique limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux. Le découpage du site en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

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

III.3. Systèmes d'assainissement

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

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

III.3.1. Système unitaire

Dans ce type de système, les eaux usées et pluviales sont évacuées par le même réseau (Ce système prévoit l'évacuation en commun dans une même conduite des eaux d'égout ménagères et les eaux de pluie).

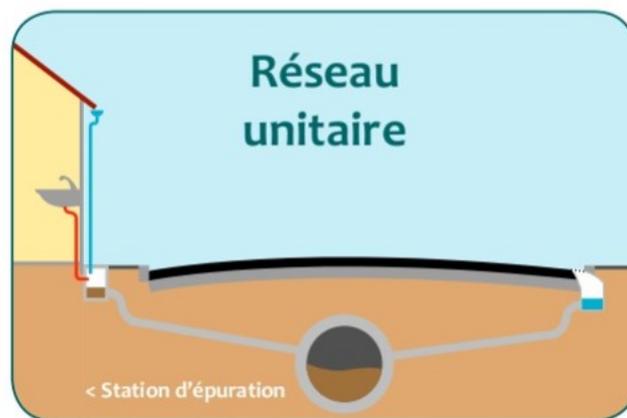


Fig. 3.1. Système unitaire

III.3.2. Système séparatif

Le réseau séparatif collecte les eaux usées domestiques et les eaux pluviales séparément, il y a deux Collecteurs (conduites), un pour les eaux usées domestiques et le second pour les eaux pluviales.

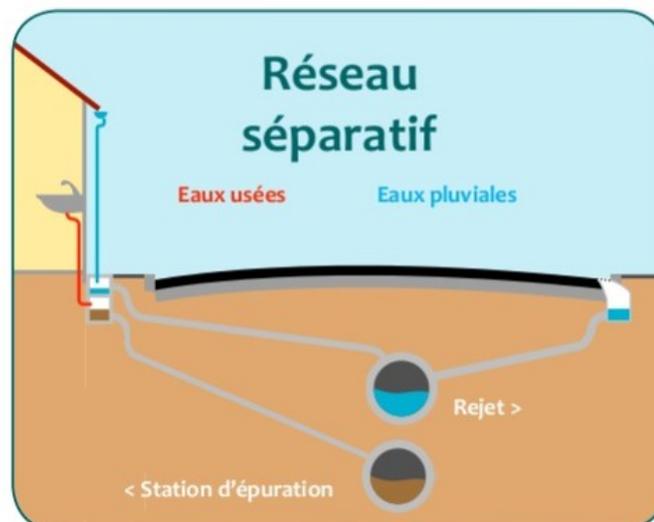


Fig. 3.2. Système séparatif

III.3.3. Système pseudo-séparatif

Système pseudo-séparatif ou mixte désignant communément des réseaux constituent, selon les zones d'habitation, en partie en système unitaire et en partie en système séparatif.

III.4. Choix entre les systèmes d'assainissement

Le choix entre les systèmes d'assainissement résulte d'une suite de considérations :

- **Considérations techniques**, topographie locale, régimes des précipitations atmosphériques, nature du terrain, durée de temps sec précédant le ruissellement, tracé du réseau de la voirie urbaine, l'imperméabilisation des sols, répartition de l'habitat, ...
- **Considérations économiques**, prenant en compte les dépenses d'investissement et d'entretien, d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations (réseau, pompage et épuration).
- **Considérations urbanistiques** (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels, etc.)
- **Considérations environnementales**, qui interdira parfois d'implanter un équipement en certains lieux, biologiquement riches.
- **Considérations d'exploitation** tenant, par exemple, à des difficultés d'entretien en raison de la faiblesse des pentes du terrain ; ces raisons pourront amener à utiliser un système d'assainissement relativement coûteux, voire des dispositifs spéciaux pour faciliter l'écoulement (pompage).
- Considérations de réduction des débits de pointe des eaux pluviales.
- **Considérations de sensibilité d'une nappe**, qui exclut l'assainissement non collectif, limite peut-être économiquement la profondeur des tranchées et incite à tel ou tel type de réseau.
- **Considérations de proximité des réseaux voisins** et de leurs positions en profondeur (conduites d'eau potable, canalisations de gaz, câbles électriques ou téléphoniques, etc.) ».

III.5. Schémas d'évacuation

Bien que les réseaux d'évacuation revêtent des dispositions très diverses selon le système choisi et les contraintes, les différents schémas sont représentés dans les sous titres ci-dessous.

III.5.1. Schéma perpendiculaire au cours d'eau

On l'appelle également schéma à écoulement direct. Il est adopté pour les eaux pluviales des réseaux séparatifs s'il n'y a pas de traitement qui est prévue. L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau le plus proche.

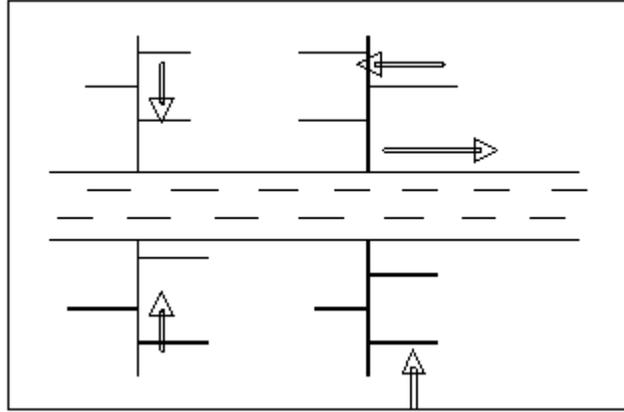


Fig. 3.3. Schéma perpendiculaire

III.5.2. Schéma par déplacement latéral

Il est également appelé schéma à collecteur latéral. Ses eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau. Il permet de reporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Son désavantage principal est qu'il nécessite souvent des relèvements.

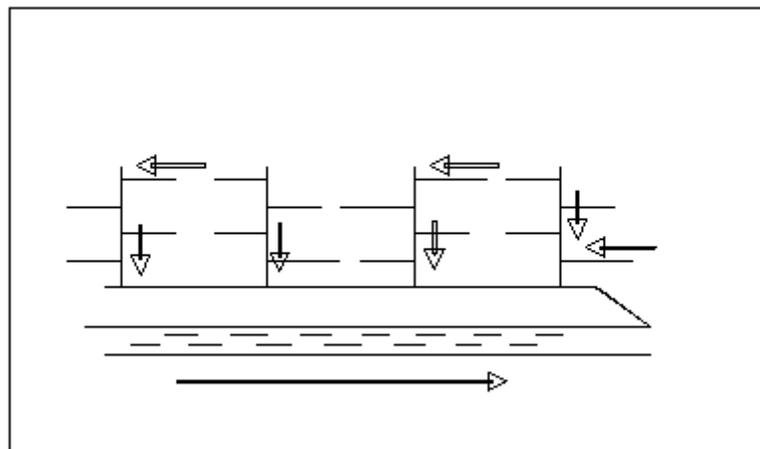


Fig. 3.4. Schéma par déplacement latéral

III.5.3. Schéma à collecteur transversal ou de collecte oblique

Il comporte des réseaux secondaires ramifiés sur le ou les collecteurs principaux. Ceux-ci disposent ainsi d'une pente plus forte et permettent de reporter facilement, par simple gravité, l'ensemble des effluents plus loin à l'aval que dans le dispositif précédent.

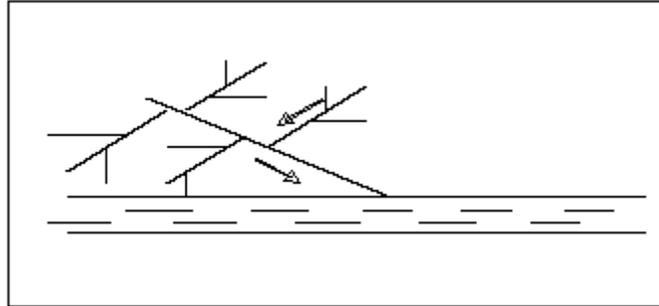


Fig. 3.5. Schéma à collecteur transversal

III.5.4. Schéma par zones étagées

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

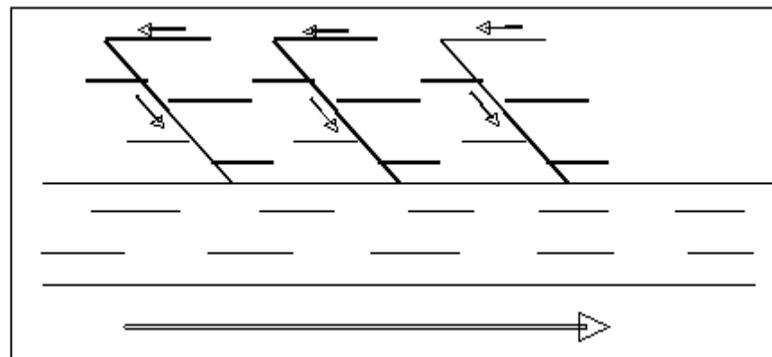


Fig. 3.6. Schéma à collecteur étagé

III.5.5. Schéma à centre collecteur unique et schéma radial

Le réseau converge sur un centre. A partir de ce centre, l'effluent est refoulé dans un émissaire de transport. Ces schémas s'appliquent plus particulièrement aux zones uniformément plates ; Il permet de donner artificiellement la pente suffisante aux canalisations.

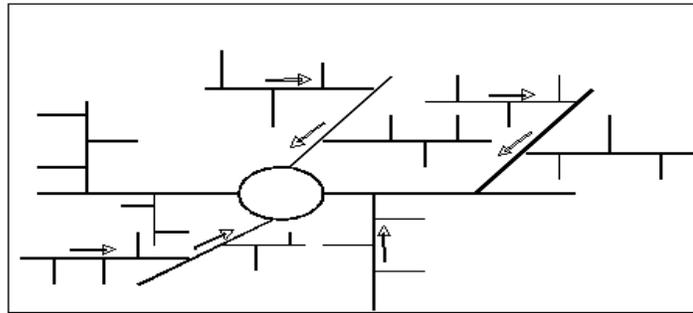


Fig. 3.7. Schéma type radial

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

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

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

III.7. Choix du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement se définit comme le rapport du volume d'eau qui ruisselle au volume d'eau tombé sur le bassin considéré :

$$Cr = \frac{\text{Volume d'eau qui ruisselle}}{\text{Volume d'eau tombé}}$$

Ce coefficient tient compte des pertes de ruissellement qui se composent de :

- L'évaporation qui varie selon le climat et la saison.
- L'infiltration, qui varie avec la nature du sol.
- Du stockage dépressionnaire, qui tient compte de l'eau retenue dans les petites cavités du sol ou qui remplit les filets, rigoles, caniveaux et fossés.

Il dépend de plusieurs facteurs :

- La nature de sol.
- La pente du terrain.
- La durée de pluie.

III.7.1. Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps

Dans le cas où la surface du bassin est formée de plusieurs aires élémentaires « A_i », auxquelles on affecte le coefficient de ruissellement « C_{ri} », on calcule le coefficient de ruissellement pondéré par :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i \times C_{ri}}{A}$$

Avec :

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré.

A_i : surface du sous bassin (ha).

C_{ri} : coefficient de ruissellement partiel.

A : surface totale en (ha).

i : numéro de sous bassin ($i = 1, \dots, 6$).

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

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

Tableau. 3.3. Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissèlement
Habitations très denses	0,90
Habitations denses	0,60 – 0,70
Habitations moins denses	0,40 – 0,50
Quartiers résidentiels	0,20 – 0,30
Square – garde – prairie	0,05 – 0,20

III.7.3. Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces

Tableau. 3.4. Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée

Nature de la surface	Coefficient de ruissèlement
Pavage, chaussées revêtues, pistes ciment	$0,70 \leq C \leq 0,95$
Toiture et terrasses	$0,75 \leq C \leq 0,95$
Sols imperméables avec végétation	
$I < 2 \%$	$0,13 \leq C \leq 0,18$
$2 \% \leq I \leq 7 \%$	$0,18 \leq C \leq 0,25$
$I > 7 \%$	$0,25 \leq C \leq 0,35$
Sols perméables avec végétation	
$I < 2 \%$	$0,05 \leq C \leq 0,10$
$2 \% \leq I \leq 7 \%$	$0,10 \leq C \leq 0,15$
$I > 7 \%$	$0,15 \leq C \leq 0,20$

Source : Guide technique d'assainissement

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

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

Tableau. 3.5. Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

Densité de la population (hab / ha)	Coefficient de ruissèlement
20	0,20
30 – 80	0,20 – 0,25
60 – 150	0,25 – 0,30
150 – 200	0,30 – 0,45
200 – 300	0,45 – 0,60
300 – 400	0,60 – 0,80
400 et plus	0,80 – 0,90

III.7.5 Coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol

Tableau. 3.6. Valeur des coefficients de ruissellement suivant type d'occupation du sol

type d'occupation du sol	Coefficient de ruissèlement
Commercial	$0,70 \leq C \leq 0,95$
Résidentiel :	
Lotissement	$0,30 \leq C \leq 0,50$
Collectif	$0,50 \leq C \leq 0,75$
Habitat disperse	$0,25 \leq C \leq 0,40$
Industriel	$0,5 \leq C \leq 0,80$
Parc et jardins	$0,05 \leq C \leq 0,25$
Terrains de sport	$0,10 \leq C \leq 0,30$
terrain vagues	$0,05 \leq C \leq 0,15$
Terres agricoles :	
Drainées	$0,05 \leq C \leq 0,13$
non drainées	$0,03 \leq C \leq 0,07$

Source : Guide technique d'assainissement

Puisque ce coefficient dépend principalement du degré de saturation en eau (type, texture du sol), et de la pente du terrain, on choisit les valeurs qui sont en fonction de l'occupation de sol.

Les résultats d'estimation de coefficient de ruissèlement sont dans le tableau ci-dessous.

Tableau. 3.7. Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins selon l'occupation du sol

N° sous bassin	Surface Si (ha)	Nature des surfaces Si	coefficient de ruissellement Cri	Coefficient de ruissellement pondéré Crp
1	7,36	60 % habitation existante	0,75	0,64
		14,3 % route	0,9	
		25,7 % espace	0,25	
2	5,0	60 % habitation existante	0,75	0,59
		6,8 % route	0,9	
		33,18 % espace	0,25	
3	5,42	55 % habitation	0,75	0,57
		38 % espace	0,25	
		7 % route	0,9	
4	3,1	12 % habitation 13 % équipement existant	0,75	0,43
		8 % route	0,9	
		67 % espace	0,25	
5	10,7	60 % habitation existant	0,75	0,62
		5 % stade	0,3	
		10 % route	0,9	
		25% espace	0,25	
6	5,34	60% habitation existant	0,75	0,60
		10 % route	0,9	
		25 % espace	0,25	

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

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

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

III.8.1. Coefficient de ruissellement pondéré

Ce dernier est estime par la relation suivante :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i \times C_{ri}}{A}$$

$$C_{rp} = 0,60$$

III.8.2. Calcul de la densité partielle

$$D_i = \frac{C_{ri} \times P_t}{C_{rp} \times A}$$

Avec :

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

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré.

A : surface totale (ha).

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

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

$$P_i = D_i \times A_i$$

Remarque : Les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau ci-après.

Tableau. 3.8. Nombre d'habitants estimé pour les sous bassins

N° S-B	Surface A (ha)	Cri	Cri*A	Di	Nbre d'habitant
1	7.36	0.64	4.71	65.99	486
2	5	0.59	2.95	60.83	304
3	5.42	0.57	3.09	58.77	319
4	3.1	0.43	1.33	44.33	137
5	10.7	0.62	6.63	63.92	684
6	5.34	0.6	3.20	61.86	330

Conclusion

Dans ce chapitre, on a abordé les différents systèmes et schémas d'évacuation, la répartition des habitants par les sous-bassins afin de pouvoir faire un calcul hydraulique adéquat.

Sachant qu'on a opté pour un système unitaire et un schéma de type radial.

Introduction

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

- l'évacuation correcte des eaux pluviales permettant :
 - d'empêcher la submersion des zones urbanisées.
 - d'éviter la stagnation de ces eaux particulièrement dans les points bas de l'agglomération.
- la collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux industrielles) en assurant leur transport, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leur traitement (la station d'épuration).

IV.1. Evaluation des débits des eaux usées

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

- aux pointes d'avenir qui conditionnent la détermination des sections des canalisations en système séparatif et, dans certains cas, celles des émissaires en système unitaire.
- aux flots minimaux actuels qui permettent d'apprécier les capacités d'auto curage des Canalisations.

IV.1.1. Nature des eaux usées à évacuer

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

- Les eaux usées d'origine domestique.
- Les eaux usées d'origine industrielle.

A. Les eaux usées d'origine domestique

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

- Les eaux ménagères (eaux de cuisine, de lessive, de toilette, etc.).
- les eaux vannes (en provenance des W.C, matière fécales et urines).

🚦 **Qualité des eaux usées**

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

➤ **Quantité à évacuer**

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

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

- Type d’habitats et leur degré de confort.
- Dotation en eaux potable.
- Conditions climatiques.
- Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles.

B. Eaux des services publics

Les eaux de lavage des espaces publics (cours, rue,...) sont évacuer vers le réseau par l’intermédiaire de puisard menu d’une grille. Les eaux usées des services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d’utilité publique seront pris en compte avec les besoins domestiques

IV.1.2. Estimation des débits des eaux usées

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

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

IV.1.3. Estimation des débits des eaux usées domestiques

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 200 l/j hab. (source : APC Oran).

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

V.1.3.1. Evaluation du débit moyen journalier

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

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{N \times D \times K_r}{86400}$$

Avec :

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

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

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

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

IV.1.3.2. Evaluation du débit de pointe

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

$$Q_{\text{pte}} = K_p \cdot Q_{\text{moy},j}$$

Avec :

Q_{pte} : Débit de pointe.

$Q_{\text{moy},j}$: Débit moyen journalier.

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

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

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}}} \quad \text{si} \quad Q_{\text{moy},j} \geq 2,8 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 \text{ si } Q_{\text{moy},j} < 2,8 \text{ l/s}$$

Les débits d'eaux usées des équipements et les débits d'eaux usées de pointe sont respectivement illustrés dans les deux tableaux ci-après.

Tableau. 4.1. Evaluation des débits d'eaux usées des équipements à l'horizon de 2045

N° S.B	Equipement	Unité de mesure	Nbre d'unité	Qte d'eau usée rejetée L/j/unité	Q usé M ³ /j	Q équip M ³ /j
1	Hôtel	Lit	100	350	35	35
2	Protection civile	Agent	8	10	0,08	0,18
	Sureté Urbain	Agent	10	10	0,1	
4	Mosquée	Fidèle	150	10	1,5	7,5
	Ecole	Elève	120	50	6	
5	Stade	M ²	1000	150	150	150

Tableau. 4.2. Détermination des débits de pointe pour chaque sous bassin   l'horizon de 2045

N°sous bassin	Nbr d'habitant	Qmoy,j (l/s)	Kp	Qpte (l/s)	Qequ (l/s)	Qtotal (l/s)	Qus�e (m ³ /s)
1	486	1,349	3	4,047	0,405	4,45	0,0045
2	304	0,845	3	2,535	0,002	2,54	0,0025
3	319	0,885	3	2,654	-	2,65	0,0025
4	137	0,382	3	1,145	0,087	1,23	0,0012
5	684	1,900	3	5,700	1,736	7,44	0,0074
6	330	0,918	3	2,753	-	2,75	0,0026

IV.2. Evaluation des débits des eaux pluviales

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. Les débits d'eaux pluviales seront calculés pour une précipitation de fréquence décennale et d'une durée de 15 mn.

Pour éviter les débordements (inondation). Deux méthodes essentielles se présentent pour l'estimation des débits pluviaux :

- La méthode superficielle
- La méthode rationnelle

IV.2.1. La méthode rationnelle

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

$$Q = \alpha \times Cr \times i \times A$$

Avec :

Q : Le débit pluvial en (l/s)

α : Un Coefficient correcteur de l'intensité

Cr : Le coefficient de ruissellement

i : L'intensité en (l / s / ha)

A : La superficie du sous bassin en (ha)

IV.2.1.1. Hypothèses De La Méthode Rationnelle

- ✓ L'intensité de l'averse (mm/h) est uniforme. dans le temps et dans l'espace.
- ✓ Une précipitation de fréquence décennale (c.-à-d. on a un $Q_{\text{pluie.max}}$ chaque 10 ans).
- ✓ Les surfaces imperméables régulièrement réparties sur le bassin.
- ✓ le coefficient de ruissellement est constant durant l'averse

IV.2.1.2. Validité De La Méthode Rationnelle

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

IV.2.1.3. Temps de concentration

Le temps de concentration relatif à un bassin versant est le temps le plus long que met l'eau qui ruisselle pour atteindre l'exutoire. Pour évaluer ce dernier on sait que t_1 , t_2 et t_3 tels que :

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

Où :

l : Longueur de la conduite (m).

L : Cheminement hydraulique le plus long.

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

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

Trois aspects sont à considérer

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

IV.2.2. Méthode superficielle

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

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

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

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

$$i(t,F) = a(F)tb(F)$$

Où :

$i(t, F)$: est l'intensité maximale de la pluie de durée **t**. de fréquence de dépassement

F. i : est exprimé en millimètres par minute et **t** en minutes est compris entre 5 minutes et 120 minutes.

$Q(F)$: est le débit de fréquence de dépassement **F** exprimé en mètres cubes par seconde.

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

Cr : est le coefficient de ruissellement.

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

K : est un coefficient d'expression : $K = \frac{0.5b(F)a(F)}{6,6}$

U : est un coefficient d'expression : $U = 1 + 0.287b(F)$

V : est un coefficient d'expression : $V = -0.41b(F)$

W : est un coefficient d'expression : $W = 0.95 + 0.507b(F)$

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

Tableau. 4.3. Calcul des débits pluviaux par la méthode rationnelle

N° du SB	Ai (ha)	Cri	Coefficient correcteur « α »	Intensité moyenne (l/s hec)	Q _{pluie} (l/s)	Q _{pluie} (m ³ /s)
1	7,36	0,64	1	157	739,53	0,740
2	5	0,59	1	157	463,15	0,463
3	5,42	0,57	1	157	485,04	0,485
4	3,1	0,43	1	157	209,28	0,209
5	10,7	0,62	1	157	1041,54	1,042
6	5,34	0,6	1	157	503,03	0,503

Avec :

Ai : surface de sous bassin (ha).

Cri : coefficient de ruissellement.

α : coefficient minorateur de « i ».

Tableau. 4.4. Débits totaux pour chaque sous bassin

N° Sous bassin	Surface	Q _{usée} (l/s)	Q _{pluie} (l/s)	Q _{tot} (l/s)	Q _{tot} (m ³ /s)
1	7,36	4,45	739,53	743,98	0,74
2	5	2,54	463,15	465,69	0,47
3	5,42	2,53	485,04	487,57	0,49
4	3,1	1,23	209,28	210,51	0,21
5	10,7	7,44	1041,54	1048,98	1,05
6	5,34	2,75	503,03	505,78	0,51

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons calculé les débits de rejet de cette agglomération de différentes natures : domestique, d'équipement et pluviale.

D'après le calcul, on a constaté que les valeurs des débits d'eaux usées sont négligeables par rapport aux débits d'eaux pluviaux. Par conséquent, le dimensionnement et le choix du système doit être judicieux afin d'assurer l'auto curage pour des débits minimums.

Introduction

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

Du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

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

Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs.

V.1. Conditions d'implantation des réseaux

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto curage. La pente minimale souhaitable est de 0,005 m/m.

La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements. En général, le drainage des caves et sous-sols est exclus, dans la mesure où cette position entraînerait un approfondissement excessif du réseau, les effluents éventuels en provenance devraient être relèves vers ce dernier.

V.2. Conditions d'écoulement et de dimensionnement

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

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0,6 m/s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0,3 m/s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm.

Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

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

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

V.3. Mode de calcul

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère l'hypothèse suivante :

- 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.

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

$$Q = V \times S$$

Avec :

Q : Débit (m^3/s).

S : Section mouillée (m^2).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions.

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

$$V = K_S \times R^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{Ii}$$

Où :

I_i (m/m): Pente motrice de l'écoulement.

R (m): Rayon hydraulique.

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

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s S R^{2/3} \sqrt{I_i}$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

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

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

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

Les résultats de calcul des dimensions des collecteurs et des paramètres hydrauliques (condition d'écoulement et la vitesse d'auto curage) sont reportés dans les tableaux suivants :

Tableau. 4.1 : Dimensions des canalisations (Collecteur A) et les différents paramètres hydrauliques

N° S.B	Tronçon	Ctam	Ctav	Cam.r	Cav.r	L	I %	Qtot	Dcalc	D ext	Dnor	Vps	Qps	Rq	Rq _{min}	Rv	Rv _{min}	Rh	V	V _{min}
S.B.1	A1_ A2	16.65	17.24	15.15	15.07	20	0.40	0.0281	211.32	315	300	1.012	0.0716	0.39	0.003	0.93	0.246	0.43	0.94	0.31
	A2_ A3	17.24	18.35	15.07	14.96	30	0.37	0.0587	282.95	315	300	0.969	0.0685	0.86	0.006	1.11	0.269	0.71	1.08	0.35
	A3_ A4	18.35	19.59	14.96	14.83	30	0.43	0.0936	326.68	400	380	1.234	0.1399	0.67	0.005	1.08	0.260	0.60	1.33	0.39
	A4.1_ A4.2	22.36	23.82	20.86	20.72	35	0.40	0.0526	267.22	315	300	1.012	0.0716	0.74	0.005	1.09	0.263	0.63	1.11	0.33
	A4.2_ A4.3	23.82	23.19	20.72	20.65	19	0.37	0.0588	282.91	315	300	0.972	0.0687	0.86	0.006	1.11	0.269	0.71	1.08	0.46
	A4.3_ A4.4	23.19	22.49	20.11	19.49	20	3.10	0.0638	195.66	315	300	2.818	0.1992	0.32	0.002	0.88	0.243	0.39	2.48	0.68
	A4.4_ A4.5	22.49	20.11	19.49	18.61	21	4.19	0.0717	193.17	315	300	3.277	0.2316	0.31	0.002	0.87	0.242	0.38	2.86	0.79
	A4.5_ A4.6	20.11	19.17	18.61	17.67	14	4.48	0.0788	197.66	315	300	3.386	0.2394	0.33	0.002	0.88	0.243	0.39	3.00	0.82
	A4.6_ A4	19.17	19.59	17.67	17.62	12	0.42	0.0810	311.74	400	380	1.210	0.1372	0.59	0.004	1.05	0.256	0.56	1.27	0.31
	A4_ A5	19.59	19.93	14.83	14.7	40	0.43	0.2677	484.44	500	475	1.431	0.2536	1.06	0.003	1.10	0.246	0.92	1.58	0.35
	A5_ A6	19.93	19.73	14.73	14.53	43	0.53	0.2214	434.96	500	475	1.577	0.2795	0.79	0.004	1.10	0.253	0.67	1.74	0.40
	A6_ A7	19.73	18.52	14.5	14.32	42	0.43	0.2612	481.00	500	475	1.424	0.2522	1.04	0.005	1.11	0.263	0.89	1.59	0.38
	A7_ A8	18.52	16.62	14.32	14.12	40	0.50	0.2970	490.32	500	475	1.538	0.2725	1.09	0.006	1.07	0.267	0.95	1.65	0.41
	A8_ A9	16.62	15.3	14.17	13.8	42	0.88	0.3577	472.79	500	475	2.041	0.3616	0.99	0.006	1.12	0.265	0.84	2.29	0.54
	A9_ A10	15.3	13.84	13.8	12.34	42	3.48	0.3995	380.95	400	380	3.494	0.3962	1.01	0.006	1.12	0.267	0.86	3.92	0.93
A10_ A11	13.84	13.19	12.34	11.69	35	1.86	0.4413	444.78	500	475	2.963	0.5251	0.84	0.005	1.11	0.261	0.70	3.28	0.77	
A11_ A12	13.19	12.42	11.69	10.92	40	1.93	0.4948	461.17	500	475	3.017	0.5346	0.93	0.006	1.12	0.265	0.77	3.37	0.80	
A12_ A13	12.42	11.54	10.92	10.04	40	2.20	0.5658	472.95	500	475	3.225	0.5715	0.99	0.006	1.12	0.269	0.84	3.62	0.87	
S.B.2	A13_ A14	11.54	10.53	10.04	9.03	40	2.53	0.6382	482.18	500	475	3.455	0.6123	1.04	0.007	1.11	0.271	0.90	3.84	0.94
	A14_ A15	10.53	10.09	9.03	8.59	30	1.47	0.6864	548.65	630	600	3.077	0.8700	0.79	0.000	1.10	0.229	0.66	3.39	0.70
	A15_ A16	10.09	9.77	8.59	8.27	22	1.45	0.7364	564.19	630	600	3.064	0.8664	0.85	0.000	1.11	0.229	0.71	3.40	0.70
	A16_ A17	9.77	9	8.27	7.5	24	3.21	0.7876	498.83	630	600	4.551	1.2868	0.61	0.000	1.06	0.228	0.57	4.82	1.04
	A17_ A18	9	8.33	7.5	6.83	24	2.79	0.8357	523.53	630	600	4.245	1.2003	0.70	0.000	1.09	0.228	0.61	4.61	0.97
	A18_ A19	8.33	8	6.83	6.5	22	2.12	0.8801	562.06	630	600	3.699	1.0460	0.84	0.004	1.11	0.254	0.70	4.10	0.94
	A19_ A20	8	9.56	6.5	5.86	35	1.83	0.9181	564.35	630	600	3.436	0.9714	0.95	0.001	1.12	0.230	0.79	3.85	0.79
	A20_ A21	9.56	11.69	6.86	6.19	40	1.68	0.9585	583.06	630	600	3.288	0.9298	1.03	0.001	1.12	0.230	0.89	3.67	0.76

Tableau. 4.2 : Dimensions des canalisations (Collecteur A) et les différents paramètres hydrauliques

N° S.B	Tronçon	Ctam	Ctav	Cam.r	Cav.r	L	I%	Qtot	Dcalc	Dext	Dnor	Vps	Qps	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	V	Vmin
S.B.3	A21.1 _ A21.2	20.94	20.5	19.94	17.5	50	4.88	0.0297	137.75	315	300	3.536	0.2499	0.12	0.001	0.70	0.230	0.24	2.48	0.81
	A21.2 _ A21.3	20.5	17.3	17.5	15.8	50	3.40	0.0477	176.13	315	300	2.951	0.2086	0.23	0.001	0.82	0.234	0.33	2.43	0.69
	A21.(3.1) _ A21.(3.2)	27.45	26.63	25.45	23.43	42	4.81	0.0590	178.73	315	300	3.510	0.2481	0.24	0.001	0.83	0.234	0.33	2.92	0.82
	A21.(3.2) _ A21.(3.3)	26.63	24	23.43	21.8	35	4.66	0.0708	192.53	315	300	3.454	0.2442	0.29	0.001	0.86	0.236	0.37	2.98	0.82
	A21.(3.3) _ A21.(3.4)	24	21.4	21.8	19.9	40	4.75	0.1168	231.48	315	300	3.488	0.2466	0.47	0.002	0.98	0.242	0.49	3.42	0.85
	A21.(3.4) _ A21.3	21.4	17.3	17.9	15.8	44	4.74	0.1174	232.07	315	300	3.483	0.2462	0.48	0.003	0.98	0.244	0.49	3.42	0.85
	A21.3 _ A21.4	17.3	15.78	15.8	14.28	30	3.45	0.1181	246.78	315	300	2.973	0.2101	0.56	0.003	1.04	0.248	0.54	3.08	0.74
	A21.(4.1) _ A21.(4.2)	28.14	30	26.14	26	29	0.48	0.0102	142.18	315	300	1.112	0.0786	0.13	0.001	0.72	0.231	0.25	0.80	0.26
	A21.(4.2) _ A21.(4.3)	30	28.17	26	25.17	50	1.66	0.0255	159.39	315	300	2.062	0.1458	0.18	0.001	0.78	0.232	0.29	1.61	0.48
	A21.(4.3) _ A21.(4.4)	28.17	27	25.17	23.5	40	4.18	0.0474	169.12	315	300	3.270	0.2312	0.21	0.001	0.81	0.233	0.31	2.64	0.76
	A21.(4.4) _ A21.(4.5)	27	23.35	21.3	19.85	40	3.63	0.0615	191.50	315	300	3.047	0.2154	0.29	0.001	0.86	0.236	0.36	2.62	0.72
	A21.(4.5) _ A21.(4.6)	23.35	18.4	18.55	16.9	38	4.34	0.0787	203.02	315	300	3.335	0.2358	0.33	0.002	0.89	0.238	0.39	2.96	0.79
	A21.(4.6) _ A21.4	18.4	15.78	15.4	14.28	24	4.67	0.2191	294.04	315	300	3.458	0.2444	0.90	0.002	1.11	0.238	0.74	3.85	0.82
	A21.4 _ A21.5	15.78	13.42	13.78	11.42	45	4.72	0.3383	345.32	400	380	4.071	0.4617	0.73	0.002	1.09	0.243	0.63	4.45	0.99
	A21.5 _ A21	13.42	11.69	11.42	10.19	28.7	4.29	0.3400	352.29	400	380	3.879	0.4399	0.77	0.004	1.10	0.253	0.65	4.27	0.98
	A21 _ A22	11.69	11.93	6.19	6.06	35	0.40	1.3004	952.47	1180	1000	1.882	1.4785	0.88	0.001	1.11	0.235	0.73	2.09	0.44
	A22 _ A23	11.93	10.94	6.07	5.89	45	0.40	1.3022	952.99	1180	1000	1.882	1.4785	0.88	0.001	1.11	0.235	0.73	2.09	0.44
	A23 _ A24	10.94	9.23	5.89	5.73	40	0.40	1.3042	953.52	1180	1000	1.882	1.4785	0.88	0.001	1.11	0.235	0.73	2.09	0.44
	A24 _ A25	9.23	7.29	5.73	5.2	50	1.06	1.3062	794.74	970	800	2.641	1.3274	0.98	0.002	1.12	0.237	0.83	2.96	0.63
	A25 _ A26	7.29	7.2	5.2	5	50	0.40	1.3380	962.71	1180	1000	1.882	1.4785	0.90	0.001	1.12	0.236	0.75	2.10	0.44
A26 _ A27	7.2	7.52	5	4.82	20	0.90	1.3878	838.34	1180	1000	2.824	2.2177	0.63	0.001	1.07	0.233	0.58	3.01	0.66	
S.B.4	A27 _ A28	7.52	7.44	4.82	4.64	37	0.49	1.5227	974.15	1180	1000	2.076	1.6305	0.93	0.00	1.12	0.24	0.78	2.32	0.49
	A28 _ A29	7.44	6.87	4.64	4.47	50	0.34	1.5262	1042.7	1410	1200	1.960	2.2165	0.69	0.00	1.08	0.24	0.61	2.13	0.46
	A29 _ A30	6.87	7.60	4.47	4.30	43	0.40	1.5264	1013.7	1410	1200	2.113	2.3901	0.64	0.00	1.07	0.24	0.58	2.26	0.50
	A30 _ A31	7.6	6.64	4.3	4.24	13.5	0.44	1.5418	995.42	1180	1000	1.984	1.5584	0.98	0.00	1.12	0.24	0.84	2.23	0.48
	A31 _ A32	6.64	6.39	4.24	4.19	5	1.00	1.5585	858.47	1180	1000	2.976	2.33376	0.67	0.00	1.07	0.24	0.59	3.21	0.71

Tableau. 4.3 : Dimensions des canalisations (Collecteur F) et les différents paramètres hydrauliques

N° S.B	Tronçon	Ctam	Ctav	Cam.r	Cav.r	L	I%	Q _{tot}	D _{calc}	D _{ext}	D _{nor}	Vps	Qps	Rq	Rq _{min}	Rv	Rv _{min}	Rh	V	V _{min}
S.B.5	F1_F2	21.27	19.91	19.27	18.41	25.00	3.44	0.0161	114.45	315	300	2.97	0.2098	0.08	0.001	0.6	0.23	0.19	1.775	0.69
	F2_F3	19.91	17.64	16.91	16.14	30.00	2.57	0.0361	163.64	315	300	2.56	0.1813	0.20	0.002	0.80	0.24	0.31	2.058	0.61
	F3_F4	17.64	15.06	14.64	13.56	35.00	3.09	0.0590	190.13	315	300	2.81	0.1987	0.30	0.003	0.86	0.25	0.37	2.434	0.69
	F4_F5	15.06	11.81	12.06	10.31	45.00	3.89	0.0963	218.80	315	300	3.16	0.2231	0.43	0.004	0.95	0.25	0.46	3.006	0.80
	F5_F6	11.81	8.9	9.81	7.4	50.00	4.82	0.1172	226.21	315	300	3.51	0.2484	0.47	0.005	0.98	0.26	0.48	3.443	0.90
	F6_F7	8.90	8.35	7.40	6.85	30.00	1.83	0.1287	280.87	315	300	2.17	0.1532	0.84	0.008	1.10	0.28	0.70	2.4	0.61
	F7_F8	8.35	8.49	6.85	6.72	31.00	0.42	0.1421	384.39	400	380	1.21	0.1376	0.98	0.010	1.11	0.29	0.89	1.353	0.36
	F8_F9	8.49	9.97	6.99	6.47	40.00	1.30	0.1580	323.51	400	380	2.14	0.2423	0.65	0.006	1.07	0.27	0.59	2.297	0.57
	F9_F10	9.97	10.31	6.47	6.4	40.00	0.17	0.1686	482.84	500	475	0.91	0.1612	1.00	0.010	1.10	0.29	0.91	1.009	0.27
	F10_F11	10.31	10.63	6.40	6.32	21.00	0.38	0.1770	425.00	500	475	1.34	0.2378	0.74	0.007	1.09	0.27	0.64	1.471	0.37
	F11_F12	10.63	11.36	6.32	6.12	40.00	0.50	0.1977	420.98	500	475	1.54	0.2725	0.73	0.007	1.09	0.27	0.63	1.68	0.42
	F12_F13	11.36	10.29	6.11	5.98	45.00	0.29	0.2011	452.69	500	475	1.17	0.2071	0.97	0.010	1.11	0.29	0.82	1.312	0.34
	F13_F14	10.29	8.15	5.98	5.84	36.00	0.39	0.2240	462.41	500	475	1.36	0.2403	0.93	0.009	1.11	0.29	0.78	1.517	0.39
	F14_F15	8.15	7.3	5.85	5.72	30.00	0.43	0.2379	463.48	500	475	1.43	0.2536	0.94	0.009	1.11	0.29	0.78	1.603	0.41
	F15_F16	7.30	7.14	6.10	5.64	27.00	1.70	0.7034	538.37	630	600	3.32	0.9377	0.75	0.007	1.09	0.28	0.64	3.637	0.91
	F16.1_F16.2	16.91	14.59	14.91	13.09	40.00	4.55	0.0402	153.12	315	300	3.41	0.2413	0.17	0.002	0.77	0.24	0.29	2.636	0.81
	F16.2_F16.3	14.59	11.86	12.59	10.36	51.00	4.37	0.0759	195.77	315	300	3.35	0.2366	0.32	0.003	0.87	0.25	0.39	2.945	0.83
	F16.3_F16.4	11.86	11.39	10.63	9.89	50.00	1.48	0.1232	287.63	315	300	1.95	0.1376	0.90	0.009	1.11	0.28	0.74	2.17	0.55
	F16.4_F16.5	11.39	11.10	9.89	9.60	47.00	0.62	0.1576	371.69	400	375	1.46	0.1611	0.98	0.009	1.12	0.29	0.83	1.638	0.42
	F16.5_F16.6	11.10	11.07	9.6	9.07	24.00	2.21	0.1926	315.53	400	375	2.76	0.3048	0.63	0.006	1.06	0.27	0.58	2.948	0.74
F16.6_F16.7	11.07	10.12	9.07	7.12	44.00	4.43	0.2152	288.66	400	375	3.91	0.4319	0.50	0.005	0.99	0.26	0.50	3.901	1.01	
F16.7_F16	10.12	7.14	7.12	5.61	33.00	4.58	0.2232	290.87	315	300	3.42	0.2420	0.92	0.018	1.11	0.34	0.77	3.827	1.17	

Tableau. 4.4 : Dimensions des canalisations (Collecteur G, F) et les différents paramètres hydrauliques

N° S.B	Tronçon	Ctam	Ctav	Cam.r	Cav.r	L	I%	Qtot	Dcalc	Dext	Dnor	Vps	Qps	Rq	Rq _{min}	Rv	Rv _{min}	Rh	V	V _{min}
S.B.5	G1_G2	13.05	13.44	11.55	11.35	50	0.40	0.0642	287.84	315	300	1.01	0.0715	0.90	1.114	0.75	1.13	0.75	1.13	0.29
	G2_G3	13.44	13.98	11.35	11.23	30	0.40	0.0932	331.13	400	380	1.19	0.1344	0.69	1.086	0.61	1.29	0.61	1.29	0.32
	G3_G4	13.98	13.33	11.23	11.11	29	0.41	0.1173	358.65	400	380	1.21	0.1367	0.86	1.110	0.71	1.34	0.71	1.34	0.34
	G4_G5	13.33	13.75	11.11	10.98	33	0.39	0.1319	378.16	400	380	1.18	0.1333	0.99	1.122	0.84	1.32	0.84	1.32	0.34
	G5_G6	13.75	13.52	10.98	10.86	30	0.40	0.1495	395.23	500	475	1.38	0.2436	0.61	1.061	0.57	1.46	0.57	1.46	0.37
	G6_G7	13.52	12.26	10.86	10.75	28	0.39	0.1682	414.54	500	475	1.36	0.2415	0.70	1.087	0.61	1.48	0.61	1.48	0.37
	G7_G8	12.26	11.47	10.75	9.97	50	1.56	0.1926	336.74	400	380	2.34	0.2654	0.73	1.093	0.63	2.56	0.63	2.56	0.64
	G8_G9	11.47	10.52	9.97	9.02	46	2.07	0.2213	336.55	400	380	2.69	0.3053	0.72	1.093	0.63	2.94	0.63	2.94	0.74
	G9_G10	10.52	9.97	9.02	8.20	25	3.28	0.2319	314.10	400	380	3.39	0.3848	0.60	1.056	0.56	3.58	0.56	3.58	0.90
	G10_F16	9.70	7.14	6.7	5.61	28	3.96	0.2387	306.49	400	380	3.73	0.4227	0.56	1.037	0.54	3.87	0.54	3.87	0.98
	F16.1_F16.2	16.91	14.59	14.91	13.09	40	4.55	0.0402	153.12	315	300	3.41	0.2413	0.17	0.002	0.77	0.24	0.29	2.636	0.81
	F16.2_F16.3	14.59	11.86	12.59	10.36	51	4.37	0.0759	195.77	315	300	3.35	0.2366	0.32	0.003	0.88	0.25	0.39	2.945	0.83
	F16.3_F16.4	11.86	11.39	10.63	9.89	50	1.48	0.1232	287.63	315	300	1.95	0.1376	0.90	0.009	1.11	0.28	0.74	2.17	0.55
	F16.4_F16.5	11.39	11.10	9.89	9.60	47	0.62	0.1576	371.69	400	375	1.46	0.1611	0.98	0.009	1.12	0.29	0.83	1.638	0.42
	F16.5_F16.6	11.10	11.07	9.6	9.07	24	2.21	0.1926	315.53	400	375	2.76	0.3048	0.63	0.006	1.07	0.27	0.58	2.948	0.74
	F16.6_F16.7	11.07	10.12	9.07	7.12	44	4.43	0.2152	288.66	400	375	3.91	0.4319	0.50	0.005	1.00	0.26	0.50	3.901	1.01
	F16_F17	7.14	7.68	5.64	5.18	30	1.53	0.7135	552.06	630	600	3.15	0.8896	0.80	0.008	1.10	0.28	0.673	3.47	0.87
	F17_F18	7.68	8.31	5.61	5.31	31	0.97	0.7326	598.15	630	600	2.50	0.7399	0.98	0.010	1.12	0.29	0.83	2.81	0.72
	F18_F19	8.31	7.29	5.31	4.79	23	2.26	0.7397	520.30	630	600	3.82	1.0802	0.68	0.007	1.08	0.27	0.606	4.14	1.03
	F19_F20	7.29	6.81	5.27	4.81	26	1.77	0.7437	545.88	630	600	3.38	0.9556	0.77	0.007	1.10	0.28	0.658	3.72	0.93
F20_A32	6.81	7.61	4.81	4.71	8.91	1.12	0.7448	594.83	630	600	2.69	0.7611	0.97	0.009	1.12	0.29	0.828	3.02	0.78	

Tableau. 4.5 : Dimensions des canalisations (Collecteur D) et les différents paramètres hydrauliques

N° S.B	Tronçon	Ctam	Ctav	Cam.r	Cav.r	L	I %	Qtot	Dcalc	D ext	Dnor	Vps	Qps	Rq	Rq _{min}	Rv	Rv _{min}	Rh	V	V _{min}
S.B.6	D1.1 _ D1.2	19.63	19.34	18.13	17.84	21	1.38	0.12	291.70	315	300	1.88	0.13	0.93	0.053	1.12	0.51	0.929	2.10	0.97
	D1.2 _ D1.3	19.34	18.87	17.84	17.37	40	1.18	0.19	355.34	400	380	2.03	0.23	0.84	0.048	1.11	0.49	0.837	2.25	1.00
	D1.3 _ D1.4	18.87	18.38	17.37	16.88	15	3.27	0.20	297.75	315	300	2.89	0.20	0.98	0.056	1.12	0.53	0.982	3.25	1.52
	D1.4 _ D1.5	18.38	17.46	16.88	15.96	24	3.83	0.21	294.79	315	300	3.13	0.22	0.96	0.055	1.12	0.52	0.956	3.51	1.63
	D1.5 _ D1.6	17.46	17.96	15.96	15.87	22	0.41	0.22	454.23	500	475	1.39	0.25	0.89	0.051	1.11	0.50	0.889	1.55	0.70
	D1.6 _ D7	17.96	18.81	15.87	15.78	23.9	0.38	0.23	469.48	500	475	1.33	0.24	0.97	0.055	1.12	0.52	0.971	1.50	0.70
	D1 _ D2	19.41	20.77	17.91	17.77	35	0.40	0.05	266.36	315	300	1.01	0.07	0.73	0.215	1.09	0.81	0.729	1.11	0.82
	D2 _ D3	20.77	21.2	17.77	17.65	30	0.40	0.06	282.65	315	300	1.01	0.07	0.85	0.222	1.11	0.82	0.854	1.12	0.83
	D3 _ D4	21.20	21.02	17.65	17.55	24	0.42	0.07	297.75	315	300	1.03	0.07	0.98	0.225	1.12	0.82	0.982	1.16	0.85
	D4 _ D5	21.02	20.98	17.55	17.44	28	0.39	0.08	316.57	400	380	1.17	0.13	0.62	0.128	1.06	0.72	0.615	1.25	0.84
	D5 _ D6	20.98	20.28	17.44	17.28	40	0.41	0.09	329.89	400	380	1.20	0.14	0.69	0.130	1.08	0.72	0.687	1.30	0.87
	D6 _ D7	20.28	18.81	17.28	17.01	45	0.60	0.11	330.42	400	380	1.45	0.16	0.69	0.115	1.09	0.69	0.69	1.58	1.01
	D7 _ D8	18.81	16.12	15.78	14.62	40	2.90	0.37	381.63	500	475	3.70	0.66	0.56	0.031	1.03	0.41	0.559	3.83	1.53
	D8 _ D9	16.12	12.53	12.62	11.03	40	3.98	0.39	368.40	400	380	3.74	0.42	0.92	0.051	1.12	0.51	0.922	4.18	1.89
	D9 _ D10	12.53	9.93	9.03	8.43	38	1.58	0.42	448.55	500	475	2.73	0.48	0.86	0.048	1.11	0.49	0.86	3.03	1.34
	D10 _ D11	9.93	7.28	6.43	5.78	45	1.44	0.45	468.62	500	475	2.61	0.46	0.95	0.054	1.12	0.52	0.95	2.93	1.35
D11 _ D12	7.28	5.44	4.28	3.94	35	0.97	0.46	511.83	630	600	2.50	0.71	0.66	0.035	1.08	0.43	0.655	2.69	1.09	
D12 _ C5	5.44	4.5	3.94	3.00	40	2.33	0.48	439.32	500	475	3.32	0.59	0.81	0.042	1.10	0.47	0.813	3.66	1.55	

Tableau. 4.6 : Dimensions des canalisations (Collecteur B , C) et les différents paramètres hydrauliques

N° S.B	Tronçon	Ctam	Ctav	Cam.r	Cav.r	L	I %	Q _{tot}	D _{calc}	D _{ext}	D _{nor}	Vps	Qps	Rq	Rq _{min}	Rv	Rv _{min}	Rh	V	V _{min}	
S.B.6	B1_B2	10.06	8.74	7.06	5.74	50	2.64	0.051	189.09	315	300	2.60	0.184	0.27	0.007	0.85	0.27	0.35	2.22	0.70	
	B2_B3	8.74	5.5	5.24	4	46	2.70	0.094	236.98	315	300	2.63	0.186	0.50	0.013	1.00	0.31	0.51	2.63	0.83	
S.B.5	B3_B4	5.5	4.77	4	3.27	48	1.52	0.158	321.01	400	380	2.31	0.262	0.60	0.010	1.06	0.29	0.56	2.44	0.68	
	B4_B5	4.77	5.32	3.27	2.82	30	1.5	0.240	376.21	400	380	2.29	0.260	0.92	0.011	1.12	0.30	0.77	2.56	0.69	
	B5_A32	5.32	6.39	2.82	2.39	29	1.48	0.329	424.61	500	475	2.65	0.469	0.70	0.006	1.09	0.27	0.62	2.88	0.71	
	C1_C2	10	8.6	7	6.6	50	0.8	0.0298	193.78	315	300	1.43	0.10	0.29	0.017	0.86	0.33	0.37	2.29	0.48	
	C2_C3	8.6	6.2	6.6	4.2	53	4.5	0.0524	173.00	315	300	3.41	0.24	0.21	0.012	0.81	0.30	0.32	4.22	1.05	
	C3_C4	6.2	4.6	4.2	3.1	30	3.67	0.0695	200.06	315	300	3.07	0.22	0.32	0.018	0.87	0.34	0.38	3.94	1.05	
	C4_C5	4.6	4.5	3.1	3	32	0.31	0.0907	350.75	400	380	1.05	0.12	0.76	0.044	1.09	0.47	0.64	2.14	0.49	

Observations :

- les résultats dans les cases en couleur verte, montre que la condition d'autocurage est parfaitement remplie (les vitesses sont supérieur à 0.3 m/s).
- Pour les cases en couleur jaune, on obtient des valeurs proches de 0.3 m/s, d'où la condition est presque remplie.

Avec :

C_{tam} : côte de terrain naturel amont (m) ;

C_{tav} : côte de terrain naturel aval (m) ;

C_{am.r} : côte projet amont (m) du terrain ;

C_{av.r} : côte projet aval (m) du terrain ;

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

I: pente (m/m);

Q_t : débit total d'eau véhiculé (m³/s) ;

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

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

D_{cal}: diamètre calculé (mm) ;

D_{nor}: diamètre normalisé (mm) ;

R_q : rapport des débits ;

R_{q.min} : rapport des débits en temps sec ;

R_h : rapport des hauteurs ;

R_v : rapport des vitesses ;

R_{v.min} : rapport des vitesses en temps sec ;

V : vitesse de l'écoulement (m/s) ;

V_{min} : vitesse de l'écoulement d'autocurage (m/s).

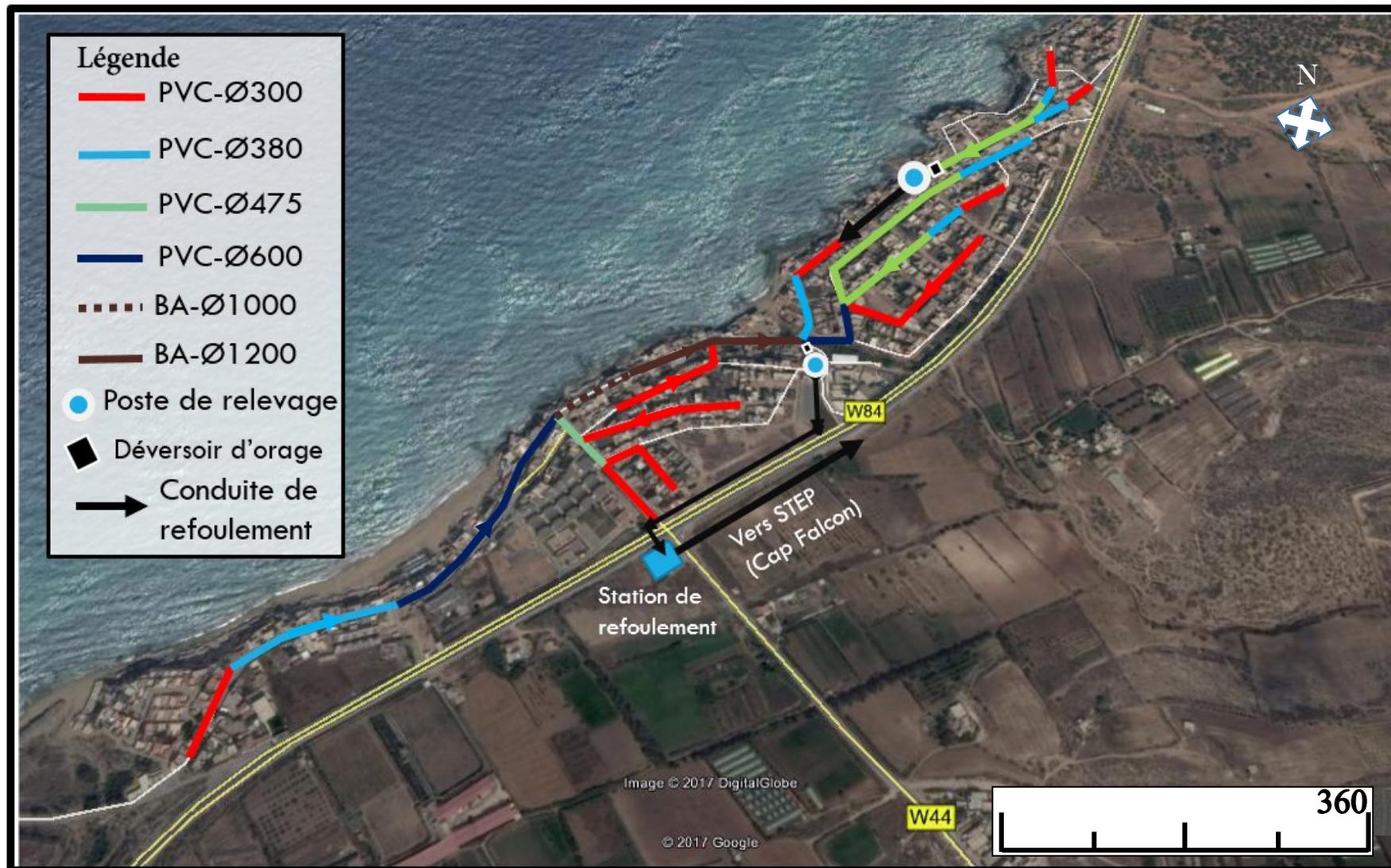


Fig. 5.1. Tracé du réseau d'assainissement de l'agglomération de Bousfer plage (image est extraite de Google Earth)

Conclusion

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

Le dimensionnement satisfait les conditions d'autocurage (une vitesse de 0,3 m/s pour le (1/100) du débit de pleine section) tout en respectant les vitesses admissibles pour éviter tout dépôt possible dans les collecteurs d'évacuation.

Introduction

Les réseaux publics d'assainissement sont composés de différents types d'ouvrages. Ces derniers ont une importance considérable dans la conception et la gestion du réseau d'assainissement, facilite de l'entretien, et parfois l'optimisation des coûts et éviter en plus le surdimensionnement.

On distingue :

- Des ouvrages principaux, qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration.
- Des ouvrages annexes, qui constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (bouches d'égout, regards, déversoirs d'orage, ..., etc).

VI.1. Les ouvrages principaux

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

VI.1.1. Canalisation

Ils ont généralement des canalisations circulaires ou ovoïdes préfabriqués, de diamètre intérieur normalisé en (mm), leur rôle principale est de transportent les eaux usées, généralement de façon gravitaire.

VI.1.2. Types de canalisations

Il existe différents types de canalisations, on peut citer :

VI.1.2.1. Conduites en béton non armé

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

VI.1.2.2. 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 2 m.

VI.1.2.3. Conduites en fonte

Ce type de conduite est rarement utilisée en assainissement sauf pour des cas spéciaux tels que de refoulement ou dans un traversée des oueds par conduites siphon.

VI.1.2.4. Conduites en amiante – ciment

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

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

VI.1.2.5. Conduites en chlorure de polyvinyle (PVC)

Les tuyaux sont sensibles à l'effet de température au-dessous de 0 °C. Ils présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose. La longueur minimale est 6 m.

Elles présentent les caractéristiques suivantes :

- ✓ Résistances aux chocs.
- ✓ Résistances au gel.
- ✓ Résistances à l'attaque des agents chimiques.
- ✓ Adaptation à la déformation.
- ✓ Facilité de pose et de transport.

L'assemblage de ces types des tuyaux se fait par collage, soit par bagues d'étanchéité.

VI.1.3. Choix du type de canalisation

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

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

VI.2. Ouvrages annexes

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

VI.2.1. Les ouvrages normaux

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

VI.2.1.1. Les conduites de branchement

Ce sont des conduites de diamètres inférieurs au celle de la canalisation public. Ils assurent la liaison entre le collecteur public et le regard de branchement situé en limite de domaine privé.
Le raccordement de cote égout peut être perpendiculaire en présence de galerie visitable et incliné en général à 60° sur les canalisations pour ne pas perturber l'écoulement.

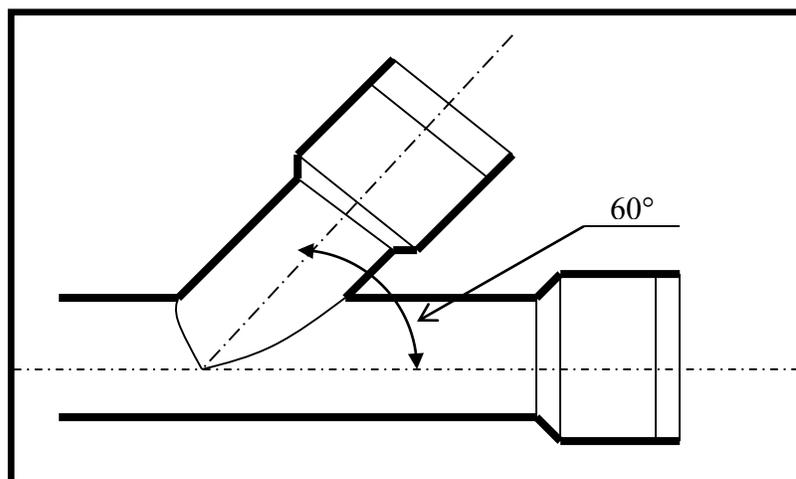


Fig. 6.1. Exemple d'un branchement simple

Le tracé de la conduite de branchement doit avoir une pente d'environ 3% pour favoriser un écoulement avec rinçage interne de la conduite.

VI.2.1.2. Les bouches d'égout

Elles servent à l'absorption de l'eau de surface (pluviale, les eaux de lavage des chaussures, ..., etc.).

Elles sont utilisées aux points bas des caniveaux, soit dans le trottoir (absorption du côté latéral) soit dans la chasse (absorption par le haut).

VI.2.1.3. Les caniveaux

Ils sont destinés à véhiculer jusqu'à des bouches d'égout les eaux de ruissellement de voiries, chaussées et parkings, ou évacuer les eaux pluviales directement dans le milieu naturel. Ils sont constitués par une bordure et une surface pavée ou une dalle préfabriquée.

VI.2.1.4. Les regards

Les regards sont les ouvrages d'accès au réseau, Positionnés en surface et fermés par des tampons ; Ils ont pour rôle d'assurer une aération et permettent au personnel l'entretien et le contrôle de l'écoulement des eaux usées.

Les regards doivent être installés sur les canalisations :

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

La distance entre deux regards est variable selon la topographie :

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

Les regards varient en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation, on distingue :

- **Regard de visite** : ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières.

- **Regard latéral** : en cas d'encombrement du V.R.D ou des collecteurs de diamètre important.

- **Regard double** : pour un système séparatif.

- **Regard de jonction** : ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections.

Ils sont construits de telle manière à avoir :

- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard) ;

- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs ;

- Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.

- **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 pour que le collecteur puisse avoir la même pente, et aussi afin d'éviter les grandes excavations des tranchées pour la pose des conduites et assurer les vitesses d'écoulement des effluents dans ces derniers admissibles.

VI.2.2. Les ouvrages spéciaux

VI.2.2.1. Déversoirs d'orage

C'est un ouvrage de contrôle permettant une régulation hydraulique des effluents en réseau d'assainissement (Fig. 6.2). Il dérive une partie des effluents lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur que l'on appelle "débit de référence ($Q_{\text{réf}}$)" (c'est le débit à partir duquel l'ouvrage commence à déverser). Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires dans le but de limiter les apports au réseau aval et en particulier dans la STEP en cas de pluie.

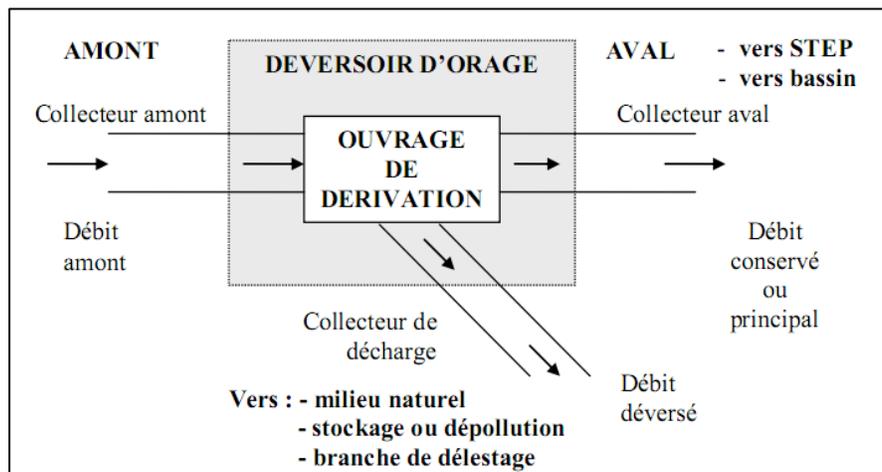


Fig. 6.2. Principe de fonctionnement d'un déversoir d'orage

Les stations de relevage ne peuvent pas recevoir la totalité du débit de pointe pluviale, lorsqu'elles sont équipées d'un déversoir d'orage, il leur permet d'évacuer le surplus des eaux pluviales dans la nature, tout en gardant les eaux usées avec une quantité d'eau pluviale (double ou triple du volume d'eau usée), utilisée comme dilution. Je vais dimensionner un déversoir d'orage est situé juste à l'entrée de la station de relevage STR1, qui nous évitera de mettre en place d'énormes pompes (qui refouleront inutilement des eaux pluviales vers l'épuration).

✚ Principe de dimensionnement

▪ Déversoir d'orage DO1

Les données de base sont :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 600$ mm.
- Débit total à l'entrée : $Q = 0,5686$ m³/s.
- Débit à pleine section : $Q_{PS} = 0,9317$ m³/s.
- Débit du temps sec : $Q_{EU} = 0,0032$ l/s.

Calcul du coefficient de retardement

Le coefficient de retardement est déterminée à partir de la relation :

$$Z = 1 - \frac{tc}{100}$$

Avec :

t_c : Le temps de concentration (mn).

On calcul d'abord le temps de concentration, En choisissant le chemin le plus long que la goutte d'eau peut parcourir par la relation suivante :

$$t_c = \frac{\text{Longueur}}{60 \times V_{\text{moy}}}$$

2. Le débit critique

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

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

Avec :

$$tc = t_1 + t_2$$

$$t_1 = \frac{L_{\text{collecteur}}}{60 \times V} = 6,24 \text{ min}$$

$$t_2 : \text{varie de 2 à 20 min (on prend } t_2 = 5 \text{ min).} \rightarrow t_c = 11,24 \text{ min}$$

$$t_c = 11,24 \text{ mn} \quad \rightarrow \quad Z = 1 - \frac{11,24}{100} = 0,88$$

Calcul de la hauteur d'eau allant vers la station de relevage hp

On a :

$$Q_{\text{dim}} = Z \times Q_T \longrightarrow Q_{\text{dim}} = 0,88 \times 0,57 = 0,50 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q_{\text{ST}} = C \times Q_{\text{E.U}} \quad \text{Avec : } C = 3 \longrightarrow Q_{\text{ST}} = 3 \times 0,003 = 0,01 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{dim}} = Q_{\text{ST}} + Q_{\text{dev}} \longrightarrow Q_{\text{dev}} = Q_{\text{dim}} - Q_{\text{ST}} \longrightarrow Q_{\text{dev}} = 0,49 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$R_q = \frac{Q_{\text{st}}}{Q_{\text{ps}}} = 0,01 ; \text{ D'après l'abaque : } R_h = 0,02.$$

$$\text{D'autre part : } R_h = \frac{h_{\text{seuil}}}{\phi} \longrightarrow h_{\text{seuil}} = R_h \times \phi \longrightarrow h_p = 0,012 \text{ m}.$$

Une hauteur de 1,2 cm est trop petite et n'est pas pratique à réaliser (une hauteur de 10 cm sera acceptable pour la réalisation ; D'où, le débit correspond à cette lame d'eau et qui va entrer la station de relevage sera égale 0,03 m³/s).

Hauteur de la lame déversant

$$R'_q = \frac{Q_{\text{dim}}}{Q_{\text{ps}}} = 0,54 ; \quad \text{D'après l'abaque de Bazin : } R_h = 0,53 ; \quad \text{avec : } R_h = \frac{H_{\text{amont}}}{\phi}$$

$$H_{\text{amont}} = R_h \times \phi \qquad H_{\text{amont}} = 0,318 \text{ m}.$$

$$H_{\text{amont}} = h_{\text{dev}} + h_{\text{seuil}} \qquad h_{\text{dev}} = 0,218 \text{ m}.$$

La longueur du seuil déversant :

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_{\text{dim}} = \mu \times L \times \sqrt{2g} \times H^{1.5}$$

La longueur du déversoir est calculée par la formule suivante :

$$L = \frac{Q_{\text{dev}}}{\mu \times H_{\text{dev}} \times \sqrt{2 \times g \times H_{\text{dev}}}} \text{ (m)}$$

μ : coefficient de débit (déversoir latérale) $\mu = 0,38$

$$\mathbf{L = 3.00 \text{ m}}$$

▪ Déversoir d'orage DO2

Les caractéristiques du DO2 sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1000 \text{ mm}$.
- Débit total à l'entrée : $Q = 1,5686 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Débit de temps sec : $Q = 0,041 \text{ m}^3/\text{s}$.
- la hauteur d'eau conserve : $H_{st} = 100 \text{ mm}$.
- lame d'eau déversé : $H_{dev} = 460 \text{ mm}$.
- Largeur du seuil : $L = 2,60$.

VI.2.2.2. Bassins de dessablement

Ce sont des ouvrages qui doivent être placés à l'aval des collecteurs secondaires pour ne pas laisser les sables déboucher dans les collecteurs principaux, pour ne pas éroder les parois et pour éviter les fermentations des éléments végétaux.

VI.2.2.3. Dégraisseur

Pour éviter l'intrusion d'éléments susceptibles de perturber l'écoulement ; il convient de placer les dégraisseur. Leur rôle est de retenir les corps les plus volumineux transportés par les effluents pluviaux ou par les effluents d'eaux usées lors de leur écoulement dans le réseau.

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



Fig6.3 Panier dégraisseur en inox avec barreaudage à passage de 40 mm

Type des dégraisseur :

Jusqu'aux années 1970, la grille manuelle ratissée à barreaux était le type basique des dégraisseur utilisé dans les stations d'épuration. Ce type avait comme espacement des barreaux 20 à 25 mm. Ces dégraisseur ont été abandonnés et remplacés les dégraisseur mécaniques et la nécessité d'avoir une qualité de dégrillage le plus fine possible. Les différents types de dégraisseur sont détaillés dans le tableau :

Tableau 6.1 Les différents types de dégraisseur selon la taille de l'ouverture

Dégraisseur	Espacement des barreaux
Grossier	> 50 mm
Moyen	15 – 50 mm
Fin	3 – 15 mm
Œillet	< 3 mm
Micro	< 50 µm

Tableau 6.2 les différents dégraisseur et leurs applications

Dégraisseur	Type	Application
Les grilles à gros débris	Grossier	Utilisées pour être les premiers à recevoir les eaux usées dans les stations de pompage ou devant les dégraisseur fins pour les grandes STEP. Ils peuvent être manuellement ou mécaniquement ratissés
Intercepteurs à barreaux rotatif	Grossier	Comme les grilles à gros débris, elles ne nécessitent pas de lavage mécanique, on retire les débris à la main seulement. Utile pour intercepter les rochers, les gros morceaux de bois et
Grilles à barreaux mécanique	Moyen	Installées à l'entrée des petites STEP ou comme un by-pass pour les dégraisseur mécaniques
dégraisseur courbés à barreaux	Moyen	Installés à l'entrée des petites ou moyennes stations d'épuration, canaux peu profonde, ratissage intermittent
dégraisseur inclinés ou vertical à barreaux	Fin ou moyen	Installés à l'entrée des petites aux larges stations d'épuration, canaux de différente profondeur, ratissage intermittent ou continue
dégraisseur à bande	Fin	installé à l'entrée des petites aux larges stations d'épuration, canaux de petite à moyenne profondeur, lavage intermittent ou continue
Dégraisseur coupe	Fin ou moyen	Installé à l'entrée des grandes stations d'épuration ou à l'exutoire de la mer, lavage continue

Sélection et choix des dégrailleurs :

Le choix du dégraisseur dépend du domaine d'application. Une proposition d'aide au choix du dégraisseur est donnée dans le tableau

Tableau 6.3 Dégraisseur et domaines d'application

Application	Ouverture ou espacement	Type
Les grandes stations de pompage	50 - 15 mm.	Les grilles à gros débris
Les petites stations de pompage	50 mm.	Dégraisseur à barreaux verticaux Dégraisseur à bande Dégraisseur courbe à barreaux
Les petites stations d'épuration (sans traitement de boues)	15 - 25 mm.	Dégraisseur à barreaux inclinés Dégraisseur à barreaux verticaux Dégraisseur à bande

Dimensionnement du dégraisseur

Les calculs, relatifs au dégraisseur, consistent à déterminer la surface de la grille nécessaire à l'élimination des matières volumineuses puis la largeur associée.

- Surface de grille : cette surface S est déterminée par la formule suivante :

$$S = \frac{Q_{max}}{V \times O \times C}$$

Avec :

Q_{max} : le débit maximum arrivant en entrée de grille

V : la vitesse de l'influent qui est une vitesse permettant la bonne élimination des résidus et qui évite également une sédimentation de la grille.

O : grandeur relative au rapport espace libre entre les barreaux noté (e) et la somme de l'espace libre entre les barreaux et leur épaisseur notée (e).

C : un coefficient de colmatage de grille automatique

Les valeurs suivantes de paramètre ont été retenues :

- Espacement entre les barreaux : 50 mm
- Epaisseur des barreaux : 10 mm
- Coefficient de colmatage $C = 0.3$ (dégraisseur manuelle).

Pour les postes de relevage, on utilise un panier dégraisseur manuel en inox avec barreaudage à passage de 40 mm, dont les barreaux sont espacés de moins de 10 mm, préfabriqué de type Flygt.

VI.2.2.4. Poste (ou station) de relevage

Les stations de pompage sont destinées, en assainissement, à élever les eaux d'un niveau à un autre, soit pour le franchissement d'un obstacle, soit pour modifier des traces devenus économiquement inacceptables en réseau gravitaire, ou en raison de conditions incompatibles avec les données aval.

Suivant les cas, on distingue :

- **Les relèvements**

Ils sont essentiellement destinés à relever, à faible hauteur et courte distance, les eaux d'un collecteur ne pouvant plus s'approfondir. Les machines élévatoires les plus fréquemment utilisées pour relever les effluents chargés sont :

- les pompes centrifuges ou à vortex.
- les vis d'Archimède : ce sont les machines parmi les plus anciennes dans l'histoire de l'élevation des eaux et elles demeurent très efficaces pour des faibles hauteurs, des débits jusqu'à 2 m³/s, et sont d'utilisation économique.
- les aéroéjecteurs et les pompes à vide.

La collecte nécessite de prévoir une canalisation gravitaire pour assurer la desserte provenant des usagers raccordés jusqu'à l'amont de la bache de reprise ou de transfert. Avec le relevage, la collecte de transit à l'aval est également gravitaire.

- **Les refoulements**

Ils sont destinés 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 charges ainsi que la hauteur géométrique de franchissement. Dans la pratique, ces refoulements assurent le transfert d'une rive à l'autre d'une rivière, d'un versant à l'autre, ou servent, tout simplement, à parcourir des distances importantes à plat ou à contre-pente.

Une station de pompage est constituée par

- une bêche de stockage temporaire ou de reprise des effluents, équipée, normalement, en amont, d'un dégrillage et d'une chambre de dessablement, ce qui est souhaitable pour limiter les effets abrasifs et assurer la pérennité des matériels hydro-électriques ;
- un ensemble hydroélectrique constitué d'une ou de plusieurs motopompes, immergées ou non, des tuyauteries et appareillages nécessaires à l'exhaure des effluents.

Groupes submersibles

Les groupes de relevage sont destinés au pompage d'eau chargée on les trouve en tête de station de traitement des eaux usées et dans les stations de pompage de périmètre d'irrigation.

Les pompes qui les équipent sont caractérisées par une faible hauteur manométrique (moins de 40 m) et de gros débits (10 à 200 l/s).elles sont équipées de roues à hélices ou de roues spéciales à vortex, à canaux ou dilacératrices, selon la qualité de l'effluent.

Les groupes d'équipement sont utilisés pour l'épuisement des fouilles sur les chantiers. Les roues de ces pompes sont étudiées pour résister à l'abrasion.

Les groupes submersibles d'assainissement sont destinés au pompage d'eaux pluviales ou d'eaux chargées des réseaux publics d'assainissement. Ils sont équipés de roues à hélices, à canaux ou de roue centrifuge à grande section de passage.

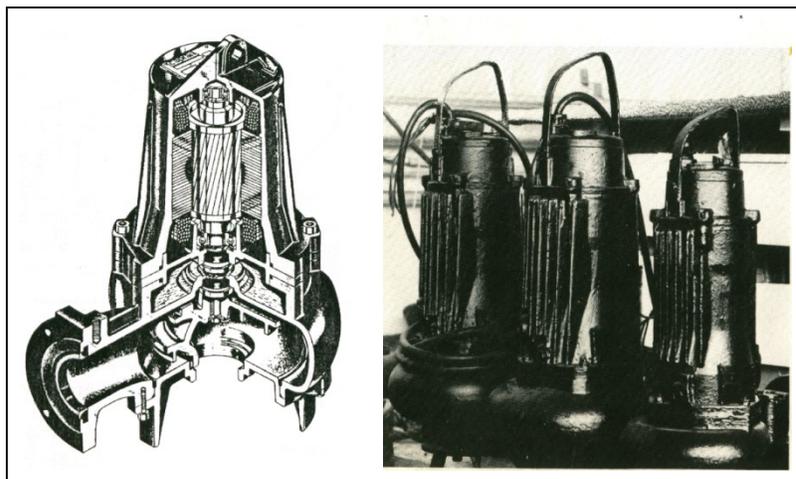


Fig. 6.4 : Groupes submersibles d'assainissement (Type : Flygt).

Installation

L'ensemble moteur pompe peut être suivant le type installée en deux systèmes différents, dans le premier système, les pompes sont dans la bêche d'aspiration, on utilise dans ce cas des pompes submersibles.

Dans le second système les pompes sont installées dans un regard étanche voisin de la bêche d'aspiration où elles aspirent l'effluent en charge.

a) Pompe submersible (immergée)

L'installation immergée fixe est la mieux adaptée aux petits postes de relèvement. Le groupe immergé est relié à sa canalisation de refoulement par un accouplement rapide permettant une mise en place et un démontage automatique à partir de la surface. La pompe étant guidée dans le poste par un système de guidage (à barre ou à câble) permet de réduire les dimensions de la bêche d'aspiration.

b) Pompe en fosse sèche

L'installation en fosse sèche représente l'avantage de pouvoir accéder directement aux groupes de pompage sans relevage intermédiaire. Les installations nécessitent alors un local de pompage séparé de la bêche d'effluents.

Les différentes versions habituellement rencontrées sont présentées sur les figures suivantes :

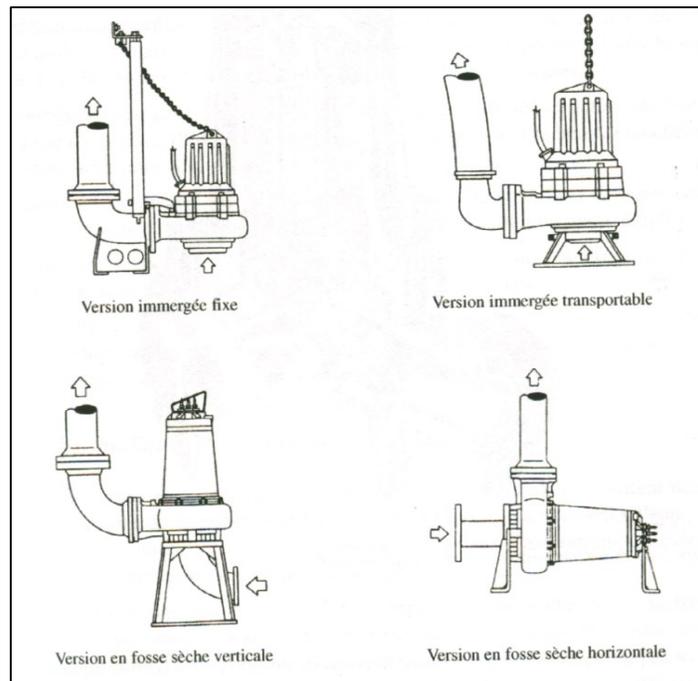


Fig. 6.5 : Installation des groupes submersibles

Volume de marnage

Le volume de marnage ou volume utile est le volume utile est compris entre le niveau de démarrage et celui d'arrêt de la pompe (trop grand, il favorise l'accumulation de boues et de dépôts dans la station ; trop petit il engendre une fréquence de marche/arrêts trop élevée des pompes).

$$V = \frac{Q}{4n}$$

Avec :

V : volume de marnage (m³).

Q : Débit d'une pompe, ou d'un groupe de pompes (m³/h).

n : le nombre maximale de démarrage per heure ; Ce nombre est en fonction de la puissance des groupes électropompes :

P < 4 Kw : 10 démarrages per heure.

P > 4 Kw : 6 démarrages per heure. (Source : guide technique d'assainissement)

En fait, le volume entrant dans la station de pompage varie de façon importante dans le temps, ce qui entraîne un nombre de démarrages moins important qu'en théorie.

Lorsque la station est bien conçue, les niveaux de démarrage et d'arrêt sont relativement proches l'un de l'autre pour les raisons suivantes :

- Les démarrages doivent être assez fréquents pour prévenir les dépôts de boues et d'impuretés.
- Il est possible que le débit entrant soit faible.

D'où :

$$V_u = \frac{108}{4 \times 10} = 2,7 \text{ m}^3$$

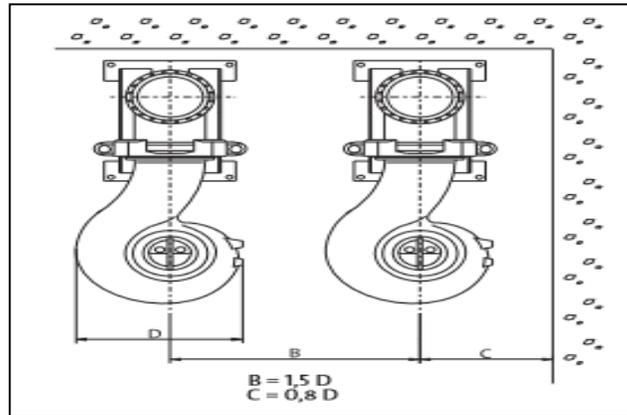


Fig. 6.6 : Les dimensions recommandées pour l'installation des pompes submersibles

Choix de la pompe

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit de pointe, donc il faudra choisir un nombre de pompes qui assure un débit total égal à ce débit maximum.

Il faut aussi assurer le secours de la station, par une, ou deux pompes de secours, pour les utiliser en cas de panne. Et puisque notre station a un objectif de première catégorie donc en prévoit une seule pompe de secours.

Le nombre des pompes principales repose sur le rendement, la puissance, l'encombrement....

Les critères à respecter dans le choix sont :

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

Donnes de base :

$$Q_{\text{entrée}} = 30 \text{ l/s} = 108 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$\text{HMT} = 6,66 \text{ m}.$$

$$\text{Hg} = 5,96 \text{ m}.$$

A l'aide du site officiel de choix de la marque Flygt (xylect.com), on a trouvé les résultats suivants :

Tableau. 6.4. Résultat de différentes pompes obtenues (STR1)

Modèle pompe	Q (m ³ /h)	η (%)	n (rpm)	Puissance nominale (KW)	Nr. de canaux	NPSH (m)
Modèle 01	119,5	74,8	1460	3,1	2	2,70
Modèle 02	121,2	74,3	1460	4,7	2	2,32
Modèle 03	121,5	72,7	1440	3,1	1	7,56

Pour le choix, on choisit le modèle 01, car il a un meilleur rendement avec une puissance moins faible que les autres. (2 pompes sera implantées, l'une des deux est de secours).

Calcul du diamètre économique

Pour élever un débit Q à une hauteur géométrique H donnée, on peut, à priori, donner à la canalisation un diamètre quelconque car, en faisant varier la puissance du groupe élévatoire, on peut toujours obtenir le débit Q imposé dans un tuyau de diamètre donné.

Si on adopte donc un grand diamètre, le prix (Pc) de la canalisation sera élevé, par contre (J) sera faible, on économise donc sur le prix du groupe (Pg) et le prix (Pe) de l'énergie nécessaire au pompage. Si au contraire on adopte un petit diamètre, Pc est plus faible mais Pg et Pe seront plus élevés.

Il y a donc intérêt à choisir le diamètre qui permettra d'obtenir le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation (par exemple le prix du m³ d'eau élevé, compte tenu de l'amortissement de la canalisation et du groupe élévatoire et de la consommation d'énergie) en fonction du diamètre D.

Quelques formules donnant le diamètre économique :

$$\text{Formule de Bresse : } D_{\text{éc}} = 1.5\sqrt{Q} \quad \rightarrow \quad D_{\text{éc}} = 0,259 \text{ m.}$$

$$\text{Formule de Bonin : } D_{\text{éc}} = \sqrt{Q} \quad \rightarrow \quad D'_{\text{éc}} = 0,173 \text{ m.}$$

* Q : le débit en m³/s.

L'utilisation de ces deux formules fournit l'intervalle des diamètres {200, 250, 315 mm}.

Autre méthode de détermination du diamètre économique

Les formules utilisées ci-dessus donnent des diamètres calculés qui ne sont pas normalisés. Pour cela, on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre calculé) et on calcule d'une part, les dépenses d'amortissement de la conduite, et d'autre part les frais d'exploitation.

1. Frais d'amortissement

Le frais d'amortissement (investissement) augmente avec le diamètre de la canalisation :

$$F_{inv} = K \times L \times A$$

Avec :

K : est le coût en DA/ml d'un mètre linéaire de la conduite en tenant compte des frais de pose.

L: est la longueur de la conduite en mètre (m).

A : annuité d'amortissement donnée par la formule :

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

A : annuité d'amortissement (DA/an).

i : taux d'annuité 8 à 12 % en Algérie en fonction du type d'investissement.

n : nombre d'année (25 ans).

$$A = \frac{0,1}{(1+0,1)^{25}-1} + 0,1 = 0,11$$

Tableau. 6.5. Les frais d'amortissement pour les différents diamètres

D (mm)	L (m)	Prix (DA/ml)	prix totale (DA)	A	Fam (DA)
200	175	7 278,3	517 055	0,11	56 876,05
250	175	11 664	795 550	0,11	87 510,5
315	175	18 244	1 273 702,5	0,11	140 107,275

2. Frais d'exploitation

$$F_{\text{exp}} = E_a \times \text{Prix unitaire}$$

Avec :

E_a : énergie consommée annuellement par l'installation de pompage en KWh donnée par :

$$E_a = P_t \times 24 \times 365$$

$$P_t = n \times p$$

Avec :

n : nombre de pompes en fonctionnement.

p : puissance absorbée par l'installation.

$$P_p = \frac{9.81 \cdot Q \cdot HMT}{nsp}$$

D'où :

nsp : Rendement de station de pompage. (produit des différents rendements) :

$$nsp = n_p \times n_m \times n_{tr} \times n_{res}$$

n_p : rendement de la pompe 75,1 %.

n_m : rendement de moteur électrique 87 %.

n_{tr} : rendement de la transmission 1.

n_{res} : rendement de réseau électrique 99 %.

$$nsp = 64,68 \%$$

* **Prix unitaire** : prix d'un kWh = 5,48 DA (plus de 1000 kWh/trimestre : Sonelgaz).

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge, puis en déterminer HMT correspondant à chaque diamètre. La perte de charge est déterminée par la formule de Darcy-Weisbach :

$$\Delta h = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5}$$

λ : désigne le coefficient de frottement qui donne par la formule Nikuradse :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D}\right)^{-2}$$

Les résultats de calcul représentés dans le tableau suivant :

Tableau. 6.6. Les frais d'exploitation pour les différents diamètres

D (mm)	λ	$\Sigma hp(m)$	HMT(m)	Pt (kw)	Ea (kwh)	F exp (da)
200	0,0170	7,15	8,20	11,14	97 569,96	534 683,37
250	0,0162	2,23	6,79	9,22	80 792,68	442 743,91
315	0,0154	0,70	6,04	8,20	71 838,22	393 673,42

Tableau. 6.7. Le Bilan

D (mm)	200	250	315
Amortissement (DA)	56 876,05	87 510,5	140 107,275
Exploitation (DA)	534 683,3707	442 743,913	393 673,4201
Total (DA)	591 559,4207	530 254,413	533 780,6951

Le diamètre le plus économique est celui qui correspond au total le plus faible $D_{ec} = 250$ mm

Même calcul pour la deuxième station STR2, on trouve :

Données de base :

$$Q_{\text{entrée}} = 41.4 \text{ l/s}$$

$$\text{HMT} = 16,75 \text{ m.}$$

$$H_g = 14.63 \text{ m.}$$

Tableau. 6.8. Caractéristique de la pompe du 2^{ème} poste de relevage (STR2)

Pompe	Débit Q (m³/h)	Rendement (η) (%)	Vitesse de rotation (n) (rpm)	Puissance nominale (KW)	NPSH (m)	Déco (mm)
Modèle 03	146,6	76,6	1 460	13,5	3,4	200

Conclusion

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

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

Introduction

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter avant d'aller sur chantier et avant le commencement de la réalisation.

VII.1. Exécution des travaux

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

- Manutention et stockage des conduites.
- Décapage de la couche de végétation (s'il existe).
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- Aménagement du lit de pose.
- La mise en place des canalisations en tranchée.
- Assemblage des tuyaux.
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Remblaiement des tranchées.
- Construction des regards en béton armé.

VI.1.1. Manutention et stockage des conduites

▪ Chargement et transport

Le chargement des véhicules doit être effectué de façon à ce qu'aucune détérioration ou déformation des tubes et des accessoires ne se produise pendant le transport.

Eviter :

- Les manutentions brutales, les flèches importantes, les ballants.
- Tout contact des tubes et des raccords avec des pièces métalliques saillantes. les tubes avec emboîture doivent être alternés. les emboîtures doivent dépasser la pile.

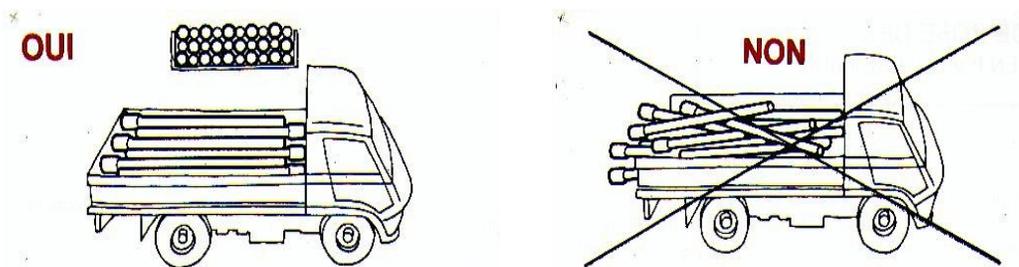


Fig. 7.1. Chargement et transport

▪ déchargement

Le déchargement brutal des tubes et des raccords sur le sol est à proscrire.

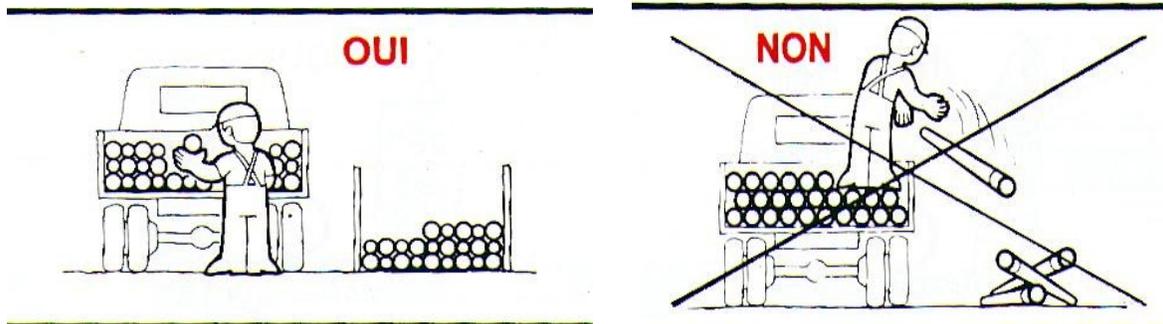


Fig. 7.2. Déchargement

▪ stockage

- L'aire de stockage devra être propre, plane et d'une bonne capacité portante pour permettre la circulation des engins de manutention.
- Les tubes et raccords ne doivent pas être stockés au voisinage d'une source de chaleur. Il faudra également éviter la mise en contact des tubes avec des hydrocarbures.
- Les tubes conditionnés en barres droites seront stockés à plat. La hauteur de stockage ne doit pas dépasser 1,50 mètre.
- Les tubes et les accessoires doivent être stockés à l'abri du soleil. (la décoloration du tube n'affecte en rien ses caractéristiques mécaniques).
- Les accessoires ne doivent être déballés qu'au moment de leur utilisation.

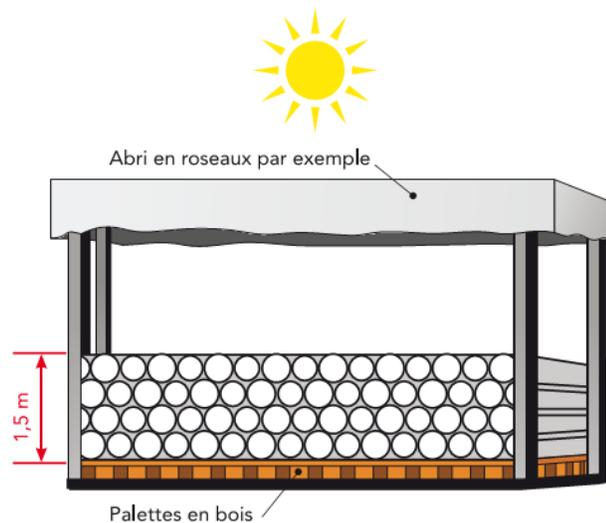


Fig. 7.3. Stockage

VII.1.2. Décapage de la couche de terre végétale

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs. Le volume de la couche à décapier est :

$$V = B \times h \times L \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

B : largeur de la couche végétale (m) ;

h : hauteur de la couche (h = 0,1m) ;

L : longueur totale des tranchées (m).

VII.1.3. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards

La largeur de la tranchée, doit être au moins égale au diamètre extérieur de la conduite avec des sur largeurs de 30 cm de part et d'autre.

- **Largeur de la tranchée**

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

$$B = d + (2 \times 0,3)$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m).

d : diamètre de la conduite (m).

- **Profondeur de la tranchée :**

La profondeur est donnée par la formule :

$$P = e + d + h$$

Avec :

P : profondeur de la tranchée (m).

e : épaisseur de lit de sable (m). e = 0,1 m ;

d : diamètre de la conduite en (m).

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

VII.1.4. Aménagement du lit de pose

Les tubes ne doivent pas être posés à même fond de fouille. Le fond de la tranchée doit être recouvert d'un lit de pose de 10-15 cm, dressée suivant la pente prévue au projet et réalisée avec un matériau d'apport propre (sable propre).

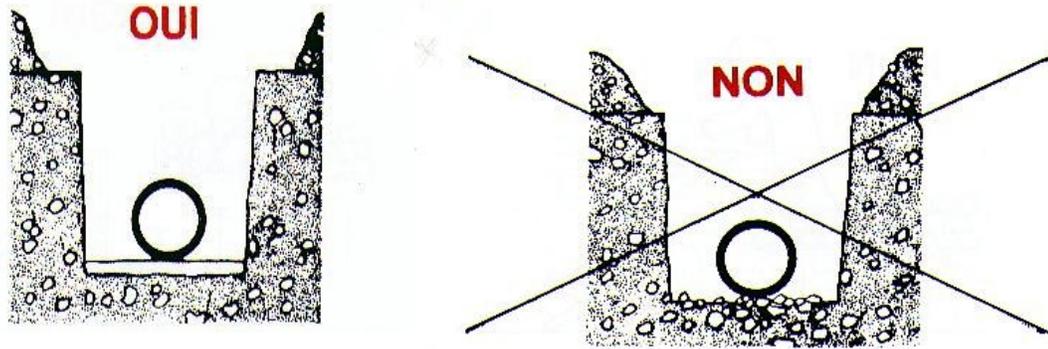


Fig. 7.4. Lit de sable (de pose)

Le volume du sable est calculé par la formule suivante :

$$V_s = L \times B \times e$$

Avec :

V_s : volume du sable (m^3) ;

L : Longueur de la tranchée (m) ;

B : Largeur de la tranchée e (m) ;

e : épaisseur du sable ($e = 0,1m$).

VI.1.5. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints

Un test d'étanchéité permet de vérifier l'existence de fuites dans une canalisation d'assainissement. Les tests d'étanchéité peuvent être réalisés à l'air ou à l'eau suivant le type de fuite recherchée et le protocole à respecter.

Elle doit être effectuée à l'eau, et tronçon par tronçon, en principe de regard à regard, la conduite étant remblayée. La durée de l'essai est de 30 minutes.

La pression d'épreuve est obtenue en remplissant d'eau le regard amont, sans dépasser une hauteur de 4m au-dessus de l'axe du tuyau. La pression à l'extrémité aval du tronçon testé ne doit toutefois dépasser la pression de 1 bar.

VI.1.6. Réalisation des regards

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

VI.1.7. Remblaiement

▪ Matériau d'enrobage

Le remblai directement en contact avec la canalisation, jusqu'à une hauteur uniforme de 15 cm minimum au-dessus de la génératrice supérieure, doit être constitué du même matériau que celui du lit de pose.

Les matériaux d'apport tels que les sables, tout venants et graves sont des matériaux auto-compactant. Il n'est pas nécessaire d'employer un engin de compactage. Par contre, si les matériaux utilisés sont issus des déblais expurgés, ils nécessitent la mise en œuvre de moyens de compactage, agissant par couches successives d'une épaisseur maximum de 30 cm.

▪ Couverture

L'exécution du remblai proprement dit peut comporter la réutilisation des déblais d'extraction de la fouille. Ceux-ci seront toutefois expurgés des éléments de dimension supérieure à 10 cm, des débris végétaux et animaux, des vestiges de maçonnerie, ainsi que tout élément pouvant porter atteinte à la canalisation ou à la qualité du compactage.

Disposer le remblai et le compacter en couches régulières, mécaniquement ou hydrauliquement.

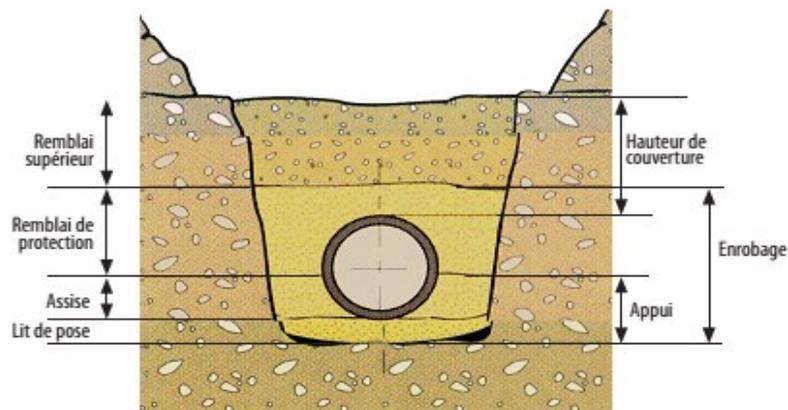


Fig. 7.5. Construction de la tranchée

✚ Calcul des volumes

▪ Volume des déblais

$$V_d = L \times B \times P$$

Avec :

V_d : Volume de déblais de la tranchée (m^3).

L : Longueur de la tranchée (m).

B : Largeur de la tranchée (m).

P : Profondeur de la tranchée en (m).

▪ Volume des Remblais

$$V_r = V_d - (V_c + V_s)$$

Avec :

V_r : volume de remblai de la tranchée (m^3).

V_c : volume de la conduite (m^3).

V_s : volume du sable (m^3).

▪ Volume excédentaire

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

Avec :

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m^3).

V_f : Volume du sol foisonné en (m^3) ; (tel que : $V_f = V_d \times K_f$).

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol.

Tableau. 7.1. Coefficient de foisonnement en fonction de la nature du sol

Nature du sol	K_f
sable, matériaux fins	1,08 – 1,17
Limon argileux	1,14 – 1,28
Argile	1,25 – 1,3

✚ dans notre cas : $K_f = 1,3$.

VII.2. Choix des engins

Il est important de choisir pour chaque type de travail, l'engin et le matériel le mieux adapté, de manière à obtenir un meilleur rendement .Le tableau suivant donne l'opération adéquat à chaque engin.

Tableau. 7.2. Engins utilisés pour le terrassement et mise en place la canalisation

Engin	Opération
Un dozer équipé en rétro	Enlever les roches et les racines des arbres.
Une niveleuse	Enlever la terre végétale.
une pelle équipée en rétro	l'excavation des tranchées
Une pelle mécanique	Extraire les déblais, et les charger directement si c'est possible dans le camion, poser le lit de sable et le remblai.
Un chargeur	le remblaiement des tranchées Charger les déblais excédentaires dans les camions
Un camion-citerne	Arroser le remblai avant le compactage
Un compacteur à rouleau lise	Compacter la couche de sable de 15 cm
Un camion	Évacuer les déblais
Une grue mobile	La pose de la conduite de plus de 5 tonnes

VII.2.1. Matériel nécessaire à l'entretien des pistes

■ La niveleuse

La niveleuse est utilisée pour entretenir la planéité de la piste et supprimer les matériaux tombés des bennes des engins.

■ L'arroseuse

L'arrosage permet d'éliminer la poussière soulevéepar la circulation des engins et/ou par le vent.Cette opération a pour but :

- d'assurer une bonne visibilité.
- de réduire l'exposition aux poussières du personnel.
- de réduire l'impact des poussières sur l'environnement.

VII.2.3. Extraction des matériaux et de transport

L'extraction des matériaux permet de mettre en forme le terrain, afin de respecter les différents profils définis dans le cadre du projet.

■ La décapeuse

La décapeuse permet d'extraire les matériaux, de les transporter et de régaler sur lieu de réemploi.

■ La pelle

La pelle permet d'extraire les matériaux et de les charger dans un engin ou un véhicule de transport.

■ Les engins ou les véhicules de transport

Les engins ou les véhicules de transport sont choisis en fonction de la distance à parcourir et de l'état des pistes.

VII.3. 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.

Tableau 7.3 : Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage	m ³	521	250	130250
2	Déblai	m ³	11874	350	4155900
3	Pose du lit de sable	m ³	455	1500	682500
4	Remblai de tranchée	m ³	10555	300	3166500
5	Evacuation des déblais excédentaires	m ³	4881	500	2440500
B	Canalisation				
1	Canalisation en PVC				
	315	ml	1630	3857.83	6288262
	400	ml	1002	6006.55	6018563
	500	ml	875	9134.79	7992941
	630	ml	380	13961.83	5305495
2	Canalisation en béton armé				
	800	ml	50	11602.82	580141
	1000	ml	246	16487.64	4055959
	1200	ml	93	17547.45	1631913
C	Construction				
1	Volume de béton pour construction des regards	m ³	34.00	35000	1190000
2	tampon en fonte	U	130.00	13500	1755000
3	Exécution de déversoir d'orage	m ³	5.10	35000	178500
D	Poste de relevage	U	-	-	
Poste de relevage (STR1)					1972229
Poste de relevage (STR2)					2882745
THT					50427398
TVA 19%					9581206
TTC					60008604

Conclusion

D'après ce chapitre on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part, définie aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier.

L'étude estimative des volumes des travaux, nous permet d'établir une estimation du coût total du projet qui est de **60008604 DA**.

Introduction :

Les systèmes d'assainissement sont soumis en permanence à de nombreuses agressions. Avoir une vision globale du réseau, c'est préserver ses qualités et permettre d'anticiper les risques de pollution. Pour garantir convenablement ses fonctions dans le temps, une gestion stricte du réseau d'assainissement est nécessaire.

On peut définir la « gestion », la mise en œuvre par un responsable des ressources qui lui sont confiées en vue d'atteindre, en respectant un certain nombre de règles, l'objectif pour lequel ces ressources ont été mises en place. Il pourrait correspondre à l'ensemble des opérations concourant au maintien dans le temps des conditions optimum de fonctionnement du réseau, conformément aux objectifs pour lesquels il est conçu (collecte, transport, traitement des eaux urbaines).

VIII.1 Principe de gestion des réseaux

La gestion d'un réseau d'assainissement a pour principaux rôles d'assurer :

- La pérennité des ouvrages par des opérations de conservation.
- L'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions de nettoyage, de dépannage et de maintenance.
- L'exploitation par la régulation et la synchronisation : collecte – transfert – traitement.

VIII.1.1 La pérennité des ouvrages

Les travaux d'assainissement deviennent coûteux et difficiles à réaliser sous des espèces de plus en plus encombrées par des réseaux divers, par conséquent les améliorations et les réparations périodiques sont indispensables.

Les meilleures conditions pour la réalisation des travaux tendent sur le plan technique, que sur le plan économique, sont offertes à des opérations programmées à l'avance, réalisées sur la base d'étude approfondie et à l'aide d'une planification rigoureuse.

VIII.1.2 L'entretien du réseau et des appareillages

Le curage des réseaux, l'extraction des boues, l'évacuation des déchets, la révision des organes mécaniques et matériels et des installations, est autant des opérations indispensables en fonctionnement normal des réseaux d'assainissement.

VIII.1.3 La régularisation des débits

À nouvelles approches pour appréhender l'exploitation consiste à rechercher tous les moyens pour maîtriser les apports, les écoulements et les rejets en quantité et en qualité, la première action c'est le diversement d'une partie du débit dans le cours d'eau le plus proche. La deuxième intervention est de relier les collecteurs principaux entre eux, dans le but d'utiliser le mieux les capacités disponibles en détournant le flot d'une partie très chargée vers une bouche dont il reste des potentialités d'écoulement (mise en place d'un réseau maillé). La troisième disposition consiste à temporiser par la mise en charge des collecteurs et à augmenter ainsi le temps d'écoulement (un effet retard).

VIII.2 Les travaux de gestionnaire

Les travaux principaux pour mener à bien une gestion sont :

VIII.2.1 La connaissance du réseau

La première condition pour une exploitation rationnelle du système d'assainissement est de connaître :

- Le tracé exact de celui-ci.
- Ces caractéristiques hydrauliques (débit, vitesse...etc.).
- Ces caractéristiques topographiques. (pente, côte...etc.).

VIII.2.2 La surveillance du réseau

Elle se fait en continu par des opérations d'inspection périodiques et qu'on double après chaque évènement exceptionnel (inondation, pluie torrentielle).

VIII.2.3 Programme périodique d'entretien

L'organisation de l'entretien des réseaux doit être fondée sur une parfaite connaissance du réseau dans tous ses éléments constitutifs et dans son fonctionnement. Un programme de visite s'avère indispensable afin de mener dans de bonnes conditions des opérations d'entretien, de curage et de contrôle des réseaux.

VIII.2.3.1 Les travaux d'entretien

Ces travaux ne se font pas d'une manière anarchique, mais selon un programme préétabli et en mettant les moyens nécessaires :

a. Enlèvement des dépôts :

L'ennemie premier des réseaux d'assainissement est le dépôt des matières en suspension, surtout, le sable. Le curage peut se faire automatiquement par des regards de chasse, mais ces derniers ont monter leur limite d'utilisation, donc il vaut mieux prévoir des chasses hydrodynamique ou faire un curage à la main.

b. Détection des fuites

Les causes principales des fuites sont :

- Les fissures au niveau des collecteurs ou au niveau des regards.
- Les joints qui ne remplissent plus leur rôle.

c. Entretien des joints :

Les ouvrages (canalisation) peuvent présenter des défauts d'étanchéité et même des ruptures dues aux mouvements du sol, vibration dues à la circulation lourde et dues aux agressions chimiques.

Les défauts généralement se manifestent au niveau des joints. L'entretien consiste à réparer les joints en mauvais état, supprimer les intrusions des racines, réparer les sections corrodées par des déversements chimiques, procéder à l'étanchement des conduites, tant pour les eaux provenant de l'extérieur que de l'intérieur des égouts.

VIII.3 Travaux spécifiques**VIII.3.1 Désodorisation**

Le réseau d'égouts est un milieu favorable à la formation de bactéries qui dégagent des mauvaises odeurs, pour y remédier il faut bien aérer le réseau ou injecter de l'oxygène liquide.

VIII.3.2 Détection d'eaux parasites

Les eaux parasites proviennent des nappes ou du réseau d'alimentation en eaux potable, la détection des eaux parasites peuvent être classées comme suit :

- ✓ Visites de terrain et mesures instantanées.
- ✓ Mesures en continue.
- ✓ Contrôle par dispositif fumigène.
- ✓ Contrôle par injection de colorant.
- ✓ Inspection télévisée.

a. Visites de terrain et mesures instantanées :

- Une enquête sur le terrain peut permettre la recherche des apports extérieurs : sources, fossés, etc. Éventuellement une solution de colorant peut-être déversée dans tous les points suspects.
- Une enquête auprès des riverains peut parfois se révéler fructueuse.
- Une autre manière de procéder consiste en la mesure de paramètres physico-chimiques.

b. Mesure en continu :

La connaissance des débits transités par un réseau d'égout est une mesure qui apparaît de plus en plus utile en tête des ouvrages importants : station de relevage, station d'épuration .Des renseignements peuvent être recueillis sur le réseau lui-même : infiltrations de nappes, branchements clandestins, etc.

c. Contrôle par dispositif fumigène :

L'opération consiste à insuffler de la fumée dans le réseau d'assainissement d'eaux usées, afin d'en détecter les raccordements non conformes.

d. Contrôle par injection de colorant :

Méthode ancienne dans laquelle les colorants utilisés sont la rhodamine ou la fluorescéine excitée par lampe à rayonnement UV. Elle nécessite néanmoins des contrôles systématiques des branchements, publics ou privés, à tester.

e. Inspection télévisée :

L'inspection visuelle ou télévisuelle consiste à contrôler l'intérieur du réseau par visite pedestre ou à l'aide d'une caméra pour déceler les éventuels défauts de pose ou les dégradations des ouvrages.

Elle permet de vérifier :

- L'absence de défaut de structure ou d'emboîtement.
- L'absence d'obstruction dans le réseau.
- L'existence des fissures.

La mise hors service de l'égout, n'est pas généralement nécessaire. Cependant, si la hauteur de la lame d'eau au moment de l'opération est supérieur a (1/4) du diamètre, le débit doit être réduit soit par mise en place d'un obturateur provisoire dans le regard amont, soit par pompage.

VIII.3.3 Réhabilitation des réseaux d'assainissement

La réhabilitation d'un tronçon d'égout est envisagée lorsque les perturbations de fonctionnement des réseaux ou bien des dommages causes a l'environnement sont inacceptables.

La réhabilitation d'un tronçon détérioré peut s'effectuer par de nouvelles techniques parmi lesquelles peuvent être citées:

- L'injection des produits colmatant.
- Le tubage intérieur.
- Le gainage intérieur.

VIII.3.3 .1 Technique d'injection

Cette méthode consiste :

- à repérer l'infiltration à l'aide d'une caméra.
- à positionner à l'aide de la camera l'outil de réparation.
- à injecter à basse pression une solution de résine acrylique de l'intérieur vers l'extérieur.

Avantage :

- Introduction du matériel par des regards.
- Possibilité de vérifier l'étanchéité du joint.
- Mise en œuvre compatible avec des infiltrations limitées.
- Comblement des vides créent autour des joints.
- Mise en œuvre rapide et possible même en présence d'écoulement.

Inconvénient :

- Équipement sophistiqué.
- Réhabilitation souvent peu structurante et locale.
- Peu utilisable sur pvc et polyéthylène.
- Traitement difficile à proximité des regards.

VIII.3.3 .2 Technique de chemisage

a. Méthode par inversion :

Cette méthode consiste à introduire par retournement une gaine imprégnée de résine à partir d'un regard de visite. La masse de la colonne d'eau ou la pression d'air chaud assurent à la fois l'avancement de la gaine, son plaquage contre l'ancienne paroi et la polymérisation de la résine.

b. Méthode par tractage :

La mise en place de la gaine se fait à l'aide d'un treuil qui tracte la gaine à partir du regard suivant.

Avantage :

- Pas de fouille.
- Applicable à une gamme variée de cas.
- Rénovation structurante sans réduction importante de diamètre.
- Bonne résistance des matériaux.
- Mise en œuvre rapide.

Inconvénient :

- Reproduction des défauts dans l'ancienne canalisation.
- Reprise de pathologie pas très important.
- Mise hors d'eau nécessaire.

VIII.3.3.3 Technique de tubage

Cette technique consiste à chemiser la partie de canalisation en mauvais état par un tuyau formé d'éléments assemblés au fur à mesure de leur introduction à partir d'un regard ou d'un puits d'accès. L'assemblage des divers éléments s'effectue, par collage, par thermo soudage, par emboîtement à vis ou à joint caoutchouc.

Avantage :

- La mise en place est rapide.
- La mise hors de l'eau n'est pas toujours nécessaire.

Inconvénient :

- Réduction de la section et de la qualité de l'écoulement.
- La présence de branchement limite l'intérêt de l'opération.

VIII.4 Gestion informatique du réseau :

Pour une bonne gestion il n'y a pas mieux qu'une gestion informatisée, mais pour pouvoir la faire il faut une connaissance totale du réseau et son comportement dans différentes situations (temps sec et temps de pluie). La première chose à faire est d'entreprendre une campagne de mesure pour créer une banque de données qui servira de référence aux événements futurs, ainsi détecter chaque fonctionnement anormal du réseau. Pour perfectionner ce système on peut placer des capteurs de plusieurs paramètres (débit, vitesse,...etc.), au niveau des points les plus sensibles du réseau, qui seront connectés à des commandes automatiques ou semi-automatiques à distance.

Un système de gestion centralisée repose sur un équipement de mesure faible avec une électronique simple, dispose dans le réseau et relié à une salle de contrôle.

Les équipements sont les suivants:

- L'implantation de quelques pluviographes dont la mise en fonction est conditionnée par une averse d'intensité exceptionnelle ou soit pour analyser la modulation des pluies.
- La mise en place d'appareils de mesure des hauteurs d'eau et des vitesses à certains points névralgiques des réseaux.
- La télécommande des installations de pompage, vannes,..., constituent le système de pilotage des réseaux.

À partir d'informations immédiates dès le début d'une précipitation de forte intensité, il est possible de déclencher la mesure des limnigraphes (télémesure) qui donne avec un léger décalage de temps, l'évolution des remplissages dans le réseau.

- La télésignalisation : consiste à recevoir des signaux de contrôle de bonne exécution des commandes, des indications sur les défaillances des installations et sur la sécurité du fonctionnement.

Ces signaux apparaissent sur le tableau synoptique au centre de contrôle.

- Le centre de contrôle est constitué d'une salle équipée de tableaux synoptiques de contrôle des opérations et d'un mini-ordinateur qui reçoit les informations des mesures et émet un signal d'alarme sur le tableau synoptique et affiche sur la console les messages sur les actions à entreprendre.

La conception du système automatisé Porte sur :

- Les postes d'automatismes locaux, constitués d'un micro-ordinateur frontal, d'armoires et de capteurs qui fonctionnent de façon tout à fait autonome.
- Les capteurs qui limitent la tranchée d'eau dans la bêche est émettent le signal de démarrage et d'arrêt des pompes.
- Les systèmes d'automatismes hiérarchisés, constituent des centres principaux et secondaires.

VIII.5 l'exploitation du réseau

Une bonne exploitation est une réalité quotidienne indispensable au bon fonctionnement des réseaux, en vue de mettre en place une organisation et une planification de ces moyens pour assurer un entretien efficace, périodique et durable.

VIII.5.1 Objectifs de l'exploitation

- Exploiter au mieux les ouvrages construits pour leur garantir une durée de vie normale, tout en maintenant la meilleure fiabilité possible.
- Minimiser les dépenses d'exploitation, tout en respectant les objectifs susvisés, de manière à réduire leur impact sur les usagers (eaux usées) ou sur les contribuables (eaux pluviales).

VIII.5.2 Les tâches de l'exploitant

- Connaissance physique et hydraulique des réseaux.
- Organisation du déclenchement du curage d'un réseau.
- Entretien du réseau.
- Suivi de l'exécution des branchements.
- Surveillance de l'adaptation du système d'assainissement (réseaux et stations).

VIII.5.2.1 Connaissance physique et hydraulique des réseaux

VIII.5.2.1.1 Connaissance physique du réseau :

La connaissance nécessaire pour assurer l'exploitation d'un réseau est divisée en (04) niveaux :

1^{er} niveau : La connaissance globale d'un réseau

La connaissance globale d'un réseau est indispensable et permet une visualisation de l'ensemble et comporte :

- L'implantation du réseau avec identification de la nature des eaux et du sens de leur écoulement.
- La localisation et l'implantation des principaux ouvrages particuliers, station d'épuration...etc.
- La localisation des zones industrielles.

2^{ème} niveau : localisation des éléments du réseau. Elle comporte :

- Localisation des regards de visite avec repérage approximatif.
- Définition précise des côtes du sol et de radier aux points caractéristiques (angles de rue, jonctions, changements de pentes, etc.).
- Diamètre, pente, matériau, année de construction et longueur par tronçon.
- Identification de la partie sous domaine publique des branchements.

3^{ème} niveau : localisation précise des éléments du réseau :

- Localisation par coordonnées pour chaque tronçon.
- Description géométrique et physique de chacun des organes d'entrée
- Nature et localisation de chacun des branchements particuliers.
- Description des caractéristiques constructives du réseau.
- Description des ouvrages particuliers.

Cette connaissance constitue une excellente base pour l'exploitation d'un réseau

4^{ème} niveau : connaissance de l'état des réseaux

- Nature et état des joints.
- Nature et état des revêtements intérieurs.
- Niveau d'ensablement d'opérations et des ouvrages spéciaux.
- Indications sur le fonctionnement des ouvrages particuliers.
- Composition et débit des eaux.

Cette connaissance permet de réduire le coût d'entretien ; bon fonctionnement du système.

VIII.5.2.1.2 Connaissance hydraulique du réseau

La connaissance hydraulique du réseau est utile pour l'exploitant pour

- La délivrance des permis de construire.
- La dérivation des eaux pendant les travaux d'entretien.
- Suivre l'évolution de l'urbanisation, les insuffisances intérieures.

Comme pour la connaissance physique, on peut définir (03) de connaissance hydraulique d'un réseau :

1^{er} niveau : connaissance globale du fonctionnement, elle peut comporter :

- Nature des eaux (E.U., E.P., ..., ou unitaire).
- Indicateur sommaire de bon mauvais fonctionnement pour chaque élément du réseau.

2^{ème} niveau : connaissance quantitative du fonctionnement

Pour atteindre les objectifs visés, l'exploitant devrait, sans être obligé de refaire sans cesse les calculs hydrauliques, disposer des renseignements suivants :

- Débitante de la conduite en supportant un écoulement à surface libre.
- Débit de pointe journalier maximum.
- Débit de pointe pour un événement pluvieux de la période de retour de prise en compte au moment de la conception des réseaux.
- Vitesse pour la mesure du risque d'abrasion dans le cas de vitesses élevées.
- Vitesse correspondant à un débit moyen minimal pour la vérification des conditions d'autocurage.

3^{ème} niveau : connaissance de la qualité des eaux

Ce niveau permet d'acquérir les informations liées à la connaissance de la qualité des eaux :

- A l'entrée de la station d'épuration.
- A la sortie des branchements industriels.
- Aux déversoirs d'orage en y incluant la pollution véhiculée par les eaux pluviales.

VIII.5.2.2 Critères de déclenchement des opérations de curage

L'entretien périodique peut se concevoir sous la forme curative ou préventive :

Curatif : l'intervention appropriée est déclenchée lorsqu'un débordement est constaté soit dans le domaine public soit en propriété privée. Ce type de déclenchement n'est envisageable que si le nombre d'interventions n'est pas trop important ceci peut être le cas d'un réseau :

- Bien conçu.
- A fortes pentes.
- Sans déversement industriels trop importants.
- Avec des branchements bien contrôlés.

Préventif : plusieurs systèmes existent :

- Curage à blanc d'une partie du réseau.
- Curage à partir d'une certaine épaisseur de sable constatée dans les égouts.
- Curage à la demande en fonction des hauteurs de sable constatées et de la sensibilité de la zone.

VIII.5.2.3 Entretien des réseaux :

La nécessité de l'entretien de l'ensemble des différents collecteurs, qui constituent le réseau, est reliée aux fluides qu'ils véhiculent et aux phénomènes auxquels ils sont soumis :

- Erosion, corrosion, abrasion.
- Dégradations diverses dues à la nature et aux hommes provoquant également des engorgements, obstructions, excavations ou effondrements.

Toutes ces agressions obligent l'exploitant à remédier aux effets par des interventions périodiques ou immédiates ayant donc un caractère préventif ou curatif.

Ces phénomènes peuvent être aggravés par un réseau mal conçu (pentes faibles, changements de pente ou tracés trop importants) ou par des anomalies telles que branchements pénétrants, racines d'arbres...etc.

VIII.5.3 Techniques d'exploitation des réseaux :

Les réseaux d'assainissement, qui véhiculent à faible vitesse de débits en temps sec et petites pluies, nécessitent, pour qu'ils soient protégés des dépôts et de l'encrassement, des opérations de curage coûteuses.

Les techniques et les moyens susceptibles d'être mis en œuvre sont variables en fonction des contraintes, la plus importante est l'accessibilité à l'intérieur d'ouvrages.

VIII.5.3.1 Matériels de curage d'ouvrages visitables :

a. Manuels :

Ce système est utilisé dans les égouts à sec, dans les chambres de dessablement. Le matériel employé est : la pelle, la pioche, la brouette et le treuil de remontée.

b. Système de chasse :

Le principe de ce système consiste, en obturant l'égout par une vanne, à provoquer la montée et le stockage des eaux circulant dans le collecteur et, par un ajustage plus ou moins grand à la partie intérieure de la vanne, à produire une augmentation de la vitesse réalisant ainsi un effet de chasse qui entraîne les sédiments jusqu'à un endroit où elles pourront être reprises et remontées à la surface. Il nécessite une grande expérience des ouvriers qui l'utilisent.

c. Aspiratrice :

Dans les égouts visitables, ce procédé ne peut être utilisé qu'en l'absence d'eau.

VIII.5.3.2 Matériels de curage d'ouvrages non visitables :**VIII.5.3.2.1 Procédés manuels ou mécaniques :****a. Chasse d'eau :**

Dans ce cas, les têtes amont du réseau sont équipées de réservoirs de chasse automatique de 300 ou 600 l, qui se remplissent en permanence et qui, une fois pleins, se vident sous forme de chasse qui pousse les sédiments à l'aval. Le fonctionnement de ces réservoirs est souvent mauvais et l'abandon de ces appareils a été vivement recommandé à cause de leur consommation d'eau et leur efficacité limitée.

b. Par boule :

C'est un moyen réservé aux collecteurs en charge, comme les siphons, ou ayant des hauteurs d'eaux importantes. Le curage se réalise par l'envoi d'une sphère dont le diamètre est plus petit que celui de la canalisation et dont le déplacement s'effectue sous l'effet de la poussée d'eau.

VIII.5.3.2 Procédés hydrodynamiques :**a. Aspiration – vidange :**

Elle est utilisée pour des opérations diversifiées de pompage des matériaux solides, liquides et pâteux stockés dans les ouvrages, chambres d'engouffrement, vidange des cuves, etc. chaque fois que les dépôts peuvent être atteints directement.

b. Hydro-curage :

Permet le nettoyage ou le débouchage sous pression d'eau à l'aide d'engins hydrauliques qui se présentent sous des modèles différents :

- Sur remorques avec citernes de 1000 litres.
- Sur faux châssis destinés à être sur le plateau d'un camion-citerne de (1000 litres, 2000 litres, 3000 litres, 5000 litres).
- Sur châssis automobiles avec citernes de 2000 à 6000 litres, les appareils de curage hydrodynamiques fonctionnent suivant le mode ci-dessous :
 - Un tuyau en caoutchouc armé de nylon peut débiter 1.5 à 6 l / s d'eau propre, à une pression comprise entre 40 et 150 bars / cm².
 - Par une buse spéciale, un jet central dirigé vers l'avant désagrège les boues et les matières en suspension.
 - Le travail de curage s'effectue de l'amont vers l'aval, l'entraînement des boues se fait jusqu'au regard aval, et après son obturation, les boues seront aspirées à l'aide d'une aspiratrice.

VIII.5.4 Techniques nouvelles d'exploitation et d'élimination des produits de curage :

L'idée de techniques nouvelles d'exploitation a pour concept :

- L'hydro cyclonage des dépôts.
- L'élimination des dépôts.

a. L'hydro cyclonage des dépôts :

Dont le principe repose sur la séparation centrifuge des liquides et des particules de densités différentes.

Les fractions les plus légères et l'eau, situées au centre sont attirées vers la surverse, on obtient donc une séparation des particules organiques et minérales, en vue de leur élimination.

b. L'élimination des dépôts :

La solution d'élimination des dépôts consiste à :

- Séparer par hydro cyclonage les boues organiques des sables, ceux-ci étant ainsi lavés, peuvent être recyclés comme matériaux de fondation d'ouvrages, remblaiement...etc.

- Récupérer les huiles et les graisses pièges a la source, dans des appareils spécialisés, et a les éliminer par calcination.
- Retenir les flottants (plastiques ...etc.) éviter qu'ils se meulent aux boues, et procéder par leur élimination par la filière des ordures ménagères.

La mise en place d'un contrôle centralisé entraîne les conséquences suivantes :

- Diminution des tâches routinières de surveillance.
- Enrichissement des tâches liées à la découverte de nouvelles techniques et à la recherche d'une gestion technique optimum, la tâche de l'agent n'est plus de constater puis rendre compte, mais de rechercher l'exploitation des anomalies puis d'agir.
- L'exploitation devra prévoir :
 - Un plan de formation du personnel, d'une ampleur suffisante.
 - Une restriction de ces équipes, avec par exemple une responsabilité de la gestion quotidienne des équipements centralisés sur une équipe ayant une bonne connaissance globale de l'ensemble des ouvrages et de leur interaction.
 - Organisation d'une maintenance préventive sur les équipements électromécaniques, décentralisé par secteur géographique afin de limiter les temps de trajet.

Conclusion :

L'entretien du réseau d'assainissement est une nécessité quotidienne pour le bon fonctionnement de ce dernier. Le curage du réseau ; l'extraction des boues ; l'évacuation des déchets ; la révision des organes mécaniques sont autant d'opération indispensables au fonctionnement normal du réseau pour augmenter la durée de vie de cette dernière.

Conclusion générale

Cette thèse consiste à définir les différentes étapes suivies lors de la réalisation de l'étude du réseau d'assainissement de la région de Bousfer située à la wilaya d'Oran.

Les différents chapitres présentés dans cette étude servent à dimensionner et projeter un réseau d'assainissement fiable, de période de retour de dix(10) ans et à l'horizon d'étude mentionné

A la base de l'étude hydrologique, nous sommes arrivés à calculer les débits usés, et les débits pluviaux en utilisant la méthode rationnelle qui est adaptable pour notre cas. Ce qui concerne les reliefs il était facile de déduire l'existence des pentes et contre pentes,

Pour le choix des collecteurs nous avons des collecteurs en PVC et en Béton Armé dans la partie gravitaire, et de PEHD pour le cas de refoulement. Et on a installé des ouvrages annexes principaux et spéciaux, tout en respectant les normes et les conditions de dimensionnement, afin d'éviter toutes les problèmes reconnues dans l'évacuation des eaux usées.

Les points de rejet n'existent pas, D'où tous les effluents de la région, sont à refouler vers la STEP de Cap Falcon.

Références Bibliographiques

A. Bedjaoui & al. , 2005. *Nouvelle approche pour le calcul du diamètre économique dans les conduites de refoulement*. Courrier du Savoir N°6 Article, p. 141-145. Disponible sur : <http://revues.univ-biskra.dz/index.php/cds/article/download/334/313>

AZZAZ RAHMANI. F, 2007. *Conception et gestion des réseaux d'assainissement de l'agglomération de Theniet El Had w. TISSEMSSILT*. Mémoire fin d'étude. Conception des réseaux d'assainissement. Blida : Ecole National Supérieur d'Hydraulique, 152p.

BOUSAHARA. B. *Etude d'une station principale des eaux usées (Daya) W.Laghouat*. Rapport. Laghouat : CTH.

CHIALI GROUPE, *Tubes PVC à joint utilisés dans l'assainissement gravitaire*. Catalogue

KSB Groupe, 2010 *.Etude de projets de relevage*. Volume 3. France. Savoir-faire KSB.

Marc Satin & al. 2014. *Guide technique d'assainissement*. 4^{ème} Edition. Paris : Le Moniteur, 776 p. Référence technique. ISBN : 9782281114775.

Régis Bourrier, 2008. *Les Réseaux d'assainissement : calcul, applications, perspectives*. 5^{ème} Edition. Paris : Lavoisier, p1013. ISBN : 9782743010515.

SALI. ABEDLGHANI, 2011. *Etude D'une Station de Relevage au site Elmerdja commune de Rouiba (wilaya D'ALGER)*. Mémoire fin d'étude. Conception des réseaux d'assainissement. Blida : Ecole National Supérieur d'Hydraulique, 108p.

SALAH, B. *Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations*, école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA.2014.

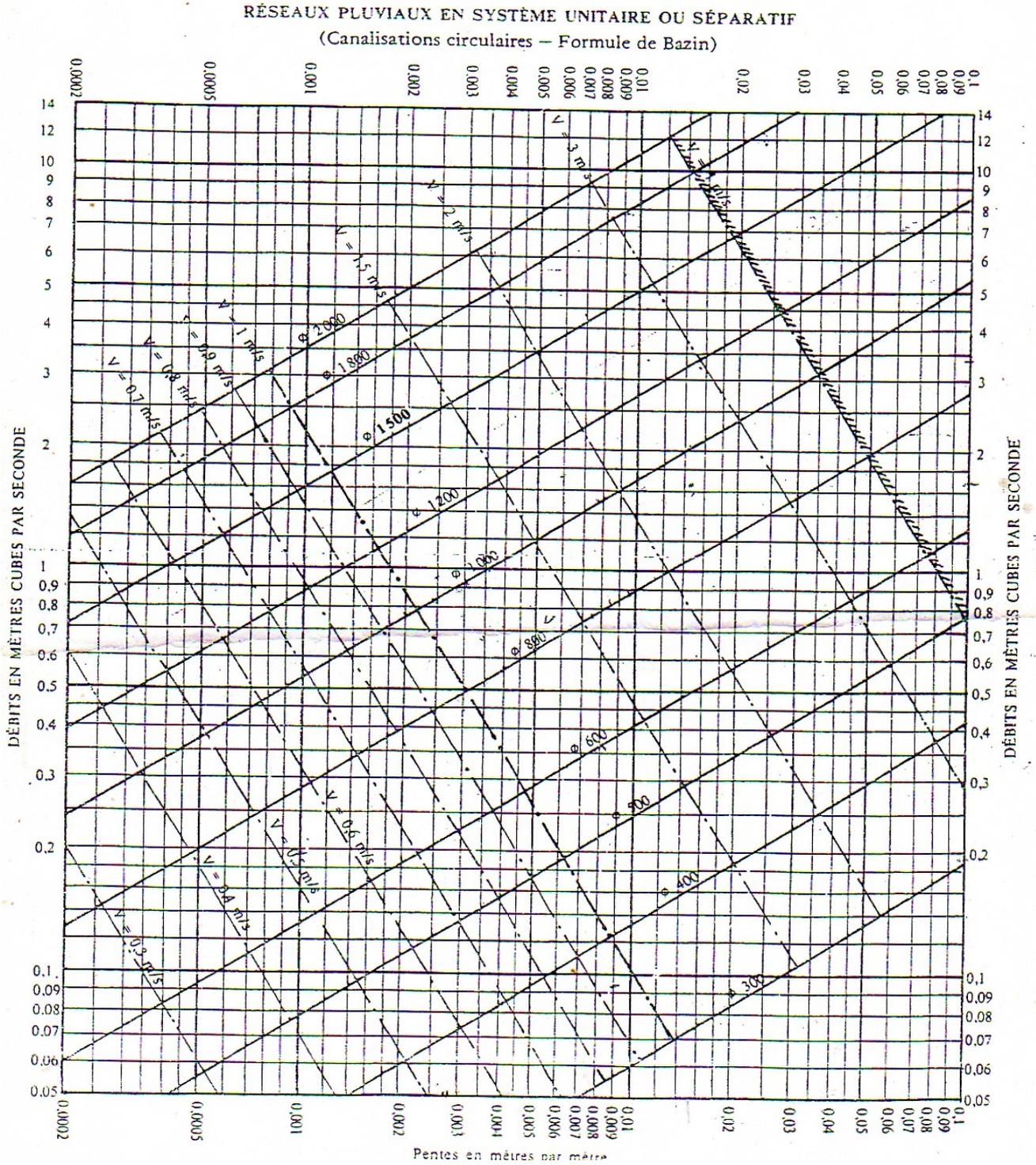
SALAH, B, *Principe de dimensionnement d'un déversoir d'orage*.

TOUAIBIA, B, 2004. *Manuel pratique d'hydrologie*. 1^{er} édition, Presse Madani Frères Guerrouaou. Blida. Chapitre 4, *Analyse fréquentielles des données*, p 61-77. ISBN : 9947-0-0367-1.

Annexe

Annexe 1 :

L'abaque de variation des diamètres et des vitesses en fonction de débit et de la pente (D'après la formule de Bazin)



Annexe

Annexe 2 :

Les variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage (ouvrage circulaires_ d'après la formule de Bazin)

Rq	Rh	Rv
0.01	0.01	0.01
0.02	0.04	0.15
0.03	0.05	0.2
0.04	0.065	0.25
0.05	0.08	0.35
0.06	0.1	0.4
0.07	0.11	0.45
0.08	0.12	0.47
0.09	0.14	0.5
0.1	0.16	0.54
0.11	0.17	0.55
0.12	0.18	0.57
0.13	0.2	0.6
0.14	0.21	0.61
0.15	0.22	0.62
0.16	0.23	0.64
0.17	0.24	0.66
0.18	0.25	0.68
0.19	0.26	0.7
0.2	0.26	0.72
0.21	0.27	0.73
0.22	0.275	0.74
0.23	0.28	0.75
0.24	0.29	0.755
0.25	0.3	0.76

Rq	Rh	Rv
0.26	0.31	0.78
0.27	0.32	0.79
0.28	0.325	0.8
0.29	0.335	0.81
0.3	0.34	0.82
0.31	0.35	0.83
0.32	0.36	0.84
0.33	0.37	0.85
0.34	0.375	0.86
0.35	0.38	0.88
0.36	0.39	0.89
0.37	0.4	0.9
0.38	0.4	0.9
0.39	0.41	0.91
0.4	0.42	0.92
0.41	0.43	0.93
0.42	0.44	0.94
0.43	0.45	0.95
0.44	0.45	0.95
0.45	0.46	0.96
0.46	0.47	0.97
0.47	0.48	0.98
0.48	0.48	0.98
0.49	0.49	0.99
0.5	0.5	1

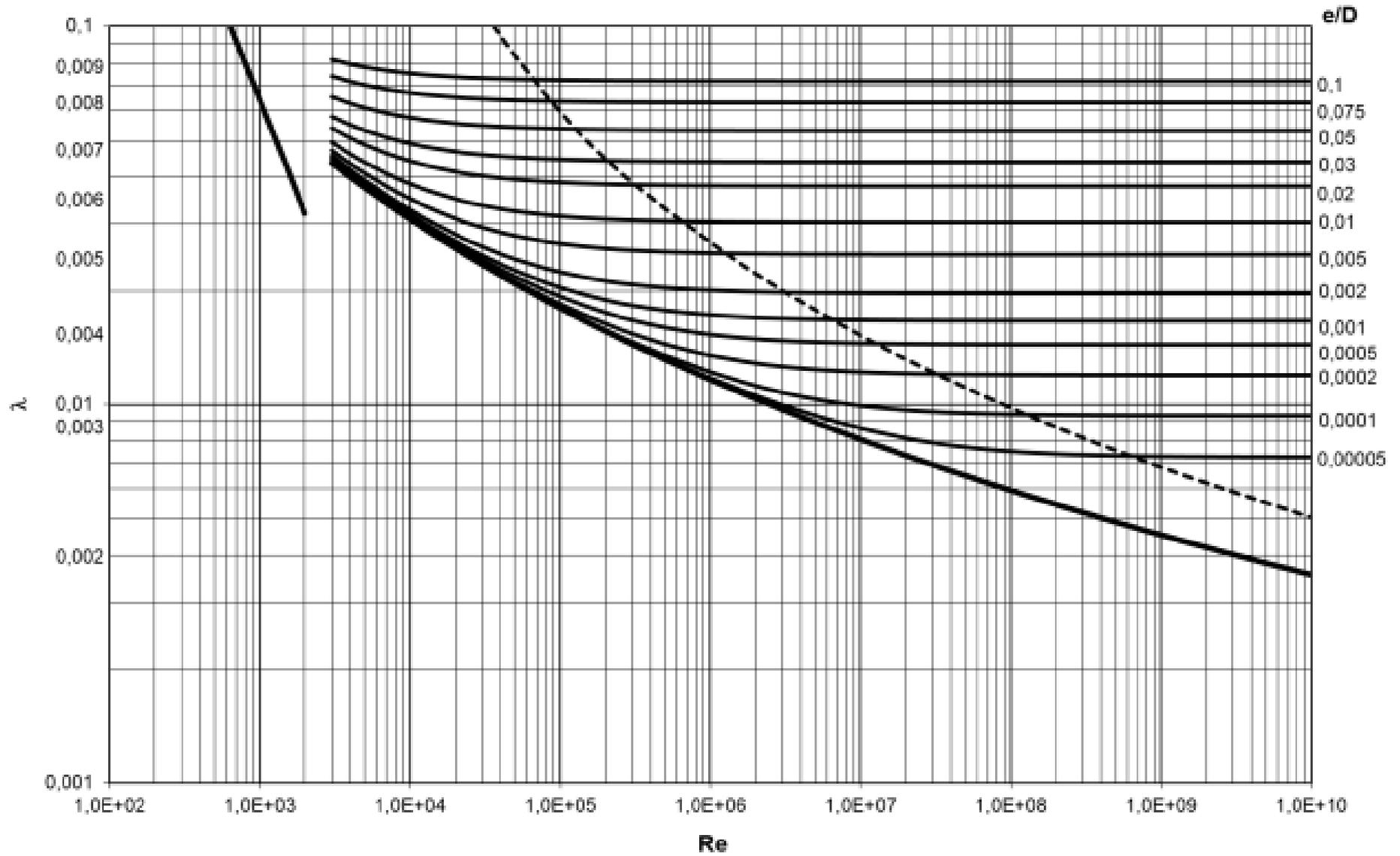
Rq	Rh	Rv
0.51	0.5	1
0.52	0.51	1
0.53	0.52	1.01
0.54	0.53	1.01
0.55	0.53	1.01
0.56	0.54	1.02
0.57	0.54	1.02
0.58	0.55	1.03
0.59	0.56	1.03
0.6	0.56	1.03
0.61	0.57	1.04
0.62	0.57	1.04
0.63	0.58	1.04
0.64	0.58	1.05
0.65	0.59	1.05
0.66	0.59	1.05
0.67	0.6	1.06
0.68	0.6	1.06
0.69	0.61	1.07
0.7	0.61	1.07
0.71	0.62	1.07
0.72	0.63	1.08
0.73	0.63	1.08
0.74	0.64	1.09
0.75	0.65	1.09

Rq	Rh	Rv
0.76	0.65	1.09
0.77	0.66	1.1
0.78	0.67	1.1
0.79	0.67	1.1
0.8	0.68	1.102
0.81	0.69	1.104
0.82	0.69	1.105
0.83	0.7	1.11
0.84	0.7	1.11
0.85	0.71	1.11
0.86	0.71	1.112
0.87	0.72	1.115
0.88	0.73	1.116
0.89	0.74	1.118
0.9	0.74	1.12
0.91	0.75	1.12
0.92	0.75	1.122
0.93	0.76	1.125
0.94	0.76	1.128
0.95	0.77	1.13
0.96	0.78	1.13
0.97	0.78	1.13
0.98	0.79	1.134
0.99	0.8	1.135
1	0.81	1.1365

Annexe

Annexe 3

Diagramme de Moody



Annexe

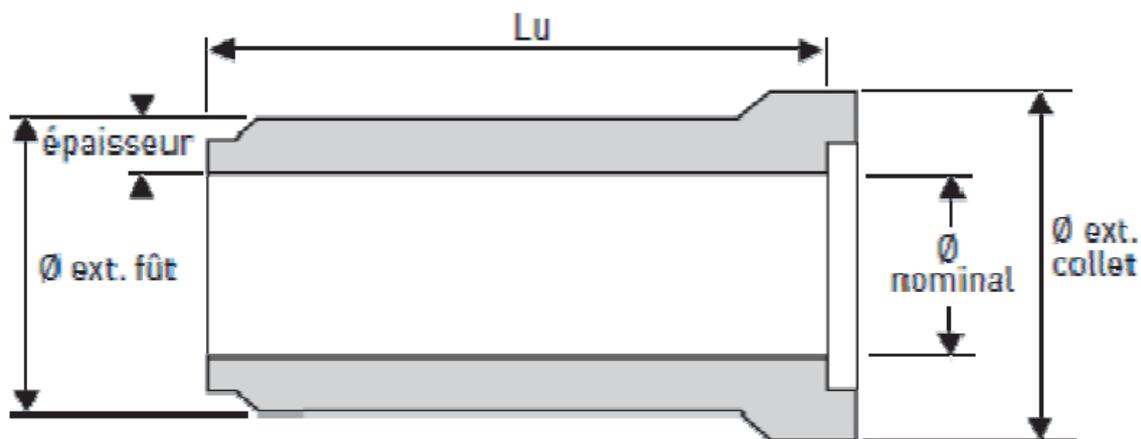
Annexe 4

Désignation	Diamètre Extérieure (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Jonction
Tube PVC	315	7.7	300	A Joint
	400	9.8	380	
	500	12.3	475	
	630	15.4	600	

Source : documentation Groupe Chiali.

Désignation	Diamètre Nominal (mm)	Lu (m)	Ep (mm)	Ø Ext (mm)		Type d'emboîtement / joint
				fût	collet	
TUBE BETON- ARME CLASSE A135	800	2.36	85	970	1140	H5/intgré
	1000	2.36	90	1180	1370	H5/intgré
	1200	2.36	105	1410	1580	H5/intgré

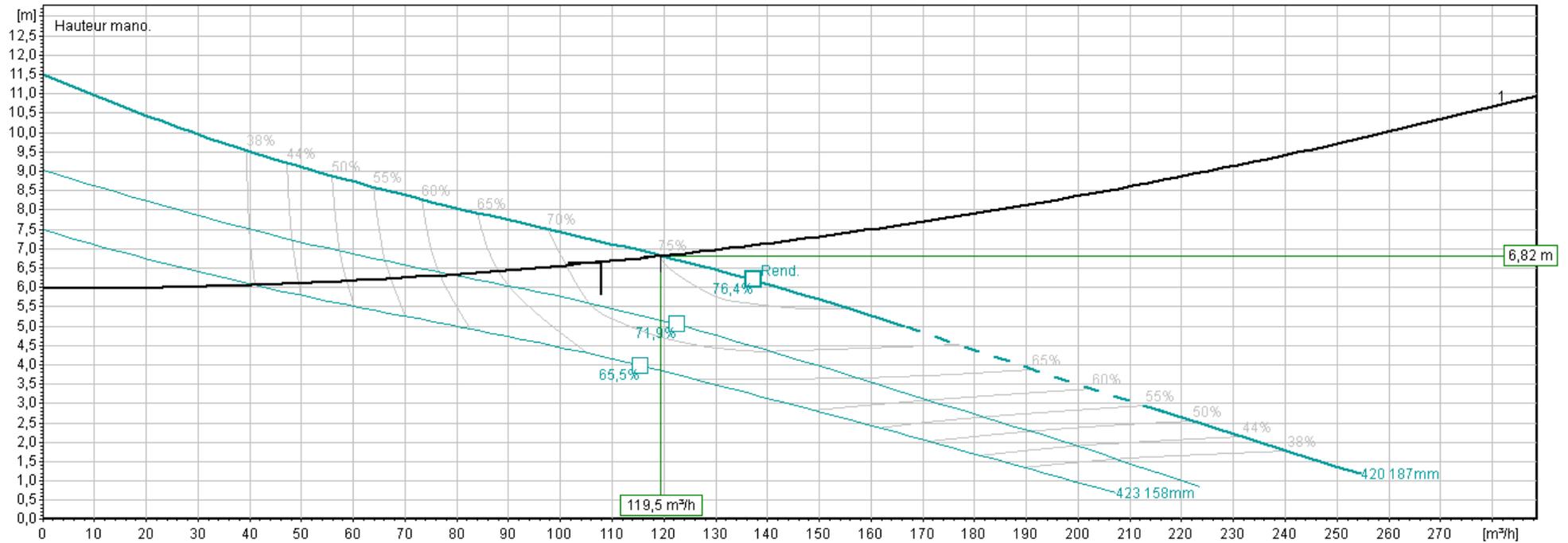
Source : ALCAHYD SPA..



Annexe

Annexe 5

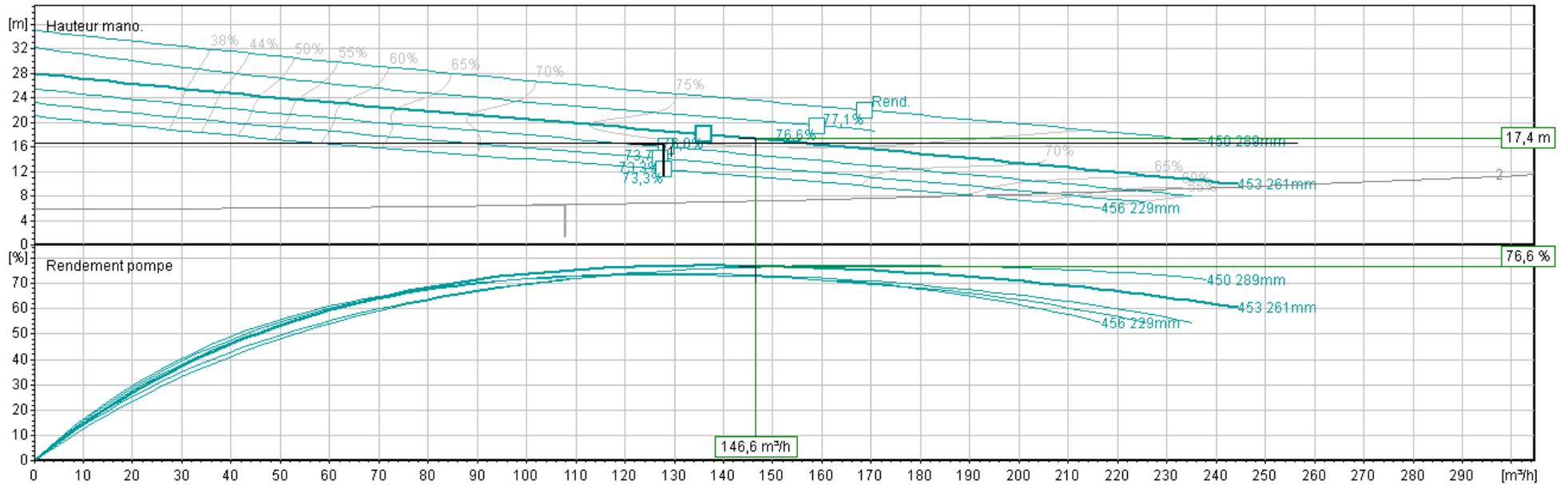
Courbe caractéristique de la pompe du STR1



Annexe

Annexe 6

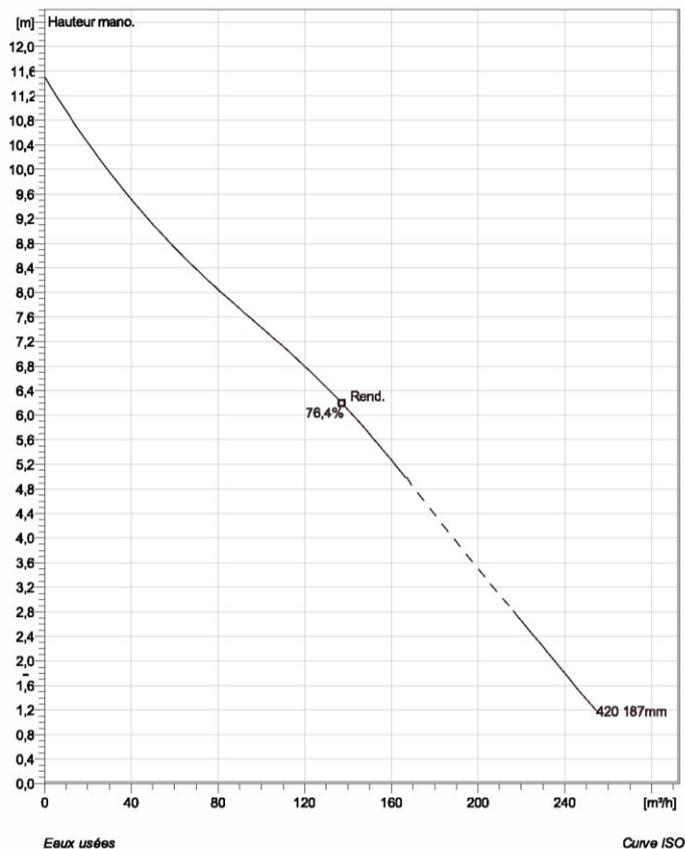
Courbe caractéristique de la pompe du STR2



Annexe 7

Fiche technique du pompe de la station STR1

NP 3102 LT 3~ Adaptive 420 Spécifications techniques



L'image peut ne pas correspondre à la configuration choisie.

General

Pompe submersible avec roue brevetée à canal semi ouverte auto-nettoyante. Rendement élevé et constant. Idéale dans la plupart des applications en eaux. Elle peut être optimisée avec le système breveté Guide-pin®.

Roue

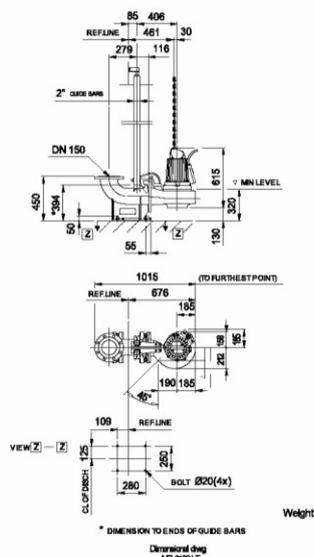
Matériau de la roue	Acier inoxydable
Diamètre de refoulement	150 mm
Diamètre d'aspiration	150 mm
Impeller diameter	187 mm
Nombres de canaux	2

Moteur

Moteur #	N3102.760 18-11-4AL-W 3.1KW Standard
Variante stator	62
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Nombre de pôles	4
Phases	3~
Puissance nominale	3,1 kW
Intensité nominale	6,6 A
Intensité de démarrage	38 A
Vitesse nominale	1455 rpm
Facteur de puissance	
1/1 de charge	0,79
3/4 de charge	0,72
1/2 de charge	0,60
Rendement moteur	
1/1 de charge	85,4 %
3/4 de charge	86,0 %
1/2 de charge	84,8 %

Configuration

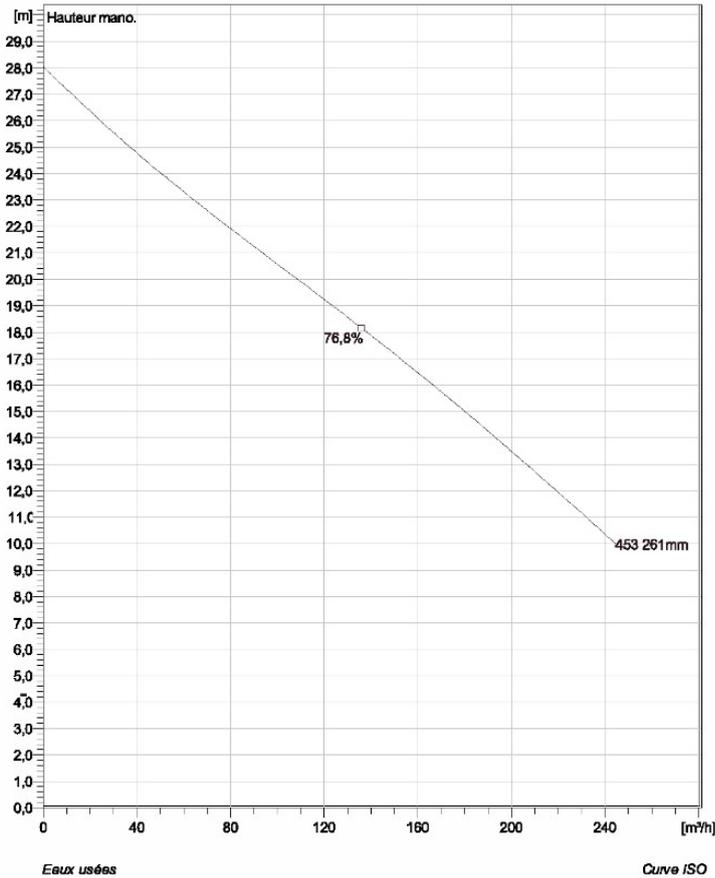
Installation: P - Installation immergée sur pied d'assise



Annexe 8

Fiche technique du pompe de la station STR2

NP 3153 HT 3~ 453 Spécifications techniques



L'image peut ne pas correspondre à la configuration choisie.

General

Pompe submersible avec roue brevetée à canal semi ouverte auto-nettoyante. Rendement élevé et constant. Idéale dans la plupart des applications en eaux v. Elle peut être optimisée avec le système breveté Guide-pin®.

Roue

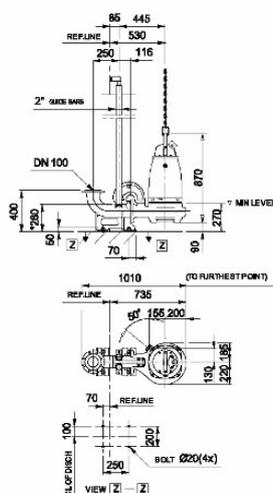
Matériau de la roue	Hard-Iron
Diamètre de refoulement	100 mm
Diamètre d'aspiration	100 mm
Impeller diameter	261 mm
Nombres de canaux	2

Moteur

Moteur #	N3153.185 21-18-4AA-W 13.5KW
Variante stator	Standard
2	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Nombre de pôles	4
Phases	3~
Puissance nominale	13,5 kW
Intensité nominale	27 A
Intensité de démarrage	145 A
Vitesse nominale	1455 rpm
Facteur de puissance	
1/1 de charge	0,84
3/4 de charge	0,79
1/2 de charge	0,68
Rendement moteur	
1/1 de charge	86,5 %
3/4 de charge	88,0 %
1/2 de charge	88,5 %

Configuration

Installation: P - Installation immergée sur pied d'assise



* DIMENSION TO ENDS OF GUIDE BARS

Weight

Dimensional dwg
NP 3153 HT

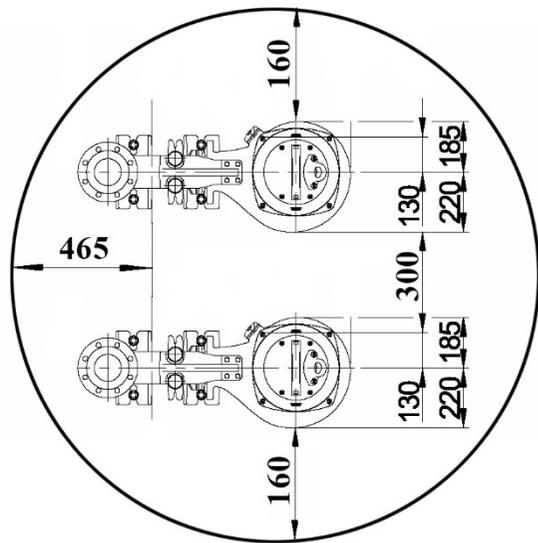
Annexe

Annexe 10

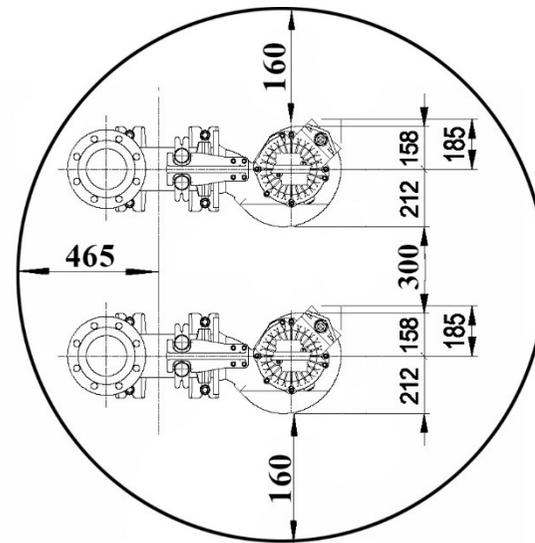
Dimensions des bâches d'eau des postes de relevage

Poste de relevage	Bache d'eau				Panier degrailleur					
	Geometrie	Volume (m ³)	Diametre (mm)	Hauteur (mm)	Dimension (mm)			Poids (Kg)	Øbarreaux (mm)	espacement (mm)
					L	b	P			
STR1	Circulaire	2.47	1345	2745	58	296	256	8.9	40	10
STR2		2.90	1315	3140	67	346	256	10.1	40	10

* les unites du dessin en (mm)



Vue de dessus de la poste de relevage STR1



Vue de dessus de la poste de relevage STR2

Remerciement

A l'occasion, je remercie fortement mon promoteur : Mr. BOUFEKANE Abdelmadjid de m'avoir orienté dans le but de mener à bien ce travail.

Je remercie Mr.Derdari Abdellah qui m'a ouvert toutes les portes durant mon stage pratique.

Je tiens à remercier aussi :

- ✓ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*
- ✓ Le corps d'enseignants, et l'administration de l'ENSH*
- ✓ Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration et l'aboutissement de ce mémoire.*

a. djilani