

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



جامعة بجاية
Tasdawit n' Bgayet
Université de Béjaïa



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

MADAoui Amar

MOULOUDJ Amazigh

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

ÉTUDE DE SCHEMA DIRECTEUR D'ASSAINISSEMENT DES EAUX USEES DE LA ZONE SIDI-ALI LEBHER, WILAYA DE BEJAIA

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

- Président : MERABET Smail
- Promoteur (s) : NASRI Kaci
- Examineur (s) : YACOUBI Mohamed

Remerciements

À l'issue de cette étude, on tient à exprimer nos vifs remerciements à toutes les personnes qui nous ont aidés tout au long de notre présent travail.

Notre sentiment de reconnaissance va plus particulièrement à :

- Notre promoteur, M. NASRI Kaci, pour son aide et ses conseils précieux et idées pertinentes, le soutien et la disponibilité dont il a fait preuve du début à la fin de ce travail ;
- Aux membres du jury qui jugeront de notre travail ;
- L'ensemble des enseignants du département d'Hydraulique qui nous ont suivis durant notre formation.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe d'amour :

- *À la mémoire de mon père et de mes deux mères, qui devaient aujourd'hui être heureux ;*
- *À mes frères et sœurs, qui se battent quotidiennement pour une vie digne ;*
- *À Louiza, dont les contraintes sociales ne m'ont pas souvent laissé de lui dire mon affection ;*
- *À mon ami, BEDAR Amazigh, pour son soutien permanent ;*
- *À mon binôme, MADAOUI Amar, pour les efforts inlassables fournis pour l'élaboration de ce travail.*
- *À tous mes amis, camarades et militants des causes justes.*

MOULOUDJ Amazigh

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

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

- *A mes parents, pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard ;*
- *A mes frères, qui se battent quotidiennement pour une vie digne ;*
- *A Tinhinene, ma source d'espoir et de joie ;*
- *A tous mes amis, avec lesquels je partage des valeurs en communs ;*

A tous ceux qui ont contribué à ma formation depuis mon jeune.

Table des matières

Chapitre I : Présentation du site

Introduction Générale	1
I.1. Situation géographique	3
I.2. Données naturelles	3
I. 2.1. Topographie du lieu	3
I.3. Démographie.....	3
I.3.1. Population de base	3
I. 3.2. Taux d'accroissement	4
I. 3.3. Estimation des populations à différents horizons	5

Chapitre II : Généralités sur les réseaux d'assainissement

II.1. Définition et classification des eaux usées	7
II.1.2. Origine des eaux usées.....	7
II.2. Définition l'assainissement.....	8
II.3. Historique de l'assainissement	9
II.4. Définition des systèmes d'assainissement.....	9
II.4.1 Assainissement individuel ou non collectif	9
II.4.2. Assainissement collectif	9
II.4.3.Types de schémas de réseau.....	13
II.5. Choix d'un système d'assainissement	14
II.5.1. Choix entre un système collectif et individuel.....	14
II.5.2. Choix entre système séparatif et système unitaire.....	15
II.6. Tracé en plan du réseau et profils en long des conduites	15
II.7. Éléments constitutifs d'un réseau d'eaux usées	15
II.7.1. Canalisation circulaire	15
II.7.2. Canalisations de forme ovoïde	16
II.7.3.Choix du type de canalisation	17
II.7.4. <i>Ouvrages annexes</i>	17

Chapitre III : Conception et dimensionnement du réseau

III.1. Introduction	22
III.2. Conception du schéma directeur d'assainissement des eaux usées.....	22
III.3. Tracer en plan de réseau.....	22
III.4. Débit d'eaux usées domestiques	24
III.4.1. Définition du débit moyen actuel	24
III.4.2. Définition du débit moyen futur	24
III.4.3. Définition du débit de point d'eau usée.....	24
III.5. Dimensionnement du schéma directeur (collecteur d'eaux usées)	25
III.5.1. Estimation des débits moyens actuels	25
III.5.2. Estimation des débits moyens futurs	26
III.5.3. Estimation des débits de pointes.....	26
III.5.4. Détermination des débits reçus par chaque nœud de collecteur.....	27
III.5.5. Détermination des caractéristiques dimensionnelles du collecteur	28
<i>III.5.5.1. Détermination des pentes des conduites</i>	28
<i>III.5.5.2. Détermination des diamètres</i>	28
III.5.6. Taux de remplissage dans une conduite circulaire	30
III.5.7. Vérification de la capacité d'autocurage	31
III.5.8. Dimensionnement des réservoirs de chasse.....	34
III.6. Contrôle des niveaux piézométriques	34
III.6.1. Ligne piézométrique idéale	34
III.6.2. Profil de radier idéal	35
III.6.3. Pente piézométrique	35
III.6.4. Procédure de contrôle	35
III.6.5. Construction d'un idéal profil de radier	35
III.6.6. Construction de la ligne piézométrique idéale	38
III.7. Stabilité des tuyaux enterrés.....	41
III.7.1. Détermination des actions	41
III.7.2. Présentation du logiciel ODUC 6.1	42
III.7.3. Domaine d'utilisation du logiciel	42
III.7.4. Paramètres d'entrées du logiciel	42
III.7.5. Fonctionnement du logiciel	44
III.7.6. Paramètres de sortie du logiciel	44

Chapitre IV : Dimensionnement des stations de refoulement

IV.1. Introduction	47
IV.2. Calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement	47
IV.2.1. Principe du calcul.....	47
IV.2.2. Détermination du diamètre économique de la première conduite de refoulement ...	47
IV.2.3. Détermination du diamètre économique de la deuxième conduite de refoulement .	48
IV.2.4. Détermination du diamètre économique de la troisième conduite de refoulement ..	49
IV.3. Dimensionnement des stations de refoulement.....	49
IV.3.1. Calcul de la hauteur manométrique totale	49
IV.3.2. Évaluation des pertes de charge dans la première conduite en charge	51
IV.3.3. Évaluation des pertes de charge dans la deuxième conduite en charge	52
IV.3.4. Évaluation des pertes de charge dans la troisième conduite en charge.....	53
IV.3.5. Les valeurs du débit en fonction de la hauteur de refoulement	54
IV.3.6. Choix du type de la pompe	55
IV.3.6.1. Choix du type la pompe pour la 1 ^{ère} station de refoulement.....	55
IV.3.6.2. Choix du type la pompe pour la 2 ^{ème} station de refoulement.....	55
IV.3.6.3. Choix de type la pompe pour la 3 ^{ème} station de refoulement	56
IV.4. Dimensionnement de la bache de refoulement	56
IV.4.1. La méthodologie de dimensionnement de la bache.....	56
IV.4.2. Dimensionnement de la première bache	
IV.4.3. Dimensionnement de la deuxième et la troisième bache	58

Chapitre V : Organisation du chantier et pose des conduites

V.1. Introduction	64
V.2. Généralités.....	64
V.3. Maîtrise de la qualité	64
V.3.1. Plan d'assurance qualité	64
V.3.2. Maîtrise des dispositions relatives à l'environnement.....	64
V.3.3. Préservation de l'environnement durant la chantier	65
V.4. Conditions d'accessibilité au chantier :.....	65
V.5. Conditions d'acceptation des produits sur chantier.....	65
V.5.1. Cas des produits fournis par le maître d'ouvrage	65
V.5.2. Cas des produits fournis par l'entrepreneur.....	66
V.5.3. Conditions de manutention et de stockage des produits.....	66
V.6. Travaux en présence d'eau	67

V.7. Réalisation des tranchées.....	67
V.7.1. Dimensions des tranchées.....	67
V.7.2. Dimension des fouilles pour regards	69
V.7.3. Déroulement des travaux de fouilles	69
V.8. Pose des tuyaux et autres éléments.....	69
V.9. Remblaiement et compactage.....	71
V.9.1. Exécution de la zone d'enrobage.....	72
V.9.2. Exécution du remblai proprement dit	72
V.10. Exécution des finitions et remises en état	73

Chapitre VI : Estimation du coût de projet

VI.1. Introduction.....	75
V.I.2. Le terrassement	75
VI.2.1. Calcul des déblais	75
VI.2.2. Calcul des remblais.....	75
VI.2.3. Calcul du volume du lit de sable.....	75
VI.2.4. Evacuation des terres en excès	75
VI.3.Les canalisations	75
VI.4. Réalisation des ouvrages annexes	76
VI.4.1 Les regards préfabriqués	76
VI.4.2 Les stations de refoulement.....	76
Conclusion Générale	81

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : Tableau récapitulatif des populations de la zone de Sidi Ali Lebhrar	4
Tableau I.2 : Tableau récapitulatif des taux d'accroissements de la zone de Sidi-Ali Lebhrar	4
Tableau I.3 : Tableau récapitulatif des estimations de la population à l'horizon 2020-2040	5

Chapitre II

Tableau III.1 : Estimation des débits moyens actuels.....	25
Tableau III.2 : Estimation des débits moyens futurs.....	26
Tableau III.3 : Estimation des débits de pointes	26
Tableau III.4 : Débits transitant par chaque nœud de collecteur.	27
Tableau III.5 : Détermination des diamètres pour chaque tronçon.....	29
Tableau III.6 : Vérification des première et seconde conditions.	33
Tableau III.7 : Vérification de la troisième condition.....	33
Tableau III.8 : Profil de radie idéal pour le tronçon n°3.....	36
Tableau III.9 : Résultats des calculs après idéalisation de la ligne piézométrique.	39
Tableau III.10 : Classification des sols	43

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Les valeurs de K_d en fonction de l'angle α	51
Tableau IV.2 : Les pertes de charge linéaire et singulière dans la première conduite en charge.....	51
Tableau IV.3 : Les pertes de charge linéaire et singulière dans la deuxième conduite en charge	52
Tableau IV.4 : Les pertes de charge linéaire et singulière dans la troisième conduite en charge.....	53
Tableau IV.5 Les valeurs du débit en fonction de la hauteur de refoulement... ..	54
Tableau IV.6 : Valeurs du débit en fonction de la hauteur de refoulement.....	54
Tableau IV.7 : Valeurs du débit en fonction de la hauteur de refoulement.....	55
Tableau IV.8 : Les dimensions de la première bache de reprise.	57
Tableau IV.9 : Les dimensions de la deuxième et troisième bache de reprise.....	58

Chapitre V

Tableau V.1 : largeur de tranchée en fonction de type de blindage ainsi que la profondeur.....68

Chapitre VI

Tableau VI.1 : La longueur des canalisations76

Tableau VI.2 : devis quantitatif et estimatif du collecteur des eaux usées.....77

Tableau VI.3 : devis quantitatif et estimatif des trois stations de refoulement.78

Liste des symboles et abréviations

Ab1 : Aboudaou 1.

Ab8 : Aboudaou 8.

AEP : alimentation en eau potable.

Al : Aluminium.

a : paramètre exprimant la limite inférieure à ne pas dépasser lorsque le débit moyen futur est très grand.

B : largeur de la tranchée.

B1 : bassin numéro 1.

B2 : bassin numéro 2.

B3 : bassin numéro 3.

B4 : bassin numéro 4.

b : paramètre exprimant l'augmentation du débit de pointe lorsque le débit moyen futur est très petit.

C : coefficient de Chézy

Cr : Chrome.

Cu : Cuivre.

Cp.am : cote piézométrique amont du regard.

Cp.av : cote piézométrique aval du regard.

D : diamètre de la bêche.

DA : Dinar Algérien

Db : volume du déblai.

D_{N1} : diamètre nominal de la première conduite de refoulement.

D_{N2} : diamètre nominal de la deuxième conduite de refoulement.

D_{N3} : diamètre nominal de la troisième conduite de refoulement.

D_r : diamètre de refoulement.

d : diamètre de la pompe.

EAG : école d'application des génies.

ELS : état limite de service.

ELU : état limite ultime.

ERI : les eaux résiduaires industrielles.

ERU : les eaux résiduaires urbaines.

ETi, ETv, eo, Vt : Les caractéristiques du tuyau calculées par le logiciel ODUC 6.1

e : épaisseur de la conduite.

Fe : Fer

g : accélération de la pesanteur.

H : hauteur de remplissage.

H_{geo} : hauteur géométrique.

H_{mt} : hauteur manométrique totale.

H_t : la hauteur maximale des eaux usées dans la bêche.

H₀ : la hauteur minimale des eaux usées dans la bêche.

h₁ : lit de sable.

I : pente de la conduite.

J : pertes de charge.

J_{div} : pertes de charge au niveau du divergent.

J_p : pente piézométrique.

K : hauteur de rugosité des parois.

L : la longueur de la conduite de refoulement.

L_d : longueur du divergent.

L_{eq} : longueur équivalente.

L_{max} : longueur maximale recommandée.

L_{tot} : longueur totale des tronçons.

ML : mètre linéaire.

Mn : Magnésium

N : nombre d'année séparant l'horizon considéré et l'année de référence 2015.

N_{ha} : nombre d'habitants actuel.

N_{hf} : nombre d'habitants futur.

Ni : Nitrates

N_{moy} : nombre des réservoirs.

n : coefficient de Manning.

P : coefficient de pointe.

PEHD: polyéthylène haute densité.

PVC : polychlorure de vinyle

P_N : population future.

Pa : puissance absorbée.

P_a : pertes actuelles.

P_f : pertes futures.

Pm : périmètre mouillée.

P₀ : population de base.

Pb : plomb.

pec : poussée verticale de chantier.

per : poussée verticale due aux charges d'exploitation roulantes routières.

pep : poussée verticale permanente.

ph : poussée horizontale exercée par les remblais, les charges d'exploitation ou permanentes.

pr : poussée verticale des terres due aux remblais.

pwe : pression hydrostatique extérieure due à une éventuelle nappe phréatique.

p', pcr, Mapui, Mreins, Ov : les sollicitations calculées par le logiciel ODUC 6.1

Q : débit des eaux usées.

Q_{ma} : débit moyen actuel.

Q_{mf} : débit moyen futur.

Qp : débit d'une pompe.

Q_p : débit de pointe.

Qps : Débit à plein section.

Q' : débit pour une profondeur donnée.

Rb : volume de remblai.

Re : nombre de REYNOLDS.

R_h : rayon hydraulique à pleine section.

RN : route nationale.

R1 : regard nœud numéro 1.

R25 : regard nœud numéro 25.

R26 : regard nœud numéro 26.

R80 : regard nœud numéro 80.

R81 : regard nœud numéro 81.

R90 : regard nœud numéro 90.

R' : rayon hydraulique pour une profondeur donnée.

r : rayon de la conduite.

S : section de la bêche.

Sm : section mouillée.

T : taux d'accroissement annuel de la population.

T_{exc} : volume des terres en excès.

t : durée d'un cycle.

U : unité

V : vitesse d'écoulement.

V_m : vitesse moyenne de l'écoulement.

V_n : volume à nettoyer.

V_r : volume du réservoir.

V_s : volume du lit de sable.

V_t : volume total de la bêche.

Vps : vitesse à plein section.

V_u : volume utile de la bête.

V_u : volume utile de la bête.

V₀ : volume résiduel au fond de la bête.

V₁ : vitesse d'écoulement de la première conduite de refoulement.

V₂ : vitesse d'écoulement de la deuxième conduite de refoulement.

V₃ : vitesse d'écoulement de la troisième conduite de refoulement.

V' : vitesse pour une profondeur donnée.

Zn : Zinc

α : angle du divergent.

Θ : l'angle de remplissage.

η : rendement.

λ : coefficient de frottement.

γ : viscosité cinématique du fluide.

ξ_{div} : coefficient de pertes de charges du divergent.

Ø : diamètre de la conduite d'assainissement.

Σj : Somme des pertes de charge

Liste des figures

Chapitre II

Figure II.1 : système unitaire	10
Figure II.3 : Système pseudo-séparatif	11
Figure II.4 : Principe de fonctionnement des réseaux à dépression.....	12
Figure II.5 : Aéroéjecteur.....	12
Figure II.6 : Types de schémas du réseau d'assainissement.....	14
Figure II.7 : Exemples de branchements particuliers	18

Chapitre III

Photo III.1 : Photos de la RN 9 et l'échangeur Aboudaou qu'il faut traverser.....	23
Photo III.2 : Oued Aboudaou et la RN 9 qu'il faut traverser.	24
Photo III.3 : Photos des conduites de gaz et d'AEP qu'il faut éviter.	24
Figure III.1 : Taux de remplissage dans une conduite circulaire on fonction de l'angle θ	32
Figure III.2 : Variation des débits et de la vitesse en fonction du taux remplissage pour un ouvrage circulaire.	32
Figure III.3 : Continuité de la surface libre.	36
Figure III.4 : Représentation des différentes cotes en fonction de la longueur pour un profil de radier idéal.	39
Figure III.5 : Représentation des différentes cotes en fonction de la longueur pour un profil piézométrique idéal.	42
Figure III.6 : Définition générale des différentes zones.....	46
Figure III.7 : Organigramme général de la méthode de calcul sur ODUC 6.1.....	47
Figure III.8 : Résultats du test de résistance mécanique sur ODUC V6.1 d'une conduite en béton armé.	47

Chapitre IV

Figure IV.1 : Courbe caractéristique des pompes de la première station de refoulement.....	59
Figure IV.2 : Courbe caractéristique des pompes de la deuxième station de refoulement.....	60
Figure IV.3 : Courbe caractéristique des pompes de la troisième station de refoulement.....	61
Figure IV.4 : Dimensions de la première station de refoulement	62
Figure IV.5 : Dimensions de la deuxième station de refoulement	62
Figure IV.6 : Dimensions de la troisième station de refoulement	62

ChapitreV

Figure V.1 : Conditions de manutention des conduites en béton.	67
Figure V.2 : Conditions de stockage des conduites en béton.	67
Figure V.3 : Différentes couches constitutives du remblai.	71

Introduction générale

Introduction générale

La Ville de Bejaia s'est engagée dans une démarche résolue à se doter d'infrastructures collectives de collecte et de traitement des eaux usées domestiques. Cette démarche est aujourd'hui irréversible et s'inscrit dans une politique plus large de maîtrise du cycle de l'eau et du développement durable de la ville.

En particulier, les réseaux d'assainissement existants dans la zone de Sidi-Ali Lebher présentent des insuffisances conséquentes. Les eaux usées sont jetées directement en milieu naturel sans passer par la station d'épuration. Les principales conséquences sur l'environnement sont : pollution des rivières et de leurs embouchures, dégradation des zones de baignade par contamination bactériologique ou dépôts de particules fines, dégagement d'odeurs nauséabondes et prolifération de rongeurs nuisibles (insectes, rats).

Le projet d'élaboration du schéma directeur d'assainissement des eaux usées de la zone de Sid-Ali Lebher témoigne d'une volonté forte de mettre en place les conditions d'un développement durable et d'améliorer la qualité du milieu naturel et la santé de la population. Il vise à atteindre un niveau de qualité « *eau de baignade* » au niveau des plages du département, maintenir et développer des activités touristiques et culturelles sur le front de mer et permettre le développement de nouvelles activités.

L'objectif de notre étude est de concevoir et dimensionner un schéma directeur d'assainissement des eaux usées de la zone de Sid-Ali Lebher ainsi que la station de relèvement des eaux usées afin d'éviter la surprofondeur des canalisations.

Pour cela, nous avons conçu ce mémoire de la façon suivante :

- 1-Premier chapitre : présentation générale du site ;
 - 2-Deuxième chapitre : généralités sur l'assainissement ;
 - 3-Troisième chapitre : dimensionnement du schéma directeur d'assainissement des eaux usées ;
 - 4-Quatrième chapitre : dimensionnement des stations de refoulement ;
 - 5-Cinquième chapitre : conditions de pose et leur respect, organisation du chantier de telle sorte à assurer la sécurité du personnel et de l'environnement.
 - 6-Sixième Chapitre : Devis estimatif du projet ;
- Enfin, nous achèverons nos chapitres par une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation du site

I.1. Situation géographique

Le présent schéma directeur concerne la voie d'amenée des eaux usées vers la Station d'épuration des eaux usées (STEP) de Sidi-Ali Lebhar (voir planche N°1). Le chef-lieu de wilaya où cette dernière implantée se trouve en bord de mer, elle prendra en charge les rejets des eaux usées des zones environnantes à savoir :

- Village Aboudaou ;
- Le campus universitaire Aboudaou ;
- Ighil Ouberouak et Ait Hamouda ;
- Iriahène ;
- Le POS 14A et POS 14B ;
- L'École d'application du génie (EAG) ;
- Talla Hamza.

Cette zone est limitée :

- Au nord : par Oued Soummam ;
- Au sud : par Oued Djebira ;
- A l'est : par la mer Méditerranée ;
- A l'ouest : Oued Soummam et route nationale N°12.

I.2. Données naturelles

I. 2.1. Topographie du lieu

La topographie revêt une importance capitale dans une étude de projet d'assainissement. Son rôle est essentiel dans les écoulements gravitaires et impose le plus souvent l'ossature du réseau qui doit épouser au maximum le terrain naturel. Pour le cas que nous étudions, la zone du projet se caractérise par une topographie plate en bordure de mer comme il est montré dans la planche N°3, 4 et 5, mis à part le village d'Aboudaou, relativement élevé. L'écoulement gravitaire ne peut donc être garanti sur toute la longueur du collecteur sans de grandes sur-profondeurs, ce qui rend inévitable le recours à des relevages, voire à des refoulements.

I.3. Démographie

I 3.1. Population de base

Les rejets à prendre en charge dans le cadre du présent projet sont à vocation purement domestique. Ils sont issus des localités d'Aboudaou, Ighil Ouberouak, Ait Hamouda, Iriahène, campus universitaire, les nouveaux POS 14A et 14B, l'École d'application du génie, (EAG) et la localité de Tala Hamza.

En sollicitant les Services communaux concernés (commune de Tala-Hamza, commune de Bejaia) et la Direction des ressources en eau de Bejaia ainsi que le vice-rectorat de l'université de Bejaia, on a pu recueillir les données concernant le nombre de la population d'après le RGPH de l'année 2008. Les données en population sont récapitulées dans le tableau I.1 ci-après :

Tableau I.1 : Tableau récapitulatif des populations de la zone de Sidi Ali Lebhrar

	Population en 2008
Aboudaou	1034
Ighil Ouberouak et Ait Hamouda	4814
Université	35000
Iriahène	1932
POS 14A	17020
POS 14B	2000
Tala Hamza	1127
EAG	4000
84927	

Source : RGPH de l'année 2008

I. 3.2. Taux d'accroissement

En se rapprochant de la direction de planification et de l'aménagement du territoire de la wilaya de Bejaia, on a pu recueillir les données relatives à la démographie qui sont résumées dans le tableau I.2 qui suit :

Tableau I.2 : Tableau récapitulatif des taux d'accroissements de la zone de Sidi-Ali Lebhrar

Commune de Tala Hamza	Taux d'accroissement
Aboudaou	1,31
Ighil Ouberouak et Ait Hamouda	1,31
Tala Hamza	1,31
Iriahène	1,31
Commune de Bejaia	Taux d'accroissement
POS 14A	1.71
POS 14B	1.71

Source : Direction de planification et de l'aménagement du territoire de la wilaya de Bejaia

I. 3.3. Estimation des populations à différents horizons

On peut estimer l'évolution démographique d'une population à différents horizons par la formule suivante :

$$P_N = P_0 \times (1 + T)^N.$$

Avec :

P_N : population future ;

P_0 : population de base ;

N : nombre d'années séparant l'horizon considéré et l'année de référence 2015 ;

T : taux d'accroissement annuel de la population ;

On obtient les résultats regroupé dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Tableau récapitulatif des estimations de la population à l'horizon 2020-2040

	2020	2040
Aboudaou	1209	1568
Ighil Ouberouak et Ait Hamouda	5628	7301
Université	35000	35 000
Iryahène	2259	2930
POS 14A	20861	29282
POS 14B	24513	34409
Thala Hamza	1318	1710
EAG	4000	4 000
	94788	116200

Chapitre II : Généralités

II.1. Définition et classification des eaux usées^{[1][2]}

L'utilisation des eaux engendre un nouveau produit appelé effluent ou eau usée. Les problèmes liés aux eaux usées s'aggravent suivant :

- La croissance démographique ;
- L'amélioration de la qualité de vie des populations ;
- Le développement des activités industrielles.

Les eaux usées se divisent en deux grandes catégories:

- Les eaux résiduaires urbaines (ERU) :
 - Eaux ménagères ;
 - Eaux des vanes ;
 - Eaux de ruissellement.
- Les eaux résiduaires industrielles (ERI).

La composition et les caractéristiques d'une eau résiduaire urbaine sont peu variables par rapport aux eaux usées industrielles. Les eaux usées sont des eaux chargées de polluants, solubles ou insolubles, provenant essentiellement de l'activité humaine. Une eau usée est généralement un mélange de matières polluantes répondant à ces catégories, dispersées ou dissoutes dans l'eau qui avait servi aux besoins domestiques ou industriels.

II.1.2. Origine des eaux usées

Selon les études menées par Rodier^[3], on peut classer comme eaux usées, les eaux d'origine urbaine constituées par des eaux ménagères (lavage corporel, de linge, de locaux, eaux de cuisine) et les eaux de vanes chargées de fèces et d'urines. Toute cette masse d'effluents est plus ou moins diluée par les eaux de lavage de la voirie et celles pluviales. Selon les cas, peuvent s'y ajouter les eaux d'origine industrielle et agricole.

II.1.2.1. Origine domestique^[4]

Les eaux d'origine domestique sont composées des eaux domestiques (habitations, bureaux, bains publics) et, en quantité moindre, d'eaux issues de fonds de commerce et de petites industries :

- Les eaux domestiques sont constituées d'eaux de bain, lessive, urines, fèces et résidus alimentaires ;
- Les eaux commerciales sont issues principalement de lavages de voitures, restaurants, cafés, pressing, etc.

Ces eaux sont chargées de matières organiques : graisses et produits d'entretiens ménagers. Elles sont en général aisément biodégradables.

II.1.2.2. Origine industrielle^[4]

Les eaux d'origine industrielle proviennent des différentes usines de fabrication ou de transformation. Leur qualité varie suivant le type d'industrie. Elles peuvent être chargées de matières toxiques difficilement biodégradables nécessitant un traitement spécifique.

II.1.2.3. Origine agricole^[4]

Les eaux d'origine agricoles sont constituées essentiellement d'eaux de drainage des champs agricoles et de rejets de lavage des fermes d'élevage. Il s'agit d'un mélange de composés relativement biodégradable. Néanmoins, ces eaux sont parfois caractérisées par de fortes concentrations de pesticides et d'engrais artificiels. Les paramètres qui doivent être pris en considération sont l'azote nitrique, le phosphate et les substances organiques, matières hautement polluantes.

II.1.2.4. Origine pluviale^[5]

Le lessivage des surfaces urbaines suit le lessivage atmosphérique, la charge polluante provenant pour l'essentiel des retombées atmosphériques sèches et de l'érosion des matériaux des surfaces urbaines. La quantité de dépôts secs représente jusqu'à 1 g/m²/j et dépend de la topographie, du vent et de la pluviosité. Les véhicules automobiles constituent une source importante de pollution en hydrocarbures, en Pb (combustion d'essence jusqu'à récemment), en Zn et Cd (usure des pneus), en Cu, Pb, Cr, et Mn (usure des plaquettes des freins) en Al, Cu, Ni, et Cr (usure des moteurs), en Fe, Al, Cr, et Zn (corrosion des véhicules). Au cours des orages, ces dépôts sont drainés et remis en suspension par les eaux de ruissellement.

II.2 Définition de l'assainissement

L'assainissement concerne la gestion des eaux usées, dont celles issues des pluies. Il peut être collectif et/ou utiliser des techniques plus ou moins localisées. Il constitue l'aspect technique de l'hydrologie urbaine. Ce terme peut revêtir au moins deux sens. Le premier correspond à une approche physique : c'est l'ensemble des équipements utilisés pour évacuer les eaux d'une agglomération qu'elles soient usées ou pluviales. Le second couvre une acception plus large : c'est l'ensemble des stratégies utilisées par les habitants des villes pour essayer de répondre aux problèmes posés par la circulation urbaine de l'eau, en excluant la production et la distribution d'eau potable.

II.3. Historique de l'assainissement^[6]

- Les premières civilisations :

L'homme a imaginé différentes techniques susceptibles de lui permettre de mieux maîtriser son environnement. L'assainissement urbain constitue l'une de ces techniques. On en trouve des traces dans les civilisations.

- Du Moyen Âge au XX^e siècle :

Au Moyen Âge, les systèmes d'évacuation des eaux sales hérités des Romains ne sont pas oubliés. S'ils ne sont plus utilisés, c'est que les villes n'ont pas les moyens nécessaires pour les entretenir. En revanche, certaines abbayes sont équipées de réseaux très développés.

À la campagne ou dans les petites villes, les techniques les plus utilisées sont les puits perdus en terrain perméable. Dans les grandes villes, la plupart des maisons n'ont pas de fosse, la technique utilisée est donc celle du « *tout à l'égout* ».

- Le XX^e siècle :

Dès le milieu du XVIII^e siècle, on inventa la chasse d'eau, les puits d'accès, le dégrillage à la sortie du réseau. Le concept de réseau a été développé et la montée en puissance des « experts » allait être une caractéristique de l'évolution, on assistait au développement de l'idée d'une séparation complète des eaux usées et des eaux pluviales.

II.4. Définition des systèmes d'assainissement

On peut distinguer :

- L'assainissement individuel ou non collectif ;
- L'assainissement collectif.

II.4.1 Assainissement individuel ou non collectif^[7]

On dit qu'il y a assainissement individuel lorsque les rejets d'eaux usées proviennent d'une seule habitation ; quand elles sont rejetées de plusieurs habitations (assainissement semi-collectif) sans être raccordées au réseau collectif public, et font l'objet d'un traitement spécifique sous la responsabilité d'un (ou plusieurs) propriétaire(s).

II.4.2. Assainissement collectif

II.4.2.1 Le système unitaire^[8]

C'est l'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales par un réseau unique, généralement pourvu de déversoirs permettant, en cas d'orage, le rejet d'une partie des eaux, par surverse, directement dans le milieu naturel (figure II.1).

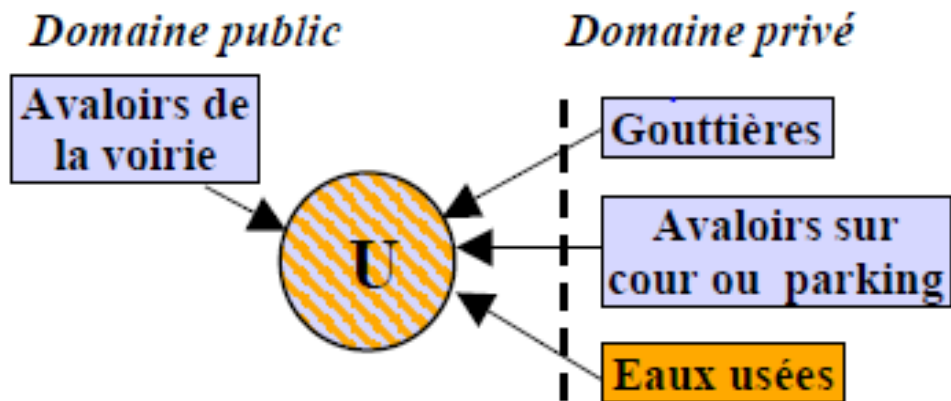


Figure II.1 : système unitaire.

II.4.2.2. Le système séparatif^[8]

Il consiste à affecter un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux, vannes et eaux ménagères) et, avec des réserves, de certains effluents industriels, alors que l'évacuation de toutes les eaux pluviales est assurée par un autre réseau (voir figure II.2).

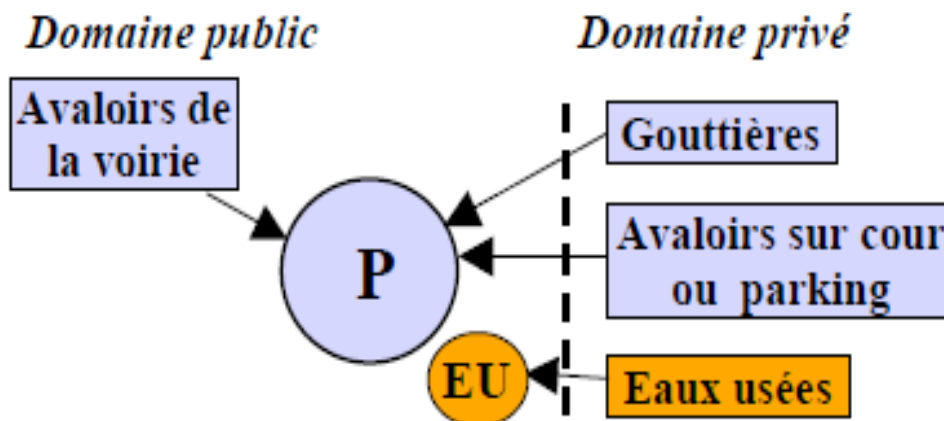


Figure II.2 : Système séparatif

II.4.2.3. Le système pseudo-séparatif^[8]

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

- L'une provient uniquement des surfaces de voirie, elle s'écoule par des ouvrages particuliers déjà conçus pour cet effet ;
- L'autre provient des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement, à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques (voir figure II.3).

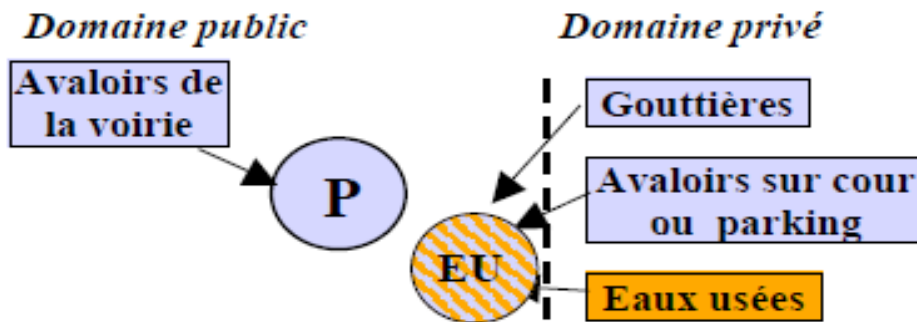


Figure II.3 : Système pseudo-séparatif

II.4.2.4. Système hybride ou composite

Le système hybride ou composite est parfois une variante du système séparatif. Il prévoit, grâce à divers aménagements, de dériver partiellement les eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eaux usées en vue de leur épuration.

a. Les systèmes gravitaires^[8]

L'évacuation des eaux usées se fait par gravité, c'est-à-dire que l'énergie provient de la différence d'élévation d'une conduite. Il est vital que cette énergie soit suffisante pour prévenir tout dépôt dans les conduites. Dans le cas où l'on rencontre des difficultés d'évacuation par gravité ou lorsque les profondeurs deviennent élevées, on peut faire usage d'autres systèmes.

b. Les systèmes non gravitaires^[8]

Les systèmes non gravitaires permettent d'éviter, dans un réseau d'agglomération à relief varié (terrain plat, nappe haute, impossibilité d'approfondir la canalisation...), des surprofondeurs excessives et onéreuses nécessaires à la pose des canalisations. Trois principaux types de systèmes non gravitaires existent.

i. Réseau d'assainissement sous pression^[8]

Le système sous pression par pompage intégral répond aux cas où les effluents transitent, depuis le rejet des usagers jusqu'à la station, par une cascade de postes de refoulement.

ii. Réseau d'assainissement sous vide^[8]

Le principe d'une installation d'assainissement sous vide repose sur un système par dépression qui utilise une centrale à vide et des regards de transfert. Un ou plusieurs usagers sont raccordés gravitairement au regard de transfert qui joue le rôle de réservoir-tampon. Celui-ci assure, à travers une vanne, l'évacuation par aspiration des affluents vers la cuve de stockage située dans la centrale de vide. Une pompe de refoulement effectue le transit vers l'exutoire (station d'épuration). Ce type d'installation est particulièrement indiqué pour le terrain plat, hydro-morphe, instable ou rocheux, évitant les surprofondeurs. Il s'adapte à l'encombrement du sous-sol, aux obstacles, etc. (voir figure II.4).

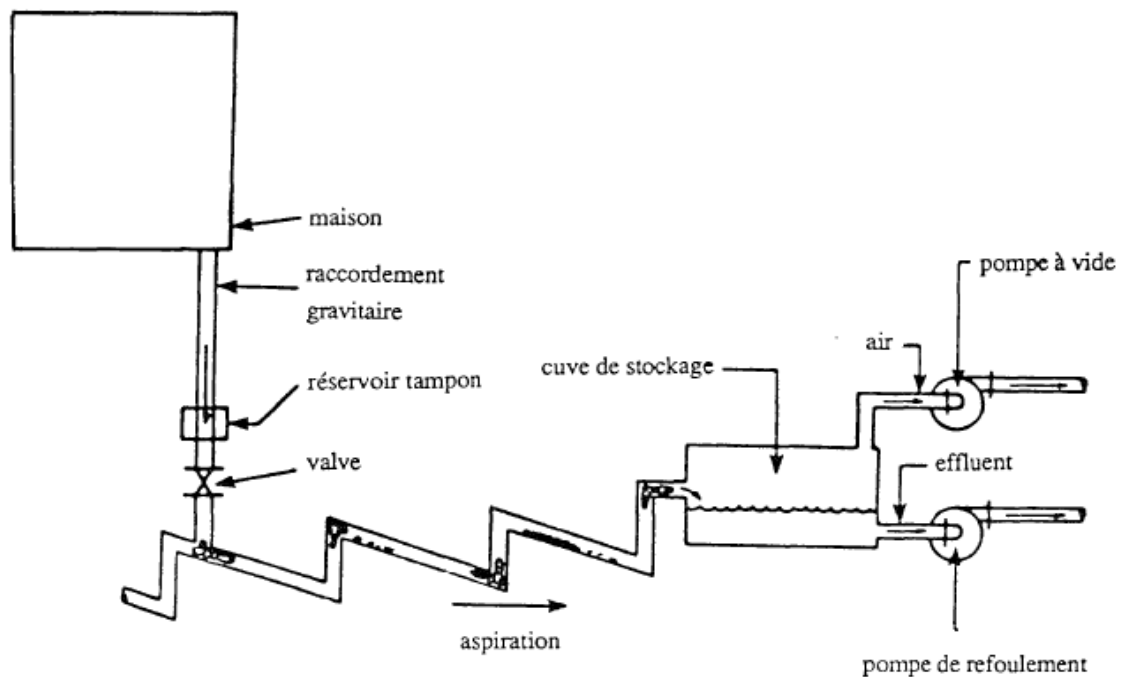


Figure II.4 : Principe de fonctionnement des réseaux à dépression.

iii. Réseau d'assainissement sous pression par aéroéjecteur^[8]

Le principe est le refoulement par air comprimé. Un ou plusieurs branchements ou un mini-réseau gravitaire assurent la collecte des eaux usées en provenance des particuliers, généralement dans le secteur rural. Un aéroéjecteur installé dans un regard sans dégrillage envoie les eaux dans le réseau sous pression (figure II.5).

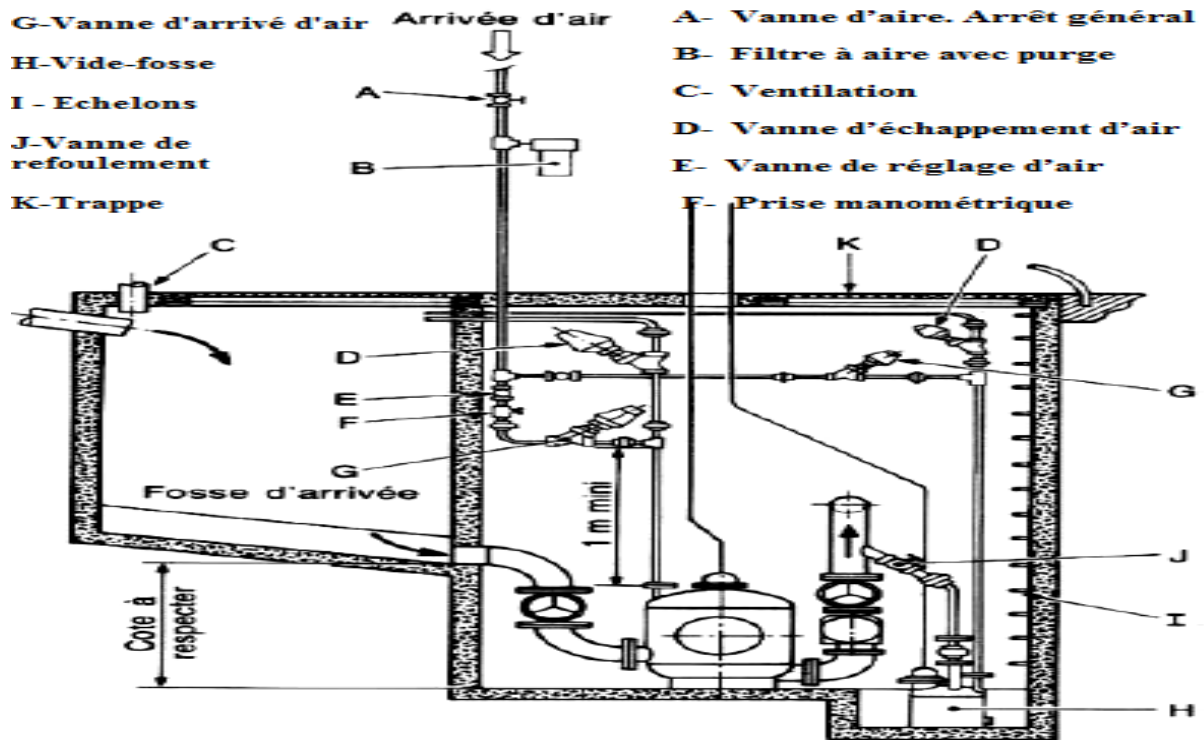


Figure II.5 : Aérojecteur.

II.4.3. Types de schémas de réseau^[8]

Les schémas d'un système d'assainissement se rapprochent le plus souvent de l'un des cinq types suivants :

II.4.3.1. Schéma perpendiculaire

Type de schéma adopté en système séparatif des eaux pluviales, son réseau est à déversement direct et perpendiculaire dans le cours d'eau. Le même schéma peut être adopté en système unitaire si aucun traitement n'est nécessaire (figure II.6 ; schéma *a*).

II.4.3.2. Schéma par déplacement latéral

Schéma simple, il permet de transporter l'effluent en aval de l'agglomération en vue de son traitement. Les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau. Ce type de schéma nécessite un relèvement en cas de défaut de pente (voir figure II.6 ; schéma *b*).

II.4.3.3. Schéma à collecteur transversal ou oblique

Ce schéma permet aisément le report de l'effluent en aval de l'agglomération (figure II.6 ; schéma *c*).

II.4.3.4. Schéma par zone étagée

Il s'agit là d'une transposition du schéma par déplacement latéral, mais avec une multiplication des collecteurs longitudinaux. Il permet de décharger les collecteurs par des apports en provenance du haut de l'agglomération (figure II.6 ; schéma *d*).

II.4.3.5. Schéma radial

Les eaux usées, collectées dans un ou plusieurs points, seront évacuées vers un point éloigné de l'agglomération. Il est convenable d'adopter ce schéma pour les régions plates (figure II.6 ; schéma e).

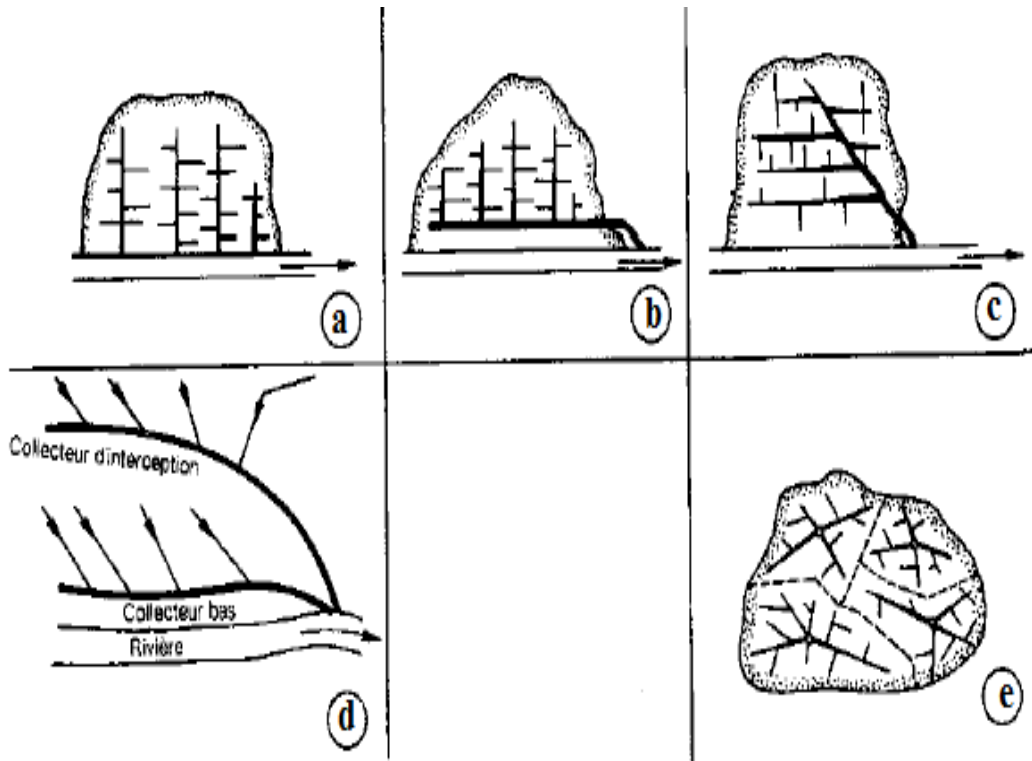


Figure II.6 : Types de schémas du réseau d'assainissement.

II.5. Choix d'un système d'assainissement^[7]

On peut opérer trois choix :

- Entre système collectif et individuel ;
- Entre système séparatif et unitaire ;
- La technologie à utiliser.

II.5.1. Choix entre un système collectif et individuel^[7]

Pour l'assainissement individuel, il portera sur l'aptitude des sols au type d'assainissement et, plus particulièrement, à celui de l'infiltration en aval de la fosse septique.

Pour l'assainissement collectif, ils sont plus souvent liés aux contraintes économiques :

- La nécessité de réaliser des ouvrages à grandes profondeurs ;
- L'encombrement du sous-sol des chaussées et l'étroitesse de celles-ci interdit la mise en place d'une conduite ;
- La nature des sous-sols nécessitant le recours à des procédés spéciaux de mise en place des conduites ;
- La topographie nécessitant la mise en place de stations de refoulement ;
- Le développement démographique prévu et sa localisation fondamentale.

II.5.2. Choix entre système séparatif et système unitaire^[7]

II.5.2.1. Aspects économiques

La comparaison du coût d'investissement de chacun des systèmes peut ressortir de l'avant-projet qui peut être fait en prenant en compte l'évolution démographique. Pour cela, sera élaboré un programme comportant un module de calcul des coûts des réseaux et des branchements auxquels. À ce coût, il convient d'ajouter celui de la partie intérieure du branchement.

II.5.2.2. Impact sur le milieu naturel

a). Exploitation du réseau et de la station d'épuration

Dans le système unitaire, l'exploitation d'un réseau est plus aisée. En revanche, elle pose des problèmes délicats au gestionnaire de la station chargé de tenir compte des afflux aléatoires dus aux eaux pluviales et des variations des charges correspondantes.

b). Choix résultant de toutes les contraintes

Le système séparatif s'impose lorsque le milieu récepteur est fermé (lac, bassin de retenue, etc.) ou lorsque le débit d'étiage de ce milieu est faible au regard du débit d'eaux pluviales escompté.

Le système unitaire peut être conviendrait lorsque le débit d'étiage du milieu naturel est démesurément supérieur au débit de pointe des eaux pluviales et lorsque sa qualité est sensiblement meilleure que celle des usages fixés aux objectifs de qualité.

II.6. Tracé en plan du réseau et profils en long des conduites^[9]

Les dessins détaillés en vue de la construction des réseaux d'égouts sont des plans et des profils. Les plans doivent représenter toutes les parcelles à desservir ainsi que les rues, avec les côtes de tous les points importants.

Les profils sont les courbes d'altitudes versus de distances cumulées. Ils permettent d'apprécier le relief du terrain naturel mais également les formes de pentes des différentes conduites. De plus, ils donnent à quelques centimètres près la profondeur à laquelle les conduites sont enfouies. Ils indiquent également les espacements entre les regards à l'échelle, peuvent même permettre dans une certaine mesure d'estimer le volume de terre à excaver.

II.7. Éléments constitutifs d'un réseau d'eaux usées

II.7.1. Canalisation circulaire^[8]

II.7.1.1. Conduite en béton armé

Les tuyaux en béton sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation, etc.). Avant d'être qualifié d'« armé », un tuyau doit comporter deux séries d'armatures :

- Des barres droites appelées *génératrices* ;
- Des spires en hélice continues, d'un pas régulier maximal de 15 cm.

La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2 m.

II.7.1.2. Conduite en amiante-ciment

Les tuyaux et pièces de raccordement en amiante-ciment se composent d'un mélange de ciment *Portland* et d'amiante en fibre fait en présence d'eau. Ce genre de canalisation se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage : à 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.

II.7.1.3. Conduite en grès

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

II.7.1.4. Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) nonplastifié

Sensibles à l'effet de température au-dessous de 0°C, les tuyaux ne sont pas non plus à l'épreuve de toute sorte de 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 de 6 m.

II.7.1.5. Tuyau en fibre-ciment sans pression

Les fibres que l'on mélange au ciment permettent d'obtenir un matériau composite, on le désigne couramment par l'expression « *fibres-ciment* ». Des ouvrages de très grande taille peuvent être fabriqués avec ce matériau. Au nombre des avantages offerts par les produits en fibre-ciment, on retient leurs dispositions constructives homogènes.

II.7.2. Canalisations de forme ovoïde^[10]

La canalisation est remplacée par un ovoïde lorsque les débits sont importants et entraînent de gros diamètres. L'égout ovoïde est constitué par des éléments préfabriqués ayant un profil en œuf avec une base aplatie, de 1m de longueur et munis de joints à emboîtement. Les dimensions permettent la visite et les regards sont alors supprimés à l'exception de ceux nécessaires à l'accès.

Les canalisations adjacentes sont piquées directement dans l'ovoïde sous réserve de déboucher à 20cm au moins au-dessus du fil d'eau pour éviter les refoulements. Les éléments ovoïdes préfabriqués sont sensibles aux efforts latéraux ce qui implique une pose soignée, un sol bien dressé et un remblai méthodiquement compacté.

II.7.3. Choix du type de canalisation^[7]

Une attention particulière doit guider le choix des matériaux de construction des réseaux d'égouts ; les facteurs suivants sont à considérer :

- disponibilité des matières: ciment, agrégats et acier d'armature pour les tuyaux en béton par exemple ;
- caractéristiques d'écoulement des tuyauteries (coefficients de frottement, etc.)
- durabilité prévue des divers matériaux dans les conditions locales ;
- résistance physique des matériaux ;
- résistance à l'érosion, aux acides, aux bases, au gaz, et aux solvants lorsqu'il faut évacuer des eaux usées industrielles ou qu'il s'impose d'installer des égouts longs, peu inclinés, sous des climats chauds réputés accroître les risques de corrosion ;
- facilité de manutention et d'installation ;
- étanchéité et facilité d'assemblage des types de joints à utiliser ;
- disponibilité des pièces spéciales aux dimensions requises ;
- facilité d'installation des accessoires et des branchements ;
- coûts d'achat des matériaux, de manutention et d'installation.

Dans le cas du réseau que nous étudions, nous utiliserons des tuyaux en PEHD et en béton.

II.7.4. Ouvrages annexes^[11]

II.7.4.1. Branchements particuliers

Ils doivent être équipés de dispositifs étanches et de canalisations capables de résister à la pression correspondant à la dénivellation mesurée depuis le niveau de la voie publique. Leur rôle est d'écouler dans le réseau d'égout les eaux usées, et éventuellement, les eaux pluviales des immeubles. Un branchement particulier comprend :

- Le raccordement à l'immeuble ;
- La canalisation de branchement ;
- Un regard de façade, si la longueur et la pente de la canalisation le justifient ;
- Le raccordement à l'égout public (figure II.7).

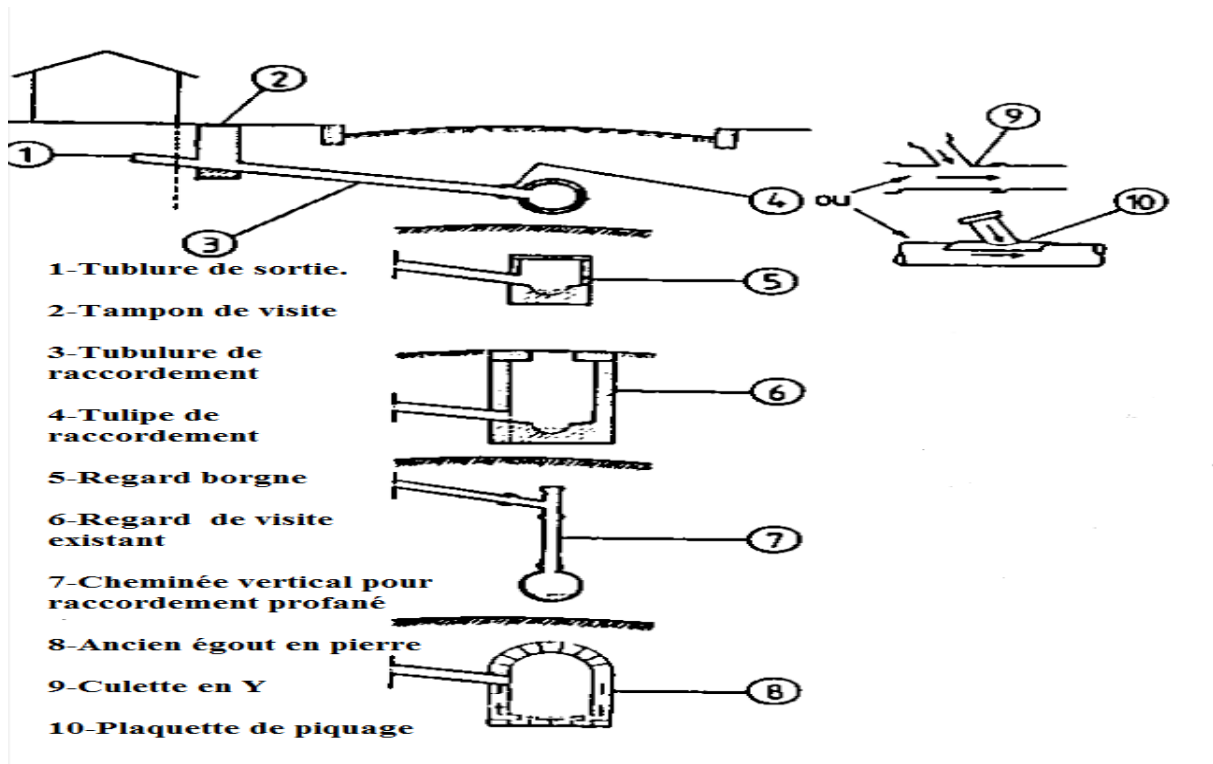


Figure II.7 : Exemples de branchements particuliers

II.7.4.2. Regards

Le rôle des regards est de permettre :

- Pour les ouvrages visitables, l'accès au personnel pour les travaux d'entretien et de curage ;
- Pour les ouvrages non visitables, l'accès à ceux-ci par les engins de curage ou par les caméras de télévision. Par ailleurs, ils servent à la ventilation des ouvrages.

Un regard doit être installé :

- À chaque changement de direction ;
- À chaque jonction de canalisations ;
- Dans les parties droites et en pente régulières, tous les 80 m au maximum.

II.7.4.3. Bassins de dessablement

En principe, les sables devraient être retenus par les bouches de décantation. Néanmoins, il pourra être nécessaire de disposer de bassins de dessablement sur le réseau, en particulier sur les collecteurs secondaires avant leur raccordement au collecteur général. L'extraction des sables s'effectuera, de préférence, mécaniquement. Deux compartiments sont à prévoir, à mis en service alternativement, soit un *by-pass* permettant le passage du flot pendant l'extraction.

II.7.4.4. Dégrilleurs

Les dégrilleurs sont des appareillages destinés à retenir les corps plus ou moins volumineux transités par les eaux d'égout et ce, avant un lieu où ils seraient une nuisance importante (siphon par exemple). Ils comprennent :

- Une pré-grille fixe destinée à retenir les déchets les plus lourds ou volumineux et située à la moitié inférieure du plus haut niveau des eaux ;
- Une grille mécanique à commande automatique, destinée à retenir les flottants et les corps peu volumineux, lesquels sont stockés dans un conteneur pour évacuation à la charge, et dont la section est égale à celle du collecteur.

II.7.4.5. Siphons

Les traversées d'obstacles en siphons constituent des points délicats des réseaux d'égout. S'il s'agit du franchissement d'un cours d'eau, il est recommandé, afin de réduire les dimensions de l'ouvrage, de prévoir, en tête, un déversoir d'orage calculé en fonction des possibilités de réception du cours d'eau. Il est également recommandé de prévoir une double canalisation. Deux solutions peuvent être retenues :

- Possibilité pour chaque canalisation de transiter le débit maximal ;
- Possibilité de transit du débit en temps sec dans l'une et du débit maximal dans l'autre.

Un dégrillage et un dessablage devront toujours être prévus en tête d'un siphon.

II.7.4.6. Dispositifs de ventilation

La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation anaérobie des matières dont les eaux sont chargées. La ventilation s'opère par :

- les tampons de regards, munis d'orifices appropriés ;
- les bouches sous chaussée ;
- les tuyaux de chute et de descente des immeubles.

Cette ventilation doit être particulièrement efficace dans les réseaux de grande longueur où le temps de parcours des eaux usées peut s'écouler en plusieurs heures et toutes les fois que la stagnation des eaux risque de favoriser la formation de méthane et autres gaz.

II.7.4.7. Chasse d'eau automatique

Les moyens modernes de curage des réseaux d'égout rendent les chasses d'eau automatiques quelque peu désuètes. Toutefois, ils ont comme inconvénient majeur de conduire à une consommation d'eau importante. En cas de dérèglement du robinet d'alimentation, leur action dynamique ne s'exercera que sur une courte distance.

II.7.4.8. Postes de refoulement et de relèvement

Les postes de refoulement ont pour fin de faire franchir aux eaux un point haut de leur parcours, mouvement que la seule gravité ne peut provoquer sans approfondissement excessif du réseau.

Les postes de relèvement se limitent à élever le niveau des eaux sur place en vue de leur fluidifier le parcours, ce qui ne pourrait se produire pour le cas d'un réseau en région plate ; soit, le plus souvent, en tête d'une station d'épuration.

a) *Choix de lieu d'implantation des stations de refoulement et de relevage*^[8]

Les stations doivent se trouver à des emplacements déterminés, commandés par le tracé du réseau d'assainissement. Dans ces conditions, il convient de faire face à divers contraintes :

- disponibilité du terrain d'implantation ainsi que sa nature ;
- disponibilité du moyen d'alimentation (électricité) de la station à l'endroit choisi ;
- envisager les différentes conséquences négatives (bruit, odeurs, etc.) sur la population en place ;
- station à installer obligatoirement dans un endroit assurant l'accès des voitures, des engins, des pompiers, à tout le bâtiment et à tout ouvrage (visite et réparation).

II.7.4.9. Les dispositifs de mesures de débit

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

Chapitre III:

Conception et dimensionnement du réseau

III.1. Introduction

Le dimensionnement du collecteur du réseau d'assainissement fait appel à l'ensemble des lois de l'hydraulique. Cependant, pour faciliter le calcul, la simplification de ces lois s'impose. On échafaude alors des hypothèses sur les conditions d'écoulement. On considère notamment que le régime hydraulique est permanent et uniforme.

III.2. Conception du schéma directeur d'assainissement des eaux usées^[8]

La conception d'un réseau de collecte des eaux usées doit répondre à l'assurance d'un fonctionnement régulier du système et n'exige que le strict minimum de travaux d'entretien. Pour être efficace, le collecteur du réseau d'assainissement doit répondre à certains objectifs:

- être suffisamment profond pour capter les eaux qui lui sont destinées ;
- résister aux charges mortes (remblais) et vives (circulation) ;
- avoir une capacité hydraulique suffisante pour véhiculer les débits de pointe anticipés ;
- avoir une pente suffisante de façon à éviter tout dépôt des solides ;
- être muni des infrastructures nécessaires pour assurer le captage, l'évacuation ainsi que l'entretien efficace du système ;
- être économique à entretenir et sécuritaire aussi bien pour le personnel d'entretien que pour le public, et ce tout au long de sa vie utile.

Dans la conception de ce schéma directeur, on doit tenir compte de l'emplacement, du diamètre, de la pente, de la profondeur, et du matériau de la conduite. L'évacuation des eaux usées se fait par gravité, c'est-à-dire que l'énergie provient de la différence d'élévation d'une conduite. Amplement suffisante, cette énergie pourra prévenir tout dépôt dans les conduites. Dans le cas où l'on rencontre des difficultés d'évacuation par gravité ou lorsque les profondeurs deviennent élevées, on peut faire usage des stations de relèvement.

III.3. Tracer en plan de réseau

Au vu de la topographie des lieux et des contraintes multiples (traversée de cours d'eau, de route, contournement d'ouvrages d'art et d'infrastructures aéroportuaires, en plus de la nature juridique des terrains avoisinants), il apparaît que le seul tracé possible vers le site de la future STEP de Sidi-Ali Lebhar est celui représenté sur la planche n° 3.

Ce réseau rencontre tout le long de son tracé des obstacles. Le premier est l'oued Aboudaou, le deuxième c'est la route nationale N°9, qu'il faut traverser, et le troisième est constitué des conduites de gaz et d'AEP à éviter (photos III. 1, III. 2 et III. 3).



Photo III.1 : Photos de la RN 9 et l'échangeur Aboudaou qu'il faut traverser.



Photo III.2 : Oued Aboudaou et la RN 9 qu'il faut traverser.



Photo III.3 : Photos des conduites de gaz et d'AEP qu'il faut éviter.

III.4. Débit d'eaux usées domestiques

La première étape d'un dimensionnement consiste à calculer les charges hydrauliques à évacuer en situation actuelle et future (horizon 2040). S'agissant d'un réseau d'eaux usées de type séparatif, les débits à considérer sont les valeurs extrêmes de débits, soit :

- les débits de pointe qui conditionnent le dimensionnement des canalisations ;
- les débits minimaux et moyens où doivent être vérifiées les conditions d'autocurage.

III.4.1. Définition du débit moyen actuel^[13]

Il est estimé par la formule suivante :

$$Q_{ma} = \frac{D \times (1 - P_a) \times N_{ha}}{86400}$$

Avec :

- Q_{ma} : débit moyen actuel (L/s) ;
- N_{ha} : nombre actuel d'habitants ;
- D : dotation (l/j/hab) ;
- P_a : pertes actuelles (20%).

III.4.2. Définition du débit moyen futur^[13]

Le débit moyen futur se détermine à partir du débit moyen de la consommation, suivant cette formule :

$$Q_{mf} = \frac{D \times (1 - P_f) \times N_{hf}}{86400}$$

- Q_{mf} : débit moyen futur.
- P_f : pertes futures (30%).
- N_{hf} : nombre d'habitants futurs.

III.4.3. Définition du débit de point d'eau usée^[13]

Le calcul des coefficients de pointe, nécessaire à la détermination des débits de pointe pour chaque tronçon est basé sur le débit moyen futur d'eaux usées :

$$P = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{mf}}}$$

Ce qui nous donne ainsi le débit de pointe :

$$Q_p = P \times Q_{mf} \text{ (l/s)}$$

Avec :

- Q_p = débit de pointe.
- P = coefficient de pointe ($P \leq 4$).
- $a = 1.5$: paramètre exprimant la limite inférieure à ne pas dépasser lorsque le débit moyen futur est très volumineux.
- $b = 2.5$: paramètre exprimant l'augmentation de Q_p lorsque Q_{mf} est très petit.

Remarques^[8]

Il faut distinguer nettement entre consommation actuelle et celle à venir. Elles sont fonction de plusieurs facteurs dont les principaux sont :

- Le type d'habitation ;
- Densité de la population ;
- Conditions climatiques.

La dose d'eaux usées domestiques pour des ensembles de 100 000 à 200 000 habitants est égale à 150 l/hab/j, car notre cas est un projet d'assainissement intercommunal, ce qui exige de se référer aux composantes urbaines et non pas à l'ensemble.

Les débits de pointe calculés à l'aide des formules données par l'*Instruction Technique* de 1977 nous permettent de réaliser un premier dimensionnement du collecteur comme il est expliqué dans la prochaine partie : *dimensionnement du collecteur*.

III.5. Dimensionnement du schéma directeur (collecteur d'eaux usées)**III.5.1. Estimation des débits moyens actuels**

Tableau III.1 : Estimation des débits moyens actuels.

Localité	Nombre d'habitant actuel	Dotation (l/hab/j)	Perte actuel (%)	Q _{ma} (l/s)
E.A.G	4 000	150	20	5.556
Ighil Oubrouak et Ait Hemouda	5273	150	20	7.324
Thala Hemza	1 234	150	20	1.715
Aboudaou	1 133	150	20	1.5730
Université	35 000	150	20	48.611
Iriahene	2 117	150	20	2.941
POS 14 A	19 165	150	20	26.618
POS 14 B	22 520	150	20	31.278

Source : construit par nous-mêmes à partir des données de population

III.5.2. Estimation des débits moyens futurs

Tableau III.2 : Estimation des débits moyens futurs.

Localité	Nombre d'habitant futur	Dotation (l/hab. /j)	Perte futur (%)	Q _{mf} (l/s)
E.A.G	4 000	150	30	4.861
Ighil Oubrouak et Ait Hemouda	7 301	150	30	8.873
Thala Hemza	1 710	150	30	2.078
Aboudaou	1 568	150	30	1.906
Université	35 000	150	30	42.535
Iriahene	2 930	150	30	3.561
POS 14 A	29 282	150	30	35.586
POS 14 B	34 409	150	30	41.810

Source : construit par nous-mêmes à partir des données de population

III.5.3. Estimation des débits de pointes

Tableau III.3 : Estimation des débits de pointes

	Localité	Q _{mf} (l/s)	P	Q _P (l/s)
B1	E.A.G	4.861	2,634	12.803
B2	Ighil Oubrouak et Ait Hemouda	8.873	2,339	20.756
	Village Aboudaou	1.905	3.311	6.309
	Université	42.535	1.883	80.107
	Débit total	53.313		107.172
B3	Thala Hemza	2.078	3.234	6.721
	Iriahene	3.561	2.824	10.059
	Débit total	5.639		16.78
B4	POS 14 A	35.586	1,919	68.292
	POS 14 B	41.816	1.887	78.891
	ébit total	77.402		147.183

Source : construit par nous-mêmes à partir des données de population

Remarque

Il faudra tenir compte des fluctuations saisonnières du débit, notamment à l'occasion des vacances universitaires. En ces moments-là, la zone 14A se vide du tiers de sa population environ tandis que l'université se vide entièrement selon les constats de la Direction de Planification et de l'aménagement du territoire. Concentration en période scolaire et compression à ce point pendant les vacances influent directement sur la capacité d'autocurage du réseau autant que sur le fonctionnement de la station de refoulement.

III.5.4. Détermination des débits reçus par chaque nœud de collecteur

Selon la répartition des bassins par rapport au collecteur (planche N°3, 4, et 5), on obtient les débits qui transitent par chaque nœud comme suit : les résultats sont rapportés dans le tableau III.4.

$$Q (R1) = Qp (B1)$$

$$Q (R26)=Q (R1) + Qp (B2)$$

$$Q (R81)= Q (R26) + Qp (B3)$$

$$Q (R90) =Q (R81) + Qp (B4)$$

Avec :

R1, R26, R81 et R90 : regards nœuds.

B1, B2, B3 et B4 : bassins des eaux usées (tableau III.3).

Tableau III.4 : Débits transitant par chaque nœud de collecteur.

Localité	Nœud	Op (l/s)
E.A.G	R1	12.803
Ighil Oubrouak et Ait Hemouda	R26	119.975
Université		
Village Aboudaou		
Iriahene	R81	136.755
Thala Hemza		
POS 14 A	R90	283.939
POS 14 B		

Source : construit par nous-mêmes

Remarque

En dehors de collecteur, existe un autre tronçon qu'on doit aussi dimensionner, celui qui amène les eaux usées de la station du relevage existante Aboudaou vers la nouvelle station de relevage Aboudaou.

III.5.5. Détermination des caractéristiques dimensionnelles du collecteur

III.5.5.1. Détermination des pentes des conduites

Nous avons conçu, dans un premier temps, un collecteur entièrement gravitaire avec une pente de 0.25% puis, compte tenu de l'approfondissement important (profil en long de la planche N°2), une solution alternative avec la mise en place d'un poste de refoulement fut proposée.

III.5.5.2. Détermination des diamètres^{[14] [8]}

Les débits à évacuer et les pentes moyennes des différents tronçons étant définis, il reste à déterminer les diamètres des conduites. Après avoir tracé les profils en long du terrain naturel et du fil d'eau, il faut calculer par la suite les diamètres des canalisations qui permettront de garantir un transport efficace des effluents en situation actuelle et future.

Le débit s'exprime par la formule :

$$Q = V_m \times S_m$$

Dans laquelle :

S_m : la section mouillée ;

V_m : la vitesse moyenne de l'écoulement.

Différentes expressions calculent cette vitesse. Si l'on choisit la formule de Manning pour un écoulement permanent et uniforme, la vitesse en m/s est déterminée par l'expression :

$$V = K R_h^{2/3} I^{1/2} \dots \quad (1)$$

Où :

$$K = 1/n$$

n : le coefficient de Manning est variable suivant la nature des parois du canal. Pour le cas qui nous intéresse, la conduite en béton armé: $n=0.0125$;

R_h : rayon hydraulique (rapport de la section mouillée au périmètre mouillé) en m ;

I : la pente de la conduite en m/m.

On obtient donc :

$$Q = K S_m R_h^{2/3} I^{1/2} \quad (2)$$

À partir de cette formule, en considérant que la conduite est pleine pour le débit de pointe Q_p , le diamètre théorique des conduites peut être calculé. Ensuite, il reste à choisir le diamètre commercial approprié, c'est-à-dire choisir sur le marché un diamètre existant supérieur au diamètre calculé.

Exemple de calcul

1^{er} tronçon :

$$\begin{aligned} Q_p &= K \times S_m \times R_h^{2/3} I^{1/2} \\ &= K \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \\ &= K \cdot I^{1/2} \cdot \frac{\pi}{4 \times (4)^{2/3}} D^{8/3} \\ \Rightarrow D &= \left[\frac{Q_p \times 10,07}{\pi \times K \times I^{1/2}} \right]^{3/8} \end{aligned}$$

Application numérique

Pour:

$$K = 80, I = 0.0025 \text{ m/ml}, Q_p = 12.804 \text{ l/s}$$

$$D = \left[\frac{0.012804 \times 10.07}{3.14 \times 80 \times 0.05} \right]^{3/8}$$

$$D \approx 0.180 \text{ m}$$

Remarque

Le choix arrêté sur la formule de Manning revient sur sa commodité. Grâce à sa forme monôme, elle permet des calculs alliant simplicité et réalisabilité. Les diamètres sont présentés dans le tableau III.5.

Tableau III.5 : détermination des diamètres pour chaque tronçon.

Tronçon	R1-R25	R26-R80	R81-R90	R90-R111	Ab1-Ab8
Q _p (l/s)	12.804	119.976	136.756	283.939	80.107
I (%)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Diamètre théorique (mm)	180	416	437	574	0.357
Diamètre commercial (mm)	200	500	500	600	400

Source : Construit par nous-mêmes

III.5.6. Taux de remplissage dans une conduite circulaire^[14]

Pour une conduite circulaire de rayon r (figure III.1) on a :

$$S_m = \frac{r^2}{2} \times (\theta - \sin\theta)$$

$$P_m = r \times \theta$$

$$f = -r \times (\cos(\alpha) - 1), \quad 2\alpha = 2\pi - \theta$$

$$f = r \times \left(1 + \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)\right)$$

$$r_h = \frac{(2 \times r) - f}{2r} = \frac{1}{2} \times (1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)) \quad (3)$$

$$rv = \frac{V}{V_{ps}} \text{ en adoptant la formule de Manning : } rv = \frac{C \times \sqrt{R_h \times I}}{C \times \sqrt{\left(\frac{r}{2}\right) \times I}} = \frac{\sqrt{\left(\frac{S_m}{P_m}\right)}}{\sqrt{\left(\frac{r}{2}\right)}} = \sqrt{\frac{\theta - \sin(\theta)}{\theta}} \quad (4)$$

$$rq = \frac{Q}{Q_{ps}} = \frac{V \times S_m}{V_{ps} \times S} = rv \times \frac{S'}{S} = \frac{1}{2 \times \pi} \times \frac{(\theta - \sin(\theta))^{3/2}}{\sqrt{\theta}} \quad (5)$$

Avec :

S_m : Section mouillée ;

S : Section de conduite circulaire ;

θ : Angle de remplissage ;

r : Rayon de la conduite ;

P_m : Perimètre mouillé ;

V : Vitesse pour une profondeur donnée ;

V_{ps} : Vitesse à pleine section ;

Q : Débit pour une profondeur donnée ;

Q_{ps} : Débit à pleine section ;

R_h : Rayon hydraulique pour une profondeur donnée (pour une section pleine $R_h = \frac{D}{4} = \frac{r}{2}$).

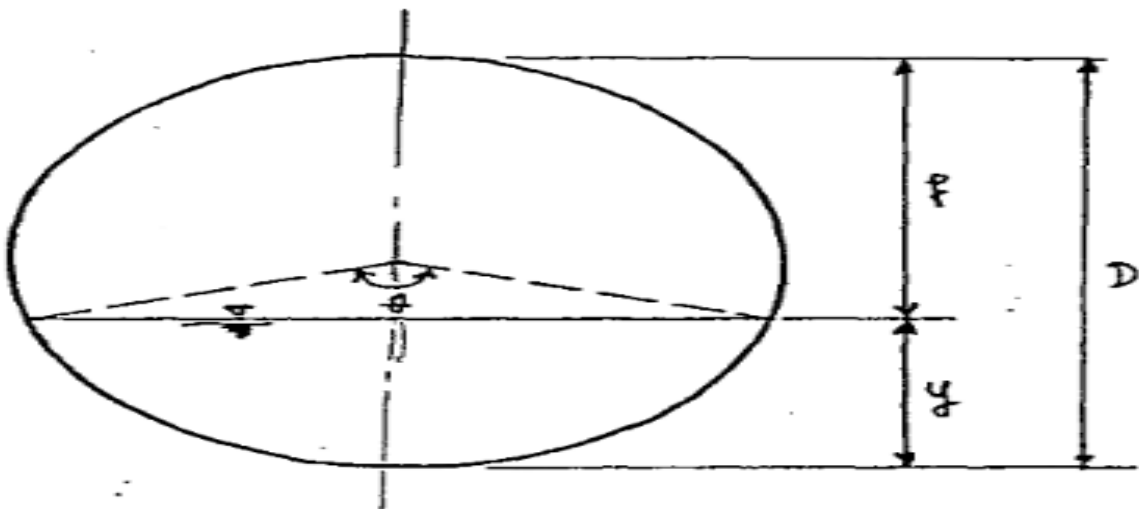


Figure III.1 : Taux de remplissage dans une conduite circulaire on fonction de l'angle θ .

Pour θ allons de 0° jusque à 360° on obtient le graphe suivant :

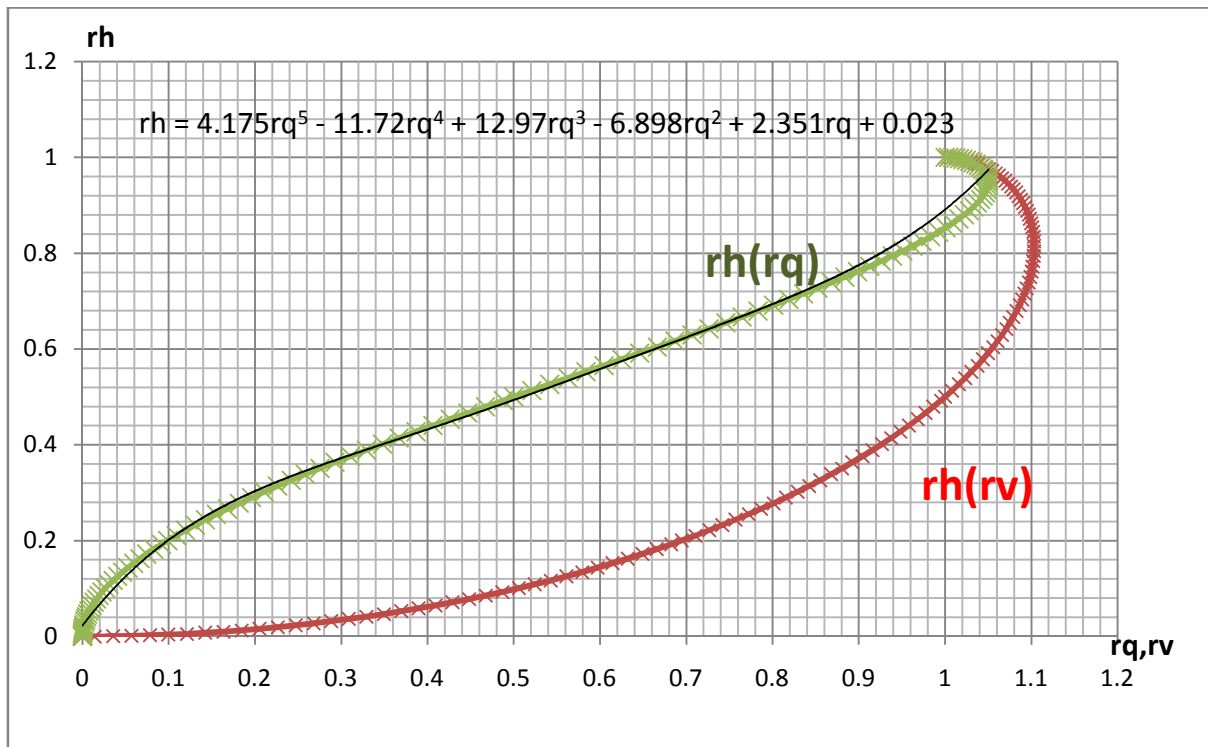


Figure III.2 : Variation des débits et de la vitesse en fonction du taux remplissage pour un ouvrage circulaire.

En introduisant la courbe de tendance, on aura : $rh(rq)$

$$rh = 4.175.rq^5 - 11.72.rq^4 + 12.97.rq^3 - 6.898.rq^2 + 2.351.rq + 0.023 \quad (6)$$

Pour la fonction $rv(rh)$:

$$L'équation (3) \text{ nous donne : } \theta = 2 \times \cos^{-1}(1 - (2 \times rh)). \quad (7)$$

En remplaçant la valeur de θ dans l'équation (4), on obtient :

$$rv = \sqrt{1 - \frac{\sin(2 \times \cos^{-1}(1 - (2 \times rh)))}{2 \times \cos^{-1}(1 - (2 \times rh))}} \quad (8)$$

III.5.7. Vérification de la capacité d'autocurage

Une fois que les diamètres des conduites sont définis, il est indispensable de vérifier les différentes conditions portant sur la vitesse minimum d'autocurage. celle-ci doit permettre dès la mise en service du collecteur, l'évacuation des flots minimaux actuels sans d'importants dépôts de particules solides au fond de la conduite.

1^{ère} condition^[8]

Une vitesse d'écoulement supérieure ou égale à 0,7m/s (à moindre rigueur 0,5m/s pour une hauteur de remplissage égale à $\frac{1}{2}$ du diamètre de la conduite à vérifier.

$$V \geq 0,5 \text{ m/s pour } H = \frac{1}{2} \text{ } \varnothing$$

2^e condition^[8]

À retenir : la vitesse minimale d'autocurage doit être supérieure ou égale à 0,3m/s pour une hauteur minimale de remplissage de 2/10 du diamètre du tronçon considéré.

$$V \geq 0,3 \text{ m/s pour } H = 2/10 \text{ } \emptyset$$

3^e condition

Le remplissage de la conduite, qui doit être égal au moins aux 2/10^{èmes} du diamètre, doit aussi être assuré pour le débit minimal (Q_{\min}).

$$H \geq 2/10 \text{ } \emptyset \text{ pour } Q = Q_{\min}$$

Q_{\min} est calculé en tenant compte des fluctuations saisonnières du débit, soit à l'occasion des vacances universitaires.

Partant de la formule de Manning, on remplacera le diamètre par sa valeur et l'on déterminera la vitesse à pleine section. Par la suite, on déterminera le débit à pleine section par l'équation suivante :

$$V_{ps} = C \times \sqrt{Rh \times I} = K \times \sqrt{I} \times R^{2/3} = K \times \sqrt{I} \times (\emptyset/4)^{2/3}$$

$$Q_{ps} = V_{ps} \times S$$

Avec :

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

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

\emptyset : diamètre commercial de tronçon.

La vitesse effective sera calculée à partir de la formule suivante : $V = R_v \times V_{ps}$

Avec :

V : vitesse effective (m/s) ;

R_v : rapport de vitesses.

($R_h = 0,5$) \longrightarrow on remplace dans l'équation (8) \longrightarrow ($R_v = 1,01$).

($R_h = 0,2$) \longrightarrow on remplace dans l'équation (8) \longrightarrow ($R_v = 0,69$).

Tableau III.6 : Vérification des première et seconde conditions.

N° tronçon	N1-R25	R26-R80	R81-R90	R90-R111	Ab1-Ab8
I (m/m)	0,0025	0,0025	0,0025	0,0025	0.0025
Ø (mm)	200	500	500	600	400
V _{ps} (m/s)	0.543	1	1	1.130	0.862
Q _{ps} (l/s)	17.046	196.25	196.25	319.124	108.238
R _v (R _h =0,5)	1,01	1,01	1,01	1,01	1.01
V (R _h =0,5)	0.549>0.5	1.01>0.5	1.01>0.5	1.141>0.5	0.870>0.5
R _v (R _h =0,2)	0,69	0,69	0,69	0,69	0.69
V (R _h =0,2)	0.375>0.3	0.690>0.3	0.690>0.3	0.780>0.3	0.594>0.3

Source : établi par nous-mêmes.

Tableau III.7 Vérification de la troisième condition.

Nom de tronçon	N1-R25	R26-R80	R81-R90	R90-R111	Ab1-Ab8
Q _{ps} (l/s)	17.046	196.25	196.25	319.124	108.238
Q _{min} (l/s)	5,556	14.453	19.109	68.132	48.611
R _Q	0.325	0.0736	0,0974	0,2135	0.449
R _h	0.385>0.2	0.171<0.2 C.N.V	0,198<0.2 C.N.V	0,304>0.2	0.467>0.2

Source : établi par nous-mêmes.

Analyse des résultats

Les 1^è et 2^è conditions sont vérifiées. La troisième, par contre, n'est pas vérifiée pour les tronçons R26-R80 et R81-R90. Les solutions qu'on peut adopter seront :

- un entretien fréquent du réseau, entraînant un coût exorbitant et une carence de disponibilité des moyens humain, matériels et financiers ;
- placer des réservoirs de chasse automatique juste avant le tronçon non autocurant.

III.5.8. Dimensionnement des réservoirs de chasse

III.5.8.1. Calcul du nombre de réservoirs

$$N_{\text{moy}} = \frac{L_{\text{tot}}}{L_{\text{max}}}$$

La distance maximale recommandée = 100m

$$N_{\text{moy}} = \frac{1095+644+1653}{100} = 34 \text{ réservoirs}$$

Avec : N_{moy} : nombre de réservoirs moyens ;
 L_{tot} : longueur totale des tronçons ;
 L_{max} : longueur maximale recommandée.

III.5.8.2. Calcul de la capacité des réservoirs

$$V_r = \frac{1}{10} \times V_n \quad (\text{norme})$$

$$V_r = \frac{1}{10} \times \frac{\pi \cdot \emptyset^2}{4} \times L_{\text{max}} = \frac{1}{10} \times \frac{\pi \cdot 0.5^2}{4} \times 100 = 1.9625 \text{ m}^3$$

Avec :

V_r : volume d'un réservoir ;

V_n : volume à nettoyer.

III.6. Contrôle des niveaux piézométriques ^{[8][15]}

Si l'amortissement du coût de construction constitue l'aspect économique d'optimisation des réseaux d'assainissement, les lignes piézométriques contribuent à leur performance technique.

III.6.1. Ligne piézométrique idéale

La ligne piézométrique idéale se présente sous la forme d'un profil régulier constitué par assemblage continu des diverses pentes piézométriques. C'est donc un profil ne comportant pas de ressaut. Par conséquent, il ne se présente aucune formation de remous. En revanche, la régularité obtenue en surface conduit, au niveau du radier, à un profil irrégulier comportant de faibles chutes dont l'influence n'est ressentie que pour les faibles débits d'écoulement (figure III.3)

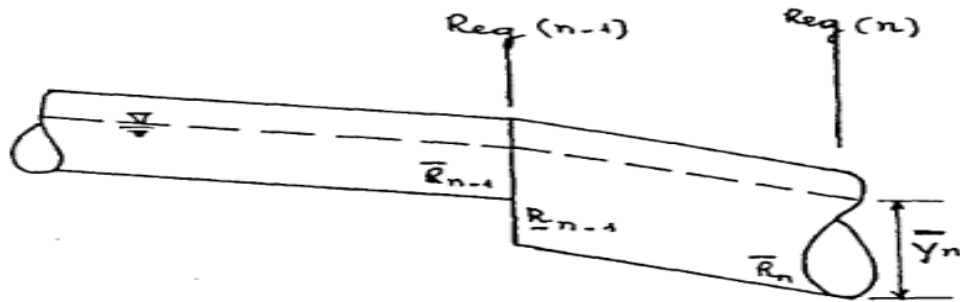


Figure III.3 : Continuité de la surface libre.

III.6.2. Profil de radier idéal

Par *profil idéal de radier*, il faut entendre celui qui se présente sous une forme régulière, caractérisée par un assemblage continu de ses diverses pentes. Ce type de profil, en règle générale, ne comporte pas de redans ni de chutes. Les écoulements s'effectuent sans remous pour les faibles débits.

III.6.3. Pente piézométrique

On a vu que la pente piézométrique J est prise égale à celle du radier I dans le dimensionnement des réseaux gravitaires selon les équations 1 et 2. D'où la pente piézométrique :

$$J_p = \left(\frac{(4)^{5/3} \times Q p s}{K \times \pi \times D^{8/3}} \right)^2 = I = 0.0025 \text{ m/ml} \quad (6)$$

III.6.4. Procédure de contrôle

Dans la première option, on a idéalisé le profil de radier afin de faciliter les écoulements à faible débit et pour éliminer les chutes. Dans la deuxième, a prévalu la capacité d'évacuation calculée, la question sur la ligne piézométrique idéale la moins perturbable par la formation de remous.

Pour notre cas, il n'ya que les tronçons 3 et 4 (R81-R90 et R90-R111) qui représentent une variation de débits et de diamètres. Les autres tronçons n'ont pas affiché de variation, le débit reste constant jusqu'à la station de relevage (voir Annexe 1).

III.6.5. Construction d'un idéal profil de radier

En allant dans le sens de l'écoulement, en une pente $I=0.0025 \text{ m/ml}$, on a :

$$C_{R(n+1)} = C_{R(n)} - (I \times L)$$

$$C_{R(0)} = 2.36 \text{ m} \quad \text{pour le troisième tronçon.}$$

Avec : $C_{R(n+1)}$: cote du radier aval en (m) ;
 $C_{R(n)}$: cote du radier amont en (m) ;
 L : longueur du tronçon en (m).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau III.8.

Tableau III.8: Profil de radie idéal pour le tronçon n°3

Analyse des résultats

L'examen de ces résultats donne à observer que l'application de l'option du profil idéal conduit à un profil piézométrique discontinu en raison, notamment, du changement de diamètre et de différences entre les hauteurs de remplissages avec formation de remous (Figure III.4.).

Il y a donc lieu d'évaluer le profil piézométrique aux endroits où l'on observe ce phénomène, les cotes du radier devront être abaissées à ces endroits.

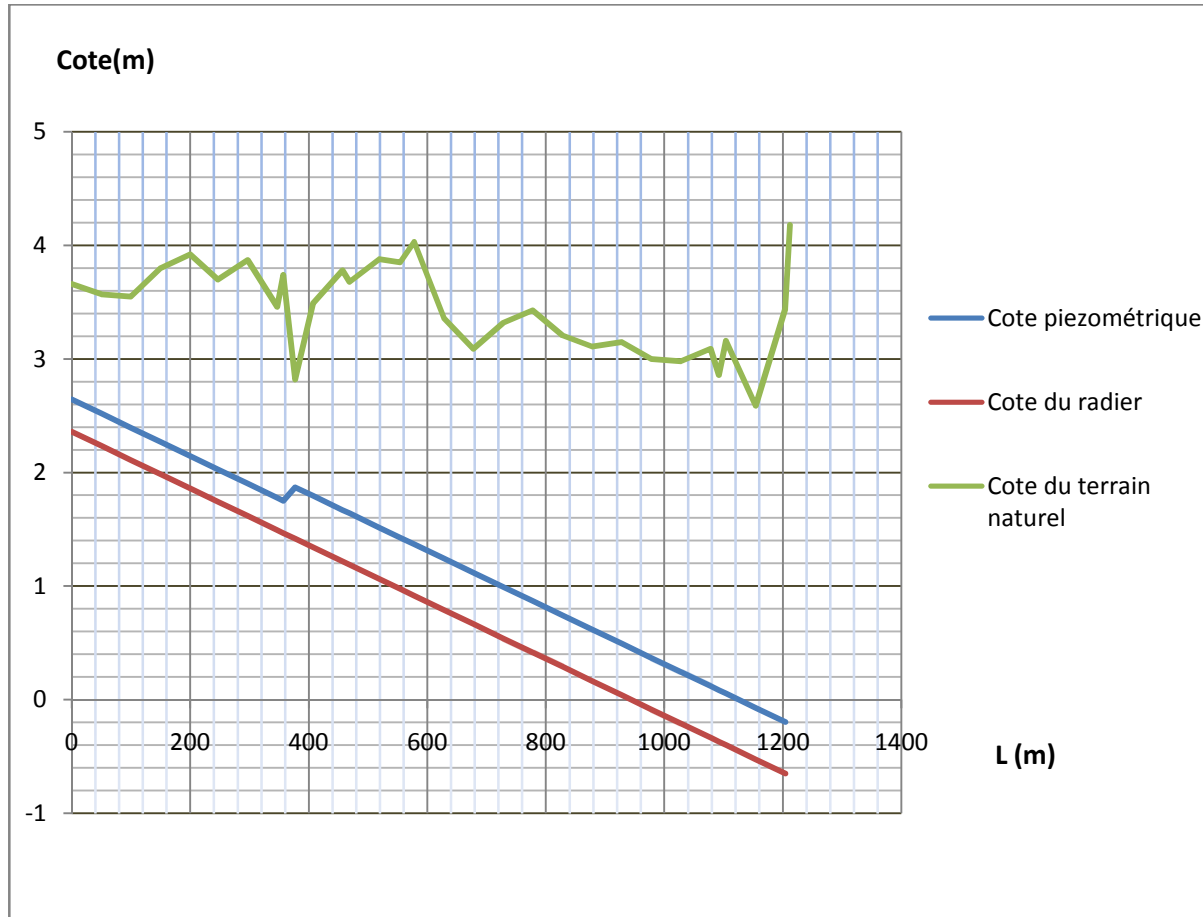


Figure III.4 : Représentation des différentes cotes en fonction de la longueur pour un profil de radier idéal.

III6.6. Construction de la ligne piézométrique idéale

En allant d'aval en amont et en réduisant la cote du radier du regard 111 de la valeur :
 $Cp.av(R90) - Cp.am(R90) = 1.8705 - 1.729035 = 0.141465m$,

avec :

$Cp.av(R90)$: cote piézométrique aval du regard 90 ;

$Cp.am(R90)$: cote piézométrique amont du regard 90.

On obtient les résultats rapportés dans la figure III.5 et le tableau III.9 :

Tableau III.9 : Résultats des calculs après idéalisation de la ligne piézométrique.

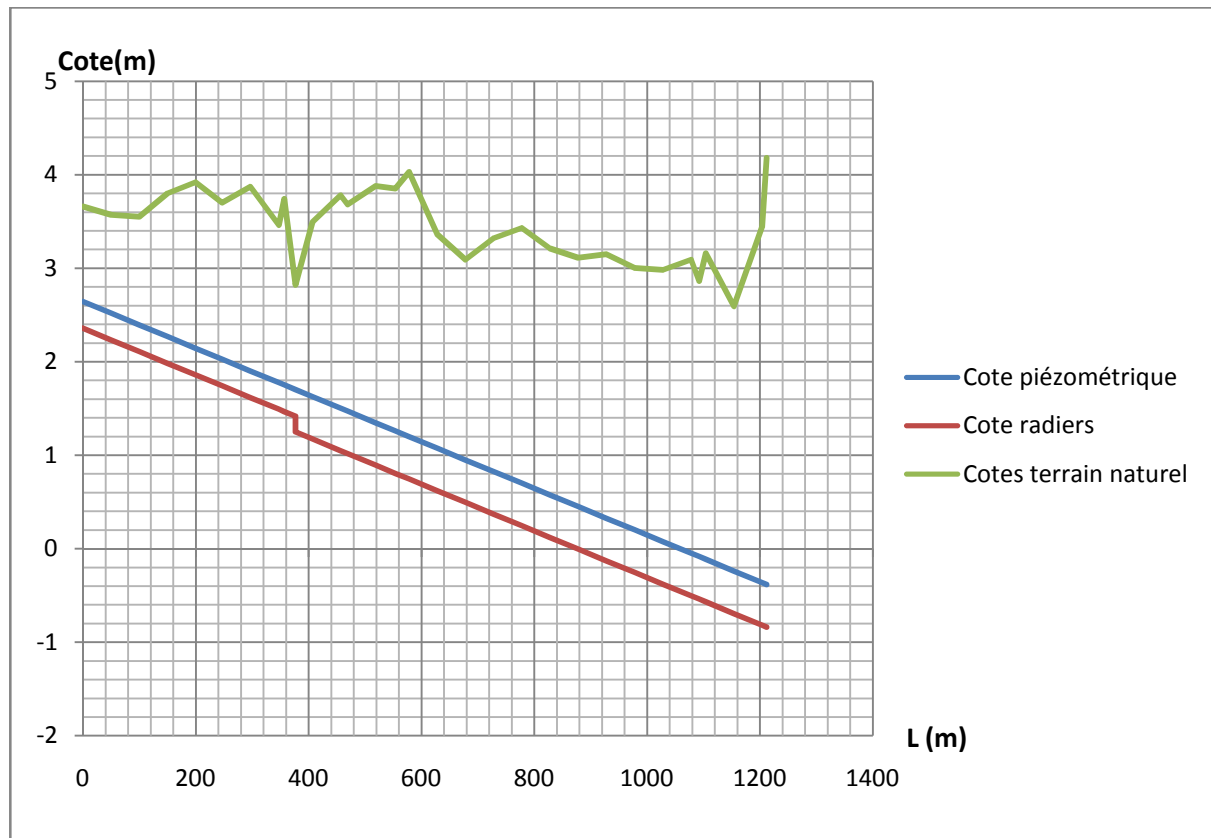


Figure III.5 : Représentation des différentes cotes en fonction de la longueur pour un profil piézométrique idéal.

III.7. Stabilité des tuyaux enterrés

L'étude de la stabilité des réseaux d'assainissement consiste en général à déterminer, à partir des cas de charge connue, les dimensions et la structure interne de l'ouvrage. Pour les réseaux constitués de tuyaux préfabriqués dont les dimensions et le type de matériaux sont imposés, la garantie de la stabilité escomptée se limite au contrôle de leur tenue à long terme. En Résistance des matériaux, cette garantie se traduit par le « *Critère de défaillance* ».

III.7.1. Détermination des actions

Les actions à considérer sont :

- 1- poussée verticale des terres **pr** due aux remblais ;
- 2- poussée verticale due aux charges d'exploitation roulantes routières **per**, permanentes **pep** ou de chantier **pec** ;
- 3- poussée horizontale **ph** exercée par les remblais et les charges d'exploitation ou permanentes ;
- 4- pression hydrostatique extérieure **pwe** due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique ;
- 5- poids propre du tuyau ;
- 6- poids propre de l'eau véhiculée.

Le logiciel ODUC, version 6.1., utilisé ici est basé sur le calcul de l'ensemble de ces forces.

III.7.2. Présentation du logiciel ODUK 6.1

Développé et diffusé par le CERIB, ce logiciel convient à un certain nombre de calculs délicats. Sur le plan hydraulique, *Oduc 6.1* aide au calcul du débit des eaux pluviales à l'aval d'un bassin versant, du diamètre convenable, de la pente, du taux de remplissage, de la vitesse de l'effluent et du débit. Sur le plan mécanique, il permet de réaliser les calculs pour toutes canalisations, conformément au fascicule n° 70.

III.7.3. Domaine d'utilisation du logiciel

Ce logiciel est applicable au cas de canalisations enterrées dont les parois intérieures et extérieures sont circulaires et pour lesquelles sont définies, outre les actions à prendre en compte, les sollicitations de calcul à considérer et les justifications d'états limites correspondants. Les ouvrages visés sont ceux :

- mis en œuvre de façon traditionnelle dans des tranchées, ou sous remblais sur un lit de pose constituant un appui continu ;
- enterrés à des hauteurs de couverture supérieures ou égales à 0,80 m lorsqu'il y a une chaussée ;
- posés dans le plan médian d'une tranchée avec une tolérance de ± 10 cm quel que soit le diamètre.

III.7.4. Paramètres d'entrées du logiciel

L'étude de la résistance des tuyaux pour un projet d'évacuation des eaux usées sur ODUK 6.1 commence par la détermination des paramètres ci-après :

- Matériaux de la canalisation (béton armé ou non, béton fibré acier, fonte, grès, PVC compacté, PRV, thermoplastique à parois structurées) ;
- Type de pose de la conduite (en tranchée, en remblai, sur berceau ou en dépression, etc.) ;
- Paramètres de la conduite (diamètre normalisé, diamètre extérieur, épaisseur et contraignante admissibles, etc.) ; ces paramètres sont indiquées parmi les normes produites ou sur les avis techniques ;
- Dimensions de tranchée (hauteur et largeur), tenue des parois de tranchée (avec ou son blindage, type de blindage si il y a lieu) ;
- Caractéristiques du sol (matériaux d'enrobage [voir tableau III.10], le type de sol en place, s'il y a présence d'une nappe phréatique). Ces zones (en fonction du sol) sont caractérisées par un certain nombre de paramètres physiques ou mécaniques. Pour les dispositions des sols dans une tranchée voir la figure III.6 ;
- Caractéristiques des charges mobiles et permanentes (présence ou non d'une chaussée ; si il y a lieu, définir ses caractéristiques : épaisseur, matériaux) ;
- Indication d'autres charges si elles ont lieu (charge de tramway, charge quelconque).

Tableau III.10 : Classification des sols

Groupe de sol	Description
G1	Sable et gravats propres, concassés ($D_{max} < 50\text{mm}$). Sable ou gravats peu silteux.
G2	Sables ou gravats peu argileux.
G3	Sables et gravats très silteux, limons peu plastiques, sables fins peu pollués ($IP < 12$)
G4	Sables et gravats argileux à très argileux, sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques ($IP < 25$)
G5	Argiles et argiles marneuses, limons très plastiques ($IP > 25$)

Source : Cahier des clauses techniques générales, Fascicule n° 70, Ouvrages d'assainissement.

Remarque

Les sols : G1, G2, G3 et G4 sont utilisables en enrobage ;

Le sol : G5 est inutilisable pour enrobage.

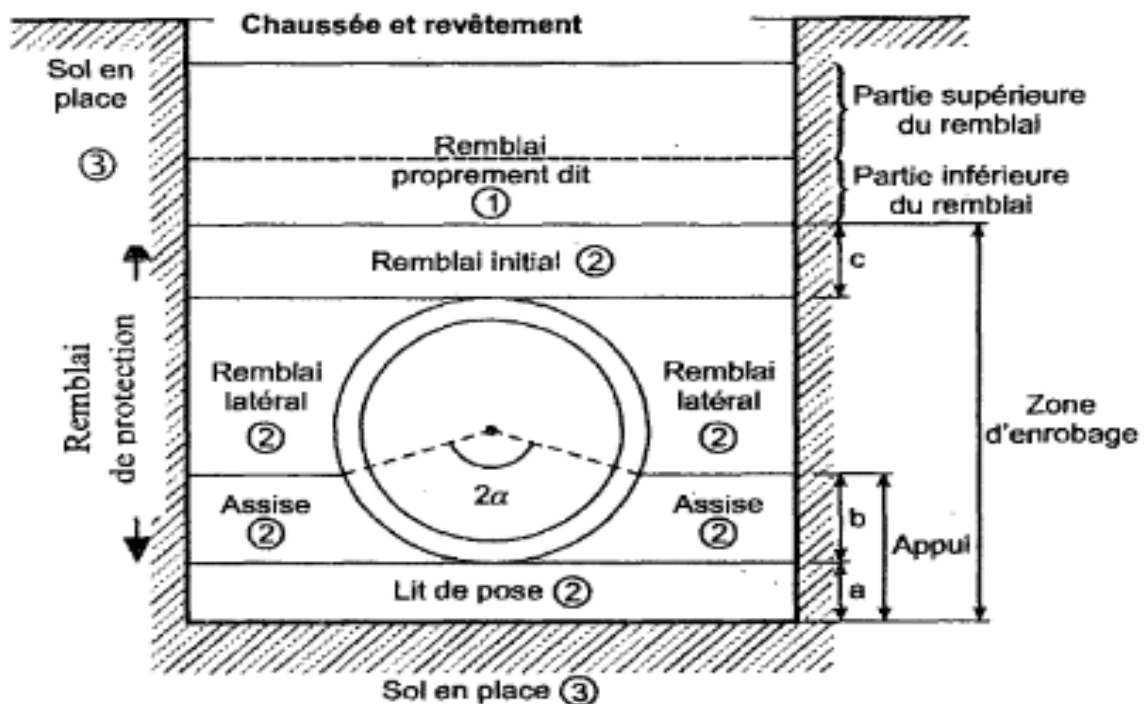


Figure III.6 : Définition générale des différentes zones.

III.7.5. Fonctionnement du logiciel

Le présent logiciel est basé sur les méthodes de calcul énoncées dans le fascicule n° 70 (titre I). Ce fascicule, manuel du CCTG-travaux (Ouvrages d'assainissement) a été approuvé par décret n° 92-72, du 16 janvier 1992 (brochure n° 92-6 TO du BOMELT). Sa mise en révision, décidée par le GPEM/TMO, en 1998, visait à tenir compte de :

- l'adoption des normes européennes, reprises par la normalisation française ;
- l'évolution des techniques et des outils de conception, qui permettent de mieux traiter les aspects géotechniques ;
- l'apparition de techniques alternatives d'assainissement des eaux pluviales.

III.7.6. Paramètres de sortie du logiciel

Après avoir entré les données nécessaires, le logiciel attribue les paramètres suivants :

- Les caractéristiques du tuyau (ET_i , ET_v , e_0 , V_T), paramètres dépendant du type de matériau utilisé ;
- Les caractéristiques du sol (δ , k_1 , k_2 , Ec_2 , Ec_3 , K_2 , 2α , CE , CE' , Ck_2'' , $C2\alpha'$), paramètres dépendant du type de sol en place : sol d'enrobage, du type de blindage, mode retrait du blindage et la présence d'une nappe.

Ces paramètres serviront dans l'étape suivante, lors du calcul des déformations susceptibles de peser sur la conduite.

La troisième étape consiste dans le calcul des sollicitations (p' , p_{cr} , $Mapui$, $Mreins$, Ov).

La dernière étape est la vérification aux états-limites ultimes et de service :

- l'état-limite ultime vérifie : la force portante, la contrainte, le moment résistant et le flambement ;
- l'état-limite de service rend compte de : la charge de fissuration ainsi que de l'ovalisation (figure III.7).

Avec :

- ET_i , ET_v : modules d'élasticité instantané et différé (MPa) ;
- e_0 : déformation avant application des charges (mm) ;
- V_T : coefficient de poisson (sans unité) ;
- δ : masse volumique de sol (Kn/m³) ;
- Ec_2 , Ec_3 : module conventionnel de la zone d'enrobage(2) et de sol en place(3) ;
- 2α : angle d'appui de la conduite (génératrice inférieure) sur le sol ;
- CE , CE' , Ck_2'' , $C2\alpha'$: coefficient minorateur qui vont prendre en compte la présence d'une nappe ;
- k_1 : coefficient de cisaillement ;
- k_2 : coefficient de poussée horizontale de sol ;
- p' : pression moyenne d'étreinte ;
- p_{cr} : pression critique de flambement ;
- $Mapui$: moment d'appui ;
- $Mreins$: moment sur les reins.



Figure III.7 : Organigramme général de la méthode de calcul sur ODUC 6.1

Remarque

Pour le premier calcul on a opté pour une conduite en PVC. Les résultats obtenus sont défavorables concernant la résistance mécanique. Un deuxième calcul a porté sur une conduite en béton armé. Ses résultats se sont avérés favorables au sujet de la résistance mécanique : une classe de résistance de matériau de 135A. Ces résultats de calcul sont présentés dans la figure III.8.

5) Résultats

<i>Comportement de la canalisation</i>	Rigide
<i>Type de pose</i>	Pose en tranchée large
<i>Plan d'égal tassement</i>	Réel (hauteur: 1.27 m)
<i>Actions</i>	
Pression due au remblai	114 kN/m ²
Système de charge le plus défavorable	Système Bc
Pression due aux charges d'exploitation	12.45 kN/m ²
<i>Sollicitations les plus défavorables dans la canalisation</i>	
Etat limite ultime (ELU)	
Moment	5.84 kNm/m
Etat limite de service (ELS)	
Moment	4.67 kNm/m
<i>Charges d'essai à garantir</i>	
Etat limite ultime (ELU)	
Charge minimale de rupture	77.89 kN/m
Etat limite de service (ELS)	
Charge minimale d'ouverture de fissure stable	44.49 kN/m
<i>Vérification de la sécurité</i>	
Coefficient de sécurité par rapport à la rupture	1.04
Coefficient de sécurité par rapport à la fissuration	1.22

CLASSE MINIMALE DE RESISTANCE A UTILISER 135 A

Le cas traité est dans le champ d'application du Fascicule 70 sous réserve que les caractéristiques de la canalisation soient celles définies dans la norme ou l'Avis Technique concerné.

Figure III.8 : Résultats du test de résistance mécanique sur ODUK V6.1 d'une conduite en béton armé.

Chapitre IV :

Dimensionnement des stations de refoulement

IV.1. Introduction

Les stations de refoulement permettent, par pompage, de refouler les eaux d'un point bas vers un point haut, ceci permet d'éviter l'approfondissement excessif du réseau.

Ces stations sont constituées de :

- Un puisard, équipé à l'amont d'un dégrilleur et parfois d'un dessaleur ;
- Un ensemble hydroélectrique constitué d'une ou plusieurs pompes immergées ou non, et des conduites pour l'évacuation des eaux.

Le dimensionnement des stations de refoulement s'effectue en fonction des pompes retenues, et le choix des pompes se fait en fonction de deux paramètres essentiels :

- Le débit ;
- La hauteur manométrique.

IV.2. Calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement

IV.2.1. Principe du calcul^[8]

Le choix du diamètre optimal d'une conduite de refoulement résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement.

Si on adopte donc un grand diamètre, le prix de la canalisation sera élevé, par contre les pertes de charges seront faibles, et par suite les dépenses en énergie pour faire circuler l'eau.

Si au contraire on adopte un petit diamètre, le prix de la conduite sera plus faible mais les pertes de charges seront plus élevées et également pour l'énergie nécessaire pour le refoulement.

La vitesse de refoulement doit être inférieure à 1,5 m/s au-delà, les pertes de charge deviennent très importantes. Si la vitesse de refoulement est inférieure à 0,5 m/s il y a risque de sédimentation et encrassement de la canalisation, ce qui crée des réductions de la section, perturbant ainsi l'écoulement et augmentant les pertes de charge.

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.

Le diamètre économique est déterminé par les deux formules suivantes :

- La formule de « BONNIN » : $D_N = \sqrt{Q}$
- La formule de « BRESS » : $D_N = 1,5 \sqrt{Q}$

IV.2.2. Détermination du diamètre économique de la première conduite de refoulement

IV.2.2.1. Par la formule de BRESS^[15]

$$\begin{aligned} D_{N1} &= 1,5 \sqrt{Q} \\ &= 1,5 \sqrt{0,119976} \\ &= 0,520 \text{ m} \end{aligned}$$

Donc :

$$D_{N1} = 600 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_1 &= \frac{4 \times Q}{\pi (DN1)^2} \\ &= \frac{4 \times 0,119976}{3,14(0,6)^2} \end{aligned}$$

$$V_1 = 0,425 \text{ m/s}$$

IV.2.2.2. Par la formule de BONNIN^[8]

$$D_{N2} = \sqrt{Q}$$

$$D_{N2} = \sqrt{0.119976} = 0,346$$

Donc :

$$D_{N2} = 400 \text{ mm}$$

$$V_2 = \frac{4 \times Q}{\pi(DN2)^2}$$

$$= \frac{4 \times 0,119976}{3,14(0,4)^2}$$

$$V_2 = 0,955 \text{ m/s}$$

$$\begin{cases} D_{N1} = 600 \text{ mm} \Rightarrow V_1 = 0,425 \text{ m/s,} \\ D_{N2} = 400 \text{ mm} \Rightarrow V_2 = 0,955 \text{ m/s} \end{cases}$$

A partir de la valeur des vitesses V_1 et V_2 , on opte pour un diamètre : $D_N = 400 \text{ mm}$

IV.2.3. Détermination du diamètre économique de la deuxième conduite de refoulement**IV.2.3.1. Par la formule de BRESS^[14]**

$$D_{N1} = 1,5 \sqrt{Q}$$

$$= 1,5\sqrt{0.136756}$$

$$D_{N1} = 0.555 \text{ m}$$

Donc :

$$D_{N1} = 600 \text{ mm}$$

$$V_1 = \frac{4 \times Q}{\pi(DN1)^2}$$

$$= \frac{4 \times 0.136756}{3,14(0,6)^2}$$

$$V_1 = 0,484 \text{ m/s}$$

IV.2.3.2. Par la formule de BONNIN^[8]

$$D_{N2} = \sqrt{Q}$$

$$D_{N2} = \sqrt{0.136756} = 0,370$$

Donc :

$$D_{N2} = 400 \text{ mm}$$

$$V_2 = \frac{4 \times Q}{\pi(DN2)^2}$$

$$= \frac{4 \times 0,136756}{3,14(0,4)^2}$$

$$V_2 = 1.089 \text{ m/s}$$

$$\begin{cases} D_{N1} = 600 \text{ mm} \Rightarrow V_1 = 0,484 \text{ m/s,} \\ D_{N2} = 400 \text{ mm} \Rightarrow V_2 = 1,089 \text{ m/s} \end{cases}$$

A partir de la valeur des vitesses V_1 et V_2 , on opte pour un diamètre : $D_N = 400 \text{ mm}$

IV.2.4. Détermination du diamètre économique de la troisième conduite de refoulement

Le débit des eaux usées qui arrive à la troisième station de refoulement est égal au même débit dans la deuxième station de refoulement, donc :

$$D_{N2} = D_{N3} = 400 \text{ mm}$$

$$V_2 = V_3 = 1,089 \text{ m/s}$$

IV.3. Dimensionnement des stations de refoulement

IV.3.1. Calcul de la hauteur manométrique totale

Pour véhiculer les eaux usées d'un endroit bas à un autre endroit haut, la pompe doit fournir une certaine pression appelée hauteur manométrique totale, elle se compose de la hauteur géométrique et la somme des pertes de charge dans la conduite de refoulement.

$$H_{mt} = H_{geo} + \sum j$$

Avec :

H_{geo} : hauteur géométrique ;

$\sum j$: la somme des pertes de charge.

IV.3.1.1 La hauteur géométrique

La hauteur géométrique résulte de la différence de niveau entre le puisard de pompe et le point culminant de la conduite de refoulement.

IV.3.1.2. Pertes de charges linéaires ^{[14] [8]}

Elle est donnée par la formule suivante :

$$J = \frac{\lambda \cdot V^2 \cdot L}{2 \cdot g \cdot D}$$

Avec :

J : perte de charge en (m/m) ;

D : diamètre de la conduite en (m) ;

V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;

L : la longueur de refoulement en (m) ;

g : accélération de la pesanteur en (m/s²) ;

λ : coefficient de frottement (sans dimensions), il dépend de la rugosité relative K et de la nature du régime d'écoulement, implicite par l'expression de « COLBROOK » :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{K}{3,7 \times D} + \frac{2,51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec :

K = hauteur de rugosité des parois en (mm) ;

$K = 0,1$ mm : canalisation seule (état neuf) ;

$K = 0,5$ mm : canalisation (usagé) ;

$K = 1$ mm : béton (tuyaux anciens) ;

Re : nombre de REYNOLDS.

$$Re = \frac{V \times D}{\gamma}$$

Avec :

γ : viscosité cinématique du fluide en [m²/s] pour l'eau, qui dépend de la température et prend les valeurs suivantes :

$1,01 \times 10^{-6}$ m²/s : (valeur moyenne pour l'assainissement) .

λ : coefficient est déterminé par la formule suivante :

$$\lambda : (1,14 - 0,860 \ln \frac{K}{D})^{-2}$$

IV.3.1.3. Pertes de charge singulières

La conduite de refoulement comporte : une vanne, un clapet, des coudes, et un Té droit vissé, un deuxième type de pertes de charge dites « singulières » apparaitre. Les paramètres dont dépend cette grandeur sont uniquement la nature de l'accident de parcours, la masse volumique du liquide, et sa vitesse.

Pour calculer ces pertes de charges, on utilise la notion de longueur équivalente, en considérant ces singularités qui ont des pertes de charges (J_s) comme des tronçons ayant le même diamètre que les singularités et dont la longueur équivalente (Leq) nous donne une perte de charge (J_i) tel que : $J_s = J_i$

Le calcul de J_i se fait de la même manière que les pertes de charges linéaire.

IV.3.1.4. Pertes de charges dans le divergent ^{[14] [8]}

On détermine les pertes de charge au niveau du divergent à partir de la formule suivante :

$$J_{div} = \xi_{div} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Avec:

J_{div} : pertes de charge au niveau du divergent.

ξ_{div} : coefficient de pertes de charges du divergent, il est déterminé par la formule suivante :

$$\xi_{div} = K_d \left(\frac{S_1}{S_2} - 1 \right)^2$$

$$S_1 = \pi \times d_1^2 / 4 \quad \text{et} \quad S_2 = \pi \times d_2^2 / 4$$

D'où:

$$\xi_{div} = K_d \times \left(\frac{d_1^2}{d_2^2} - 1 \right)^2$$

Tel que : K_d obtenue en fonction du $\frac{d_1}{d_2}$ et l'angle (α).

Le tableau IV.1 nous donne les valeurs de K_d tel que $K_d = f(d_1/d_2, \alpha)$.

Tableau IV.1: Les valeurs de K_d en fonction de l'angle α

α°	10	15	20	25	30
K_d	0,14	0,16	0,20	0,43	0,83

$$\operatorname{tg}\left(\frac{\alpha}{2}\right) = \left[\frac{D_r - \frac{D_r}{1,5}}{L_d} \right] / 2$$

Avec:

D_r : diamètre de refoulement ;

L_d : longueur du divergent ;

$L_d = 4(d_2 - d_1)$.

Pour déterminer K_d , dans notre cas, on a :

$d_1 = 200$ mm et $d_2 = 400$ mm

D'où : $\alpha = 14^\circ \Leftrightarrow K_d = 0,192 \Leftrightarrow \xi_{\text{div}} = 1,728$

IV.3.2. Évaluation des pertes de charge dans la première conduite en charge

Tableau IV.2 : Les pertes de charge linéaire et singulière dans la première conduite en charge

	Conduit e de refoule ment	2 coudes ¼	Clapet	Vanne	Té droit vissé	Diverg- ent	Coude ¼	Pertes de charge (15% J_L)
Diamètre Ø (mm)	400	200	200	200	200	200/400	400	-
Longueur équivalente L_{eq} [m]	100	2 × 2	6,5	0,45	6	0,8	2,8	-
Débit Q(m³/s)	0.1199	0,0598	0,0598	0,0598	0,11997	0,11997	0,1199	-
Vitesse(m/s)	0.955	1.91	1.91	1.91	3.82	1.91	3,82	-
Nombre de REYNOLDS Re	335087	335087	335087	335087	670175	-	1340350	-
Coefficient de PDC dans le divergent ξ_{div}	-	-	-	-	-	1.728	-	-
Coefficient de PDC λ	0.0165	0.0181	0.0181	0.0181	0.0174	-	0.0150	-
Pertes de charge (m)	1,65	0.0673	0.1094	0.0076	0.3882	0.3213	0,0781	0.2475

Source : construit par nous-mêmes

Les pertes de charge dans la conduite est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulière de tous les accessoires de la conduite (voir le tableau IV.2).

$$\sum j = 1,65 + 0,0673 + 0,1094 + 0,0076 + 0,3882 + 0,3213 + 0,0781 + 0,2475 = 2,8694 \text{ m}$$

IV.3.3. Évaluation des pertes de charge dans la deuxième conduite en charge

Tableau IV.3 : Les pertes de charge linéaire et singulière dans la deuxième conduite en charge

	Conduit e de refoule ment	2 coudes ¼	Clapet	Vanne	Té droit vissé	Diverge nt	CoUDE ¼	Pertes de charge (15%J _L)
Diamètre Ø (mm)	400	200	200	200	200	200/400	400	-
Longueur équivalent e L _{eq} (m)	120	2 × 2	6,5	0,45	6	0,8	2,8	-
Débit Q (m ³ /s)	0,1367	0,0064	0,0064	0,0064	0,1367	0,1367	0,1367	-
Vitesse (m/s)	1,089	2,178	2,178	2,178	4,356	2,178	4,356	-
Nombre de REYNOL DS Re	382105	382105	382105	382105	764210	-	1528421	-
Coefficien t de PDC dans le divergent ξ _{div}	-	-	-	-	-	1,728	-	-
Coefficien t de PDC λ	0,0163	0,0180	0,0180	0,0180	0,0174	-	0,0150	-
Pertes de charge (m)	1,956	0,0870	0,1414	0,01	0,5048	0,3213	0,1015	0,2934

Les pertes de charge dans la conduite est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulière de tous les accessoires de la conduite (voir le tableau IV.3).

$$\sum j = 1,632 + 0,087 + 0,01414 + 0,01 + 0,5048 + 0,3213 + 0,1015 + 0,2934 = 2,96414 \text{ m}$$

IV.3.4. Évaluation des pertes de charge dans la troisième conduite en charge

Tableau IV.4 : Les pertes de charge linéaire et singulière dans la troisième conduite en charge

	Conduit e de refoule ment	2 coudes ¼	Clapet	Vanne	Té droit vissé	Diverge nt	Coude ¼	Pertes de charge (15%)
Diamètre Ø (mm)	400	200	200	200	200	200/400	400	-
Longueur équivalent e L_{eq} [m]	00	2 × 2	6,5	0,45	6	0,8	2,8	-
Débit $Q(m^3/s)$	0.13675	0,00640	0,00640	0,00640	0,13675	0,13675	0,13675	-
Vitesse (m/s)	1,089	2,178	2,178	2,178	4,356	2,178	4,356	-
Nombre de REYNOL DS Re	3821052	382105	382105	382105	764210	-	1528421	-
Coefficient . de PDC dans le divergent ξ_{div}	-	-	-	-	-	1.728	-	-
Coefficient de PDC λ	0.0163	0.0180	0.0180	0.0180	0.0174	-	0.0150	-
Pertes de charge (m)	1.63	0.0870	0.1414	0.01	0.5048	0.3213	0,1015	0,2445

Les pertes de charge dans la conduite est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulière de tous les accessoires de la conduite (voir le tableau IV.4)

$$\sum j = 1,467+0,0870+0,1414+0,01+0,5048+0,3213+0,1015+0,2445$$

$$\sum j = 2,8775 \text{ m}$$

Remarque

On a essayé de diminuer le maximum possible la longueur de conduite de refoulement et le nombre d'accident sur la conduite pour diminuer les pertes de charge afin de minimiser les couts de fonctionnement dû aux pompes.

IV.3.5. Les valeurs du débit en fonction de la hauteur de refoulement

$$\text{On a : } H_c = H_g + aQ^2$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique ;

a : constante exprime les pertes de charge ;

Q : débit en (m^3/s).

Avec :

$$a = \frac{\sum j}{Q^2}$$

1^{ère} station de refoulement

$$a = \frac{2,8694}{0,119976^2}$$

$$a = 199,3436$$

Tableau 4.5 Les valeurs du débit en fonction de la hauteur de refoulement

Q (m^3/s)	0.02	0.04	0.06	0.08	0.1	0.119
Hc	3,6197	3,8589	4,2576	4,8158	5,5334	6,3629

2^{ème} station de refoulement

$$a = \frac{2,96414}{0,136756^2}$$

$$a = 158,4915$$

Tableau 4.6 : Valeurs du débit en fonction de la hauteur de refoulement

Q (m^3/s)	0.023	0.046	0.069	0.092	0.115	0.136
Hc	2,6838	2,9354	3,3546	3,9415	4,4960	5,5315

3^{ème} station de refoulement

$$a = \frac{2,8775}{0,136756^2}$$

$$a = 153,8589$$

Tableau IV.7 : Valeurs du débit en fonction de la hauteur de refoulement

Q (m ³ /s)	0.023	0.046	0.069	0.092	0.115	0.136
Hc	2.6814	2,9255	3,3325	3,9023	4,6348	5,4458

IV.3.6. Choix du type de la pompe^[14]

IV.3.6.1. Choix du type la pompe pour la 1^{ère} station de refoulement

La somme des pertes de charges :

$$\sum j = 2,8694 \text{ m}$$

La hauteur manométrique :

$$\text{Hmt} = \sum j + \text{Hg}$$

$$\text{Hmt} = 6,4094 \text{ m}$$

Les caractéristiques de la station de refoulement N°1 sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hmt} = 6,4094 \text{ m} \\ \text{Q} = 0,119976 \text{ m}^3/\text{s} \end{array} \right.$$

Le choix du type de la pompe est basé sur ces deux caractéristiques. Pour répondre à ces deux dernières, on optera pour la pompe de type : **KCD 200N 05562NA-E**.

On utilise deux pompes identiques qui vont fonctionner en parallèles plus une autre pompe de sécurité.

Les caractéristiques de chaque pompe sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hmt} = 6,82 \text{ m} \\ \text{Q} = 0,0641 \text{ m}^3/\text{s} \end{array} \right.$$

- La puissance absorbée : Pa = 6,38 kw

- Le rendement : $\eta = 67\%$

IV.3.6.2. Choix du type la pompe pour la 2^{ème} station de refoulement

La somme des pertes de charge :

$$\sum j = 2,6707 \text{ m}$$

La hauteur manométrique :

$$\text{Hmt} = \sum j + \text{Hg}$$

$$\text{Hmt} = 5,3507 \text{ m}$$

Les caractéristiques de la station de refoulement N°2 sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Hmt} = 5,3507\text{m} \\ \text{Q} = 0,136756 \text{ m}^3/\text{s} \end{array} \right.$$

A partir de ces deux caractéristiques, on choisit la pompe de type :

KCD200N 07562NG-E.

On optera pour une installation de deux pompes identiques travaillant en parallèle et une autre pompe de secours.

Les caractéristiques de chaque pompe sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 0,0687 \text{ m}^3/\text{s} \\ H_{mt} = 5,37 \text{ m} \end{array} \right.$$

- La puissance absorbée : $P_a = 5,36 \text{ kw}$

- Le rendement : $\eta = 65\%$

IV.3.6.3. Choix de type la pompe pour la 3^{ème} station de refoulement

La somme des pertes de charge :

$$\sum j = 2,8775 \text{ m}$$

La hauteur manométrique :

$$H_{mt} = \sum j + H_g$$

$$H_{mt} = 4,9175 \text{ m}$$

Les caractéristiques de la station de refoulement N°3 sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} H_{mt} = 4,9175 \text{ m} \\ Q = 0,136756 \text{ m}^3/\text{s} \end{array} \right.$$

A partir de ces deux caractéristiques, on choisit la pompe de type :

KCD200N 05562NG-E

On utilise deux pompes identiques qui vont fonctionner en parallèle plus une autre pompe de secours.

Les caractéristiques de chaque pompe :

$$\left\{ \begin{array}{l} H_{mt} = 4,96 \text{ m} \\ Q = 0,069 \text{ m}^3/\text{s} \end{array} \right.$$

- Calcul de la puissance absorbée : $P_a = 5,1 \text{ kw}$

- Calcul du rendement : $\eta = 65,7\%$

IV.4. Dimensionnement de la bache de refoulement^[8]

IV.4.1. La méthodologie de dimensionnement de la bache

Le dimensionnement de la bache dépend de la fréquence des démarrages que peuvent assumer les pompes.

L'arrivée des eaux usées s'effectuant à débit variable alors que le débit des pompes est constant, il est indispensable que les eaux soient recueillies dans une bache d'aspiration jouant le rôle de volant.

La formule préconisée pour la construction d'installation de pompage d'un fonctionnement cyclique s'écrit :

$$V_u = (Q_p \times t) / 4(N-1)$$

Où :

V_u : le volume utile de la bache ;

Q_p : débit d'une pompe en m^3/s ou d'un groupe de pompe ;

N : nombre de pompes identiques ;

t : durée d'un cycle $t = 1/n$.

Avec :

n : le nombre maximum de démarrage par heure.

A fin d'éviter la fatigue et l'échauffement des groupes électropompes, le nombre maximal de démarrages par heure est en fonction de la puissance de ces derniers :

$$P_a < 4kw \Rightarrow n \geq 5$$

$$P_a > 4kw \Rightarrow n \leq 5$$

La position de la pompe est assujettie à des dimensions minimales d'entraxes $> 2d$

Par rapport aux parois $> d/2$ et au fond $d/3 < z < d$.

D'après la position des pompes dans la bache, on détermine le diamètre de cette dernière.

$$D = 2N \times d$$

Avec :

d : diamètre de la pompe en m ;

D : diamètre de la bache ;

N : nombre de pompes.

Où :

La section de la bache :

$$S = \pi(D^2/4)$$

Le volume résiduel au fond de la bache nécessaire à l'amorçage des pompes (V_0) :

$$V_0 = S.H_0$$

Avec :

$H_0 = 5/6$ du diamètre de la pompe.

Le volume total de la bache est :

$$V_t = V_0 + V_u$$

IV.4.2. Dimensionnement de la première bache :

- Le débit des eaux usées que la bache reçoit :

$$Q = 431,914 \text{ m}^3/\text{h}$$

- On optera pour 03 pompes de diamètre $d = 1,4\text{m}$, deux en parallèle pour le fonctionnement, et une autre de sécurité.

- Le nombre de démarrage par heure est : 05.

- Le débit correspondant au point de fonctionnement, qui est l'intersection de la courbe caractéristique du réseau avec celle de la pompe, est égal à $0.119 \text{ m}^3/\text{s}$ pour chaque pompe.

Tableau IV.8 : Les dimensions de la première bache de reprise.

d (m)	D (m)	S (m ²)	H ₀ (m)	V ₀ (m ³)	V _u (m ³)	H _u (m)	V _t (m ³)	H _t (m)
1,4	8,4	55,390	1,167	64.621	10,798	0,195	75,419	1,362

- Les deux pompes démarrent quand la hauteur des eaux usées est $H_t = 1,362$ m et s'arrêtent quand cette hauteur diminue à $H_0 = 1,167$ m.

- Pour le démarrage et l'arrêt des pompes, on utilise les régulateurs de niveau qui sont à des hauteurs H_t et H_0 .

- La puissance du moteur :

La puissance du moteur est égale à la puissance absorbée par la pompe majorée d'un pourcentage qui varie en fonction de P_a (puissance absorbée par chaque pompe).

$$P_a = 6,38 < 20 \text{ kw.}$$

$$P_m = 1,2 \times 6,38 = 7,66 \text{ kw.}$$

Le rendement global est : $\eta = 68\%$

IV.4.3. Dimensionnement de la deuxième et la troisième bêche

Le dimensionnement de ces deux bèches est identique car le débit qui arrive à chaque bêche, le type et le nombre de pompes utilisées sont identiques.

- Le débit que chaque bêche reçoit est : $Q = 492,3216 \text{ m}^3/\text{h}$.

- Le nombre de pompe à utiliser est de 03 pompes pour chaque bêche de diamètre $d = 1,4$ m deux pour le fonctionnement, et une de sécurité.

- le nombre de démarrage par heure est : 05.

- le débit correspondant au point de fonctionnement est $0.136756 \text{ m}^3/\text{s}$ pour chaque pompe.

Tableau IV.9 : Les dimensions de la deuxième et troisième bêche de reprise

d (m)	D (m)	S (m ²)	H ₀ (m)	V ₀ (m ³)	V _u (m ³)	H _u (m)	V _t (m ³)	H _t (m)
1,4	8,4	55,390	1,167	64.621	12,308	0,222	76,929	1,389

- Les deux pompes démarrent quand la hauteur des eaux usées est $H_t = 1,389$ m et s'arrêtent quand cette hauteur diminue à $H_0 = 1,167$ m.

- Pour le démarrage et l'arrêt des pompes, on utilise les régulateurs de niveau qui sont à des hauteurs H_t et H_0 .

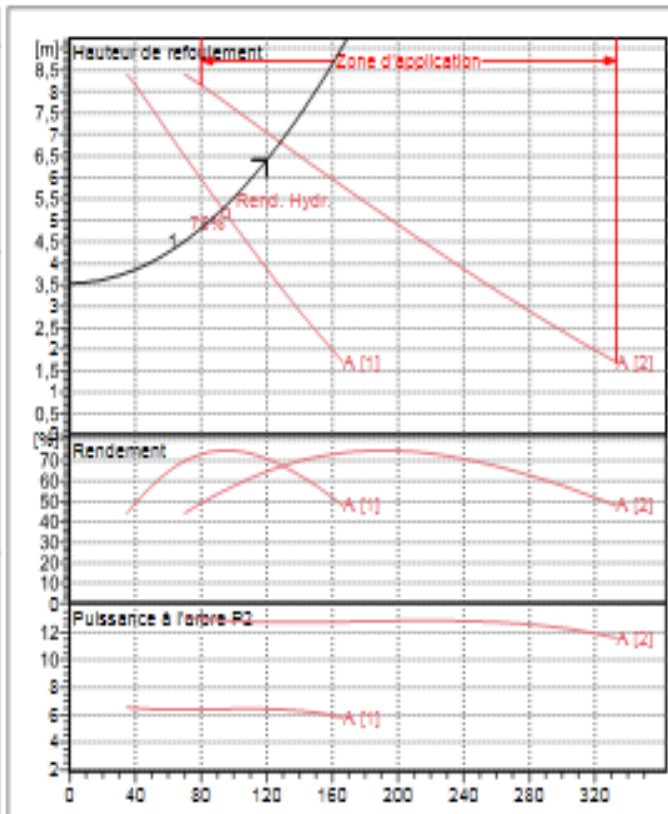
- La puissance du moteur :

La puissance du moteur est égale à la puissance absorbée par la pompe majorée d'un pourcentage qui varie en fonction de P_a (puissance absorbée par chaque pompe)

$$P_a = 5,36 < 20 \text{ kw}$$

$$P_m = 5,36 \times 1,2 = 6,43 \text{ kw}$$

KCD200N 05562NA-E	
Caractéristiques requises	
Débit	120 l/s
Hauteur de refoulement	6,41 m
Fluide	Eaux usées
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	3
Caractéristiques de la pompe	
Débit	64,1 l/s
Hauteur de refoulement	6,82 m
Puissance absorbée	6,38 kW
Rendement	67%
Hauteur manométrique H(Q=0)	7,44 m
Orif. de refoulement	200 mm
Installation	Accouplement automatique immergé
Roue	2-channel
Passage libre	110 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	960 1/min
Nombre de pôles	6
Puissance nominale P2	6,5 kW
Courant nominal	16 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	20
Température max. du liquide pompé	313 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité max.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	229 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Acier-caoutchouc
Corps d'aspiration	Fonte
Arbre	Acier inox
Garniture méc. côté pompe	Carbure de silicium/Alumine
Chambre à huile	Fonte
Enveloppe du moteur	Fonte
Sondes thermiques	Oùl
Sonde de conductivité	Oùl
Garniture méc. côté moteur	Graphite/Stéatite
Vis et écrous	Acier inox
Câble d'alimentation	10m



Caractéristiques de fonctionnement UNIISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 753
- B = 580
- b = 975
- C = 840
- D = 340
- d = 35
- DN = PN10
- E = 240
- f = 220
- F = 550
- G = 290
- g = 345
- H = 136
- h = 158
- J = 350
- K = 395
- Ls1 = 905
- Ls3 = 470
- m = 595
- n = 345
- øø* = 3
- øø = 12,5
- øX = 22
- p = 24
- q = 380
- r = 250
- t = 623

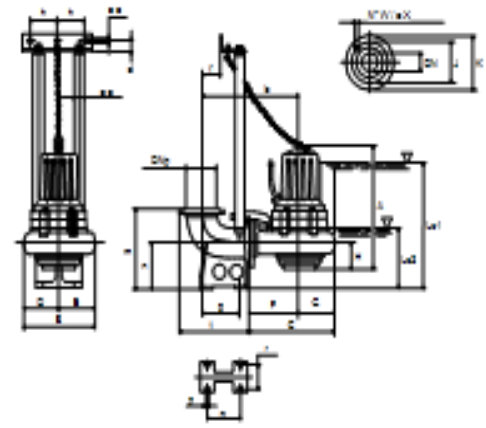


Figure IV. : Courbe caractéristique des pompes de la première station de refoulement.

KCD200N 07562NG-E	
Caractéristiques requises	
Débit	137 l/s
Hauteur de refoulement	5,35 m
Fluide	Eaux usées
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	3
Caractéristiques de la pompe	
Débit	68,7 l/s
Hauteur de refoulement	5,37 m
Puissance absorbée	5,56 kW
Rendement	65%
Hauteur manométrique H(Q=0)	5,89 m
Orif. de refoulement	200 mm
Installation	Accouplement automatique immergé
Roue	2-channel
Passage libre	110 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	960 1/min
Nombre de pôles	6
Puissance nominale P2	9 kW
Courant nominal	22 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	15
Température max. du liquide pompé	313 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité max.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	320 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Acier-caoutchouc
Arbre	Acier inox
Garniture méc. côté pompe	Carb. silicium/Carb. Silicium
Chambre à huile	Fonte
Enveloppe du moteur	Fonte
Chemise (version R)	Acier inox
Sondes thermiques	Oil
Sonde de conductivité	Oil
Garniture méc. côté moteur	Graphite/Acier inox
Vis et écrous	Acier inox
Câble d'alimentation	10m

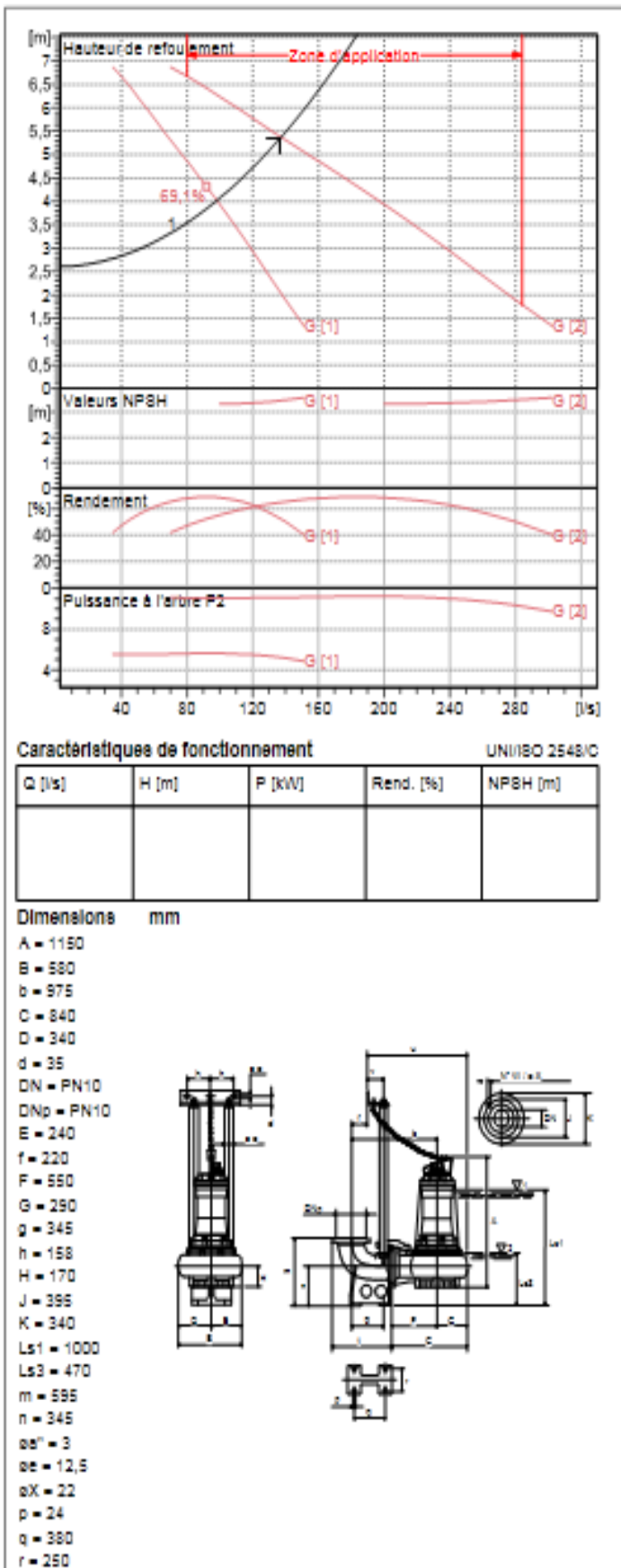


Figure IV. : Courbe caractéristique des pompes de la deuxième station de refoulement.

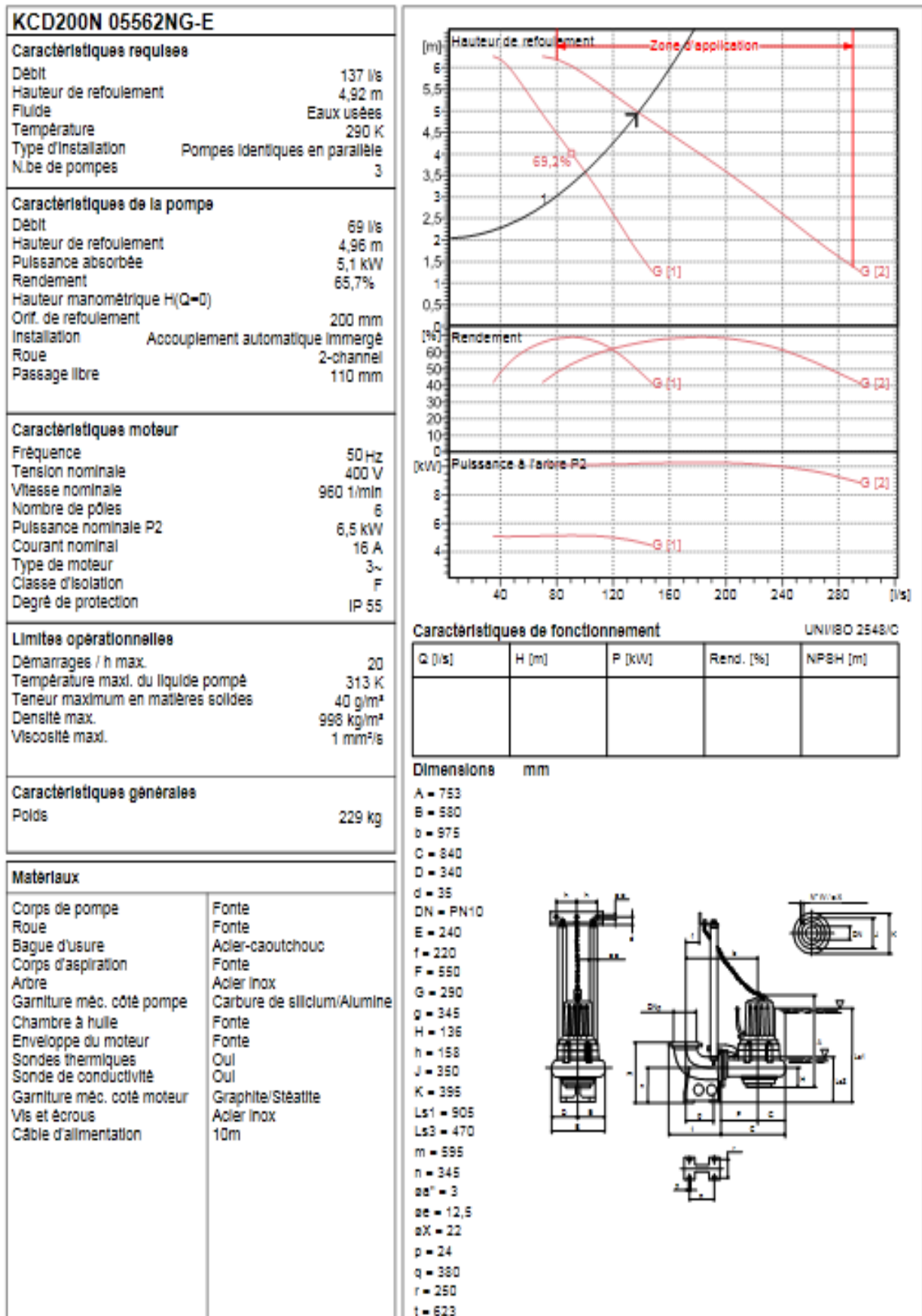


Figure IV. : Courbe caractéristique des pompes de la troisième station de refoulement.

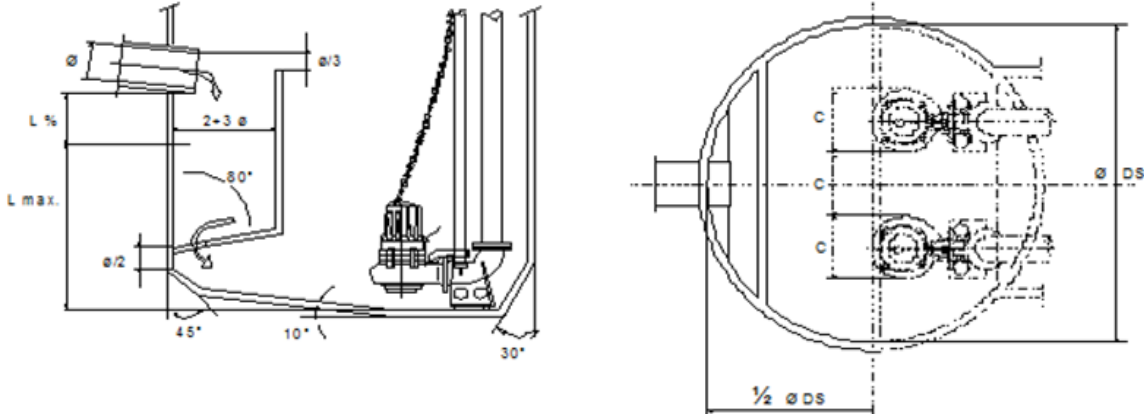


Figure IV.4 : Dimensions de la première bache d'aspiration.

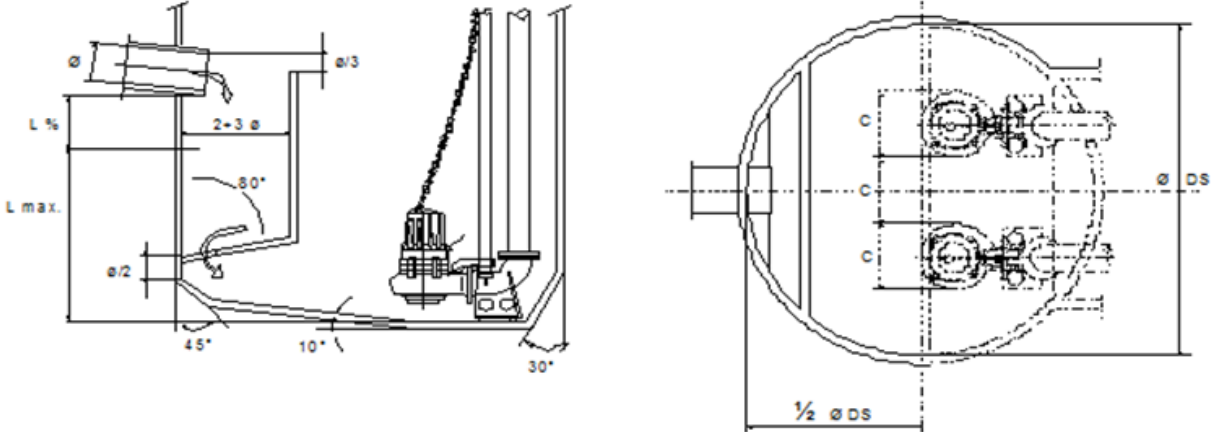


Figure IV.5 : Dimensions de la deuxième bache d'aspiration

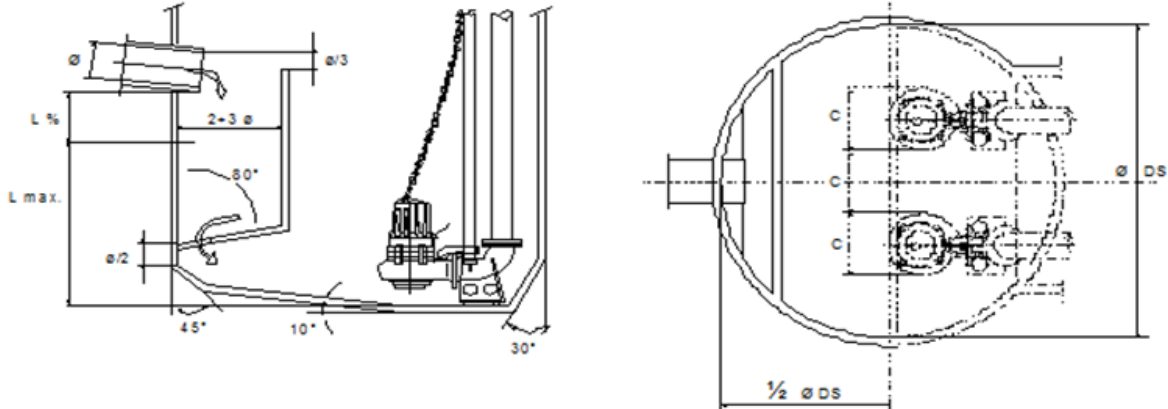


Figure IV.6 : Dimensions de la troisième bache d'aspiration.

Chapitre V:

Organisation du chantier et pose des conduites

V.1. Introduction

Après la phase d'étude, le relais est à la réalisation du projet. Cette étape est, dans la majorité des cas, confiée à une entreprise spécialisée, le financement étant assuré par le maître d'ouvrage. Lui-même ou par l'intermédiaire de son délégué, le maître d'ouvrage doit veiller, lors de l'exécution, que les travaux soient réalisés conformément aux prescriptions contenues dans les documents contractuels ainsi qu'aux règles régissantes.

V.2. Généralités

L'entrepreneur est tenu de porter à la connaissance du maître d'ouvrage tout élément qui, survenant en cours de travaux, lui paraîtrait susceptible de compromettre son exécution normale. Si, au cours des travaux, l'entrepreneur décèle une impossibilité d'exécution, il doit la signaler immédiatement, par écrit, au maître d'ouvrage qui prendra les décisions qui s'imposent.

V.3. Maîtrise de la qualité

La démarche qualité s'appuie sur le schéma organisationnel du plan d'assurance qualité (SOPAQ), fourni par l'entrepreneur à l'appui de son offre. Sa mise en œuvre nécessite l'élaboration pendant la période de préparation, des documents suivants :

- Plan d'assurance qualité (PAQ), établi par l'entrepreneur à partir du SOPAQ ;
- Schéma directeur de qualité (SDQ), établi par le maître d'œuvre en concertation avec l'entrepreneur ;
- Plan de contrôle établi par le maître d'œuvre.

Lors du déroulement du chantier, le maître d'ouvrage et l'entrepreneur assurent le suivi de la démarche qualité tout comme ils auraient à traiter, le cas échéant, les anomalies d'exécution et apporter les adaptations souhaitables du PAQ.

V.3.1. Plan d'assurance qualité

À soumettre au visa du maître d'ouvrage, le plan d'assurance qualité (PAQ) est établi pour l'ensemble des travaux à réaliser. Le PAQ est constitué de :

- un document d'organisation générale présentant les éléments communs à l'ensemble du chantier (mémoire technique) ;
- un ou plusieurs documents particuliers à une procédure d'exécution, désignés en abrégé par : « *procédures d'exécution* » ;
- le plan de contrôle intérieur de l'entreprise.

V.3.2. Maîtrise des dispositions relatives à l'environnement

La prise en compte de l'environnement doit inclure :

- respect de la législation en vigueur ;
- démarches relatives à l'obtention des autorisations administratives nécessaires pour l'exécution de l'ouvrage ;
- observation des exigences spécifiques du marché ;
- maîtrise des dispositions relatives à l'environnement, particulières à l'exécution des travaux.

VI.3.3. Préservation de l'environnement durant le chantier

Il convient de maîtriser les causes pouvant porter atteinte à l'environnement, telles que :

- poussières et fumées ;
- incendies ;
- bruit ;
- vibrations ;
- rebuts et déchets de chantier ;
- pollution des eaux superficielles et souterraines ;
- impacts sur zones naturelles sensibles et zones humides ;
- impacts sur faune et flore ;
- impacts sur bâtis existants et patrimoine archéologique ;
- impacts sur réseaux existants souterrains et aériens ;
- dégradation des voies existantes empruntées par les véhicules du chantier ;
- stockage de produits polluants.

V.4. Conditions d'accessibilité au chantier :

V.4.1. Travaux en domaine public

Le maître d'ouvrage en sollicite le gestionnaire de voirie pour obtention des autorisations nécessaires.

V.4.2. Travaux en propriété privée

L'entrepreneur ne doit pas laisser circuler ouvriers et engins hors zone d'emprise définie au CCTP, sauf accord que l'entrepreneur pourrait obtenir des propriétaires des terrains traversés. Cette zone d'emprise peut être plus étendue que la zone de servitude légale. Pour couper à toute contestation ultérieure, il est impératif de procéder contradictoirement, avec les propriétaires intéressés, à un constat des lieux et, au besoin, à un état exact des limites séparatrices des propriétés en faisant appel, s'il est nécessaire, à un magistrat.

Remarque

La largeur d'emprise nécessaire à l'exécution des travaux est fonction du diamètre et de la profondeur de la conduite, de la tenue du terrain et des conditions d'exécution (ouverture en V, blindage, battage, etc.).

Pour la zone de servitude, sa largeur est généralement égale à 12 m.

V.4.3. Signalisation

Consécutivement à l'obtention des consignes du gestionnaire de voirie, l'entrepreneur sera responsable à la fois de la signalisation de son chantier et de sa maintenance.

VI.5. Conditions d'acceptation des produits sur chantier

V.5.1. Cas des produits fournis par le maître d'ouvrage

Si ces produits font l'objet de réserves de la part de l'entrepreneur, celui-ci se conforme pour leur mise en œuvre aux instructions qui lui sont alors données par le maître d'ouvrage.

V.5.2. Cas des produits fournis par l'entrepreneur

Les produits préfabriqués (tuyaux, raccords et pièces diverses) acheminés sur le chantier font, dans tous les cas, l'objet de vérifications avant leur mise en œuvre, précautions portant sur les :

- quantité ;
- aspect et contrôle de l'intégrité ;
- marquage (date de fabrication, identification du fabricant et de l'usine, pour les tuyaux et la classe de résistance, classe de rigidité à laquelle ils appartiennent).

Ces vérifications sont exécutées avant la mise en œuvre par l'entrepreneur.

V.5.2.1. Cas de produits relevant d'une certification

Les produits préfabriqués (tuyaux et autres éléments), soumis à certification qualitative, ne sont pas soumis à d'autres vérifications outre celles figurant ci-dessus.

V.5.2.2. Cas de produits ne relevant pas d'une certification et/ou non normalisés

Ces produits préfabriqués (tuyaux et autres éléments) sont soumis aux vérifications figurant à l'article 4.2 ainsi qu'à la vérification de leur appartenance au lot réceptionné par le maître d'ouvrage.

V.5.3. Cas de produits refusés

Quel qu'en soit le motif du refus, les produits tombant sous cette mesure sont revêtus d'un marquage spécial, suite à quoi ils sont isolés et enlevés rapidement par les soins et aux frais de l'entrepreneur. Une zone de stockage de produits refusés sera aménagée et identifiée.

V.5.3. Conditions de manutention et de stockage des produits

Les produits sont manipulés et stockés dans des conditions propres à les préserver de toute détérioration. Leur manutention, en particulier, s'effectue avec des moyens adaptés. L'élingue par l'intérieur du produit est interdite (figure V.1.).

Il convient de tenir compte des recommandations du fabricant pour le stockage et la manutention. Une attention particulière doit être portée aux extrémités. L'entreposage de tout produit est à effectuer dans les règles de la prudence, sans négligence, ni brutalité, ni roulement sur pierres ou sur sol rocheux, mais sur des chemins de roulement.

En l'absence de consignes du fabricant, les tuyaux sont disposés selon les mêmes conditions que celles du chargement (figure VI.2).

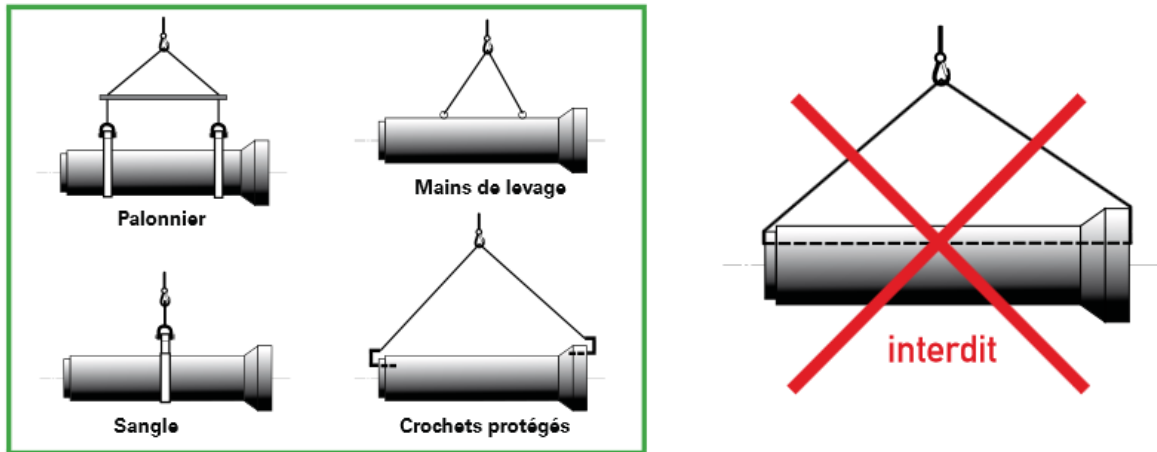


Figure VI.1 : Conditions de manutention des conduites en béton.

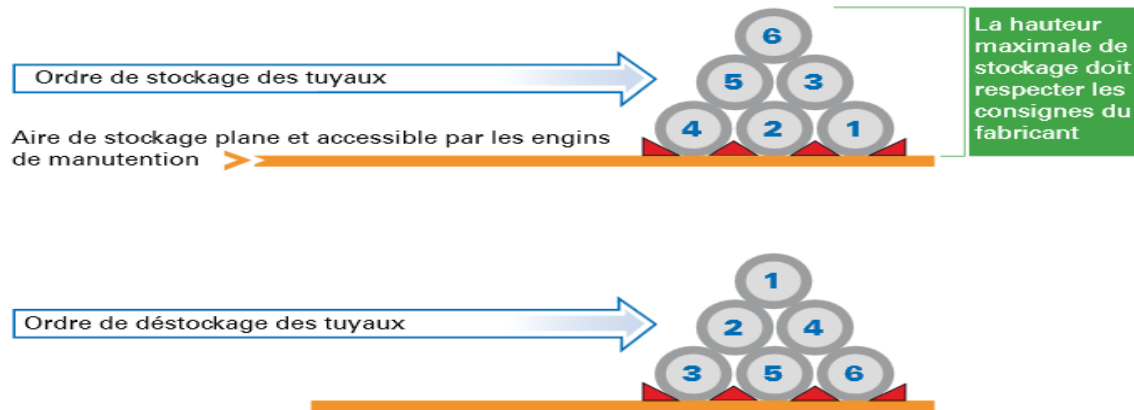


Figure V.2 : Conditions de stockage des conduites en béton.

V.6. Travaux en présence d'eau

L'entrepreneur doit, avec l'accord du maître d'ouvrage, organiser ses chantiers de manière à les débarrasser des eaux de toute nature (eaux pluviales, eaux d'infiltration, eaux de source ou provenant de fuites de canalisations, etc.), maintenir les écoulements et prendre les mesures qui s'imposent pour que ceux-ci ne soient pas préjudiciables aux biens de toute nature susceptibles d'être affectés. Il est tenu d'avoir sur le chantier, du moins à sa disposition, les moyens d'épuisement nécessaires. Il soumet au maître d'œuvre les dispositions envisagées, notamment sur le matériel à adopter, si l'épuisement éventuel nécessite une pompe. L'exutoire des eaux captées est fixé par le maître d'œuvre.

V.7. Réalisation des tranchées

V.7.1. Dimensions des tranchées

La largeur de tranchée minimale, au fond de la fouille, y compris les blindages, est déterminée en fonction de :

- profondeur de la tranchée ;
- type de blindage employé ;

- diamètre nominal du tuyau ;
- diamètre extérieur (tableau V.1).

Tableau V.1 : largeur de tranchée en fonction de type de blindage ainsi que la profondeur.

Profondeur de tranchée (m)	Type de blindage	Largeur de tranchée (m) De+2l	Largeur de tranchée (m) De+2l
		DN ≤ 600	DN > 600
de 0,00 à 1,30	S	De + 2 x 0,30 (mini 0,90)	De + 2 x 0,40 (mini 1,70)
de 0,00 à 1,30	C	De + 2 x 0,35 (mini 1,10)	De + 2 x 0,45 (mini 1,80)
de 1,30 à 2,50	C	De + 2 x 0,55 (mini 1,40)	De + 2 x 0,60 (mini 1,90)
de 1,30 à 2,50	CSG	De + 2 x 0,60 (mini 1,70)	De + 2 x 0,65 (mini 2,00)
de 2,50 à 3,50	CR	De + 2 x 0,55 (mini 1,70)	De + 2 x 0,60 (mini 2,10)
de 2,50 à 3,50	CSG	De + 2 x 0,60 (mini 1,80)	De + 2 x 0,65 (mini 2,10)
de 2,50 à 3,50	CDG	De + 2 x 0,65 (mini 1,90)	De + 2 x 0,70 (mini 2,20)
De 3,5 à 5,50	CDG	De + 2 x 0,65 (mini 2,00)	De + 2 x 0,70 (mini 2,30)
≥ 5,50	CDG	De + 2 x 0,70 (mini 2,10)	De + 2 x 0,80 (mini 260)

Source : Cahier des clauses techniques générales, Fascicule n° 70, Ouvrages d'assainissement.

De = diamètre extérieur de la canalisation ;

DN = diamètre nominal ou intérieur ;

S = sans blindage ;

C = caisson : constitué d'une cellule comprenant 2 panneaux métalliques à structure légère et 4 vérins ;

CR = caisson avec rehausse : constitué d'une cellule de base avec rehausse, comprenant chacune deux panneaux métalliques à structure renforcée ; 4 vérins pour la cellule de base ; 2 vérins pour la rehausse clavetée dans la cellule de base ;

CSG = coulissant à simple glissière : constitué d'une cellule comprenant 2 panneaux métalliques coulissants dans les portiques d'extrémité. Chaque portique est constitué de 2 poteaux métalliques à simple glissière boutonnés par des vérins ;

CDG = coulissant double glissière : constitué d'une cellule comprenant 2 ou 4 panneaux métalliques et une ou 2 rehausse coulissant dans les portiques d'extrémité. Chaque portique est constitué de 2 poteaux métalliques à double glissière boutonnés par des vérins.

Remarque

Dans le cas des parois verticales, lorsque la profondeur de la fouille excède 1.3m et quand le rapport de largeur de tranchée à la profondeur de la fouille est supérieur ou égal à 2/3, la mise en place d'un blindage est obligatoire (décret n° 65-48, du 8 janvier 1965).

V.7.2. Dimension des fouilles pour regards

La dimension des fouilles pour regards et boîtes de branchement est égale à la dimension extérieure de l'ouvrage augmentée de 0,50 m de part et d'autre.

V.7.3. Déroulement des travaux de fouilles

Au cours des travaux, il faut veiller à ce que le dépôt de déblais et la circulation des engins ne puissent provoquer d'éboulement. Les terres en excédent ou impropres aux remblaiements sont évacuées dans une filière appropriée. Le fond de fouille est arasé à la pente du projet. Pour les regards, il sera horizontal.

Les fouilles des tranchées ayant plus de 1,30 m de profondeur ne peuvent être exécutées qu'avec des parois talutées, ou des parois verticales blindées; l'angle de talutage doit tenir compte de la nature du terrain et des surcharges éventuelles.

Lorsqu'une tranchée est ouverte sous route, trottoir ou chemin, on commence par découper avec soin sur l'emprise de la tranchée les matériaux qui constituent le revêtement, ainsi que ceux de la fondation, sans ébranler ni dégrader les parties voisines. En particulier, les matériaux provenant de la chaussée sont soit triés, soit transportés au dépôt, soit disposés parallèlement à la tranchée de façon qu'ils ne se mélangent pas, soit enfin transportés au centre d'enfouissement technique, selon leurs qualités.

V.8. Pose des tuyaux et autres éléments

V.8.1. Examen des éléments de canalisation avant la pose

Au moment de leur mise en place, il faut examiner l'intérieur des tuyaux et autres éléments et les débarrasser de tous les corps étrangers qui pourraient y avoir été introduits, en respectant l'état de surface.

V.8.2. Pose des canalisations en tranchées

V.8.2.1. Réalisation du lit de pose

Le fond des tranchées est arasé à 0,10 m au moins au-dessous de la cote prévue pour la génératrice inférieure extérieure de la canalisation.

Un lit de pose est constitué de matériaux dont le diamètre :

$$D_{\max} < 22 \text{ mm si } DN \leq 200$$

$$D_{\max} \leq 40 \text{ mm si } 200 < DN \leq 600$$

$$D_{\max} \leq 60 \text{ mm si } DN > 600 \text{ (sous chaussée } D_{\max} \leq 40 \text{ mm si } DN > 200)$$

Si l'approvisionnement n'en est pas onéreux, il est préférable que le lit de pose soit constitué d'un remblai bien gradué, c'est-à-dire se rapprochant de ces conditions:

$$\frac{D_{60}}{D_{10}} < 4 \text{ et } 1 < \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} < 3$$

D : ouverture des mailles qui laissent passer 10, 30 ou 60 % de l'échantillon. La terre provenant des fouilles peut être utilisée, à condition qu'elle réponde à cette condition.

V.8.2.2 .Mise en place des canalisations en tranchées

L'assemblage des tuyaux est réalisé sur des éléments comportant une emboîture dont le profil permet d'obtenir l'étanchéité par compression radiale d'une bague en élastomère, de section appropriée, située entre l'extrémité mâle de l'élément et l'emboîture. Il est recommandé de jamais réaliser de changement de direction sous des angles inférieurs à 120°, à moins de réaliser un canal véritable (canal d'implantation circulaire).

V.8.3. Pose des regards, boîtes de branchement :

VI.8.3.1. Type de regard à utiliser

Les regards en maçonnerie de blocs sont interdits. Les regards coulés en place ne doivent être utilisés que lorsqu'il n'y a pas d'autre alternative, la coulée en place n'a jamais la qualité du préfabriqué. Les épaisseurs minimales de parois seront déterminées par le calcul.

V.8.3.2. Examen des éléments de canalisation avant la pose

Au moment de leur mise en place, il faut examiner les éléments et les débarrasser de tout corps étranger susceptible de gêner leur mise en œuvre.

V.8.3.3. Mise en place des regards

L'assemblage des éléments se réalise conformément aux prescriptions du fabricant.

VI.8.3.4. Assurer l'étanchéité des regards

Des conditions de raccordement satisfaisantes peuvent être obtenues en interposant dans les cheminées des ouvrages, au niveau du raccordement, des manchettes à joints souples, ou des jonctions souples s'emboîtant sur les éléments mâles des différents types de tuyaux. Ces pièces spéciales sont conçues pour assurer une parfaite étanchéité aux entrées et sorties des ouvrages et la flexibilité de ces raccordements. Elles évitent ainsi l'effet de cisaillement constaté sur les raccordements rigides.

V.8.3.5. Dispositifs de fermeture des regards

Le dispositif de fermeture est posé de manière à affleurer le niveau supérieur de la chaussée ou du trottoir. Les tampons à remplissage ne sont admis que dans des zones où la circulation automobile est limitée à 30 km/h. Les dalles de répartition doivent s'appuyer sur le remblai extérieur parfaitement compacté. Elles seront désolidarisées du regard.

V.8.3.6. Réalisation des branchements^[8]

Les raccords des branchements sur les canalisations principales sont des points très sensibles du réseau, ils risquent de provoquer des infiltrations ou fuites génératrices d'importants désordres. Aussi, un soin particulier doit-il être porté à la pose des dispositifs de raccordement. Les composants de raccordements préfabriqués sont posés en même temps que la canalisation principale. Les dispositifs de raccordement (regard, culotte, selle, etc.) sont constitués du même matériau que la canalisation principale.

Les raccords des branchements à fil d'eau se font avec un angle de 45° ou 60° ; s'il n'est pas possible avec un tel angle, il faudrait créer une chute.

V.9. Remblaiement et compactage

Après la pose des tuyaux et autres éléments, le remblaiement est entrepris suivant la modalité indiquée ci-après. On distingue dans le remblaiement :

- La zone de remblai proprement dite 1, composée des parties inférieure et supérieure du remblai ;
- La zone d'enrobage 2, constituée par :
 - le lit de pose ;
 - l'assise ;
 - le remblai latéral ;
 - le remblai initial d'une hauteur minimale de 0.10 m au-dessus du collet et de 0.15 m au-dessus de la génératrice supérieure.
- Le sol en place 3 (Figure V.3).

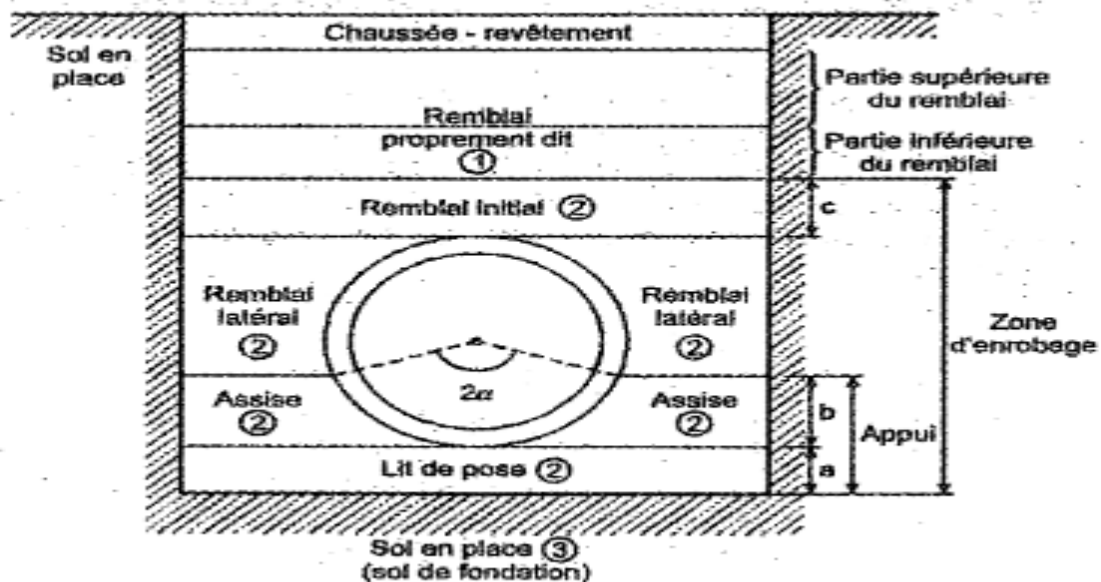


Figure V.3 : Différentes couches constitutives du remblai.

Remarque

Remblai de protection = remblai latéral + remblai initial.

La limite maximale de l'épaisseur d'une couche compactée est difficile à fixer *a priori* tant elle est dépendante de :

- la nature du remblai ;
- la nature de la canalisation,
- des moyens mis en œuvre pour le compactage.

Habituellement, cette limite varie entre 0,30 m et 0,60 m.

V.9.1. Exécution de la zone d'enrobage

L'exécution de l'assise et des remblais de protection est effectuée avec tous matériaux (sable, gravier, tout-venant, etc.), compatibles avec les caractéristiques des tuyaux. L'étude géotechnique précisera si les matériaux extraits peuvent être réutilisés.

Remarque

Les précautions prises pour l'exécution de l'assise et du remblai de protection correspondent aux hypothèses retenues pour le choix des tuyaux dans notre chapitre III. Ces précautions sont justifiées pour la bonne conservation des ouvrages. Afin d'assurer à la canalisation une assise qui ne sera pas décomprimée par la suite, il convient de réaliser l'assise après relevage partiel des blindages.

VI.9.1.1 Exécution de l'assise

Au-dessus du lit de pose et jusqu'à la hauteur de l'axe de la canalisation, le matériau de remblai est tassé sous les flancs de la canalisation et compacté de façon à éviter tout mouvement de celle-ci et à lui constituer l'assise prévue.

VI.9.1.2. Exécution du remblai de protection (latéral et initial)

Au-dessus de l'assise, le remblai et son compactage sont poursuivis, par couches successives, symétriquement puis uniformément, jusqu'à une hauteur d'au moins 0,10 m au-dessus du collet et 0,15 m au-dessus de la génératrice supérieure de l'assemblage (manchon, collerette, etc.) de façon à parfaire l'enrobage.

Pour la réalisation du remblai initial et du remblai proprement dit, il faut prévoir une hauteur de protection tenant compte de la puissance des engins de compactage afin de préserver l'intégrité de la canalisation.

Remarque

Pour les canalisations de petit diamètre, l'assise et le remblai de protection sont réalisés en une seule fois. Ces dispositions ont pour but d'éviter la remontée des tuyaux lors du compactage.

V.9.2. Exécution du remblai proprement dit

V.9.2.1. Reconstitution des sols en terrain arable

En terrain vierge ou agricole, à partir de la hauteur visée en 3.1.2, le remblai est poursuivi à l'aide d'engins mécaniques avec les déblais. Cette terre est répandue par couches successives et régulières puis légèrement damée.

V.9.2.2. Remblai sous voirie, rétablissement provisoire des chaussées, trottoirs et accotements

Lorsque la canalisation est placée sous voirie, le remblai au-dessus de la hauteur visée à l'article 3.1.2 peut être poursuivi avec les matériaux des déblais si l'étude géotechnique le permet. Ces matériaux sont répandus par couches successives, régulières et compactées.

Le remblai est arrêté à la cote fixée dans le CCTP ou dans les autorisations de voirie pour la reconstitution de la voirie et poursuivi dans les conditions fixées par ces textes, ce qui est censé rétablir provisoirement chaussée, trottoirs et accotements.

À tout moment, l'écoulement d'eaux de ruissellement est assuré ; les saignées sont maintenues, caniveaux et rives de chaussée sont nettoyés de toute boue.

Remarque

Une mauvaise exécution du remblai entraîne la décompression du terrain, ce qui peut causer des dommages aux immeubles riverains, une gêne aux usagers de la voirie, éventuellement des accidents et des coûts de réparation ou restauration importants. Ces dangers justifient les exigences relatives aux compactages et, dans les situations défavorables, l'abandon des blindages. Dans ce cas, le coût de l'opération doit être pris en considération pour déterminer s'il n'est pas préférable d'abandonner les blindages.

V.10. Exécution des finitions et remises en état

Avec l'achèvement des travaux, il devra être procédé à la remise en l'état du sol ; les clôtures déposées sont reconstituées dans un état au moins équivalent à leur état initial.

Chapitre VI:

Estimation du coût du projet

VI.1. Introduction

Dans le chapitre précédent on a vu que la réalisation de collecteur principal des eaux usées nécessite beaucoup de travaux dont l'exécution des tranchées, le déblai, la pose des conduites, le remblai,...etc.

Dans ce chapitre, nous présenterons le devis quantitatif des différents travaux, et nous estimerons le montant de leur réalisation.

V.I.2. Le terrassement

Le terrassement comprend :

- Le déblai des tranchées prévu pour la pose des canalisations et/ou l'installation des ouvrages annexes ;
- Le remblai après la pose des canalisations et/ou les ouvrages annexes ;
- L'évacuation des terres excédentaires.

VI.2.1. Calcul des déblais

$$Db = (h_0 - h_1).L.B$$

Avec:

Db : volume du déblai (m³).

$h_0 \geq d + 2e + 0,8$ (m).

d : diamètre de la conduite (m).

e : épaisseur de la conduite (m).

h_1 : lit de sable (m).

L : longueur de la tranchée (m).

B : largeur de la tranchée (m).

$$B = d + 2e + 2 \times C$$

Tel que :

C : sur largeur, sa valeur varie en fonction des données mentionnées dans le tableau.

VI.2.2. Calcul des remblais

$$Rb = 1,2 Db - \frac{\pi \times (d+2e)^2}{4}.L - 0,1L.B$$

Avec:

Rb: volume de remblai (m³).

VI.2.3. Calcul du volume du lit de sable

On dresse un lit de sable, avant la pose des canalisations, au fond de la fouille sur lequel

Le volume du lit de sable est déterminé par :

$$Vs = 0,10 \times B \times L$$

VI.2.4. Evacuation des terres en excès

$$T_{exc} = Db - Rb$$

Avec :

T_{exc} : volume des terres en excès.

VI.3. Les canalisations

Les canalisations sont constituées essentiellement de béton armé de diamètre 200 mm, 500 mm et 600 mm (voir le tableau VI.1).

Tableau VI.1 : La longueur des canalisations

Diamètre (mm)	Longueur (m)
200	1 095
500	2 674
600	835

VI.4. Réalisation des ouvrages annexes

Les ouvrages annexes qu'on doit réaliser dans notre projet sont :

VI.4.1. Les regards préfabriqués

Le coût des regards préfabriqués est estimé en fonction de leurs profondeurs

VI.4.2 Les stations de refoulement

Le coût d'investissement des stations de refoulement des eaux usées dépendent de nombreux facteurs. La diversité de ces facteurs, l'évolution des conditions économiques rendent difficiles l'établissement des coûts réels. Cependant, il est possible d'estimer les ordres de grandeurs de ces coûts pour des stations de refoulements d'importance graduée.

Tableau VI.2 : devis quantitatif et estimatif du collecteur des eaux usées.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant
1	Fourniture, transport et pose des conduites de diamètres :				
	- D = 200 mm	ML	1095	500,00	547 500,00
	- D = 500 mm	ML	2674	650,00	1 738 100,00
	- D = 600 mm	ML	835	750,00	626 250,00
2	Terrassement en tranchée de 0 m à 2,5 m, y compris toutes sujétions de mise en œuvre.	M ³	4798,5	400,00	1 919 400,00
3	Terrassement en tranchée de 2,5m à 3,5m, y compris toutes sujétions de mise en œuvre.	M ³	13671	500,00	6 835 500,00
4	Terrassement en tranchée de 3,5m à 5,5m, y compris toutes sujétions de mise en oeuvre.	M ³	983,25	600,00	589 950,00
5	Fourniture, transport et pose de lit de sable, y compris toutes sujétions de mise en place.	M ³	752	130,00	97 760,00
6	Remblaiement de la tranchée en terre meuble, y compris toutes sujétions de mise en place.	M ³	21550	300,00	6 465 000,00
7	Evacuation des terres excédentaires, y compris toutes sujétions de mise en œuvre.	M ³	1794	500,00	897 000,00
8	Terrassement en grande masse pour les regards préfabriqués :				
	- 0,8 m à 2,5 m	M ³	65	400,00	26 000,00
	- 2,5 m à 3,5 m	M ³	83	500,00	41 500,00
	- Plus de 3,5 m	M ³	9	600,00	5 400,00
9	Fourniture, transport et pose des regards préfabriqués :				
	- 0,8 m à 2,5 m	U	65	15 000,00	975 000,00
	- 2,5 m à 3,5 m	U	83	20 000,00	1 660 000,00
	- Plus de 3,5 m	U	9	25 000,00	225 000,00
10	Fourniture, transport et pose de tampons en fonte, y compris toutes sujétions de mise en place.	U	157	15 000,00	2 355 000,00
TOTAL					25004 360,00
TVA 17%					4 250 741,00
TOTAL TTC					29 255101,00

Tableau VI.3 : devis quantitatif et estimatif des trois stations de refoulement.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Terrassement en grande masse, y compris toutes sujétions de mise en œuvre.	M ³	3000	550,00	1 650 000,00
2	Béton de propriété, y compris toutes sujétions de mise en place.	M ³	30	5000,00	150 000,00
3	Béton armé, y compris toutes sujétions de mise en place.	M ³	300	14000,00	4 200 000,00
4	Maçonnerie en briques, y compris toutes les sujétions de mise en place.	M ²	420	800,00	336 000,00
5	Crépissage intérieur et extérieur au mortier, y compris toutes sujétions de mise en place.	M ²	840	500,00	420 000,00
6	Fourniture, transport et pose de la porte métallique à deux vantaux (2mx2mx1,2m), y compris toutes sujétions de mise en place.	U	3	25 000,00	75 000,00
7	Fourniture, transport et pose de pavé de verre type Nevada, y compris toutes sujétions de mise en place.	M ²	6	18 000,00	108 000,00
8	Fourniture, transport et pose de grillage métallique, y compris toutes sujétions de mise en place.	M ²	6	6 000,00	36 000,00
9	Fourniture, transport et pose de glissière de guidage des pompes, y compris toutes sujétions de mise en place.	ML	48	15 000,00	720 000,00

Source : construit par nous-mêmes à partir du bordereau des prix de 2003

Tableau VI.4 : devis quantitatif et estimatif des trois stations de refoulement (suite).

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
10	Fourniture, transport et pose d'échelle métallique, y compris toutes sujétions de mise en place.	ML	9	800,00	7 200,00
11	Installation électrique de la chambre de commande.	ENS	3	8 000,00	24 000,00
12	Peinture, intérieur la chaux extérieur au vinyle, y compris toutes sujétions de mise en œuvre.	M ²	420	300,00	126 000,00
13	Etanchéité sur la dalle de la chambre de commande, y compris toutes sujétions de mise en œuvre.	M ²	60	800,00	48 000,00
14	Fourniture, transport et pose de groupes électropompes, pour eaux usées, y compris toutes sujétions de mise en place. - Q= 1/s ; HMT= m - Q= 1/s ; HMT= m	U U	9	800 000,00	7 200 000,00
15	Réalisation d'une large ligne d'amenée de l'énergie électrique.	ENS	3	500 000,00	1 500 000,00
16	Fourniture, transport et pose de groupe électrogènes, y compris toutes sujétions de mise en place (P = 10 KVA).	U	3	200 000,00	600 000,00
17	Fourniture, transport et pose d'armoire de commande, y compris toutes sujétions de mise en place.	U	3	250 000,00	750 000,00
18	Fourniture, transport et pose de système de mise en route et d'arrêt automatiques des pompes, y compris toutes sujétions.	ENS	3	80 000,00	240 000,00
TOTAL					18 190 200,0
TVA 17%					3 092 334,00
TOTAL TTC					21 282 534,0

Source : construit par nous-mêmes à partir du bordereau des prix de 2003

Le montant total du projet est : 50 537 635,00 DA

Conclusion générale

Conclusion générale

Les différents chapitres présentés dans cette étude montrent en principe que le projet d'assainissement de notre zone d'étude nécessite comme base de calcul des informations détaillées sur la constitution du réseau, son état, et notamment des résultats obtenues après son fonctionnement.

Les collecteurs principaux viennent se greffer sur un schéma directeur, intercepteur aboutissant vers la station d'épuration. Dans notre projet, cet intercepteur trouve une grande utilité, car il allège les collecteurs au point de vue débits et par conséquent diamètres. De même il évite les points de rejet multiples en milieu naturel qui est la mer et par conséquent la pollution.

Pour son bon fonctionnement, le réseau est équipé d'ouvrages spéciaux : des conduites en béton armé qui représentent une importante résistance mécanique, et des regards préfabriqués qui sont d'une qualité très performante.

Le dimensionnement du schéma directeur effectué, tenant compte des paramètres équivalents (pente, débit) montre que les diamètres sont plus compatibles et acceptables. Cependant, la nature du terrain qui est pratiquement plat, nous a conduits à opter pour des faibles pentes par conséquent la troisième condition d'autocurage n'est pas vérifiée, et pour remédier cela nous avons placé des réservoirs de chasse automatique.

Ensuite, la conception des trois stations de refoulement des eaux usées a été faite en choisissant l'emplacement de ces stations, et le dimensionnement s'effectue en fonction des pompes retenues, et le choix des pompes se fait en fonction de débit des eaux usées à évacuer et la hauteur manométrique.

Enfin, nous souhaitons que notre modeste étude servira de support à d'autres études et contribuera à la protection de l'environnement.

Bibliographie

Références bibliographiques

- [1] **SALGHI, R.**, *Différentes filières de traitement des eaux*, Thèse de doctorat, université Ibn Zohr École nationale des sciences appliquées d'Agadir, Maroc, 220 pages.
- [2] **Grosclaude, G.**, *L'eau : usage et polluant*, Tome II 4eme, Edition: INRA, Paris. 200 pages, 1999.
- [3] **Rodier, J., Legube B., Merlet N., et Brunet R.**, *L'analyse de l'eau : eaux naturelles, eaux résiduaires, eaux de mer*, 1383 pages, 2009
- [4] **RESJECK, F.**, *Analyse des eaux, aspects réglementaires et techniques*, Éditions SCERENE, Paris, pp. 166-198, 2002.
- [5] **Antoine, E.**, *Traitement des eaux pluviales par coagulation floculation: spéciation des éléments traces, influence des anions complexants et recherche sur le devenir des boues à partir du système de silice-phosphate- $FeCl_3$* , Thèse Doctorat, L'Institut National Polytechnique de Lorraine, France, 273 pages, Mai 2003.
- [6] **Chocat, B.**, *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement*, p. 42.
- [7] **Valiron, F.**, *Gestion des eaux : Alimentation en eau et assainissement*, Edition Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris, 505 pages, 1989.
- [8] **Marc, S. et Béchir S.**, *Guide technique de l'assainissement*, Edition Le Moniteur, Paris, 726 pages, 2006.
- [9] **Pape Mamadou, D. et Oumar D.**, *Conception et dimensionnement d'un réseau d'assainissement en eau potable et d'un système d'évacuation des eaux usées de la nouvelle ville Diamniadio*, projet de fin d'études d'ingénieur, Université cheikh anta diop de Dakar, Sénégal, 118 pages, Juillet 2005.
- [10] **René B.**, *V.R.D. Voirie Réseaux Divers Terrassements- Espaces verts, Aide-mémoire du concepteur*, Edition Eyrolles, 515 pages, 2006.
- [11] **Henri, G. et Cyril, G.**, *Les Eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales*, Edition Eyrolles, Paris, 243 pages, 1982.
- [12] **Coste, C. et Loudet M.**, *Assainissement en milieu urbain ou rural, Tome1 : les réseaux et les ouvrages de retenue*, Edition Moniteur, Paris, 270 pages, 1990.
- [13] **Régis, B.**, *Les Réseaux d'assainissement: calculs application perspectives, édition Technique et Documentation Lavoisier*, Paris, 482 page, 1985.

[14] **Carlier, M.**, *Hydraulique générale et appliquée*, Éditions Eyrolles, Paris, 565 Pages, 1980.

[15] **Kim-ang, S.**, *Reca, un modèle d'aide à la décision dans le choix de matériaux constitutifs des réseaux d'assainissement*, Thèse Doctorat, École nationale des ponts et chaussées, 240 pages, juin 1987.

Annexe

Annexe 1

Les conditions d'écoulement dans les différents tronçons

Conditions d'écoulements dans le tronçon R1-R25.

Regard	(m)	I=J (m/ml)	Cote radié amont (m)	Cote radié aval (m)	QP (l/s)	QPs (l/s)	rq	rh	D (m)	H (m)	Cote piézo- métrique (m)	rv	Vps (m/s)	Vmoy (m/s)
1	///	///	///	3.27	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584
2	50	0.0025	3.145	3.145	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584
3	50	0.0025	3.02	3.02	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584
4	50	0.0025	2.895	2.895	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584
5	50	0.0025	2.77	2.77	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584
6	50	0.0025	2.645	2.645	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584
7	50	0.0025	2.52	2.52	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584
8	50	0.0025	2.395	2.395	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584
9	35	0.0025	2.3075	2.3075	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584
10	10	0.0025	2.2825	2.2825	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584
11	10	0.0025	2.2575	2.2575	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584
12	50	0.0025	2.1325	2.1325	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584
13	50	0.0025	2.0075	2.0075	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584
14	50	0.0025	1.8825	1.8825	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584
15	50	0.0025	1.7575	1.7575	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584

Conditions d'écoulements dans le tronçon R1-R25 (Suite).

16	50	0.0025	1.6325	1.6325	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584
17	50	0.0025	1.5075	1.5075	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584
18	50	0.0025	1.3825	1.3825	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584
19	50	0.0025	1.2575	1.2575	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584
20	50	0.0025	1.1325	1.1325	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584
21	50	0.0025	1.0075	1.0075	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584
22	50	0.0025	0.8825	0.8825	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584
23	50	0.0025	0.7575	0.7575	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584
24	40	0.0025	0.6575	0.6575	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584
25	50	0.0025	0.5325	///	12.804	17.046	0.751	0.658	0.2	0.132	3.402	1.076	0.543	0.584

Conditions d'écoulements dans le tronçon R26-R80.

Regard	Longueur (m)	I=J (m/ml)	Cotes radiers amont (m)	Cotes radiers aval (m)	QP (l/s)	Qps (l/s)	rq	rh	D (m)	H (m)	Cotes piézométrique (m)	rv	Vps (m/s)	V moy (m/s)
26	///	///	///	3.21	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	3.495	///	///	///
27	50	0.0025	3.085	3.085	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	3.370	1.039	1	1.039
28	35	0.0025	2.9975	2.9975	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	3.282	1.039	1	1.039
29	35	0.0025	2.91	2.91	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	3.195	1.039	1	1.039
30	35	0.0025	2.8225	2.8225	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	3.107	1.039	1	1.039
31	30	0.0025	2.7475	2.7475	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	3.032	1.039	1	1.039
32	35	0.0025	2.66	2.66	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	2.945	1.039	1	1.039
33	30	0.0025	2.585	2.585	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	2.870	1.039	1	1.039
34	30	0.0025	2.51	2.51	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	2.795	1.039	1	1.039
35	35	0.0025	2.4225	2.4225	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	2.707	1.039	1	1.039
36	50	0.0025	2.2975	2.2975	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	2.582	1.039	1	1.039
37	50	0.0025	2.1725	2.1725	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	2.457	1.039	1	1.039
38	14	0.0025	2.1375	2.1375	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	2.422	1.039	1	1.039
39	50	0.0025	2.0125	2.0125	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	2.297	1.039	1	1.039
40	50	0.0025	1.8875	1.8875	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	2.172	1.039	1	1.039
41	30	0.0025	1.8125	1.8125	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	2.097	1.039	1	1.039
42	50	0.0025	1.6875	1.6875	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	1.972	1.039	1	1.039
43	35	0.0025	1.6	///	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	1.885	1.039	1	1.039
44	Refoul				119.976	196.25	0.611	0.569	Refoul	///	///	///	///	///
45	Refoul				119.976	196.25	0.611	0.569	Refoul	///	///	///	///	///
46	///	///	///	4.64	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	4.925	1.039	1	1.039
47	50	0.0025	4.515	4.515	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	4.800	1.039	1	1.039
48	50	0.0025	4.39	4.39	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	4.675	1.039	1	1.039

Conditions d'écoulements dans le tronçon R26-R80 (Suite).

49	50	0.0025	4.265	4.265	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	4.550	1.039	1	1.039
50	50	0.0025	4.14	4.14	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	4.425	1.039	1	1.039
51	50	0.0025	4.015	4.015	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	4.300	1.039	1	1.039
52	35	0.0025	3.9275	3.9275	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	4.212	1.039	1	1.039
53	50	0.0025	3.8025	3.8025	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	4.087	1.039	1	1.039
54	50	0.0025	3.6775	3.6775	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	3.962	1.039	1	1.039
55	50	0.0025	3.5525	3.5525	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	3.837	1.039	1	1.039
56	50	0.0025	3.4275	3.4275	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	3.712	1.039	1	1.039
57	50	0.0025	3.3025	3.3025	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	3.587	1.039	1	1.039
58	50	0.0025	3.1775	3.1775	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	3.462	1.039	1	1.039
59	50	0.0025	3.0525	3.0525	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	3.337	1.039	1	1.039
60	50	0.0025	2.9275	2.9275	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	3.212	1.039	1	1.039
61	50	0.0025	2.8025	2.8025	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	3.087	1.039	1	1.039
62	50	0.0025	2.6775	2.6775	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	2.962	1.039	1	1.039
63	50	0.0025	2.5525	2.5525	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	2.837	1.039	1	1.039
64	50	0.0025	2.4275	2.4275	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	2.712	1.039	1	1.039
65	50	0.0025	2.3025	2.3025	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	2.587	1.039	1	1.039
66	50	0.0025	2.1775	2.1775	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	2.462	1.039	1	1.039
67	50	0.0025	2.0525	2.0525	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	2.337	1.039	1	1.039
68	50	0.0025	1.9275	1.9275	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	2.212	1.039	1	1.039
69	50	0.0025	1.8025	1.8025	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	2.087	1.039	1	1.039
70	50	0.0025	1.6775	1.6775	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	1.962	1.039	1	1.039
71	50	0.0025	1.5525	1.5525	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	1.837	1.039	1	1.039
72	50	0.0025	1.4275	1.4275	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	1.712	1.039	1	1.039
73	50	0.0025	1.3025	1.3025	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	1.587	1.039	1	1.039
74	50	0.0025	1.1775	1.1775	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	1.462	1.039	1	1.039
75	50	0.0025	1.0525	1.0525	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	1.337	1.039	1	1.039

Conditions d'écoulements dans le tronçon R26-R80 (Suite).

76	50	0.0025	0.9275	0.9275	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	1.212	1.039	1	1.039
77	50	0.0025	0.8025	0.8025	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	1.087	1.039	1	1.039
78	15	0.0025	0.765	0.765	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	1.050	1.039	1	1.039
79	50	0.0025	0.64	0.64	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	0.925	1.039	1	1.039
80	50	0.0025	0.515	///	119.976	196.25	0.611	0.569	0.5	0.285	0.800	1.039	1	1.039

Conditions d'écoulements dans le tronçon Ab1-Ab8.

Regard	Longueur	I=J	Cotes radiers amont (m)	Cotes radiers aval (m)	QP (l/s)	Qps (l/s)	rq	rh	D (m)	H (m)	Cotes piézométrique (m)	rv	Vps (m/s)	V moy (m/s)
Ab1	///	///	///	3.59	80.107	108.238	0.740	0.651	0.4	0.260	3.8504	1.074	0.862	0.926
Ab2	30	0.0025	3.515	3.515	80.107	108.238	0.740	0.651	0.4	0.260	3.7754	1.074	0.862	0.926
Ab3	30	0.0025	3.44	3.44	80.107	108.238	0.740	0.651	0.4	0.260	3.7004	1.074	0.862	0.926
Ab4	20	0.0025	3.39	3.39	80.107	108.238	0.740	0.651	0.4	0.260	3.6504	1.074	0.862	0.926
Ab5	50	0.0025	3.265	3.265	80.107	108.238	0.740	0.651	0.4	0.260	3.5254	1.074	0.862	0.926
Ab6	50	0.0025	3.14	3.14	80.107	108.238	0.740	0.651	0.4	0.260	3.4004	1.074	0.862	0.926
Ab7	8	0.0025	3.12	3.12	80.107	108.238	0.740	0.651	0.4	0.260	3.3804	1.074	0.862	0.926
Ab8	35	0.0025	3.0325		80.107	108.238	0.740	0.651	0.4	0.260	3.2929	1.074	0.862	0.926

Résumé

La zone de Sid-Ali Lebher connaît des problèmes graves dans le domaine d'évacuation d'eaux usées. Son terrain est relativement plat et son réseau se caractérise par plusieurs points de rejet vers la mer sans passer par la station d'épuration, ce qui aggrave la pollution. L'objectif de notre travail réside dans le dimensionnement, pour un horizon ultérieur, d'un schéma directeur d'assainissement des eaux usées, intercepteur des collecteurs, tout en proposant d'autres ouvrages annexes, en l'occurrence des stations de refoulement permettant ainsi de refouler les effluents.

Abstract

The area of Sidi-Ali Lebher suffers from heavy problems concerning wastewater disposal. Mainly because of the land, relatively flat, its network is characterized by several outfalls joining the sea without coming out of treatment plant, what accentuates pollution. Our work aim lies in sizing, for further horizon of a sewerage master plan wastewater interceptor collectors, while providing other related works in this case the delivery stations allowing stemming effluents.

الملخص

تعرف منطقة سيدي علي البحر (ولاية بجاية) مشكلة رئيسية في مسألة التحكم و التخلص من المياه القذرة و الملوثة.

تعود أصول هذه المشكلة إلي كونها منطقة ذات تضاريس سطحية نسبية، الأمر الذي يجعل المياه المفروزة تصب مباشرة في البحر من غير أن تمر بمحطة التصفية أو المعالجة، الوضع الذي يزيد من حدة التلوث مع ما يترتب عنه معانات قل ما تحصي.

هدفنا حين تناولنا هذه المسألة في إطار دراستنا الجامعية هو التمكن من وضع مرسوم لنقل هذه المياه إلي محطة المعالجة حتى يتم تصفيتها قبل إعادة إرسالها إلي الوسط الطبيعي.