

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Abdellah -
DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME :

**RECOLLEMENT DURESEAU D'ASSAINISSEMENT
DE LA ZONE NORD DE LA VILLE DE CORSO
WILAYA DE BOUMERDES**

Présenté par :

M^r BOUDJELLOUL MERAH MUSTAPHA

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^{me} M.MEDDI	M.C.B	Président
M^{me} S.HOULI	M A.A	Examinatrice
M^r A.RASSOUL	M C.B	Examineur
M^{me}M.KAHERRAS	M A.A	Examinatrice
M^r I.ZAIBEK	M A.B	Examineur
M^{me} D.DJOUDAR	M A.A	Promoteur

Juin 2013

Remerciement

Je remercie dieu de m'avoir donné la force et la patience à fin d'achevé ce modeste travail ainsi que :

- Ma Promotrice Mme DJOUDAR pour avoir contribué à l'élaboration de mon mémoire de fin d'étude.
- l'ensemble des jurys qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.
- tous le corps des enseignants de l'ENSH qui ont contribué de loin ou de près à ma formation au sein de l'établissement.

Je remercie tous les membres de ma famille et mes amis qui mon portés leur soutien et leurs précieux conseils.

Dédicace

A chaque fois qu'une étape importante de notre vie est franchie, on fait une pause et on se rappelle de toutes les personnes qui ont partagés nos peines, doublés nos joies, aidés à prendre de l'avant et à franchir tous les obstacles rencontrés tout le long de notre parcours. Ces personnes qui nous ont soutenues sans réserve, aimés sans compter. Ces personnes à qui notre bonheur devient le leur.

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

- A mes parents Pour leurs sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard ;
- A mes frères et sœurs ;
- A toute ma famille ;
- A tous mes enseignants et mes amis sans exception.

ملخص:

بلدية قورصو (ولاية بومرداس) هي مدينة ساحلية واقعة غرب العاصمة، معروفة بالوجه السياحي و الزراعي , ساحلها يستعمل كمنتفس لمياه الصرف الصحي و هذا ما يساهم في تلويث محيطها البحري. هدف هذه الدراسة يتمثل في القضاء على ست نقاط صرف هامة على مستوى الشواطئ والوديان وتوجيهها إلى محطة المعالجة بولاية بومرداس. لكي تتم هذه العملية، نضطر لتأمين الجمع وتحويل هذه المياه بنظام مكون من مجموع محطات الض و قنوات الدفع و قنوات جاذبية.

Résumé :

La commune de Corso (Wilaya de boumerdes) est une ville côtière située à l'Est de la capitale, connue par son aspect touristique et agricole. Sa baie est utilisée comme exutoire pour les eaux usées ce qui détériore en permanence son environnement.

Le but de notre présente étude est d'éliminer les six points de rejets importants observés au niveau des plages et des oueds, et de les acheminer vers une station d'épuration de la ville de BOUMERDES

Pour le faire, nous sommes dans l'obligation d'assurer la collecte et le transfert des eaux usées par un système composé d'un ensemble de station de pompage et de conduite de refoulement ainsi que des conduites gravitaires.

Abstract:

Corso (BOUMERDES) is a town located in the East of the Algerian capital and it is known by its agricultural and touristic situation. Its coast is used to get rid of dirty water which helped in polluting the sea. The aim of this study is to abolish six important points of dirty water in rivers and seas to direct it to the leasing station of BOUMERDES. To achieve this operation, we were obliged to ensure the collection and direct this water with a system of cleaning stations, channels of push and gravity.

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la commune de Corso

Introduction :.....	2
I-1- Présentation générale :.....	2
I-1-1- Situation administrative et géographique :.....	2
I-1-2– Situation climatologique :.....	4
I-1-3 – Infrastructures hydrauliques	5
II. Description des agglomérations concernées par l'étude :	6
1- Une partie de l'agglomération Boudiaf : (GAMOUNI).....	6
2- Le VIAVI :.....	6
3- Les usines d'ERAD et SARL MAG SAHEL :	7
4- Centre des handicapés :	7
5- Lotissement Cosider + Ecole primaire :	7
6- les lotissements 152 Logements Zidane et cité la gare :.....	8
7- Cité Ben Boulaid (Cherfisse) :	8
8- Lotissement 276 logts Issref :.....	9
9- La localité Gourgue :.....	10
10- Les 210 Chalets :.....	10
11- La localité El Merdja :.....	11
12- Les projets de 80 + 20 logts :	11
Conclusion :.....	12

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Introduction :.....	13
II.1 Choix de la période de retour :.....	13
II.2 Analyse des données pluviométriques et calcul des paramètres de la série :.....	14
II.2.1 Vérification de l'homogénéité de la série :.....	16
II.2.3 Caractéristiques empiriques :.....	18
II.2.4 L'écart type « $\sigma_{Pmax, j}$ » ;.....	18
II.2.5 L'exposant climatique :.....	18
II.3 Choix de la loi d'ajustement :	18
II.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :.....	19
II.3.1.1 Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GUMBEL :.....	20
II.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Log normale) :.....	21
II.4 Pluie de courte durée :	24
Conclusion :.....	27

Chapitre III : Calcule de base.

Introduction :.....	28
---------------------	----

I. Estimation de la population :	28
II. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires :	29
III.1. Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :	29
III.2.Choix du système d'évacuation :	30
III.3. Schémas d'évacuation :.....	32
III.3.1 Schéma perpendiculaire :.....	33
III.3.2 Schéma par déplacement latéral :.....	33
III.3.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique :	33
III.3.4 Schéma à collecteur étagé :.....	34
III.3.5 Schéma type radial :	34
III.4. Choix du schéma du réseau d'évacuation :.....	34
III.5. Détermination du coefficient de ruissellement :.....	35
III.5.1 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :.....	35
III.5.2 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :.....	36
III.5.3 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population :.....	36
III.5.4 Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence :.....	37
III.5.5 Coefficient de ruissellement en fonction des différentes couvertures du sol :.....	37
III.5.6 Coefficient de ruissellement pondéré :.....	38
Conclusion :	39

Chapitre IV : Evaluations des débits à évacuer.

Introduction :.....	40
IV.1. Evaluation des débits d'eaux usées :	40
IV.1.1. Nature des eaux usées à évacuer :.....	40
IV.1.2.1 : Evaluation du débit moyen journalier :	41
IV.1.2.2 : Evaluation des débits de pointe :	44
IV.2.Evaluation des débits d'eaux pluviales :	44
IV.2.1. La méthode rationnelle :.....	44
IV.2.2. Hypothèses de la méthode :	45
IV.2.3. Validité de la méthode rationnelle :	45
IV.2.4. Temps de concentration :	45
IV.2.5. La méthode superficielle (méthode de Caquot) :.....	46
IV.2.6. Validité de la méthode superficielle :	47
IV.2.7. Assemblage des bassins versants en série ou en parallèle :.....	47
IV.3. Choix de la méthode :	48
Conclusion.....	49

Chapitre V : étude des variantes

V.1. INTRODUCTION:.....	50
V.2. PRESENTATION DETAILLE DES RESEAUX ET DE REJETS:	50
V-3 - PRESENTATION DES VARIANTES:.....	51
V.3.1. Première variante :	51
a. Avantages de la variante :	51
b. Inconvénients de la variante :	52
V.3.1.1 DESCRIPTION DE MODE DE RACCORDEMENT :	52
V.3.1.2 Imposition de la station de relevage :.....	52
V.3.2 Deuxième variante :	53

a- Avantages de la variante :	53
b- Inconvénients de la variante :	53
V.3.2.1 DESCRIPTION DE MODE DE RACCORDEMENT :	54
V.3.2.2 Imposition de la station de relevage :	54
V.3.3 Troisième variante :	54
a- Avantages de la variante :	55
b- Inconvénients de la variante :	55
V.3.3.1 DESCRIPTION DE MODE DE RACCORDEMENT :	55
CONCLUSION:.....	57

Chapitre VI : calcul hydraulique

Introduction	58
VI.1. Conditions d'écoulement et dimensions	58
VI.2. Mode de calcul.....	58
VI.3. Répartition des débits sur les deux collecteurs	61
VI.4. Dimensionnement Des Collecteurs Projeté	63
VI.4.1. Dimensionnement du collecteur N° 01	63
VI.4.2. Dimensionnement du collecteur N° 02	66
VI.4.3. Dimensionnement du collecteur N° 03	66
Conclusion	67

Chapitre VII : dimensionnement de la conduite de refoulement

Introduction.....	68
VII.1.Dimensionnement de la conduite de refoulement :	68
VII.1.1. Frais d'amortissement :	68
VII.1.2. Frais d'exploitation.....	69
VII.1.2.1. Hauteur manométrique totale	69
VII.1.2.2. Le gradient de perte de charge	69
VII.1.2.3. Puissance de pompage	70
VII.1.2.4. Energie consommé par le pompage.....	70
VII.1.2.5. Dépenses annuelles de l'énergie	70
VII.2. DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE RELEVAGE :	72
VII.2.1. Dimensionnement du puisard :	72
VII.2.1.1. Calcul de la hauteur manométrique total des pompes : (HMT)	73
VII.2.1.2. Calcul de la puissance de la pompe :	73
VII.2.1.3. Calcul de la puissance du moteur :	74
VII.2.1.3. Calcul de la puissance du transformateur :	74
VII.2.1.4. Canalisations éclectiques :	75
Conclusion.....	75

Chapitre VIII : Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes.

Introduction :	76
VIII .1 Ouvrages principaux :	76

VIII.1.1 Canalisations :	77
VIII.2 Matériau des canalisations :	77
VIII.3 Choix du type de canalisation :	79
VIII.3.1 Les joints des conduites en béton :	79
VIII.3.2 Différentes actions supportées par la conduite :	82
VIII.3.3 Protection des conduites :	82
Conclusion.....	

Conclusion générale

Liste des Tableaux

Chapitre I : Présentation de la commune de Corso

Tableau I.1 : Distribution des précipitations mensuelles :.....	4
---	---

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Introduction :.....	13
Tableau II.1 : Identification de la station pluviométrique.....	14
Tableau II.2 : série pluviométrique (station de la Ouled Bouhaddada).	15
Tableau N°II.3 : Les étapes d'homogénéisation de la série	16
Tableau II.4 : Ajustement à la loi de Gumbel.	20
Tableau II.5 : Ajustement à la loi de Galton.	22
Tableau II.6 : Ajustement à la droite de Galton.	25

Chapitre III : Calcul de base.

Tableau III.1 : POPULATION FUTURE (LOCALITES)	28
Tableau III.2 : POPULATION FUTURE (LOTISSEMENTS).....	29
Tableau III.3: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.	35
Tableau III.4: Valeur du coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol.	36
Tableau III.5: Coefficient de ruissellement en fonction de la surface drainée.	36
Tableau III.6: Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.	37
Tableau III.7: Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.....	37
Tableau III.8: Valeurs du coefficient de ruissellement pour différentes couvertures du sol :.	37
Tableau III.9 : Coefficient de ruissellement de chaque localité de CORSO.....	38

Chapitre IV : Evaluations des débits à évacuer.

Tableau IV.1 : DEBIT DES EAUX USEES A L'HORIZON 2035	42
Tableau IV.2 : DEBITS DE POINTE EN A L'HORIZON 2035	43
Tableau IV.3 : Détermination des paramètres équivalents dans le cas de l'assemblage des bassins versants en série ou en parallèle :.....	48
Tableau IV.4 : Evaluation des débits pluviaux et les débits totaux pour chaque localité	49

Chapitre V : Etude des variantes

Tableau V.1 première variante :.....	56
Tableau V.2 deuxième variante.....	56
Tableau V.3 troisième variante	56

Chapitre VI : Calcul hydraulique.

Tableau V.1 : Le Coefficient de Manning-Strickler (ks) en fonction de la nature des parois :.	59
Tableau V.2 : Répartition des débits	61
Dimensionnement du collecteur N° 01 :.....	63
Dimensionnement du collecteur N° 02 :.....	66
Dimensionnement du collecteur N° 03 :.....	66

Chapitre VII : Dimensionnement de la station de relevage

Tableau VII.1 : Frais d'amortissement Refoulement.....	69
Tableau VII.2 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.	71
Tableau VII. 3 : Frais d'exploitation en fonction du diamètre.....	71
Tableau VII. 4 : Bilan des frais d'exploitations et d'amortissements	72

Chapitre VIII: Eléments constitutif du réseau et ouvrages annexes.

Tableau VIII.1 : Diamètres des conduites circulaires équivalents aux hauteurs des conduites ovoïdes.	77
Tableau VIII.2: Caractéristiques du tuyau en béton armé.	82
Tableau VIII.3:Dimensionnement des déversoirs d'orages projetés.	94

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la commune de Corso

Figure N° I.1 : CORSO VUE GENERALE	2
Figure N° I.3: Vue générale du lotissement COSIDER.....	8
Figure N° I.4 : Vue Générale du lotissement	9
Figure N° I.5: Ouvrage de rejet (Exutoire) Arrivée avec Ø 500 Béton comprimé	10
Figure N°I.6 : Site des chalets.....	11
Figure N° I.7 : Localité EL MARDJA.....	12

Chapitre II : Etude Hydrologique.

Figure II.1 : Ajustement à la loi de Gumbel.	22
Figure II.2 : Ajustement à la droite de Galton	23
Figure II.3 : Courbes Intensité_Durée_Fréquence.....	27

Chapitre III : Calcule de base.

Figure III.1 : Système unitaire.....	31
Figure III.2 : Système séparatif.	31
Figure III.3 : Système pseudo séparatif.	32
Figure III.4 : Schéma perpendiculaire.....	32
Figure III.5 : Schéma par déplacement latéral.	33
Figure III.6 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique	33
Figure III.7 : Schéma à Collecteur Etagé.....	34
Figure III.8 : schéma type radial.	34

Chapitre IV : Evaluations des débits à évacuer.

Figure IV.1 : Découpage d'un bassin en secteur.	42
--	----

Chapitre VII: Dimensionnement de la station de relevage

Figure VII. 1 : Courbe d'optimisation en fonction du bilan :	72
--	----

Chapitre VIII: Les éléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes.

FigurVIII.1 : Différents type de joints.	81
Figure VIII.2 : Regard de visite :.....	86
Figure VIII.3 : Regard de Visite.	88
Figure VIII.4 - Déversoir classique à seuil latéral.....	91
Figure VIII.6: Déversoir avec ouverture de radier.....	92
Figure VIII.7: Principe du déversement siphonoïde :	92

Liste des planches

Planche N°01 : Plan de Masse de la Commune Corso (W.BOUMERDES);

Planche N°02 : Profil de collecteur principale de réseau d'assainissement de la ville de Corso (W.BOUMERDES) ;

Planche N°03 : Tracé en plan du collecteur de transfert + Station de relevage projetés de la ville de Corso (W.BOUMERDES);

Planche N°04 : Plan de coffrage et ferrailage des déversoirs d'orage

Planche N°05 : Schéma synoptique du réseau d'assainissement la ville de Cors(W.BOUMERDES)

.

Introduction générale

Le présent mémoire porte sur l'étude qui consiste à regrouper tous les rejets à ciel ouvert du Nord de Corso, dans un collecteur principal, et les évacués vers la station d'épuration de Boumerdes soit gravitèremment ou bien par refoulement, selon les conditions topographiques du terrain et du tracé proposé dans notre étude.

La réalisation de ce collecteur va permettre le traitement du problème des eaux usées qui se jettent à ciel ouvert sans traitement, ce qui favorise les maladies à transmission hydrique, on n'oublie pas aussi que la zone d'étude se trouve en quelque centaines de mètres de la mer, ce qui fait que ces eaux non seulement fait la pollution du milieu naturel, mais elle fait des dégradations importantes de la plage de Corso.

Pour ce faire un plan d'étude a été suivi et qui est comme suit :

-Chapitre 1 : présentation de la zone d'étude.

Consiste à présenter la zone d'étude, ça permet de maîtriser le terrain pour être sûr de nous résultat

-Chapitre 2 : étude hydrologique.

Ce chapitre a pour but d'estimer l'intensité moyenne maximale pour n'est pas avoir des problèmes de sous dimensionnement.

-Chapitre 3 : Calcul de base.

Cette partie d'étude donnant l'estimation du coefficient de ruissèlement et les surface des Bassin versant pour entamer le chapitre suivant.

-Chapitre 5 : étude des variantes.

On propose dans ce chapitre de nombreuses variantes et on a choisi la meilleure du point de vue technico-économique après étude des avantages et des inconvénients de chaque variante.

-Chapitre 6 : Calcul hydraulique.

Ce chapitre consiste à dimensionner le collecteur projeté à partir des résultats retenus dans le chapitre précédent

-Chapitre 7 : Dimensionnement de la conduite de refoulement.

Dans cette partie d'étude on dimensionnera la conduite de refoulement après une étude technico-économique

-Chapitre 8 : Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes.

Ce dernier chapitre consiste à dimensionner les ouvrages annexes

Présentation de la Zone d'étude

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude.**Introduction :**

La présentation de la zone d'étude est une phase prépondérante qui consiste à la description du site des points de vue géologiques, hydrologiques, démographiques, climatiques et hydrauliques.

La collecte complète des données fiables est donc nécessaire pour mener à bien le projet.

I-1- PRESENTATION GENERALE :**I-1-1- SITUATION ADMINISTRATIVE ET GEOGRAPHIQUE :**

la commune de Corso est l'une des trois commune de la Daira de Boumerdes, elle est située à l'environ de 40 Km à l'Est de la capitale Alger et à environ 02 kilomètres en allant vers l'Ouest de Boumerdes, avec une superficie totale qui avoisine 23 Km², et une population de 20516 Hab selon les recensements de l'année 2008, et comme toutes les commune de la Wilaya de Boumerdes, elle est constituée d'une agglomération du chef-lieu, des agglomérations secondaires et des zones éparses.

Les limites Géographique de la commune sont:

- Au Nord par la mer Méditerranée
- Au Sud par la commune de Boudouaou
- A l'Est par les communes de Tidjelabine et Boumerdes
- A l'Ouest par les communes de Boudouaou et Boudouaou El Bahri

Selon les recensements des années 1987, 1998 et de 2008, la ville est subdivisée en trois partie :

-Le Chef-Lieu, avec une concentration plus élevée bien évidemment (43.13% pendant l'année 1998, et 57 % dans le recensement de 2008.

-L'agglomération de Ben Rahmoune 30,87 % de la totalité en l'an 1998, et 35% en l'an 2008.

- les zones éparses de la commune avec un pourcentage inférieurs 21% par rapport au chef-lieu et Ben rahmoune.

Il faut souligner que la survenue du séisme du 21 Mai 2003 à perturber totalement, les agglomérations des Wilaya de Boumerdes et d'Alger, beaucoup de familles ont étaient relogées au niveau des communes limitrophes, dans des chalets et des logements, certaines famille ont bénéficié d'un logement au niveau de la commune de Corso.

De ce fait il n'est pas évident de se baser sur le taux d'accroissement de la population de la ville entre 1998 et 2008.

On peut dire aussi, que la position géographique de la ville de Corso est stratégique dont de nombreux avantages, que ce soit en économie, ou bien en tourisme et dans plusieurs autres domaines de développement, surtout qu'elle est limitée par la mer au Nord et dispose des liens avec les communes voisines, on peut citer :

- La route Nationale N° 24 Alger Boumerdes
- La voie ferroviaire qui traverse la commune
- Le CW 170 reliant la RN 24 à la RN 05.
- Le chemin communal qui relie l'A.C.L (agglomération chef-lieu) avec A.S (agglomération secondaire) Ben Rahmoune.

I-1-2– SITUATION CLIMATOLOGIQUE :

La commune de Corso l'objet de cette étude jouit d'un climat méditerranéen avec quelques nuances continentales. Le caractère principal de ce climat est l'alternance d'une saison chaude et sèche s'étalant du mois d'avril au mois de septembre, suivie d'une saison froide et humide d'octobre à mars (année 2008).

a- Pluviométrie :

Le régime pluviométrique est représenté par une double irrégularité annuelle et inter-annuelle. Les précipitations les plus importantes s'étalent sur trois mois (décembre-janvier- février).

Les précipitations au niveau de Corso se totalisent à 601 mm par an et se reparti sur 85 jours .

Tableau I.1 : Distribution des précipitations mensuelles

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Janv	Févr	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Total
Qté/mois	30	70	100	110	90	60	58	35	30	15	2	1	601
Nbr jrs pluv	5	8	11	12	12	10	9	7	6	3	1	1	85

Source : ANRH(Blida).

b- Température :

Le climat du Nord de Corso est assez frais, bien qu'il présente des températures assez élevées pendant la saison estivale. La moyenne des températures du mois d'Août, le plus chaud est de 30C°, tandis que le mois de janvier est le plus froid 10C°.

c- Vents :

Le régime des vents se caractérise par la direction et la vitesse.

Les plus dominants pour la région de Corso sont :

- Vents d'Hivers : ce sont les vents Ouest, Nord-Ouest, qui sont porteurs de pluies.
- Vents d'Eté : ce sont les vents qui proviennent de l'Est.
- Le Siroco : est un vent très chaud qui vient du sud et souffle environ 3 à 7 jours par an, cette durée est courte, mais ses conséquences sont parfois catastrophique sur les cultures.

d- Relief

Le relief de la commune de Corso est peu accidenté, il est formé de trois grands ensembles géographiques (plateaux, plaine et montagne) constitués par :

- Au Nord : concentration en majorité de plateaux et de plaines, soit 85 % de la superficie totale est caractérisée par de faibles altitudes allant de 0 à 5 %
De 4 % de collines et de piémonts présentant des pentes de 5 à 10 %.
- Au Sud : par 3 % de montagnes présentant des pentes variant de 15 % à 20 %.

I-1-3 – INFRASTRUCTURES HYDRAULIQUES**a- Alimentation en eau potable AEP :**

Etant donné que le Système de transfert TAKSEBT Boudouaou a été mis en service en 2008, les services hydrauliques de Boumerdes ont entamé un renforcement des volumes d'eau potable allouée pour chaque commune de la Wilaya. Sachant que Corso à partager le point de piquage N° 09 avec une partie de la commune de Boumerdes, et le volume allouée au niveau de ce point de piquage est de l'ordre de 13700m³/j pour une population actuelle estimée à 40 000 hab.

De ce fait selon les estimations de la DHW de Boumerdès, la ville de Corso peut doter normalement une consommation moyenne de 180 l/j/hab, qui sera pris comme base de calculs que nous effectuerons dans notre étude.

Pour la sauvegarde de cette ressource précieuse sans cesse menacée, nous avons adopté les étapes suivantes :

- Une bonne planification, gestion et organisation de la mobilisation des ressources, que ce soit superficielles ou bien souterraines.
- Une bonne conservation de la ressource et son utilisation rationnelle dans tous les secteurs. (lutter contre le gaspillage, supprimer les branchements illicites, et l'entretien régulier du réseau ... etc.).

b- Assainissement :

La commune de Corso possède un réseau d'assainissement très dense et partiellement récent, il est majoritairement fait en béton, il est composé de quelques centaines de regards, aussi le système d'assainissement de la commune possède trois déversoirs d'orage.

I.2 DESCRIPTION DES AGGLOMERATIONS CONCERNEES PAR L'ETUDE :**1- Une partie de l'agglomération Boudiaf : (GAMOUNI)**

Vu la situation topographique on peut assainir dans le collecteur de transfert qui sera projeté une partie de l'agglomération. Cette partie Est à un réseau mixte entre le Ø 300 et Ø 400, et le collecteur principal est de diamètre Ø 500. Le rejet de cette partie se trouve au niveau de la traversée de la voie ferrée avec un ouvrage de rejet mais il n'est pas fonctionnel, les eaux sont actuellement débordées du regard bien avant l'exutoire.

2- Le VIAVI :

C'est un complexe agricole qui fait la production des œufs, et selon leurs responsables, il dispose de trois forages, mais de faibles débits qui ne combleront pas la demande en eau, vu que le complexe dispose d'un système de refroidissement, et qui demande donc des volumes d'eau importants. Selon les estimations des besoins de cette unité, ils sont de l'ordre de 120 m³/j, d'où les rejets avoisinent les 100 m³/j.

L'unité est actuellement branchée par un collecteur en Ø 400, qui se branche dans le système d'assainissement de la localité Boudiaf.

3- Les usines de ERIAD et SARL MAG SAHEL :

L'usine de ERIAD qui est actuellement à l'arrêt, est une usine de production de Farine et de plusieurs patte et pour cela il utilise des levures et des produits chimiques très toxiques, il dispose d'un système de prétraitement de ses rejets, mais malheureusement ce système est à l'abandon et totalement détruit vu que l'usine est fermée depuis plusieurs années.

Dans notre étude on prend seulement les eaux usées de cette usine, et les eaux pluviales vont être déversées dans l'oued. Notons que cette partie dispose un ouvrage de rejet juste à côté de celui de l'agglomération Boudiaf, en diamètre 300, mais il nécessite des travaux d'aménagement.

Et pour l'usine SARL MAG SAHEL, on va prendre aussi que les eaux usées, et pas les eaux pluviales et industrielles vu que l'usine doit disposer d'un système de prétraitement et il n'y a aucun problème pour l'évacuation des eaux pluviales, vu sa position par rapport à l'oued.

4- Centre des handicapés :

Le centre des handicapés dispose d'une superficie avoisinant les 2.5 ha, il assure l'hébergement 250 handicapés avec environ trentaines des personnelles qui assure la surveillance et la restauration.

Le centre a un système d'évacuation unitaire, en diamètre Ø 400, qu'il n'est pas branché dans le réseau de Cosider et se jete directement dans l'Oued à ciel ouvert.

5- Lotissement Cosider + Ecole primaire :

Le lotissement Cosider a été réalisé dans le cadre du programme de reconstruction de (300+200 logts) après le séisme, il dispose de deux collecteurs principaux, le premiers vers le Nord en Ø 400 qui assure l'évacuation des eaux usées et pluviales de la partie Ouest du lotissement y compris le branchement de l'école primaire avec 06 classes. Concernant la partie Est du lotissement, elle est assainie par un autre collecteur principal de Ø 500 qui s'allonge du Sud vers le Nord avec une longueur totale qui est de l'ordre de 393 ml jusqu'à l'ouvrage de rejet protégé en gabion.

Ce collecteur principal prend en charge les branchements des collecteurs Ø 400 qui viennent de la gare, et le Ø 300 de la partie Ouest de la localité de Ben Boulaid.

6-les lotissements 152 Logements Zidane et cité la gare :

Ces deux agglomération vont être assainies par le collecteur qui vient de la cité la gare au Sud, et on allant vers le point de raccordement au niveau de collecteur de transfert au Nord, il démarre en Ø 500 béton comprimé, puis il arrive vers le Nord sur un distance d'environ 130 ml en Ø 400 PVC, il est à noter que le lotissement Zidane à un système séparatif.

7-Cité Ben Boulaid (Cherfisse) :

Cette localité dispose deux bassins versants, et donc deux rejets, le premiers rejet vers l'Ouest en Ø 300 PVC, fait sont branchement sur le Ø 500 du lotissement Cosider, ce réseau fonctionne bien mais nécessite des travaux de curage.

La deuxième partie de l'agglomération à un rejet à ciel ouvert dans l'Oued, sont ouvrage de rejet est fortement dégradé, et même le dernier tronçon du collecteur nécessite une réhabilitation vu leurs état très dégradé, et le déboitement et cassure de plusieurs buses, et l'absence des tampons de quelque regards.

Le système d'évacuation est unitaire, avec une longueur totale de cette localité égale à 678,80 ml.

8-Lotissement 276 logts Issref :

Ces lotissements disposent d'un système séparatif, celui des eaux pluviales se jete dans l'oued qui se trouve entre les 152 logts de Zidane et Cosider, et celui des eaux usées s'évacuent avec un Ø 400 qui se branchent au niveau du collecteur principal Est de Cosider, ce collecteur principal à une longueur égal à 385,10 ml.

Il est à noter que les réseaux d'évacuation pour les lotissements Zidane, et Issref ne sont pas encore réalisées, sachant que les travaux de gros œuvre sont en cours.

9-La localité Gourgue :

C'est un petit patelin, avec un nombre d'habitants qui ne dépasse pas une centaine, il dispose de trois points de rejets en petit diamètre Ø 110, sans ouvrage, ces trois rejets ont étaient réalisés à titre temporaire, d'où la nécessité de projection d'un réseau d'assainissement dans cette agglomération.

On a terminé avec les points de rejet à ciel ouvert et qui nécessitent fortement et rapidement une projection d'un collecteur de transfert.

Et par la suite, on profite de la solution pour l'exploiter au maximum, et couvrir par ce transfert les 210 Chalets plus la localité d'El Merdja.

10-Les 210 Chalets :

Le cité des chalets a été implanté après le séisme du 21 Mai 2003, dans ce cadre d'urgence de relogement provisoire des familles sinistrées, mais après l'évacuation de ces habitants vers des logements définitifs, les Chalets ont étaient occupés à nouveau par d'autres habitants, et pour cela ce site sera pris en considération dans notre étude, sachant que le collecteur principal de cette localité est de Ø 400 PVC, il se branche avec le Ø 400 de COSIDER à l'aval de l'oued (AZZOUZ).

11- La localité El Merdja :

La localité El Merdja, est partagée du point de vue assainissement en deux parties :

-la 1ère partie au Sud a un collecteur principal en Ø 300 béton comprimé qui longe la voie ferrée sur une distance de collecteur principal égale à 1844 ml et se branche au grand collecteur de la ville Ø 1250 a côté de l'Oued, ne faisant pas l'objet de notre étude.

- par contre la partie Nord avec des ramifications et deux collecteurs principaux en Ø 300, le premier se branche dans le Ø 400 qui passe au Nord de l'agglomération, et le deuxième se branche au collecteur dont Ø 500 en béton au niveau des terres agricoles.

Les regards du collecteur principal Ø400 qui passe dans cette partie Nord d'El Mardja sont de faibles profondeurs entre 1,20 et 1,40m. Le rejet de cette localité est assuré par le Ø

500 Béton comprimé qui assure le transport des eaux usées en très faible pente 0.1% sur une distance de 504 ml vers le siphon de l'Oued.

12-Les projets de 80 + 20 logts :

Selon les services d'urbanisme de l'APC de Corso, une projection probable de 80 + 20 logements au Nord de l'école primaire est envisagée, ce projet n'est pas encore concrétisé mais on le prend en charge, pour éviter un sous dimensionnements du collecteur.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous nous sommes intéressés à toutes les données de notre commune, afin de pouvoir procéder aux différents dimensionnements des collecteurs qui élimineront tous les points de rejet, source de pollution de l'environnement, et qui achemineront les eaux vers la station d'épuration projetée pour leur traitement.

La consommation moyenne de 180 l/j/hab, sera prise comme base de calculs que nous effectuerons dans notre étude.

Pour la sauvegarde de cette ressource précieuse sans cesse menacée, nous avons adopté les étapes suivantes :

- Une bonne planification, gestion et organisation de la mobilisation des ressources, que ce soit superficielles ou bien souterraines.

- Une bonne conservation de la ressource et son utilisation rationnelle dans tous les secteurs. (Lutter contre le gaspillage, supprimer les branchements illicites, et l'entretien régulier du réseau ... etc.).

Etude hydrologique

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Introduction :

D'une façon très générale, l'hydrologie peut se définir comme la science qui s'intéresse au cycle de l'eau, c'est-à-dire aux échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol ainsi que l'estimation de ses différents flux.

L'hydrologie urbaine constitue un « sous-cycle » de l'eau lié à l'activité humaine (production et distribution de l'eau potable, collecte et épuration des eaux usées et pluviales).

Au niveau du domaine de la conception des réseaux d'assainissement, l'étude hydrologique est un volet important dont le but principal est de déterminer l'intensité moyenne maximale (averse), des eaux pluviales reçues par un bassin versant donné.

II-1 Choix de la période de retour :

La période de retour représente la période que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester.

En plus, la période de retour du réseau d'évacuation est le résultat d'une étude technico-économique pouvant assurer une estimation de débit de ruissellement nécessaire pour le fonctionnement optimal du réseau.

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

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

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

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

Avec :

\bar{i}_t : Intensité moyenne en [mm/h].

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

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

II-2-Analyse des données pluviométriques et calcul des paramètres de la série :

L'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans un certain nombre de stations sur une surface topographique considérée. Elle est basée sur l'hypothèse que la pluie tombée à une station est représentative de celle tombée tout autour de cette station sur une étendue plus ou moins large selon la densité du réseau que l'on appelle zone d'influence du pluviomètre.

La station de l'Ouled Bouhaddada est prise comme station de référence, son identification est présentée dans le tableau II.1 :

Tableau II.1 : Identification de la station pluviométrique.

Code Station	Nom La Station	X Lam Km	Y Lam Km	Z m	Date début	Date fin	Nb d'années complète
090503	Ouled Bouhaddada	574,55	372,30	400	1985	2008	23

Source : ANRH(Blida).

La station fournie une série comportant les précipitations mensuelles et annuelles qui s'étend sur 23 années qui commence de 1985 jusqu'à 2008.

Tableau II.2 : série pluviométrique (station de la Ouled Bouhaddada).

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill.	Août	Valeur max.
1985	19,3	18,6	34,4	19,6	13,6	22,1	31,5	14,1	0,7	11,0	11,3	2,6	34,4
1986	10,9	31,0	40,0	37,9	29,3	37,6	8,1	1,7	8,9	28,7	0,0	0,0	40,0
1987	0,0	22,8	46,8	26,5	21,0	7,9	27,6	10,2	10,8	28,5	0,0	0,0	46,8
1988	22,8	0,9	60,2	64,2	27,1	9,3	13,8	24,7	5,0	5,3	0,0	4,8	64,2
1989	17,2	33,1	7,7	36,4	24,4	0,0	11,2	26,2	14,3	1,9	0,0	0,0	36,4
1990	0,5	28,0	16,2	19,3	20,0	19,7	10,4	15,0	11,7	7,6	0,0	0,4	28,0
1991	40,6	24,4	25,5	3,1	48,8	16,5	17,4	30,4	28,6	10,1	3,7	0,0	48,8
1992	2,7	42,9	94,8	20,7	14,3	23,2	4,0	13,4	14,7	0,4	2,1	0,0	94,8
1994	0,0	37,2	32,8	53,7	40,5	37,0	32,2	9,3	0,0	9,5	0,0	18,0	53,7
1995	11,8	41,0	8,2	15,2	26,6	49,6	26,6	42,5	11,5	28,2	2,7	1,2	49,6
1996	13,5	21,4	19,0	8,4	8,8	10,0	8,5	47,8	6,5	6,6	1,8	1,2	47,8
1997	31,0	32,0	38,0	46,5	20,2	32,2	23,4	19,4	64,2	0,0	0,0	0,0	64,2
1998	10,2	49,2	27,3	34,0	39,9	46,6	24,3	10,3	1,2	3,6	0,0	4,2	49,2
1999	12,5	20,0	37,8	44,8	8,5	1,8	19,4	8,7	30,0	0,0	0,8	0,0	44,8
2000	9,5	12,0	35,1	32,6	47,2	19,4	0,0	9,5	9,4	0,0	0,0	0,0	47,2
2001	11,5	6,0	30,1	24,6	28,6	1,4	13,2	5,9	11,7	0,0	0,0	10,8	30,1
2002	16,7	44,8	52,8	94,5	85,3	25,4	19,6	87,6	8,0	0,0	0,0	0,8	94,5
2003	28,7	19,4	14,7	18,1	36,2	20,9	52,5	22,4	76,4	0,2	27,3	0,0	76,4
2004	4,5	29,9	20,6	40,2	41,9	36,2	33,6	12,7	1,6	0,0	0,0	0,0	41,9
2005	30,1	50,7	20,7	26,2	32,6	76,7	14,5	2,0	164,0	0,0	0,0	4,8	164,0
2006	15,6	8,3	5,7	131,4	6,3	19,9	44,3	53,9	13,1	4,7	0,0	1,9	131,4
2007	44,6	41,5	38,4	24,2	9,5	9,6	39,5	12,9	38,8	2,9	4,5	0,0	44,6
2008	10,6	9,7	54,8	25,4	30,2	9,9	29,5	19,4	8,76	1,7	0,0	0,0	54,8

Source : ANRH

II.2.1 Vérification de l'homogénéité de la série :

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement.

L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente. Elle consiste en :

- La détection des anomalies dans les série hydrologiques et d'en chercher la cause ;
- La correction de ces anomalies par des méthodes appropriées ;

On a vérifié l'homogénéité de notre série par la méthode de test de la médiane dont le principe est de :

- *Classer l'échantillon par ordre décroissant ;
- *Déterminer la médiane Me ;
- *Remplacer la série des valeurs non classes par un signe (-) ou un signe (+) :

Tableau N°II.3 :Les étapes d'homogénéisation de la série

n	Série non classé	Série classé
1	34,4	164
2	40	131.4
3	46,8	94.8
4	64,2	94.5
5	36,4	76.4
6	28	64.2
7	48,8	64.2
8	94,8	54.8
9	53,7	53.7
10	49,6	49.6
11	47,8	48.8
12	64,2	47.8
13	49,2	47.2
14	44,8	46.8
15	47,2	44.8
16	30,1	44,8
17	94,5	44,6

18	76,4	41,9
19	41,9	40
20	164	36,4
21	131,4	34,4
22	44,6	30,1
23	54,8	28

-statistique de test :

On conclut que la médiane : $Me=47.8$

$$\begin{cases} N_{OBS} > 1/2((N + 1) - U_{1-\alpha/2} \times \sqrt{N - 1}) \\ T_{OBS} < 3,3(\log N + 1) \end{cases}$$

N : la taille de l'échantillon dans notre cas $N=23$.

U : variable réduite de gauss pour une probabilité de $1-\alpha/2$

α : Erreur de premier espace =5%

$U_{1-\alpha/2} = 1,96$ (à l'aide de la table de gauss)

N_{OBS} : Nombre total de séquence (+) (les valeurs supérieures à la médiane) et séquences (-) (les valeurs inférieures à la médiane dans la série non classée).

On obtient que : $\begin{cases} N_{OBS} = 12 \\ T_{OBS} = 11 \end{cases}$

On vérifie les conditions de l'homogénéisation par les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} N_{the} = 1/2((23 + 1) - 1,96 \times \sqrt{23 - 1}) = 7.40 \\ T_{the} = 3,3(\log 23 + 1) = 7.79 \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées $N_{the} < N_{OBS}$

Et : $T_{the} > T_{OBS}$

Donc on peut dire que la série est homogène .

II.2.2 Caractéristiques empiriques :

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

$$\overline{P_{max, j}} = \frac{\sum_{j=1}^n P_{max, j}}{N} = 64.58 \text{ mm} \quad (II.2)$$

- L'écart type « $\sigma_{P_{\max, j}}$ » :

Pour N inférieur à 30 ans, on a :

$$\sigma_{P_{\max, j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n (P_{\max, j} - \bar{P}_{\max})^2}{N-1}} \right] = 23.75 \text{ mm} \quad (\text{II.3})$$

- Le coefficient de variation « CV » :

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max, j}}}{\bar{P}_{\max}} = 0.368 \quad (\text{II.4})$$

- L'exposant climatique :

Selon les études régionales de l'ANRH (Agence Nationale Des Ressources Hydraulique) de Blida; on a $b=0.41$.

II-3-Choix de la loi d'ajustement :

Le calcul des valeurs extrêmes ou quantiles nécessite un ajustement à une loi de probabilité. Après avoir calculé les caractéristiques empiriques, il faut choisir une loi de probabilité susceptible de s'ajuster d'une manière adéquate à la série d'observation.

Cette pratique revient donc à ajuster une loi théorique de répartition des fréquences à un échantillon.

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

Les deux lois généralement utilisées pour les valeurs extrêmes sont :

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

II.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

La fonction de répartition de la loi de Gumbel $F(x)$ est donnée par l'expression II.5:

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.5})$$

Avec :

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} \quad : \text{Variable réduite de Gumbel} \quad (\text{II.6})$$

α et x_0 : Coefficient d'ajustement.

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

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

x : Variable étudiée « $P_{\max,j}$ ».

Cette variable x , exprimée en fonction de la variable réduite y , est l'équation de la droite de Gumbel sur papier à probabilité GUMBEL formule (II.7)

$$x = (1/\alpha) y + x_0 \quad ; \quad \text{soit : } P_{\max,j,p\%} = (1/\alpha) y + x_0 \quad (\text{II.7})$$

Le procédé d'ajustement consiste à :

Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.

Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale $F(x)$ par la formule de Hazen:

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad (\text{II.8})$$

m : rang de précipitation.

n : nombre d'observations.

Calculer la variable réduite de Gumbel donnée par la formule -9 :

$$y = - \left[\ln - (\ln F(x)) \right] \quad (\text{II.9})$$

Reporter les valeurs observées sur papier Gumbel.

Représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier Gumbel

II-3-2 Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GUMBEL :

- Méthode des moments :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.78 \sigma_x \end{array} \right. \quad (\text{II.10})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x_0 = x - 0.577 \alpha \end{array} \right. \quad (\text{II.11})$$

L'équation de la droite de Gumbel est donnée par l'expression

$$P_{\max,j,p\%} = 18.74 y + 53.9 \quad (\text{II.12})$$

Tableau II.4 : Ajustement à la loi de Gumbel.

Le calcul est fait en se basant sur le logiciel **Hyfran**, on obtient les résultats suivants :

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	225	29.9	166 - 283
2000.0	0.9995	195	24.8	146 - 244
1000.0	0.9990	182	22.6	138 - 226
200.0	0.9950	152	17.5	118 - 187
100.0	0.9900	139	15.4	109 - 169
50.0	0.9800	126	13.2	100 - 152
20.0	0.9500	109	10.3	88.8 - 129
10.0	0.9000	95.6	8.17	79.6 - 112
5.0	0.8000	81.7	6.05	69.8 - 93.6

Donc :

$$P_{\max, j, 10\%} \approx 95.6 \text{ mm.}$$

Son intervalle de confiance est :

$$P [79.6 < 95.6 < 112] = 95\%$$

II.3.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Log normale) :

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

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{II.13})$$

$f(x)$: Fréquence au non dépassement.

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \quad (\text{II.14})$$

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

➤ Le procédé d'ajustement consiste à :

- Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement) ;
- Calcul de la fréquence expérimentale par la formule d'Henri ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale ;
- Calcul des caractéristiques de la série transformée en $\overline{\text{Log}x}$ et $\sigma_{\text{Log}x}$
- Report des valeurs sur papier gauss-logarithmique ;
- Détermination de la droite de Galton $\text{Log}x = \overline{\text{Log}x} + u_{P\%} \sigma_{\text{Log}x}$ (II.15)
- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

$$xp \% = 10^{\text{Log}xp \%} \tag{II.16}$$

$$\text{D'où : } xp \% = 10^{\overline{\text{Log}x} + up \% \sigma_{\text{Log}x}} \tag{II.17}$$

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

Tableau II.5 : Ajustement à la loi de Galton.

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	235	40.1	156 - 314
2000.0	0.9995	201	30.9	141 - 262
1000.0	0.9990	187	27.2	134 - 240
200.0	0.9950	155	19.5	117 - 193
100.0	0.9900	142	16.5	109 - 174
50.0	0.9800	128	13.7	101 - 155
20.0	0.9500	110	10.2	90.3 - 130
10.0	0.9000	96.7	7.87	81.3 - 112
5.0	0.8000	82.3	5.76	71.0 - 93.6

Donc :

$$P_{\max, j, 10\%} \approx 96.7 \text{ mm}$$

Son intervalle de confiance est : $P [81.3 < 96.7 < 112] = 95\%$

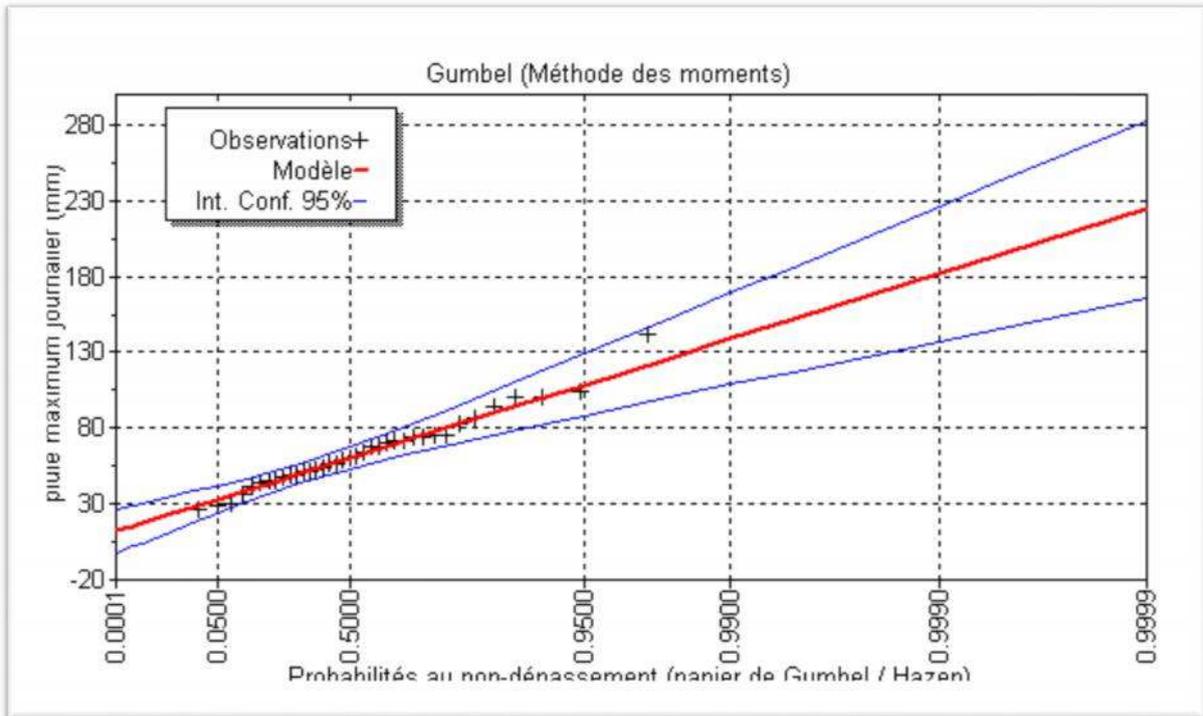


Figure II.1 : Ajustement à la loi de Gumbel

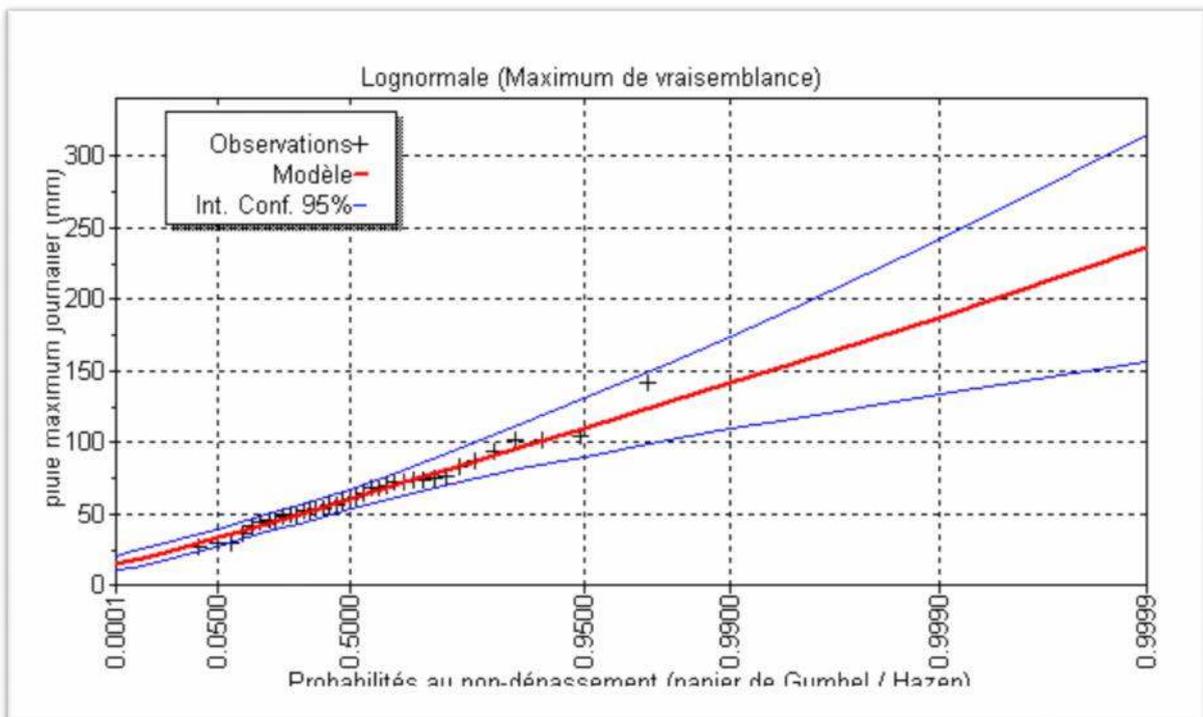


Figure II.2 : Ajustement à la droite de Galton

Pluie de courte durée :

La connaissance des pluies de courte durée est indispensable dans de domaine de l'assainissement.

L'intensité moyenne maximale de durée de 15mn, pour une période de retour de 10ans $\bar{i}_{15mn,10\%}$ entre dans le calcul des débits pluviaux devant passer dans le collecteur.

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation, pour un intervalle de référence 15 mn nous utilisons la formule (II.17) :

$$\bar{i}_{15mn,10\%} = \frac{P_{\max,15mn,10\%}}{15mn} \quad (II.18)$$

$\bar{i}_{15mn,10\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence 10% et une durée de 15mn.

$$P_{\max,t,10\%} = P_{\max,j,10\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (II.19)$$

b : Exposant climatique de la région de Corso (b=0,41).

Avec : $P_{\max,j,10\%}$ est donnée par la droite de Galton

$$\bar{t}_{t,10\%} = \frac{P_{\max,t,10\%}}{t} \quad [mm/h] \quad (II.20)$$

C'est l'expression de Montanari (19) qui nous donne l'intensité moyenne maximale en fonction des diverses durées « t » pour une période de retour décennale.

Les résultats sont résumés dans le tableau II.5 et seront reportés sur les courbes I.D.F (Intensité, Durée, Fréquence) (Figure II.3), et cela pour mieux exprimer la variation de l'intensité.

Tableau II.6 : Ajustement à la droite de Galton.

Probabilité de 10%		
t [h]	P max, t,10% [mm]	i max,t,10% [mm/h]
0,25	15	58,86
0,5	20	39,10
1	26	25,98
1,5	31	20,45
2	35	17,26
2,5	38	15,13
3	41	13,59
3,5	43	12,40
4	46	11,46
4,5	48	10,69

5	50	10,05
5,5	52	9,50
6	54	9,03
6,5	56	8,61
7	58	8,24
7,5	59	7,91
8	61	7,62
8,5	62	7,35
9	64	7,11
9,5	65	6,88
10	67	6,68
10,5	68	6,49
11	69	6,31
11,5	71	6,15
12	72	6,00
12,5	73	5,85
13	74	5,72
13,5	76	5,59
14	77	5,47
14,5	78	5,36
15	79	5,26
15,5	80	5,16
16	81	5,06
16,5	82	4,97
17	83	4,88
17,5	84	4,80
18	85	4,72
18,5	86	4,64
19	87	4,57
19,5	88	4,50
20	89	4,44
20,5	90	4,37
21	91	4,31
21,5	91	4,25
22	92	4,19
22,5	93	4,14
23	94	4,08
23,5	95	4,03
24	96	3,98

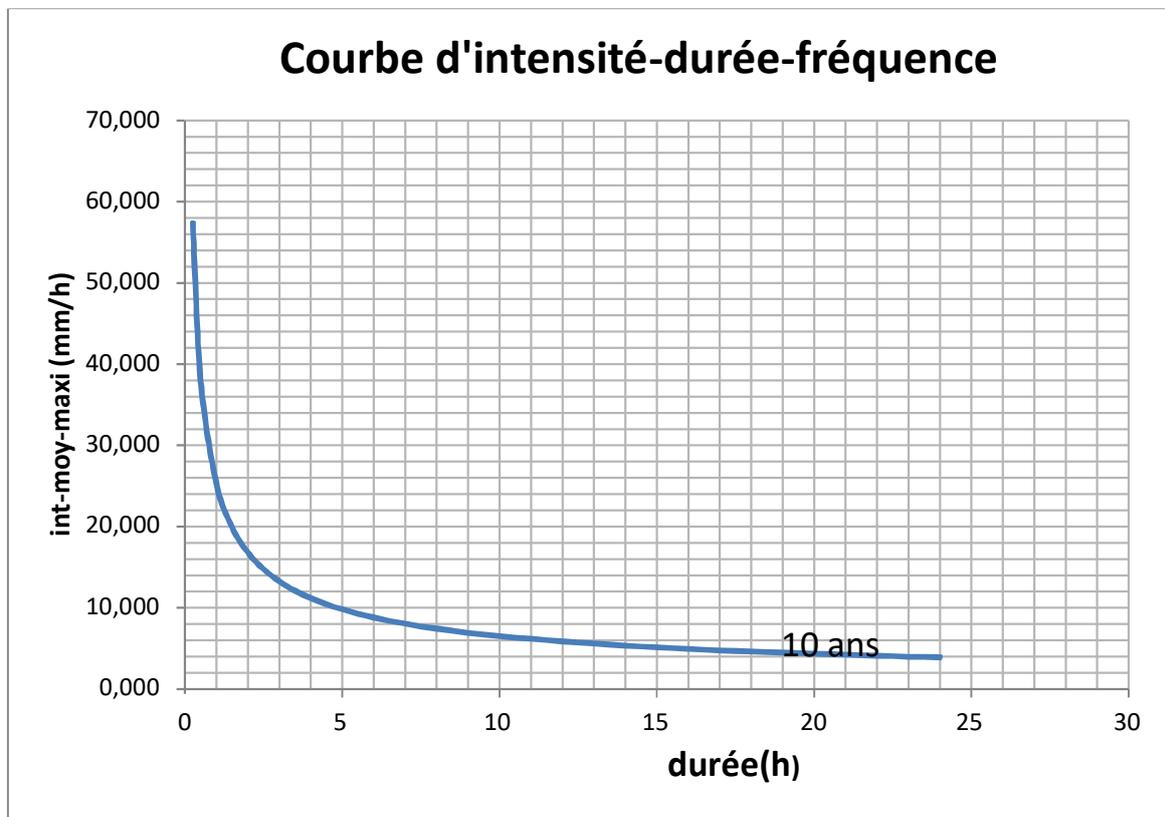


Figure II.3 : Courbes Intensité_Durée_Fréquence

Conclusion :

L'étude hydrologique a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale des pluies et cela d'après les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.

On a:

$$i_{15 \text{ min}, 10\%} = 58.86 \text{ mm / h}$$

$$\text{D'où le débit spécifique estimé : } q = \frac{58.86 \times 10000}{3600} \text{ l/s. ha}$$

Donc:

$$q \approx 163 \text{ l/s. ha}$$

Calcul de base

CHAPITRE III : Calcul de base

Introduction :

L'assainissement est une branche du domaine de l'hydraulique qui fait appel à des techniques permettant l'évacuation des eaux usées et pluviales hors des agglomérations, le plus rapidement possible tout en préservant l'environnement contre les effets néfastes provoqués par la pollution de ces eaux chargées.

À fin de répondre à ces objectifs, on est contraint de passer par certaines phases préliminaires dont le calcul de base fait partie pour une bonne estimation des débits à évacuer par le réseau à projeter.

Cette phase consiste en :

- l'estimation du nombre d'habitants pour un horizon de calcul donné.
- le choix du système d'assainissement ainsi que le schéma de collecte et d'évacuation des eaux.

III.1- Estimation de la population :

Le développement démographique à l'horizon 2035, en prenant un taux d'accroissement de 1,96%, est illustré à travers le tableau ci –après :

Tableau III.1 : POPULATION FUTURE (LOCALITES)

Echéances	An 2008	Taux	An 2035
Localité AL MARDJA	1310	1,96%	2212
Localité GOURGUE	80	1,96%	135
Localité Ben Boulaid	280	1,96%	473
Localité Boudiaf	812	1,96%	1371
Localité La gare	350	1,96%	591
Total	2832	1,96%	4783

Tableau III.2 : POPULATION FUTURE (LOTISSEMENTS)

Par considération que chaque habitation peut loger 07 personnes on aura :

Echéances	Nbre Logts	Nbre Habs
Lotissement COSIDER	500	3500
Lotissement ZIDANE	152	1064
Lotissement ISSREF	276	1932
80 Logts DLEP+20 DFP	100	700
CHALETS	210	1470
Centre des handicapés	/	300
TOTAL		8966

Donc la population total concernée par cette étude dans l'horizon d'étude 2035 est de :
 $4783 + 8966 = 13749$ Hab.

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

En général, le bassin versant est un secteur géographique qui est limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux.

Toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par une seule ligne d'écoulement. Donc, le découpage du site en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

La nature du terrain qui est exprimée selon :

- La densité des habitations ;
- Les courbes de niveaux ;

- Les routes et voiries existantes ;
- Les pentes et les contre pentes ;
- Les limites naturelles (oueds, talwegs.....).

III-3-Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :

L'établissement du réseau d'une agglomération doit répondre à deux catégories de préoccupation, à savoir :

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et à éviter toute stagnation après les averses.
- Assurer le transit vers l'épuration des eaux usées ménagères, les eaux vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles.

Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement, mais qui peut être, dans certains cas, en écoulement forcé.

Plusieurs systèmes d'évacuation des eaux résiduaires et des eaux de pluie sont susceptibles d'être mis en service, en fonction des contraintes particulières et suivant les textes réglementaires (normes). (source : Guide technique de l'assainissement, 3ème édition, 2006)

➤ **Système unitaire :**

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau, généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse, d'une partie des eaux dans le milieu naturel. (**Figure III.1**).

➤ **Système séparatif :**

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau. (**Figure III.2**).

➤ **Système mixte :**

On désigne communément système mixte, un réseau constitué suivant les zones en partie en système unitaire et en partie en système séparatif.

➤ **Système pseudo séparatif :**

Il consiste à évacuer des eaux usées d'origine domestique et industrielle dans une conduite avec une fraction d'eau pluviale provenant généralement des toitures et des espaces privés, l'autre fraction est transitée à travers les caniveaux et les ouvrages pluviaux. (**Figure III.3**).

➤ **Système composite :**

C'est une variante du système séparatif qui prévoit, grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eaux usées en vue de leur traitement.

III-4- Choix du système d'évacuation :

Les paramètres prépondérants pour le choix du système d'assainissement sont :

- L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
- Il faut tenir compte les conditions de rejet.
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant.
- La topographie du terrain naturel.

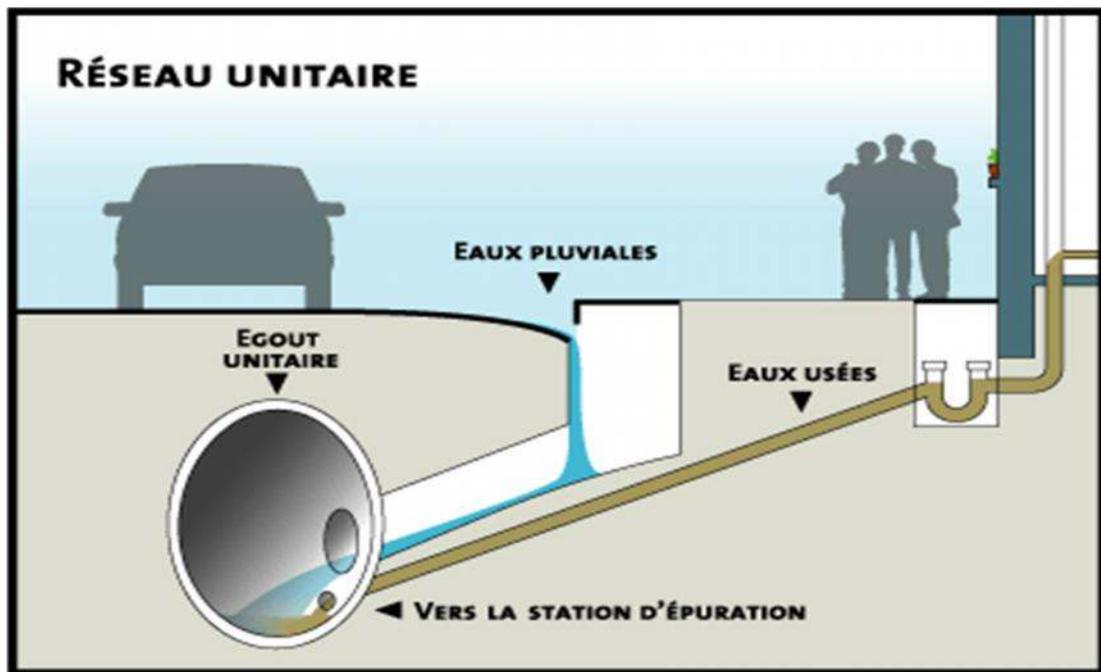


Figure III.1 : Système unitaire.

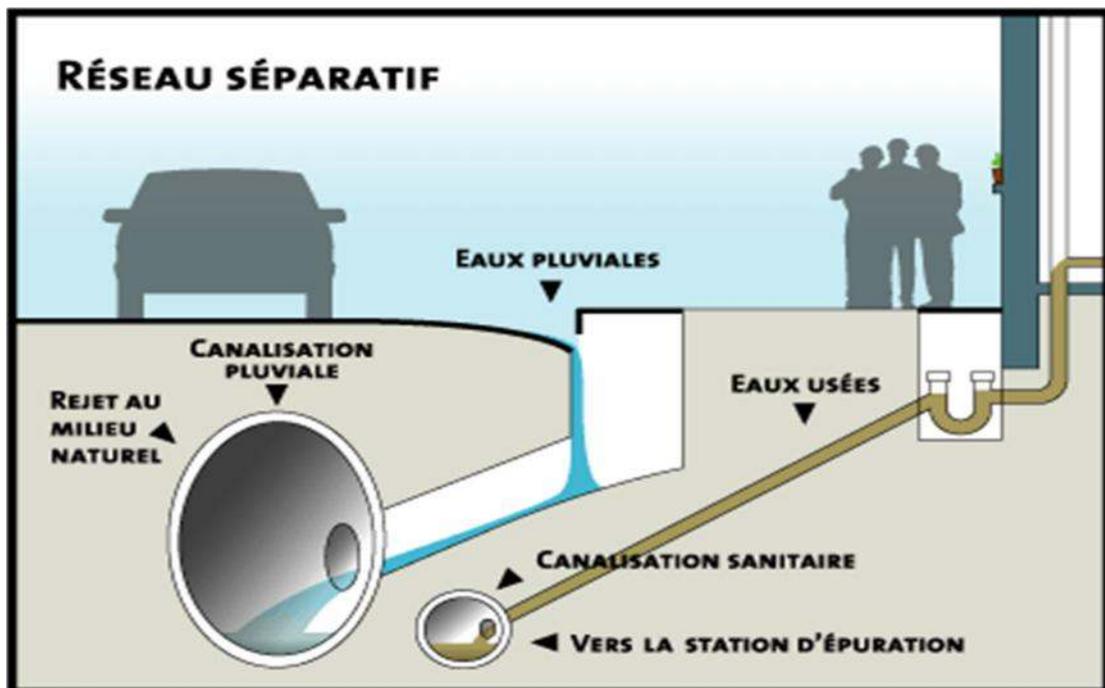


Figure III.2 : Système séparatif.

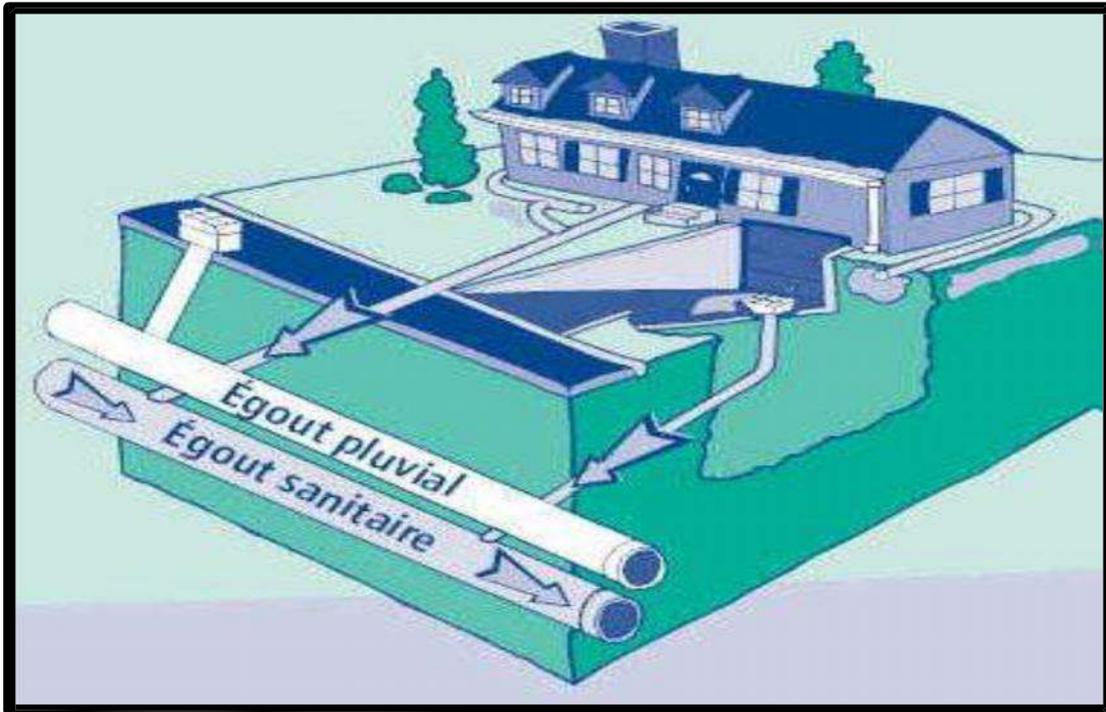


Figure III.3 : Système pseudo séparatif.

Schémas d'évacuation :

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions diverses selon le système choisi et les contraintes du terrain. Leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants :

Schéma perpendiculaire :

Ce schéma consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales en système séparatif. (Figure III.4).

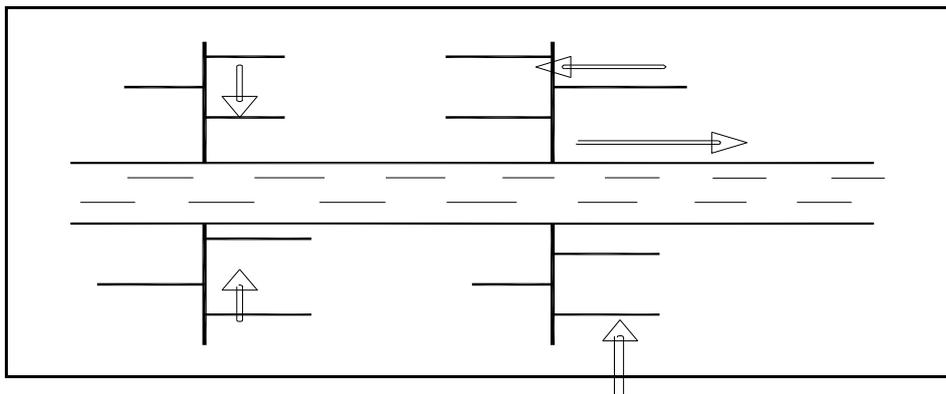


Figure III.4 : Schéma perpendiculaire.

Schéma par déplacement latéral :

Le schéma par déplacement latéral est le plus simple, permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue de son traitement, les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau, dans ce cas l'épuration est nécessaire. (Figure III.5).

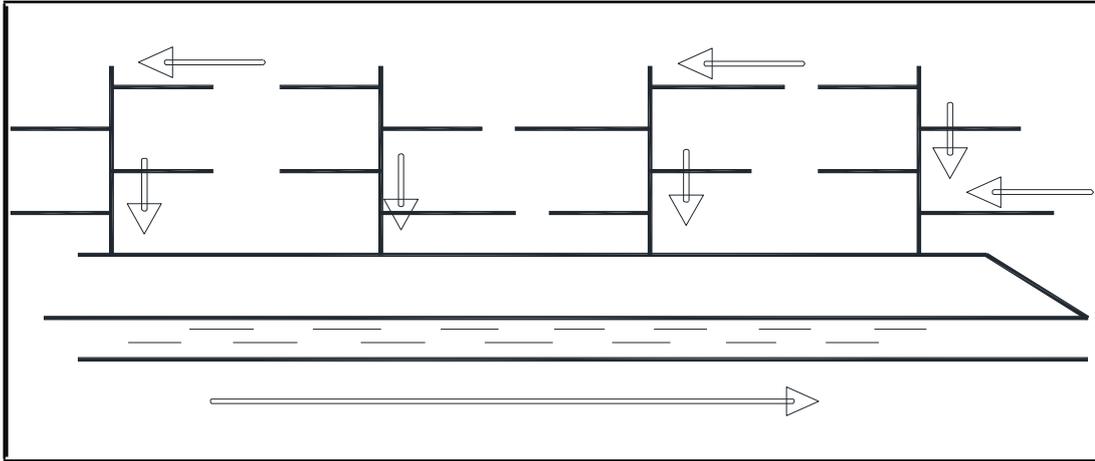


Figure III.5 : Schéma par déplacement latéral.

Schéma à collecteur transversal ou oblique :

Ce schéma comporte des ramifications de collecteurs qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce type de schéma est adopté lorsque la pente du terrain est faible (**Figure III.6**).

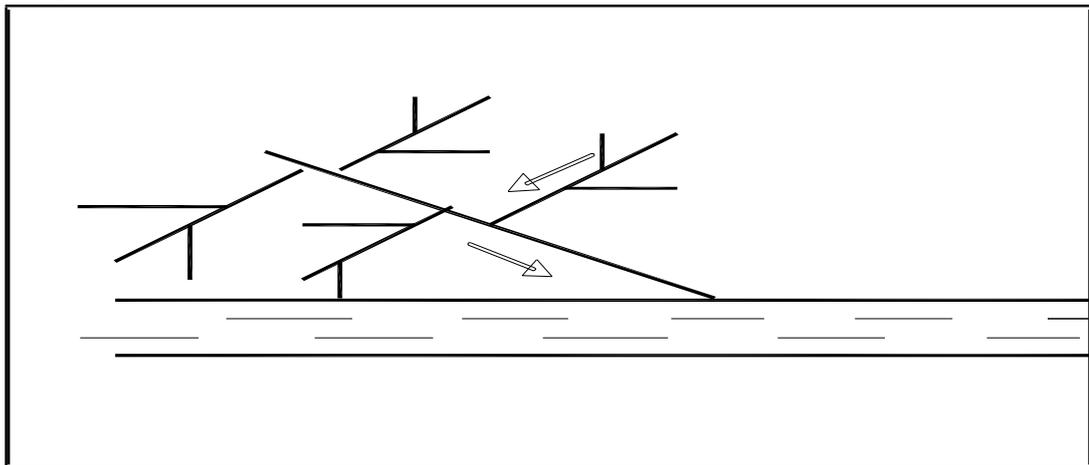


Figure III.6 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique.

Schéma à collecteur étagé :

Ce schéma est une transposition du schéma à déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux. Il permettent de décharger le collecteur bas des apports en provenance du haut de l'agglomération (**Figure III.7**).

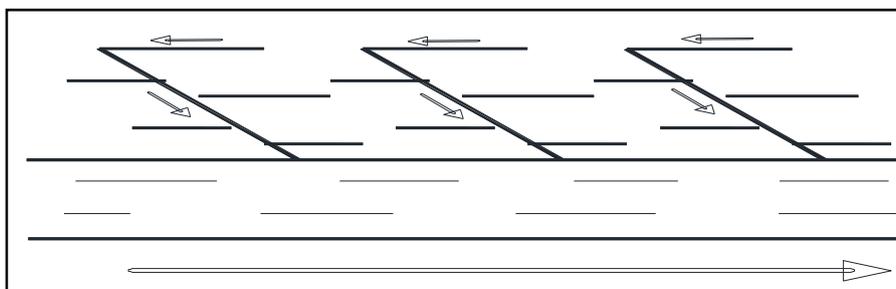


Figure III.7 : Schéma à Collecteur Etagé.

Schéma type radial :

Le schéma radial convient pour les régions plates, il permet la concentration de l'effluent en un ou plusieurs points où il sera relevé pour être évacué en un point éloigné de l'agglomération (Figure III.8).

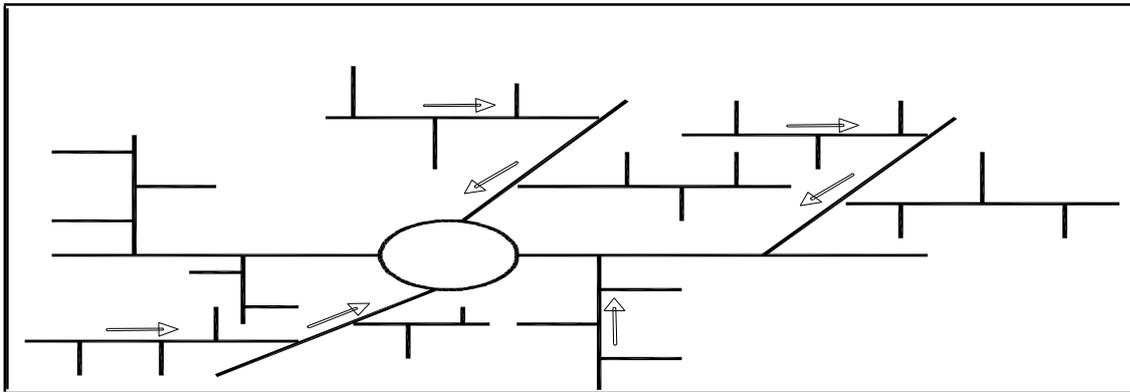


Figure III.8 : schéma type radial.

III-5- Choix du schéma du réseau d'évacuation :

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

- Les conditions techniques et locales du site, du système existant, de la topographie du terrain et de la répartition géographique des habitants à desservir.
 - Les conditions économiques ; le coût et les frais d'investissement et d'entretien.
 - les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur.
 - L'implantation des canalisations dans le domaine public.
- ❖ Pour notre mémoire nous maintenons le schéma par déplacement latéral existant.

III-6-Détermination du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement «Cr» est défini comme étant le rapport entre le volume ruisselé «V_r» et le volume total tomber sur le bassin versant «V» suivant la formule (III.1) :

$$Cr = \frac{V_r}{V} \quad (III.1)$$

Ce coefficient est un facteur de contraction du débit qui a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, ce qui nous rend contraint d'élaborer le découpage des sous bassins de tel façon qu'il soit aussi homogène que possible afin de minimiser les erreurs sur son évaluation.

Le coefficient de ruissellement dépend de plusieurs paramètres :

- la nature de la surface du terrain ;
- la pente moyenne de la surface de ce terrain en direction de la décharge ;
- l'intensité de la pluie ;
- le pourcentage de rétention de l'eau dans les affaissements du terrain ;

- des conditions atmosphériques antérieur à la pluie par exemple (période de sécheresse ou période d'humidité) ;
- La densité de la population.

Source :(distribution et collecte des eau, 2eme édition, François G.Briere).

III-7-Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

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

Tableau III.3: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.

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

Source: Design and Construction of Sanitary and Storms Sewers, 1970.

Tableau III.4: Valeur du coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol.

Type d'occupation du sol	Coefficient de ruissellement
Commercial	$0.70 \leq C_r \leq 0.95$
Résidentiel :	
Lotissement	$0.3 \leq C_r \leq 0.5$
Collectifs	$0.5 \leq C_r \leq 0.75$
Habitat dispersé	$0.25 \leq C_r \leq 0.4$
Industriel	$0.5 \leq C_r \leq 0.8$
Parcs et jardins public	$0.05 \leq C_r \leq 0.25$
Terrains de sport	$0.1 \leq C_r \leq 0.3$
Terrains vagues	$0.05 \leq C_r \leq 0.15$
Terres agricoles :	
Drainées	$0.05 \leq C_r \leq 0.13$
Non drainés	$0.03 \leq C_r \leq 0.07$

Source : Guide techniques de l'assainissement, 3^e édition, Paris 2006.

III-8-Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :**Tableau III.5:** Coefficient de ruissellement en fonction de la surface drainée.

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

Source: Design and Construction of Sanitary and Storms Sewers, 1970.

III-9-Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population :

En augmentant, la densité d'habitant est un indice qui nous renseigne sur l'accroissement du coefficient de ruissellement.

Tableau III.6: Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.

Densité de la population [hab / ha]	Cr
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
400 et plus	0.80 – 0.90

Source: Design and Construction of Sanitary and Storms Sewers, 1970.

III-10- Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence :**Tableau III.7:** Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.

Zones d'influence	Cr
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnées	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

Source: Design and Construction of Sanitary and Storms Sewers, 1970.

III-11- Coefficient de ruissellement en fonction des différentes couvertures du sol :**Tableau III.8:** Valeurs du coefficient de ruissellement pour différentes couvertures du sol :

Nature superficielle du bassin versant	Coefficient de ruissellement C _r
Bois	0,1
Prés, champs cultivés	0,2
Vignes, terrains nus	0,5
Rochers	0,7
Routes sans revêtement	0,7
Routes avec revêtement	0,9
Villages, toitures	0,9

Source : Tiré des normes suisses SNV (Service National des Vocations) 640 351

Remarque :

Dans notre cas, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction de :

- La densité de la population ;
- La couverture du sol ;
- La catégorie d'urbanisation.

III-12- Coefficient de ruissellement pondéré :

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

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \quad (III.2)$$

Avec :

A : surface totale en [ha].

Cri : Coefficient de ruissellement des bassins élémentaires (sous bassins).

Crp : Coefficient de ruissellement pondéré.

Les coefficients de ruissellement de chaque localité sont donnés dans les tableaux III.7

Tableau III.9 : Coefficient de ruissellement de chaque localité de CORSO

POPULATION	Nature du réseau	Surface drainée Ha	Observations	Cri
Localité AL MARDJA	Unitaire	4.3		0.8
Localité GOURGUE	/	0.3	Non aménagée	0.8
Localité Ben Boulaid	Unitaire	1.74		0.45
Localité Boudiaf	Unitaire	4.25	Non aménagée	0.6
Localité La gare	Unitaire	1.50		0.6
Lotissement COSIDER	Unitaire	1.80		0,8
Lotissement ZIDANE	Séparatif	/		/
Lotissement ISSREF	Séparatif	/		/
80 Logts DLEP+20 DFP (Projetés)		0.6		0.8
CHALETS	Unitaire	5.00		0.6
Centre des handicapés	Unitaire	1.65		0.3
Ecole Primaire	Unitaire	0.75		0.6
Rejets des usines SARL MAG SAHEL ET ERIAD	Séparatif	/		/
Rejet VIAVI	/	/		/

Donc d'après la formule (III.2), le coefficient de ruissellement pondéré pour est :

$$\text{Crp} = 0.63$$

Conclusion :

Au cours de ce chapitre nous avons estimé les coefficients de ruissellement pondérés ainsi que le nombre d'habitants pour chaque sous bassin qui sont deux paramètres prépondérants dans l'évaluation des débits usés et pluviaux.

**Evaluations des débits
à évacuer**

CHAPITRE IV : Evaluation des débits a évacué.

Introduction :

Avant d'entamer le dimensionnement d'un réseau d'assainissement, il est impératif de passer par la phase de l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales qui seront acheminés, le plus rapidement possible, loin de l'agglomération afin d'éviter toute contamination de l'être humain par des maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde ; fièvre paratyphoïde ; dysenterie; diarrhées infectieuses).

IV.1 Evaluation des débits d'eaux usées :

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

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

IV.1.1 Nature des eaux usées à évacuer :

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

On distingue:

- a) Les eaux usées d'origine domestique ;
- b) Les eaux usées d'origine industrielle ;
- c) Les eaux usées du service public ;
- d) Les eaux parasites.

a. Les eaux usées domestiques :

Ce sont des eaux qui trouvent leur origine à partir des habitations de l'agglomération, Elles sont constituées essentiellement d'eaux ménagères et d'eaux vannes.

- les eaux ménagères englobent les eaux des vaisselles, de lavage, de bain et de douche.

-les eaux vannes englobent les eaux provenant des sanitaires.

➤ **Quantité à évacuer :** Ces eaux domestiques correspondent à la quantité d'eau potable rejetée ou souillées par ces différentes activités. On estime généralement que le débit en résultant est équivalent à 150-200 litres/jour.habitant.

b. Les eaux usées industrielles :

Ces eaux proviennent de diverses activités industrielles. Elles contiennent des substances chimiques (acide, basique) et toxiques.

La quantité d'eaux évacuées par les industries dépend de plusieurs facteurs :

- La nature de l'industrie : (Fabrications ou de transformations) ;
- Le procédé de fabrication utilisé ;
- Le taux de recyclage effectivement réalisé.

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

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

c. Les eaux usées du service public :

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

L'estimation est basée sur la notion d'équivalents habitants qui présente l'avantage d'une unité de compte homogène pour tous usages, permettant ainsi des comparaisons entre les secteurs de différentes activités.

d. Les eaux parasites :

Les eaux claire parasites désigne l'ensemble des eaux propres de temps sec qui surchargent inutilement le réseau nuisant au bon fonctionnement de la station d'épuration : eaux d'infiltration, de drainage, de sources,... etc. En absence des valeurs mesurées, on préconise un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha.

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

IV.1.2. Evaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{\text{moy},j} = (Cr_j \cdot D \cdot N) / 86400 \quad (\text{IV.1})$$

Avec:

$Q_{\text{moy},j}$: Le débit moyen rejeté quotidiennement en [l/s] ;

Crj : Le coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée ;

D : La dotation journalière prise égale à 150 l/j.hab ;

N : Le nombre d'habitants à l'horizon d'étude [hab].

Remarque : Les besoins domestiques à long terme sont illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.1 : DEBIT DES EAUX USEES A L'HORIZON 2035

POPULATION	Besoins 2035 (l/Jour)	Débit d'eaux usées (l/j)	Débit d'eaux usées (L/s)
Localité AL MARDJA	331 800,00	265 440,00	3,07
Localité GOURGUE	20 250,00	16 200,00	0,19
Localité Ben Boulaid	70 950,00	56 760,00	0,66
Localité Boudiaf	205 650,00	164 520,00	1,9
Localité la Gare	88 650,00	70 920,00	0,82
Lotissement COSIDER	525 000,00	420 000,00	4,86
Lotissement ZIDANE	159 600,00	127 680,00	1,48
Lotissement ISSREF	289 800,00	231 840,00	2,68
80 Logts DLEP+20 DFP (Projetées)	105 000,00	84 000,00	0,97
CHALETs	220 500,00	176 400,00	2,04
Centre des handicapés	45 000,00	36 000,00	0,42
École primaire	2 400,00	1 920,00	0,02
Rejets des usines SARL MAG SAHEL ET ERIAD	16 000,00	12 800,00	0,15
Rejet VIAVI	120 000,00	100 000,00	1,16
Volumes Totaux	2 200 600,00	1 764 480,00	20,42

IV.1.3. Evaluation des débits de pointe :

Le régime de rejet des eaux usées est très variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe qui est donné par la formule suivante :

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moy,j} \tag{IV.2}$$

Avec :

Q_{pte} : Le débit de pointe en [l/s] ;

K_p : coefficient de pointe ;

Ce coefficient de pointe peut être :

a)- Estimé de façon moyenne :

$$K_p = 24/14 ;$$

$$K_p = 24/10 ;$$

b)-Relié à la position de la conduite dans le réseau :

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

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

c)- Calculé à partir du débit moyen journalier :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad \text{si } Q_{moy,j} \geq 2.8 \text{ l/s} \quad \text{(IV.3)}$$

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

Remarque :

Pour notre étude le coefficient de pointe K_p est estimé à partir du débit moyen, selon la relation (IV-3).

Les débits des eaux usées des équipements et les débits de pointe des eaux usées pour chaque localité sont respectivement illustrés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.2 : DEBITS DE POINTE EN A L'HORIZON 2035

POPULATION	Débit d'eaux	KP	Débit de pointe (l/s)
	Usées (L/s)		
Localité AL MARDJA	3,07	2,8	8,6
Localité GOURGUE	0,19	3	0,56
Localité Ben Boulaid	0,66	3	1,97
Localité Boudiaf	1,9	3	5,71
Localité La gare	0,82	3	2,46
Lotissement COSIDER	4,86	2,54	12,35
Lotissement ZIDANE	1,48	3	4,43
Lotissement ISSREF	2,68	3	8,05
80 Logts DLEP+20 DFP (Projetés)	0,97	3	2,92
CHALETS	2,04	3	6,13
Centre des handicapés	0,42	3	1,25
École primaire	0,02	3	0,07
Rejets des usines SARL MAG SAHEL ET ERIAD	0,15	3	0,44
Rejet VIAVI	1,16	3	3,48
Volumes Totaux	20,42		58,42

IV.2 Evaluation des débits d'eaux pluviales :

Les eaux pluviales sont celles qui proviennent des précipitations atmosphériques. Les eaux provenant d'arrosage, de lavage, des voies publiques et privées, des jardins et des cours d'immeubles sont assimilées à des eaux pluviales. Ce sont donc essentiellement des eaux de ruissellement de surface.

Pour l'estimation des eaux pluviales, il faut découper la surface à drainée en sous bassin, suivant des critères bien précis, en suite on attribue à chaque sous bassin un coefficient de ruissellement pondéré en fonction de la nature du sol. La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application de différentes méthodes, comme la méthode superficielle ou rationnelle.

IV.2.1 La méthode rationnelle :

Cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle consiste à évaluer, à mesure de l'avancement du calcul, les temps de concentration aux divers points caractéristiques du parcours d'un réseau, toute modification dans la résolution entraîne nécessairement une itération de calcul.

De ce point de vue, la méthode rationnelle est une méthode de convergence permettant d'optimiser les résultats.

Dans la pratique, la démarche consiste à estimer les débits produits à l'aval de secteurs élémentaires S_1, S_2, \dots, S_n délimités par des lignes isochrones de ruissellement (lignes d'égales temps d'écoulement), arrive à l'exutoire au bout d'un temps Δt (respectivement $2\Delta t, \dots, n\Delta t$), ainsi que le montre la figure (IV.1).

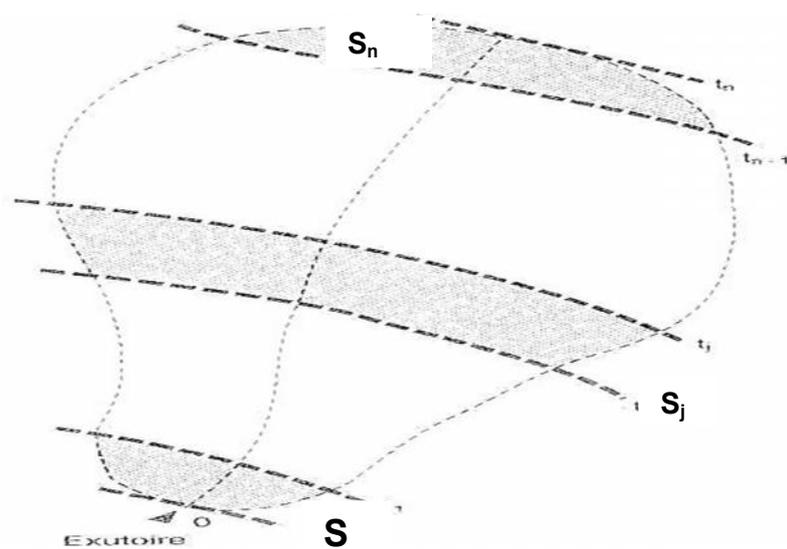


Figure IV.1 : Découpage d'un bassin en secteur.

Si on considère une averse d'intensité constante i sur un secteur de superficie S ayant un coefficient de ruissellement pondéré C , le débit résultant du ruissellement s'exprime par la relation :

$$Q = Cr.i.S \quad (IV.4)$$

Cependant, si on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme (que l'averse a un épïcêtre et se diffuse dans l'espace), il convient d'appliquer un coefficient α de répartition de la pluie qui diminue lorsque l'on s'éloigne de l'épïcêtre.

On obtiendra alors la relation :

$$Q = Cr. \alpha.i.S \quad (IV.5)$$

Avec:

Q : débit d'eau de ruissellement [l/s] ;

S : surface de l'aire d'influence [ha] ;

Cr : coefficient de ruissellement ;

i : intensité de précipitation [l/s/ha].

α : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace.

IV.2.2 Hypothèses de la méthode :

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

IV.2.3 Validité de la méthode rationnelle :

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

IV.2.4 Temps de concentration :

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

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \quad (IV.6)$$

Où t_1 : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = \frac{L}{60 V} = \frac{\text{Longueur}}{\text{Vitesse}} \text{ [min]} \quad (\text{IV.7})$$

t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min ;

t_3 : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations :

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \text{ [min]} \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

I : La pente du terrain [%].

L : Longueur du plus long parcours de l'eau [Km].

Trois cas peuvent être envisagés :

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

Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration est donné par la relation suivante :

$$t_c = 3.98 \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (\text{IV.9})$$

IV.2.5 La méthode superficielle (méthode de Caquot) :

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

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

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

Cette formule se présente sous la forme suivante :

$$Q(F) = K^{\frac{1}{u}} I^{\frac{v}{u}} C^{\frac{1}{u}} S^{\frac{w}{u}} \quad (IV.10)$$

Où :

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

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

I : pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré en [m/m] ;

C : coefficient de ruissellement ;

S : surface du sous bassins considéré [ha] ;

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

$$K = \frac{(0.5)^{b(f)} a f}{6.6} \quad (IV.11)$$

$$v = 0.41.b(f) \quad (IV.12)$$

$$u = 1 + 0.287.b(f) \quad (IV.13)$$

$$w = 0.95 + 0.507.b(f) \quad (IV.14)$$

a(f) et b(f) sont des paramètres de la relation :

$$I(t, f) = a(f).t^{b(f)} \quad (IV.15)$$

Où : I (t, f) : intensité de pluie de durée t et de fréquence f.

IV.2.6 Validité de la méthode superficielle :

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

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

IV.2.7 Assemblage des bassins versants en série ou en parallèle :

Il est en effet nécessaire de chercher les paramètres équivalents qui tiennent compte de l'influence des sous bassin les uns sur les autres suivant leurs dispositions en parallèle ou en série. Le tableau suivant fournit les règles d'assemblage à utiliser.

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

Paramètres équivalents	Séq	Céq	Iéq	Méq
Bassins en série	$\sum S_i$	$\frac{\sum CiSi}{\sum Si}$	$\left[\begin{array}{l} \sum Li \\ \sum \frac{Li}{\sqrt{Ii}} \end{array} \right]^2$	$\frac{\sum Li}{\sqrt{\sum Si}}$
Bassins en parallèle	$\sum Si$	$\frac{\sum Ci}{\sum Si}$	$\frac{\sum Ii}{.Qpi}$ $\sum Oni$	$L \frac{(t_{e \max})}{\sqrt{\sum Si}}$

IV.3 Choix de la méthode :

Après avoir faire un découpage de l'aire en sous bassin en tenant compte de la nature du sol afin d'avoir une bonne estimation du coefficient de ruissèlement, la méthode rationnelle nous donne une bonne estimation du débit pluviale.

Pour tenir compte de la distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu d'appliquer un coefficient de correction α déterminé d'après une loi de répartition de pluie :

- Pour des bassins longs (rectangle étroit, largeur = 1/2 de la longueur), ce coefficient sera égal à : $(\alpha) = 1 - 0.006 \sqrt{d/2}$;
- Pour des bassins ramassés (carrés ou cercles), $\alpha = 1 - 0.005 \sqrt{d/2}$.

d : Distance du milieu du bassin.

Remarque :

pour notre cas on prend $\alpha = 1$.

Les résultats de calcul des débits pluviaux ainsi que les débits totaux pour chaque localité sont reportés sur les Tableau IV.4.

Tableau IV.4 : Evaluation des débits pluviaux et les débits totaux pour chaque localité

POPULATION	Eaux usées l/s	Eaux pluviales l/s	Débit Total l/s	Débit Total M3/s
Localité AL MARDJA	8,6	344	352,6	0,3526
Localité GOURGUE	0,56	24	24,56	0,02456
Localité Ben Boulaïd	1,97	139,2	141,17	0,14117
Localité Boudiaf	5,71	340	345,71	0,34571
Localité la gare	2,46	120	122,46	0,12246
Lotissement COSIDER	12,35	144	156,35	0,15635
Lotissement ZIDANE	4,43	0	4,43	0,00443
Lotissement ISSREF	8,05	0	8,05	0,00805
80 Logts DLEP+20 Logts DFP (Projetés)	2,92	48	50,92	0,05092
CHALETS	6,13	400	406,13	0,40613
Centre des handicapés	1,25	132	133,25	0,13325
Ecole Primaire	0,07	60	60,07	0,06007
Rejets des usines SARL MAG SAHEL ET ERIAD	0,44	0	0,44	0,00044
Rejets VIAVI	3,48	0	3,48	0,00348
Total	58,42	1751,2	1809,62	1,81

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons procédé à l'évaluation des débits d'eaux usés et pluviaux de La commune de Corso, ce qui va nous permettre de dimensionner les collecteurs principaux, intercepteurs et émissaires.

Etude des variantes

CHAPITRE V : Etude des variantes.

INTRODUCTION:

Dans une étude d'assainissement, et précisément dans le cas d'un transfert, objet de notre étude, il est indispensable et important d'aborder et traiter le maximum de variantes qui peuvent être essentielles dans toute la démarche.

Ces variantes, ont des avantages, comme des inconvénients, et le choix des meilleurs est basé sur l'aspect technico- économique du projet, donc on cherche la solution la moins couteuse avec le minimum de complications techniques que ce soit en réalisation ou bien en exploitation.

Dans le cas de notre étude, les sorties sur terrain et la synthèse des données nous ont permis de proposer trois variantes, la première est une solution avec un collecteur de transfert gravitaire on se raccordant sur la conduite existante de Ø 1250 qui se trouve à l'Est de la commune de Corso et précisément à côté de l'Oued. La deuxième et la troisième proposition c'est des transferts mixtes avec des parties gravitaires et d'autres parties disposant d'un système de relevage.

V.1. PRESENTATION DETAILLEE DES RESEAUX ET DES REJETS

On peut résumer le réseau d'assainissement du Nord de Corso par six points principaux de rejet avec des collecteurs en PVC, béton comprimé, avec des systèmes unitaires, séparatifs, et pseudo-séparatif, et si on commence de l'amont vers l'aval de notre itinéraire on peut citer les exutoires suivants :

- Le rejet d'une partie de la localité Boudiaf.
- Le rejet du poulailler de Sarl VIAVI, qui est branché au niveau du réseau d'assainissement de la cité Boudiaf.
- Le rejet de l'ERAD, sachant qu'on prend seulement les eaux usées de cette usine, vu que les rejets industrielles ont un dispositif de traitement à la sortie, ce rejet est juste à côté de localité Boudief, malheureusement il est actuellement abandonné.
- Le rejet de La SARL MAG SAHEL, par le même principe, on prend en considération que les eaux usées.
- Le rejet du centre des handicapées CFPA, qui a une capacité de 250 lits avec environ 50 personnes entre travailleurs et administrateurs, le centre dispose un réseau d'assainissement unitaire, le rejet est à ciel ouvert au niveau de l'oued AZZOUZ.
- Le rejet de lotissement Cosider, l'école primaire, une partie de la localité Ben Boulaid et Cherfisse, et les lotissements de Zidane et LSP, toutes les eaux usées de ces agglomérations ont un seul exutoire avec une ramification d'un collecteur qui vient de la gare, en traversant la voie ferré avec une conduite en diamètre Ø 500.
- Le rejet de l'agglomération Gourgue : cette agglomération n'est pas aménagée, et elle ne dispose que des rejets individuels, qu'on peut les généralisés à deux.

- Le rejet des chalets : les 210 chalets, qui se trouvent à l'extrême Nord de la ville de Corso, disposent un réseau avec un collecteur principal en Ø 400 PVC, ce dernier longe la route, au Nord de la localité El Mardja.
- Les rejets de la localité El Mardja : cette localité dispose deux collecteurs principaux en Ø 300, l'un se branche avec le Ø 400 qui vient du lotissement Cosider juste à côté du poste transformateur, et l'autre Ø 300 fait sont branchement après la traversé de la route vers la plage d'environ 200 m, sur le collecteur qui devient sur cette partie jusqu'au l'exutoire en Ø 500.

Donc en résumé on peut dire qu'à la base de cette étude on fait collecter 07 rejets avec un nombre plus important des localités, et l'objectif de notre travail est le transfert des eaux usées de toutes ces agglomérations du Nord de Corso vers la station d'épuration de Boumerdes en protégeant l'environnement de la pollution et la population des maladies à transmission hydrique.

V-2 - PRESENTATION DES VARIANTES

Suite aux sorties sur terrains, et après la synthèse des données, sachant que le lotissement Cosider dispose de son propre collecteur des eaux usées, en Ø 400 PVC, avec un fonctionnement provisoire, en plus des conditions plus importantes de la topographie des différentes parties de notre projet on peut aboutir à trois solutions :

V.2.1. Première variante

Cette variante consiste à garder le collecteur principal existant dans le lotissement Cosider en Ø 400, prenant en charge l'Ecole primaire, les lotissements de Zidane et ISREF, ainsi que la partie Ouest de la localité Ben Boulaid, mais bien sûr avec l'achèvement des travaux de raccordement par la pose d'environ 320 ml de conduite Ø 400 mm PVC.

Ensuite on projette un deuxième collecteur qui prend en charge les eaux usées des localités Boudiaf, l'Est de Ben Boulaid (Cherfisse), la gare, Gourgue, les 210 chalets, et El Mardja.

Mais vu les conditions topographiques du terrain plat au niveau d'El Mardja, cette variante, impose l'installation d'une station de relevage juste à côté de cette agglomération, (Voir plan n°3 des variantes), et donc cette station de relevage va recevoir toutes les eaux usées de la population concernée par l'étude, dont elle assure leurs transfert jusqu'au siphon d'Oued Corso, et le collecteur existant du diamètre Ø 500 joue le rôle d'un trop-plein de la station projetée.

Il sera projeté au niveau de cette variante deux déversoirs d'orage pour l'évacuation des eaux pluviales, le premier se localisera après le branchement de la localité Gourgue et le deuxième se situera après la localité El Mardja.

a. Avantages de la variante :

- Cette variante a pour premier avantage réduction de coup, vue la réduction du diamètre du collecteur projeté.
- L'exploitation du collecteur en Ø 400 existant du lotissement Cosider.
- La durée de réalisation du projet est plus courte vu la consistance des travaux.

b. Inconvénients de la variante :

- Le majeur inconvénient de cette variante c'est qu'elle fait encore encombrer la voirie en collecteurs d'assainissement seulement.
- Le débranchement du rejet des chalets du collecteur Ø 400 existant, et le brancher dans le nouveau, pose un problème de croisement des réseaux.
- La gestion et le curage de deux collecteurs n'a plus le même coût d'un seul collecteur.

DESCRIPTION DE MODE DE RACCORDEMENT :

La fonction au niveau de cette variante est partagée en deux parties : une première partie gravitaire avec deux collecteurs de transfert :

Un collecteur projeté assure le raccordement en premier lieu le poulailler VIAVI, l'Usine ERIAD et une partie de localité Boudiaf, et le long de son chemin, il permettra le raccordement de la Sarl MAG SAHEL, un troisième branchement sur ce collecteur sera au niveau de la localité Gourgue, en symétrie du branchement de l'agglomération Est de Ben Boulaid (Cherfisse), le quatrième raccordement concerne le collecteur Ø400 des 210 chalets. (Voir planche n°3)

Un collecteur existant de Ø400 PVC assure actuellement l'évacuation des eaux usées des localités Cosider, la gare, une partie Ouest de la localité Ben Boulaid, et il sera le collecteur transporteur des évacuations des lotissements Zidane et Issref qui sont en cours de réalisation.

Le point de croisement de ces deux collecteurs (l'existant avec le projeté) au niveau de la localité EL MARDJA fera l'objet d'une station de relevage projetée elle-même, et donc on est arrivé à la fin de la partie gravitaire du projet, et elle se suit par une partie forcée.

Alors, juste à l'aval d'El Mardja on installe la station de relevage qui permettra le refoulement des eaux usées transportées par les deux collecteurs en plus de celui de cette localité. Par la suite un collecteur unique sera projeté vers le siphon, il côtoie le tronçon existant de Ø 500, qui sera dans notre variante une solution de trop plein de la station de relevage.

Imposition de la station de relevage :

On prévoit dans cette variante une station de relevage vu les conditions et calculs suivants :

Pour le tronçon N6 – N7 (voir planche n°5)

Le terrain naturel est pratiquement plat, et pour un diamètre de canalisation de Ø 600 il faut une profondeur minimale de 1,80 m, et suivant le règlement des pentes minimales qui ne seront pas inférieures à 0,2 %, on obtient le résultat suivant :

- Pour une pente de 0,2 % sur une distance de 490 m on aura un dénivelé de :

$$\frac{0,2 \times 490}{100} = 1,47 \text{ m} \approx 1,50 \text{ m}$$

- D'autre part :

Le N6 : à une cote TN = 99,15

Avec une conduite de diamètre 600 mm, et une hauteur de recouvrement minimale égale à 1,20 m la cote projet pour ce nœud sera

$$99,15 - (0,60 + 1,20) = 97,35$$

Et par une pente de 0,3 % on sera au nœud 7 sur une cote de

$$97,35 - 1,50 = 95,85 \text{ m}$$

Cette cote est en dessus du siphon, qui a une cote de 96,68 m sur la génératrice supérieure d'où la nécessité d'un relevage du nœud 6 au nœud 7.

V-2-2- Deuxième variante :

Cette variante a pour objet de faire ignorer le collecteur existant en Ø 400, et procéder à la projection d'un autre, sur une distance totale d'environ 3200 ml, sachant que cette distance sera divisée en deux parties .

La partie gravitaire commence au niveau de la localité GAMOUNI, jusqu'à EL MERDJA, et là on projette une station de relevage et le système sera donc à partir de ce point jusqu'à l'exutoire (Le siphon d'Oued corso) qui sera forcé par refoulement. Et identiquement à la première variante le collecteur Ø500mm existant qui assure le raccordement du système actuel au siphon sera utilisé comme trop plein de la station de relevage.

Et vu la désaffectation du collecteur Ø 400 mm existant, il sera bien évident d'avoir un collecteur projeté avec un diamètre plus important par rapport à la première variante.

Deux déversoirs d'orage seront projetés aussi dans cette variante avec les mêmes positions que la première solution.

a- Avantages de la variante :

- 1- Cette variante permet de mieux gérer et exploiter le réseau d'assainissement de la zone Nord de Corso.
- 2- De régler le problème de débranchement du regard et de branchement des 210 chalets.
- 3- La suppression du collecteur Ø 400 et le remplacement par un autre plus grand et faire bénéficier de l'espace dans la voirie.
- 4- La pose d'un nouveau collecteur nous fait toujours bénéficier du collecteur existant dans le cas d'imprévus (programme de construction).

b- Inconvénients de la variante :

- 1- Le coût sera plus élevé par rapport à la première variante
- 2- Le grand diamètre de la conduite nécessite une précaution et vigilance dans les travaux de pose surtout dans les faibles pentes (EL MARDJA)
- 3- La gestion d'un transfert avec station de relevage ne sera plus facile par rapport à un réseau gravitaire.
- 4- Le coût d'exploitation de cette variante sera élevé, vu l'énergie électrique consommée par la station, ainsi que sa nécessité quotidienne d'un gestionnaire, surtout aux moments des périodes estivales .

DESCRIPTION DU MODE DE RACCORDEMENT :

Comme mentionné dans le sous chapitre précédent, cette variante se limite à un seul collecteur de transfert qui sera projeté, en ignorant l'existant de Ø400 mm, il prendra naissance à l'aval de la cité Boudiaf en collectant ses eaux usées avec celui de l'ERDAD et VIAVI, à une centaine de mètres , il assurera le raccordement de MAG SAHEL, le collecteur traverse en suite la route nationale RN 24, et longe l'oued Azzouz jusqu'à EL Mardja , et le long de son parcours, il permettra le raccordement dans un premier lieu des lotissements

Cosider, Issref, Zidane, Ben Boulaid, la gare , le petit patelin gourgue, l'Ecole primaire et le centre CFPA des handicapés dans deux points de branchement qui sont proche l'un de l'autre.

Et juste bien avant l'arrivée à El Mardja, le collecteur assure le raccordement du site des chalets, Bien qu'il reste cette agglomération – El Mardja – elle sera branchée directement dans la station de relevage qui sera projetée juste à côté du poste transformateur.

Même chose pour cette variante on termine avec la partie gravitaire, et reste une partie d'environ 500 m, elle sera par écoulement forcé jusqu'au siphon, et donc le collecteur 500 mm Béton existant sera exploité comme un trop plein toujours de la station de relevage.

Imposition de la station de relevage :

Puisque les mêmes débits seront transportés avec la première variante, donc on a les mêmes conditions d'imposition de la station de relevage, la seule différence est le diamètre du collecteur projeté avant la station qui sera plus important.

II-2-3- Troisième variante :

La troisième variante a des points communs avec la deuxième en ignorant le collecteur Ø 400 réalisé au niveau de l'oued Azzouz. La seule différence, elle évite la station de relevage, et assure un écoulement gravitaire d'amont en aval (siphon d'Oued Corso), cette variante exige des profondeurs minimales au niveau de la localité El Mardja qui peuvent aller à 1,20 m, avec des pentes des collecteurs qui ne dépassent pas 1,5 %.

Cette variante minimise le cout d'une façon importante mais elle ne répond pas aux normes techniques hydrauliques de pente minimale qui ne doit pas être inférieure à (0,3 - 0,4 %) et la hauteur de recouvrement minimale pour une conduite d'assainissement qui doit être au minimum 1,20 m pour permettre le branchement de toute construction, et laisser une hauteur pour un passage d'éventuelles conduites d'AEP, Gaz ou fibre optique.

a- Avantages de la variante :

- 1- Elimination de la projection de la station de relevage.
- 2- Réduction du cout de réalisation.
- 3- Réduction du cout d'exploitation.
- 4- Réseau facile à gérer vue l'absence de la station de relevage.

b- Inconvénients de la variante :

- 1- Pente très faible dans la partie basse nécessite une très grande précision lors de la réalisation.
- 2- La faible profondeur des regards au niveau d'El Mardja peut créer des problèmes de branchement dans cette localité.

DESCRIPTION DU MODE DE RACCORDEMENT

Cette variante est identique à la deuxième de point de vue raccordements des localités, et la différence se trouve à la partie refoulement dans la deuxième variante qui sera gravitaire dans la troisième avec des pentes très faibles avec un diamètre du collecteur plus important.

TABLEAU V.1 PREMIERE VARIATE

Coll	Tronçon		Mat	Ks	Pente moy (%)	Qp EU		DVO	Ø théori (mm)	Ø Norm (mm)	Vps	Qps	Q/Qps	V/Vps	H/D	V (m/s)	H (mm)
	De	Au				l/s	m3/s										
Coll ext Ø 400	N1	N3	PVC	100	0,75	65,00	0,06500		247	400	1,86580	0,23446	0,27723	0,85122	0,35671	1,59	142,68
Coll projeté	N0	N2	PVC	100	1,3	44,00	0,04400		193	300	2,02774	0,14333	0,30698	0,87267	0,37550	1,77	112,65
Coll projeté	N2	N4	PVC	100	0,75	214,00	0,21400	01	387	600	2,44488	0,69127	0,30957	0,87457	0,37713	2,14	226,28
Coll projeté	N4	N5	PVC	100	0,4	216,00	0,21600		436	600	1,78549	0,50484	0,42786	0,96155	0,45285	1,72	271,71
Coll projeté	N5	N6	PVC	100	0,4	216,00	0,21600		436	600	1,78549	0,50484	0,42786	0,96155	0,45285	1,72	271,71
Coll projeté	N6	N7	PVC	100	Un relevage	853,00	0,85300	02									

TABLEAU V.1 DEUXIEME VARIATE

Coll	Tronçon		Mat	Ks	Pente moy (%)	Qp EU		DVO	Ø théori (mm)	Ø Norm (mm)	Vps	Qps	Q/Qps	V/Vps	H/D	V (m/s)	H (mm)
	De	Au				l/s	m3/s										
Coll projeté	N0	N1	PVC	100	1,3	44,00	0,04400	-	193	300	2,02774	0,14333	0,30698	0,87267	0,37550	1,77	112,65
Coll projeté	N1	N2	PVC	100	0,4	1052,00	1,05200	01	790	800	2,16297	1,08723	0,96760	1,04279	0,88832	2,26	710,66
Coll projeté	N2	N3	PVC	100	0,4	280,00	0,28000	-	481	600	1,78549	0,50484	0,55464	1,03132	0,53691	1,84	322,14
Coll projeté	N3	N4	PVC	100	0,4	886,00	0,88600	-	741	800	2,16297	1,08723	0,81492	1,07171	0,70436	2,32	563,49
Coll projeté	N4	N5	PVC	100	Un relevage	1039,00	1,03900	02									

TABLEAU V.1 TROISIEME VARIATE

Coll	Tronçon		Mat	Ks	Pente moy (%)	Qp EU		DVO	Ø théori (mm)	Ø Norm (mm)	Vps	Qps	Q/Qps	V/Vps	H/D	V (m/s)	H (mm)
	De	Au				l/s	m3/s										
Coll projeté	N0	N1	PVC	100	1,3	44,00	0,04400	-	193	300	2,02774	0,14333	0,30698	0,87267	0,37550	1,77	112,65
Coll projeté	N1	N2	PVC	100	0,4	1052,00	1,05200	01	790	800	2,16297	1,08723	0,96760	1,04279	0,88832	2,26	710,66
Coll projeté	N2	N3	PVC	100	0,4	280,00	0,28000	-	481	600	1,78549	0,50484	0,55464	1,03132	0,53691	1,84	322,14
Coll projeté	N3	N4	PVC	100	0,3	886,00	0,88600	-	782	800	1,87318	0,94157	0,94099	1,06310	0,84217	1,99	673,73
Coll projeté	N4	N5	PVC	100	0,15	1039,00	1,03900	02	945	1000	1,53699	1,20715	0,86070	1,07628	0,74338	1,65	743,38

CONCLUSION :

Vu la topographie du terrain pratiquement plate, et par considération des problèmes rencontrés dans le collecteur principal Ø 500 de béton comprimé ainsi que sa très faible pente ; ce collecteur ne répond pas aux normes.

Pour résoudre ce problème pointilleux d'assainissement de la zone Nord de Corso, nous avons étudié trois variantes, c'est la deuxième qui a été retenue vu ses qualités ; un seul collecteur, avec l'installation d'une station de relevage au niveau de la localité EL MARDJA.

Calcul Hydraulique

CHAPITRE VI : Calcul hydraulique

Introduction :

Après avoir estimé tous les débits à évacuer au niveau de la ville de Corso, On procède au dimensionnement des collecteurs intercepteurs et émissaires qui seront appelés à acheminer ces eaux vers la station de relevage dans les meilleures conditions possibles, tout en satisfaisant les conditions d'auto-curage.

Il convient toutefois de remarquer que, compte tenu des diamètres courants de fabrication (diamètres normalisés), il en résultera le plus souvent, une capacité supplémentaire d'écoulement.

V.1. Conditions d'écoulement et dimensions :

L'écoulement en assainissement est gravitaire dans la mesure du possible, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'entraînement des particules de sable facilement décantables.

Lorsqu'il s'agit d'un réseau d'évacuation de type unitaire les conditions d'auto curage qui doivent être satisfaites pour les débits minimum en période sèche sont les suivantes :

- Une vitesse minimale de 0.6 m /s pour le (1/10) du débit de pleine section.
- Une vitesse de 0.3 m /s pour le (1/100) de ce même débit.

En revanche, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations et leur revêtement intérieur nous conduit à poser des limites supérieures, donc il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de 4 à 5 m/s.

V.2.Mode de calcul:

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

- L'écoulement est uniforme à surface libre.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval ;
- Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section (Q_{sp}) ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

Il convient toutefois de définir les paramètres hydrauliques suivants :

- a) **Périmètre mouillé (P)** : C'est la longueur du périmètre de la conduite qui est au contact de l'eau en [m] ;

- b) Section mouillée (S) :** C'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau [m²];
- c) Rayon hydraulique (R_h) :** C'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé en [m];
- d) Vitesse moyenne (V) :** C'est le rapport entre le débit volumique en [m³/s] et la section mouillée en [m²].

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

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

Avec :

Q : Débit [m³/s];

S : Section mouillée [m²];

V : Vitesse d'écoulement [m/s].

Cette vitesse se calcule par différentes expressions tel que le formule de CHEZY, de MANNING et la formule de MANNING-STRICKLER.

Pour cela, la vitesse moyenne est déterminée par l'expression de MANNING-STRICKLER qui est donnée par la formule suivante :

$$V = K_s \cdot R_h^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{I} \quad (V.2)$$

Avec :

I [m/m] : Pente motrice ou pente du radier nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné ;

R_h [m] : Rayon hydraulique ;

K_s : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois ; et dont Les valeurs du coefficient «K_s» sont présentées sur le tableauV.1.

Tableau V.1 : Le Coefficient de Manning-Strickler (k_s) en fonction de la nature des parois :

Nature des parois	K _s
Fossé à parois en herbe	30
Fossé à parois en terre	40
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre ciment	80
Conduite en fonte ou en grés	90
Conduite en PVC	100

« Source : les réseaux d'assainissement. de R.BOURRIER (page : 512) ».

A partir des équations (V.1) et (V.2) le diamètre sera calculé comme suit :

$$D_{\text{cal}} = \left[\frac{3,2036 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad (\text{V.3})$$

Le débit à pleine section (Qps) est donné par la relation :

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

D_{nor} : Diamètre normalisé de la conduite en [mm].

La vitesse en pleine section (Vps) est calculée à partir de la relation (V.2), avec le rayon hydraulique pris :

$$R = \frac{D_{\text{nor}}}{4} \quad (\text{V.5})$$

On aura :

$$V_{\text{PS}} = K_s * (D_{\text{nor}}/4)^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I} \quad (\text{V.6})$$

➤ **Rapport des hauteurs :**

$$R_h = -11,423 Rq^6 + 40,641 Rq^5 - 55,497 Rq^4 + 37,115 Rq^3 - 12,857 Rq^2 + 2,8373 Rq + 0,0359. \quad (\text{V.7})$$

➤ **Rapport des vitesses :**

$$R_v = -25,63 Rq^6 + 93,647 Rq^5 - 134,25 Rq^4 + 95,24 Rq^3 - 35,151 Rq^2 + 7,0395 Rq + 0,2263. \quad (\text{V.8})$$

Par la suite on calcule les vitesses et les hauteurs :

$$\diamond R_v = V / V_{ps} \quad \Rightarrow \quad V = R_v V_{ps} \quad (\text{V.9})$$

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

$$\diamond R_{v \text{ min}} = V_{\text{min}} / V_{ps} \quad \Rightarrow \quad V_{\text{min}} = R_{v \text{ min}} V_{ps} \quad (\text{V.11})$$

$$\diamond R_{h \text{ min}} = H_{\text{min}} / D_{\text{nor}} \quad \Rightarrow \quad H_{\text{min}} = R_{h \text{ min}} D_{\text{nor}} \quad (\text{V.12})$$

Pour la vérification de la vitesse d'auto curage on a deux conditions a vérifié:

- Condition 1 : Vitesse d'écoulement ($V \geq 1.00 \text{ m / s}$)
- Condition 2: $V_{\min} > 0.60 \text{ m/s}$ pour $Q_{\min} \approx (Q_{PS} / 10)$
 $V_{\min} > 0.30 \text{ m/s}$ pour $Q_{\min} \approx (Q_{PS} / 100)$

v.2.Répartition des débits sur les deux collecteurs:

Etant donné qu'on a deux collecteur à exploiter, le premier existant et le deuxième est projeté, le tableau suivant nous donne la répartition des localités et leurs regards de branchements dans le réseau :

Collecteur	POPULATION	Regard de raccordement	Eaux usées l/s	Eaux pluviales l/s	Activités l/s	Débit transféré l/s	Débit libéré par le Déversoir d'orages l/s	Observations
Collecteur I	VIAVI Localité Boudiaf Rejets des usines INAFROIS ET ERIAD	R0	0,07 5,71 0,44	400 340 0	1,50 2,50	401,57 345,71 2,94		
	Total		6,23	740,00	4,00	750,23		
	VIAVI Localité Boudiaf Rejets des usines INAFROIS ET ERIAD	R1	0,07 5,71 0,44	400 340 0	1,50 2,50	3,14 11,43 5,89		DVO N° 01
	Total		6,23	740,00	4,00	20,45	719,55	
	Lotissement COSIDER Ecole Primaire Centre des handicapés 80 Logts DLEP+20 DFP(en programme) Amont du Collecteur I	R22	12,35 0,07 1,25 2,92 6,23	144 60 132 48 0	4,00	24,69 0,13 2,50 5,83 20,45		DVO N° 02
	Total		22,81	384,00	4,00	53,62	330,39	
	Localité GOURGUE Localité Ben Boulaid (30 %) Amont du Collecteur I	R28	0,56 0,59 22,81	0 0 0	4,00	1,13 1,18 53,62		
	Total		23,96	0,00	4,00	55,92		
	CHALETs Amont du Collecteur I	R61	6,13 23,96	400 0	4,00	12,25 55,92		
	Total		30,09	400,00	4,00	68,17	331,83	DVO N° 03
	Amont du Collecteur I Collecteur II	R 69	30,09 16,33	0 0	4,00	68,17 32,66		
	Total		46,42	0,00	4,00	100,83		
	Localité AL MARDJA Amont du Collecteur I	R70-1	8,60 46,42	344 0	4,00	17,20 100,83		DVO N° 04
	Total		55,02	344,00	4,00	118,04	225,96	
	TOTAL COLLECTEUR I			55,02	0,00	4,00	118,04	
Collecteur II	Lotissement ZIDANE Lotissement YSREF Localité la gare Localité Ben Boulaid (70 %)	R73	4,43 8,05 2,46 1,38	0 0 120 97,44		8,87 16,10 4,93 2,76		DVO N° 05
	Total		16,33	217,44		32,65	184,79	

V.3.Dimensionnement Des Collecteurs Projetés :

1- Dimensionnement du collecteur N° 01 :

Dans le tableau suivant on trouve le dimensionnement du collecteur qui commence de la cité BOUDIEF et arrive jusqu'à la station de relevage SR :

Coll	Tronçon	Mat	Ks	Pente moyene	Qp		Ø théori (mm)	Ø Norm (mm)	Vps	Qps	Q/Qps	V/Vps	H/D	V (m/s)	H (mm)
	Départ				l/s	m3/s									
Coll I	R0 - R1	PVC	100	10	750,23	0,75023	586	600	2,82311	0,79822	0,93988	1,06369	0,84043	3,00	504,26
	R1 - R2	PVC	100	2,03	20,45	0,02045	205	315	0,82778	0,06451	0,31701	0,88001	0,38180	0,73	120,27
	R2 - R3	PVC	100	1,45	20,45	0,02045	218	315	0,69960	0,05452	0,37509	0,92321	0,41858	0,65	131,85
	R3 - R4	PVC	100	1,11	20,45	0,02045	229	315	0,61211	0,04770	0,42870	0,96213	0,45340	0,59	142,82
	R4 - R5	PVC	100	0,86	20,45	0,02045	241	315	0,53879	0,04199	0,48704	0,99935	0,49210	0,54	155,01
	R5 - R6	PVC	100	0,58	20,45	0,02045	259	315	0,44247	0,03448	0,59306	1,04348	0,56184	0,46	176,98
	R6 - R7	PVC	100	9,4	20,45	0,02045	154	315	1,78127	0,13882	0,14732	0,74087	0,26166	1,32	82,42
	R7 - R8	PVC	100	4,59	20,45	0,02045	176	315	1,24472	0,09700	0,21082	0,80251	0,31247	1,00	98,43
	R8 - R9	PVC	100	0,54	20,45	0,02045	262	315	0,42694	0,03327	0,61464	1,04855	0,57557	0,45	181,31
	R9 - R10	PVC	100	0,89	20,45	0,02045	239	315	0,54810	0,04271	0,47876	0,99455	0,48658	0,55	153,27
	R10 - R11	PVC	100	0,61	20,45	0,02045	257	315	0,45377	0,03536	0,57830	1,03930	0,55232	0,47	173,98
	R11 - R12	PVC	100	1,17	20,45	0,02045	227	315	0,62843	0,04897	0,41756	0,95430	0,44609	0,60	140,52
	R12 - R13	PVC	100	0,85	20,45	0,02045	241	315	0,53564	0,04174	0,48990	1,00097	0,49400	0,54	155,61
	R13 - R14	PVC	100	1,26	20,45	0,02045	224	315	0,65216	0,05082	0,40237	0,94336	0,43619	0,62	137,40
	R14 - R15	PVC	100	1,48	20,45	0,02045	217	315	0,70680	0,05508	0,37127	0,92036	0,41613	0,65	131,08
	R15 - R16	PVC	100	0,61	20,45	0,02045	257	315	0,45377	0,03536	0,57830	1,03930	0,55232	0,47	173,98
	R16 - R17	PVC	100	0,6	20,45	0,02045	257	315	0,45003	0,03507	0,58310	1,04072	0,55542	0,47	174,96
	R17 - R18	PVC	100	1,01	20,45	0,02045	233	315	0,58389	0,04550	0,44942	0,97618	0,46708	0,57	147,13
	R18 - R19	PVC	100	2,39	20,45	0,02045	199	315	0,89819	0,07000	0,29216	0,86193	0,36617	0,77	115,34
	R19 - R20	PVC	100	0,71	20,45	0,02045	249	315	0,48955	0,03815	0,53603	1,02387	0,52466	0,50	165,27
	R20 - R21	PVC	100	1,16	20,45	0,02045	227	315	0,62574	0,04876	0,41936	0,95557	0,44727	0,60	140,89
R21 - R22	PVC	100	1,51	20,45	0,02045	216	315	0,71393	0,05564	0,36756	0,91759	0,41376	0,66	130,33	

Coll I	R22 - R23	PVC	100	0,6	53,62	0,05362	369	400	0,52773	0,06632	0,80855	1,07096	0,69954	0,57	279,82
	R23 - R24	PVC	100	0,69	53,62	0,05362	360	400	0,56592	0,07112	0,75398	1,06502	0,66201	0,60	264,80
	R24 - R25	PVC	100	0,6	53,62	0,05362	369	400	0,52773	0,06632	0,80855	1,07096	0,69954	0,57	279,82
	R25 - R26	PVC	100	0,69	53,62	0,05362	360	400	0,56592	0,07112	0,75398	1,06502	0,66201	0,60	264,80
	R26 - R27	PVC	100	2,61	53,62	0,05362	280	400	1,10066	0,13831	0,38767	0,93256	0,42667	1,03	170,67
	R27 - R28	PVC	100	3,42	53,62	0,05362	267	400	1,25993	0,15833	0,33867	0,89602	0,39543	1,13	158,17
	R28 - R29	PVC	100	0,72	55,92	0,05592	363	400	0,57810	0,07265	0,76976	1,06659	0,67232	0,62	268,93
	R29 - R30	PVC	100	2,96	55,92	0,05592	278	400	1,17214	0,14730	0,37965	0,92660	0,42150	1,09	168,60
	R30 - R31	PVC	100	0,61	55,92	0,05592	374	400	0,53211	0,06687	0,83629	1,07414	0,72152	0,57	288,61
	R31 - R32	PVC	100	1,66	55,92	0,05592	310	400	0,87778	0,11031	0,50696	1,01016	0,50537	0,89	202,15
	R32 - R33	PVC	100	0,6	55,92	0,05592	375	400	0,52773	0,06632	0,84323	1,07485	0,72746	0,57	290,98
	R33 - R34	PVC	100	0,65	55,92	0,05592	370	400	0,54928	0,06902	0,81015	1,07115	0,70074	0,59	280,30
	R34 - R35	PVC	100	0,6	55,92	0,05592	375	400	0,52773	0,06632	0,84323	1,07485	0,72746	0,57	290,98
	R35 - R36	PVC	100	0,5	55,92	0,05592	388	400	0,48175	0,06054	0,92372	1,07056	0,81640	0,52	326,56
	R36 - R37	PVC	100	0,79	55,92	0,05592	356	400	0,60555	0,07610	0,73487	1,06326	0,64989	0,64	259,96
	R37 - R38	PVC	100	1,14	55,92	0,05592	333	400	0,72742	0,09141	0,61175	1,04794	0,57374	0,76	229,50
	R38 - R39	PVC	100	1,16	55,92	0,05592	332	400	0,73377	0,09221	0,60645	1,04676	0,57038	0,77	228,15
	R39 - R40	PVC	100	0,73	55,92	0,05592	362	400	0,58210	0,07315	0,76447	1,06605	0,66882	0,62	267,53
	R40 - R41	PVC	100	0,63	55,92	0,05592	372	400	0,54076	0,06795	0,82291	1,07265	0,71059	0,58	284,24
	R41 - R42	PVC	100	0,65	55,92	0,05592	370	400	0,54928	0,06902	0,81015	1,07115	0,70074	0,59	280,30
R42 - R43	PVC	100	0,65	55,92	0,05592	370	400	0,54928	0,06902	0,81015	1,07115	0,70074	0,59	280,30	
R43 - R44	PVC	100	0,65	55,92	0,05592	370	400	0,54928	0,06902	0,81015	1,07115	0,70074	0,59	280,30	
R44 - R45	PVC	100	0,65	55,92	0,05592	370	400	0,54928	0,06902	0,81015	1,07115	0,70074	0,59	280,30	
R45 - R46	PVC	100	0,65	55,92	0,05592	370	400	0,54928	0,06902	0,81015	1,07115	0,70074	0,59	280,30	
R46 - R47	PVC	100	0,76	55,92	0,05592	359	400	0,59394	0,07464	0,74923	1,06457	0,65896	0,63	263,59	
R47 - R48	PVC	100	2,48	55,92	0,05592	288	400	1,07290	0,13482	0,41476	0,95230	0,44426	1,02	177,70	
R48 - R49	PVC	100	0,55	55,92	0,05592	381	400	0,50526	0,06349	0,88073	1,07687	0,76361	0,54	305,44	
R49 - R50	PVC	100	0,53	55,92	0,05592	384	400	0,49599	0,06233	0,89719	1,07601	0,78215	0,53	312,86	
R50 - R51	PVC	100	0,59	55,92	0,05592	376	400	0,52331	0,06576	0,85035	1,07551	0,73377	0,56	293,51	

Coll I	R51 - R52	PVC	100	0,5	55,92	0,05592	388	400	0,48175	0,06054	0,92372	1,07056	0,81640	0,52	326,56
	R52 - R53	PVC	100	0,53	55,92	0,05592	384	400	0,49599	0,06233	0,89719	1,07601	0,78215	0,53	312,86
	R53 - R54	PVC	100	0,3	55,92	0,05592	427	500	0,43301	0,08502	0,65771	1,05570	0,60244	0,46	301,22
	R54 - R55	PVC	100	0,46	55,92	0,05592	394	500	0,53619	0,10528	0,53115	1,02175	0,52143	0,55	260,72
	R55 - R56	PVC	100	0,53	55,92	0,05592	384	500	0,57554	0,11301	0,49483	1,00371	0,49729	0,58	248,65
	R56 - R57	PVC	100	0,45	55,92	0,05592	396	500	0,53033	0,10413	0,53702	1,02429	0,52531	0,54	262,66
	R57 - R58	PVC	100	0,36	55,92	0,05592	413	500	0,47434	0,09314	0,60041	1,04534	0,56653	0,50	283,27
	R58 - R59	PVC	100	0,3	55,92	0,05592	427	500	0,43301	0,08502	0,65771	1,05570	0,60244	0,46	301,22
	R59 - R60	PVC	100	0,3	55,92	0,05592	427	500	0,43301	0,08502	0,65771	1,05570	0,60244	0,46	301,22
	R60 - R61	PVC	100	0,3	55,92	0,05592	427	500	0,43301	0,08502	0,65771	1,05570	0,60244	0,46	301,22
	R61 - R62	PVC	100	0,3	68,17	0,06817	460	600	0,48898	0,13825	0,49307	1,00274	0,49612	0,49	297,67
	R62 - R63	PVC	100	0,3	68,17	0,06817	460	600	0,48898	0,13825	0,49307	1,00274	0,49612	0,49	297,67
	R63 - R64	PVC	100	0,3	68,17	0,06817	460	600	0,48898	0,13825	0,49307	1,00274	0,49612	0,49	297,67
	R64 - R65	PVC	100	0,3	68,17	0,06817	460	600	0,48898	0,13825	0,49307	1,00274	0,49612	0,49	297,67
	R65 - R66	PVC	100	0,3	68,17	0,06817	460	600	0,48898	0,13825	0,49307	1,00274	0,49612	0,49	297,67
	R66 - R67	PVC	100	0,3	68,17	0,06817	460	600	0,48898	0,13825	0,49307	1,00274	0,49612	0,49	297,67
	R67 - R68	PVC	100	0,3	68,17	0,06817	460	600	0,48898	0,13825	0,49307	1,00274	0,49612	0,49	297,67
	R68 - R69	PVC	100	0,3	68,17	0,06817	460	600	0,48898	0,13825	0,49307	1,00274	0,49612	0,49	297,67
	R69 - R70	PVC	100	0,3	100,83	0,10083	533	600	0,48898	0,13825	0,72931	1,06277	0,64642	0,52	387,85
	R70 - R70-1	PVC	100	0,3	100,83	0,10083	533	600	0,48898	0,13825	0,72931	1,06277	0,64642	0,52	387,85
	R70-1 - R71	PVC	100	0,3	118,04	0,11804	565	600	0,48898	0,13825	0,85379	1,07579	0,73690	0,53	442,14
R71 - R72	PVC	100	0,3	118,04	0,11804	565	600	0,48898	0,13825	0,85379	1,07579	0,73690	0,53	442,14	

1- Dimensionnement du collecteur N° 02 :

Coll	Tronçon	Mat	Ks	Pente moyene	Qp		Ø théori (mm)	Ø Norm (mm)	Vps	Qps	Q/Qps	V/Vps	H/D	V (m/s)	H (mm)
	Départ				l/s	m3/s									
Coll II	R73 - R74	PVC	100	1,9	32,65	0,03265	247	400	0,93910	0,11801	0,27667	0,85082	0,35636	0,80	142,54
	R74 - R75	PVC	100	0,6	32,65	0,03265	307	400	0,52773	0,06632	0,49234	1,00233	0,49563	0,53	198,25
	R75 - R76	PVC	100	0,63	32,65	0,03265	304	400	0,54076	0,06795	0,48047	0,99556	0,48772	0,54	195,09
	R76 - R77	PVC	100	0,72	32,65	0,03265	296	400	0,57810	0,07265	0,44944	0,97619	0,46709	0,56	186,84
	R77 - R78	PVC	100	2,01	32,65	0,03265	244	400	0,96590	0,12138	0,26899	0,84533	0,35145	0,82	140,58
	R78 - R79	PVC	100	3,35	32,65	0,03265	222	400	1,24697	0,15670	0,20836	0,80056	0,31071	1,00	124,28
	R79 - R80	PVC	100	0,79	32,65	0,03265	291	400	0,60555	0,07610	0,42907	0,96239	0,45364	0,58	181,46
	R80 - R81	PVC	100	2,27	32,65	0,03265	239	400	1,02647	0,12899	0,25312	0,83398	0,34119	0,86	136,48

2- Dimensionnement du collecteur N° 03 :

Coll	Tronçon	Mat	Ks	Pente moyene	Qp		Ø théori (mm)	Ø Norm (mm)	Vps	Qps	Q/Qps	V/Vps	H/D	V (m/s)	H (mm)
	Départ				l/s	m3/s									
Coll III	R82 - R83	PVC	100	9,82	112,11	0,11211	288	400	2,13496	0,26829	0,41787	0,95452	0,44630	2,04	178,52
	R83 - R84	PVC	100	2,01	112,11	0,11211	388	400	0,96590	0,12138	0,92364	1,07059	0,81630	1,03	326,52

Conclusion :

- Pour une bonne gestion des deux collecteur à la fois, on propose un tronçon by-pass de diamètre $\varnothing 400$, qui fait la jonction entre les deux collecteurs le projeté avec l'existant, le but de la projection de ce by-pass c'est lorsqu'il y'aura un excès de débit dans un collecteur, le surplus sera déversé automatiquement dans le deuxième.

**Dimensionnement de
La conduite
De refoulement**

CHAPITRE VII : Dimensionnement de la conduite de refoulement.

Introduction :

Après avoir estimé tous les débits à évacuer au niveau de la commune de CORSO, on va procéder au dimensionnement des collecteurs et de l'ensemble des ouvrages qui seront appelés à acheminer ces eaux vers la station d'épuration dans les meilleures conditions que possibles.

VII.1. Dimensionnement de la conduite de refoulement :

Le diamètre de refoulement est calculé par la formule suivante :

$$D = \sqrt{Q}$$

- Q : Débit moyen des eaux usées avec dilution de 2 (m³/s)
- D₁ : Diamètre de refoulement de la SR1 en (m).

Le débit refoulé à partir de la SR 1 est la somme des débits moyens en matière d'eaux usées véhiculant les collecteurs I et II avec une dilution de 2.

$$Q_{SR1} = 2 \times (42.69 + 16.33) = 118.04 \text{ l/s}$$

$$Q_{SR1} = 0.118 \text{ m}^3/\text{s}$$

⇒

$$\Rightarrow D_1 = \sqrt{0.118} = 0.343 \text{ m} = 343 \text{ mm}$$

L'utilisation de ces deux formules fournit les intervalles des diamètres optimaux suivants :
[315, 400, 500, 600]

VII.1.1 Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement augmentent avec le diamètre de la canalisation, on doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement, qui amortit un capital investi au taux (i) pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel (conduite) qui est égale à 25ans.

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

Avec :
(V.3)

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

n : nombre d'année d'amortissement n = 26 ans.

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{26} - 1} + 0.08 = 0.092507$$

Les résultats du calcul sont regroupés dans le tableau V.3.

Tableau VII.1 : Frais d'amortissement Refoulement.

Diamètre	L	Prix	Prix total		Fam
D (mm)	(m)	(DA/ml)	(DA)	A	(DA)
315	397,79	4003,95	1592731,271	0,0888	141477,54
400	397,79	6424,42	2555570,032	0,0888	227003,62
500	397,79	10021,19	3986329,17	0,0888	354093,66
630	397,79	15153,49	6027906,787	0,0888	535440,88

VII.1.2 Frais d'exploitation :

Il faut d'abord déterminer les pertes de charges (ΔH) engendrées dans les canalisations D1, D2,...Dn. En Connaissant la hauteur géométrique (H_g), on peut déterminer les hauteurs manométriques (H_{mt}) correspondant à chaque canalisation D1, D2, ...Dn.

VII.2. Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (V.4)$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique totale (m).

$\sum \Delta h$: La somme des pertes de charge (m).

$$H_g = 100.03 - 93.72 = 6.31m$$

VII.3. Le gradient de perte de charge

Le gradient de perte de charge est calculé avec la relation suivant :

$$\sum h_p = \frac{8 \lambda L Q^2}{\pi^2 g D^5} \quad (V.5)$$

Avec : $\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{Ru}{D})^{-2}$

Q : Débit d'eau usée à refouler (m^3/s).

L : Longueur de la conduite (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

g : La force de l'apesanteur (m^2/s).

λ : Coefficient de frottement d'après la formule de NIKURAZE.

R_u : Rugosité moyenne de la conduite en PRV égale à 0.029mm.

V.4. Puissance de pompage

$$p = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} \quad (V.6)$$

Avec :

P : puissance absorbé par la pompe (Kw).

ρ : Densité des eaux usées.

η : Rendement de la station de pompage égale à 70% (pour un premier calcul avant le choix des pompes).

VII.5. Energie consommé par le pompage :

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et d'heures de pompage par année.

$$E = P \times n \times t \times 365 \quad (V.7)$$

Avec :

E : énergie consommée pendant une année (Kwh).

P : puissance de pompage (Kw).

n : nombre de pompes, égale à 1.

t : temps de pompage par jour (h), ($t = 20$ h).

VII.1.2.5 Dépenses annuelles de l'énergie

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du Kwh et de l'énergie consommée par année.

$$K = \delta * E \quad (V.8)$$

Avec :

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour (voir tableau V-4)

Tableau VII.2 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.

Période	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh
		(h)	(DA)
Heures pleines	6 à 17h et 21 à 22h30	12,5	0,933
Heures de pointes	17 à 21h	4	4,514
Heures creuses	22h30 à 6h	7,5	0,403

Source SONEGAS

Le prix moyen du Kwh pendant les 20 heures de pompage est calculé de la manière suivante :

$$\delta = \frac{0,403 \times 7,5 + 0,933 \times 9,5 + 3 \times 4,514}{20} \Rightarrow \delta = 1.27 \text{ DA}$$

Tableau VII. 3 : Frais d'exploitation en fonction du diamètre

D (mm)	Λ	Σhp (m)	HMT (m)	Pt (kw)	Ea (kwh)	Fexp (DA)
315	0,018169574	2,68	9,40	13,60	119104,0365	732490
400	0,017203065	1,06	7,53	10,90	95473,23155	587160
500	0,016369265	0,24	6,59	9,53	83480,28458	513404
630	0,015567334	0,07	6,39	9,25	81029,86881	498334

Après avoir calculé les frais d'amortissement et ceux d'exploitations, on calcul la somme de ces derniers qui sert par la suite au tracer de la courbe d'optimisation par laquelle on va tirer le diamètre le plus économique qui correspond au cout minimal.

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau V.6.

Tableau VII. 4 : Bilan des frais d'exploitations et d'amortissements

Diamètre D (mm)	Amortissement (DA)	Exploitation (DA)	TOTAL (DA)
315	141477,54	732489,8247	873967,37
400	227003,62	587160,3741	814163,99
500	354093,66	513403,7502	867497,41
630	535440,88	498333,6932	1033774,57

La représentation graphique des résultats du tableau VII. 4 permet de déduire le diamètre le plus économique, cela, au point de changement de direction de la courbe.

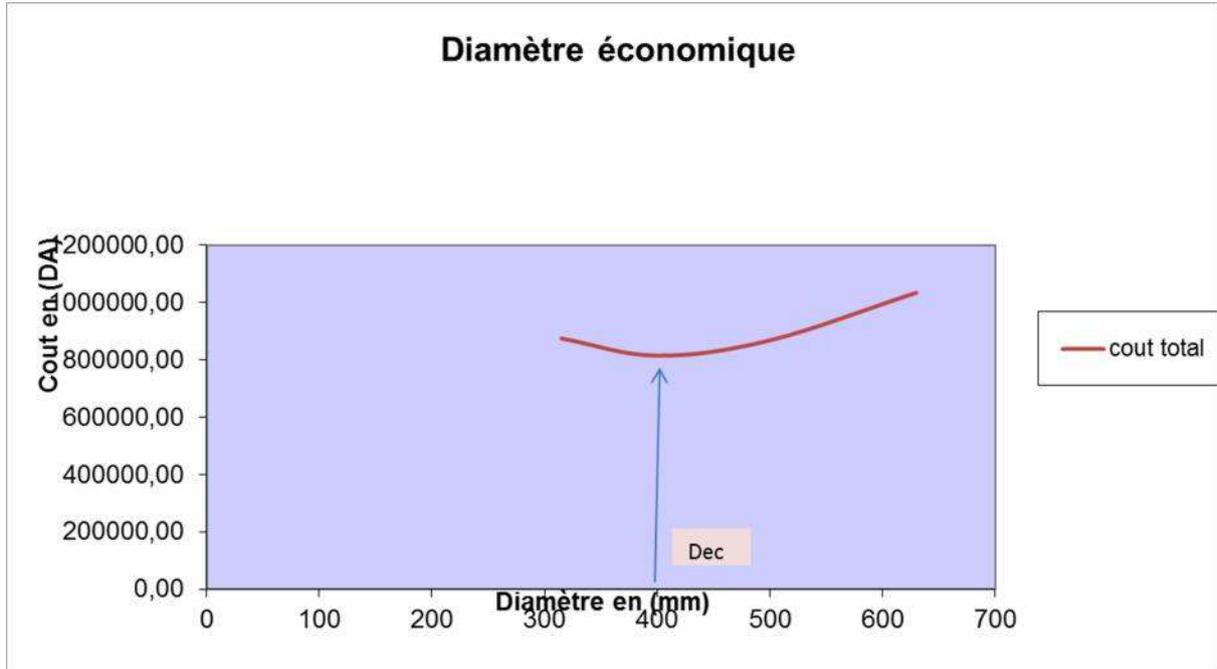


Figure VII. 1 : Courbe d'optimisation en fonction du bilan

Le diamètre de refoulement $D = 400$ mm en PEHD avec un diamètre intérieur des parois égal à 375 mm .

VII.6 DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE RELEVAGE :

VII.6.1 Dimensionnement du puisard :

Le débit d'arrivée $Q_1 = 0.118$ m³/s

Q_1 : est le débit de pointe dilué en 2 fois

Soit un temps $t = 12$ min pour remplir le puisard

Le volume du puisard $V = 0.118 \times 12 \times 60 = 84.96$ m³

On prend $V_1 = 100$ m³

Notre puisard a une forme cubique donc on a $V = L \times B \times H$

Avec : L : longueur du puisard = 6,5 m

B : largeur du puisard = 6 m

H : hauteur d'eau dans le puisard

$$\text{Donc } H = \frac{V}{L \times B} = \frac{100}{6.5 \times 6} = 2.5 \text{ m} \Rightarrow H = 2.5 \text{ m}$$

VII.6.2 Calcul de la hauteur manométrique total des pompes : (HMT)

La station de relevage SR1 est équipée d'un groupe électropompe

Constitué de deux pompes (une sera mise en service et l'autre de secours)

$$\text{HMT} = \text{Hg} + \sum \Delta \text{Href}$$

Tel que :

Hg : la différence géométrique ; ou la hauteur réelle d'élévation (m)

$\sum \Delta \text{Href}$: les pertes de charge en refoulement qui doivent être compensées par la pompe ayant les deux paramètres principaux qui sont le débit de refoulement et la hauteur manométrique totale.

VII.6.3 Calcul de la puissance de la pompe :

La puissance absorbée par la pompe, c'est-à-dire la puissance nécessaire pour son entraînement mécanique s'exprime par la relation :

$$P_{ab} = \frac{9,81 \times Q \times H}{\rho}$$

Avec :

P_{ab} : la puissance exprimée en (kw)

Q : débit exprimé en (m³/s)

H : HMT exprimé en (m)

ρ : rendement de la pompe

Pour un rendement optimale des pompes de 80% la puissance est de :

$$P_{ab} = \frac{9,81 \times 0,113 \times 10}{0,8} = 13,86 \text{ Kw}$$

Donc la puissance de la pompe $P_{ab} = 13,86 \text{ kw}$

VII.6.4 Calcul de la puissance du moteur :

La puissance fournie par le moteur est déterminée à base de la puissance absorbée par la pompe.

Toutefois, pour prévenir certains imprévus d'exploitation, il sera prudent de majorer la puissance absorbée par la pompe des quantités suivantes :

- 30% pour une puissance absorbée de moins de 4 kw
- 20% pour une puissance absorbée comprise entre 4 et 20 kw
- 10% pour une puissance absorbée supérieur de 20 kw

Pratiquement, la puissance du moteur à commander au constructeur sera celle résultant de la puissance absorbée calculée pour la pompe, majorée comme il vient d'être indiqué. Donc *la*

Puissance du moteur $P = 1,1 \times 13.86 = 15.24\text{kw}$

On prend : **$P = 16\text{kw}$** .

VII.6.5 Calcul de la puissance du transformateur :

Le choix de transformateur à installer dépend des paramètres

Suivants :

- La puissance de groupe électro pompe ($P=25\text{ kw}$)
- La somme des puissances des appareils installées (éclairage interne et externe, climatiseur, chauffage, dégrilleur... soit une puissance de 5 kw) .

Si on admet que le facteur de puissance des moteurs est de 0,8 et que la station est alimentée en moyen tension le transformateur aura une puissance d'au moins :

$$P = \frac{16 + 5}{0.8} = 26.25 \text{ kVA}$$

Pour faciliter l'exploitation, il est souhaitable de rester dans la gamme des puissances normalisées : 100 – 160 – 250 – 400 – 630 – 800 – 1000 – 1250.

Donc la puissance du transformateur = 100 KVA.

VII.7.Canalisation électriques :

Dans les stations de pompage les canalisations électriques sont généralement constituées par des câbles dont la nature est choisie en fonction de l'utilisation et de mode de pose.

Pour notre cas on utilise des câbles électriques posés dans un caniveau fermé de section

$$S = 4 \times 32 \text{ mm}^2$$

Conclusion :

Afin d'améliorer le mode de fonctionnement de la station et d'assurer une durée de vie de la station à travers la bonne gestion en milieu convenable il faut renforcer notre station par des équipements auxiliaires adéquats.

**Éléments constitutifs
du réseau et ouvrages
Annexes**

CHAPITRE VIII : Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

Introduction :

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

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

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent :

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

VIII .1 Ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux comprennent :

- Les tuyaux cylindriques préfabriqués en usine, qui sont distingués par leurs diamètres intérieurs (diamètre nominal en mm).
- Les tuyaux ovoïdes préfabriqués qui sont distingués par leurs hauteurs intérieures (nominale exprimé en cm).
- Les ouvrages Visitables de profils particuliers.

L'utilisation des conduites circulaires est réservée aux faibles sections. La forme circulaire est simple à fabriquer. Elle peut être utilisée pour les grandes sections avec certains inconvénients :

- largeur importante de la tranchée.
- Vitesse d'écoulement faible pour des tirants d'eau faibles. d'où surgit la difficulté du curage et de l'entretien.

Pour pallier au problème d'auto curage, le profil circulaire est remplacé par la forme ovoïde, quand cela est possible.

Les diamètres des conduites circulaires équivalents aux conduites ovoïdes de hauteur H sont donnés dans le tableau **VIII.1**:

Tableau VIII.1 : Diamètres des conduites circulaires équivalents aux hauteurs des conduites ovoïdes.

H [cm]	D [mm]
100	800
130	1000
150	1200
180	1400
200	1500

VIII-1.1 Canalisations :

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

VIII-1.2 Matériau des canalisations :

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant leur matériau constitutif et leur destination.

a) Conduite en fonte :

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

b) Conduites en béton non armé :

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

c) Conduites en grès artificiels :

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

d) Conduite en amiante ciment :

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

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

e) Conduite en matières plastique

On distingue :

- les conduites en matières thermodurcissables.
- les conduites en matières thermoplastiques.

Elles présentent les caractéristiques suivantes :

- Résistance aux chocs ;
- Résistance au gel ;
- Résistance à la corrosion chimique ;
- Adaptation à la déformation ;
- Facilité de pose et de transport.

f) Conduites en béton armé :

- Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, Vibration, centrifugation).
- L'armature formant la conduite en béton armé se compose :
- De génératrices disposées en parallèle. On peut parfois rencontrer plusieurs couches de génératrices en fonction des conditions de pose.
- De cerces disposées de telle façon à former des grilles avec les génératrices et écartées d'environ 15 cm les unes des autres.
- Les conduites type BONNA comportent en plus des armatures, une âme en tôle pour assurer l'étanchéité et augmenter la résistance de la conduite.

VIII-1.3 Choix du type de canalisation :

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

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

Pour notre projet, les conduites utilisées seront en béton armé de profil circulaire vu les avantages qu'elles présentent :

- Bonne étanchéité.
- Résistance aux attaques chimiques.
- Bonne résistance mécanique.
- Bonne stabilité dans les tranchées.
- Pose et assemblage facile.
- Disponibilité sur le marché national.

VIII-1.4 Les joints des conduites en béton :

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

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

a) Joint type Rocla :

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

b) Joint à demi emboîtement :

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

c) Joint torique :

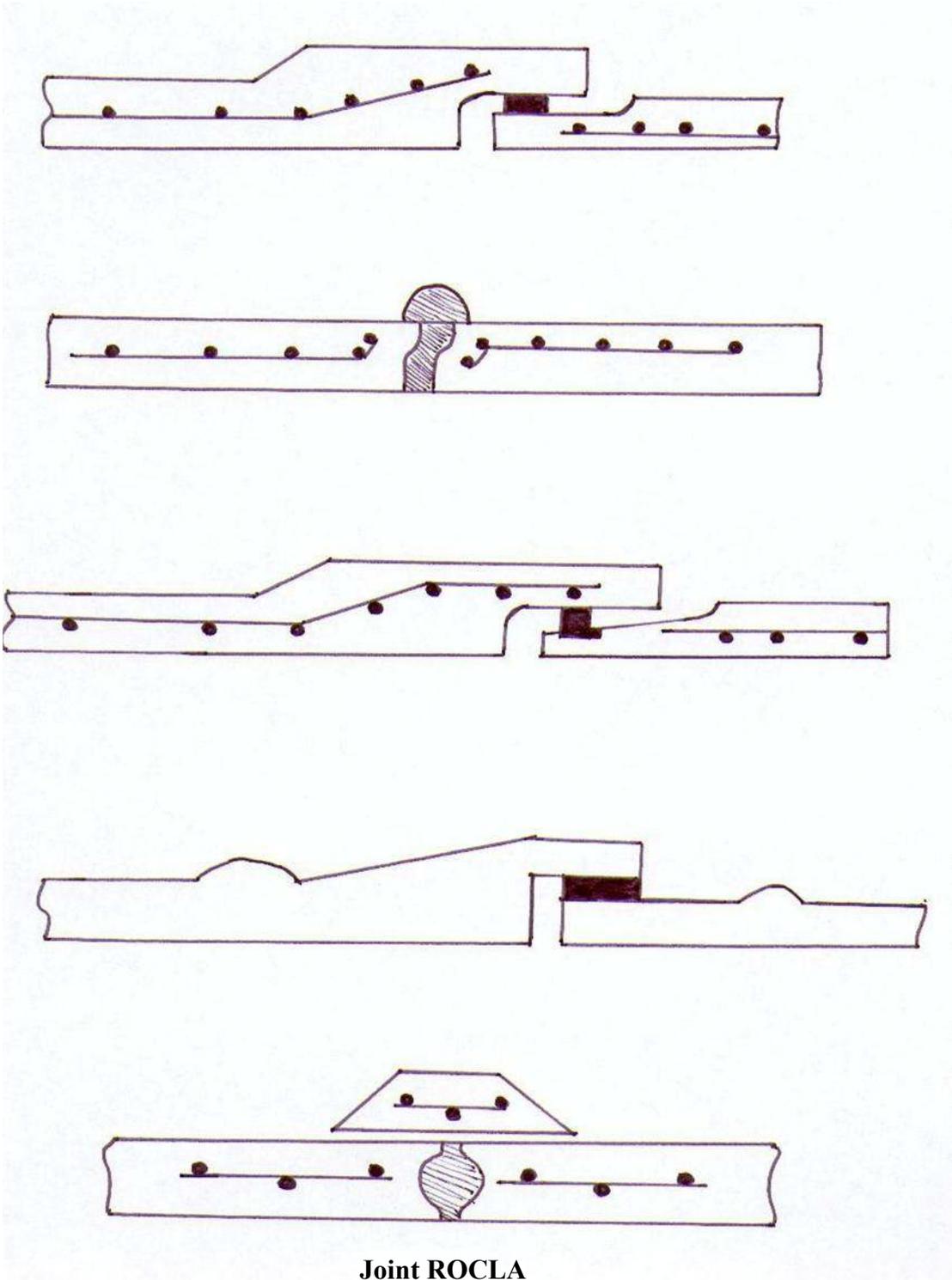
Il est remplacé dans la plupart des cas par le joint Rocla. Il s'adapte pour les sols faibles à condition que la pression ne soit pas très élevée. Il s'adapte également aux les terrains en pente grâce au jeu de 1 cm.

d) Joint à collet :

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

e) Joint plastique :

Ce joint est étanche et résistant même si la conduite est en charge. La présence du cordon en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribue à la bonne étanchéité. Il s'adapte presque à tous les sols si la confection est bien faite. La figure **VIII.1** représente les différents types de joints sur tuyau en béton



FigurVIII.1 : Différents type de joints.

VIII-2. Différentes actions supportées par la conduite :

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures. Pour cela, ces canalisations doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont : Les actions mécaniques ; les actions statiques et les actions chimiques.

a) Actions mécaniques :

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

b) Action statique :

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

Tableau VIII.2: Caractéristiques du tuyau en béton armé.

Diamètre nominal [mm]	Epaisseurs minimales des parois [mm]
800	66-116
1000	66-116
1200	71-121
1400	119 -146
1600	130 -158
1800	133-177
2000	141 -194

c) Action chimique :

Elles se passent généralement à l'intérieure de la conduite, et sont dues à des agents chimiques présents dans les eaux d'origine industrielle. Une baisse de pH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'hydrogène sulfuré (H_2S) corrosif et néfaste pour les conduites.

VIII-3. Protection des conduites :

Le béton utilisé pour la fabrication des tuyaux et ouvrages d'assainissement subit des formes d'agression ; sous l'aspect de corrosion chimique qui entraîne la destruction

Des canalisations ; sous l'aspect d'abrasion qui est une action physique non négligée du fait de faible résistance du matériau et compte tenu de la Vitesse limite maximale des écoulements dans le réseau.

Pour cela les moyens de lutte peuvent se résumer comme suit :

- Le temps de rétention des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ces derniers favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H₂S).
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H₂S.
- Revêtement intérieur des conduites par du ciment limoneux ou du ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton).

VIII-4. Essais des tuyaux préfabriqués :

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

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

a)-Essai à l'écrasement :

Les ouvrages doivent résister aux charges permanentes des remblais d'une part, aux surcharges dans les zones accessibles aux véhicules routiers d'autre part. Ce qui rend nécessaire l'essai à l'écrasement.

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de tuyau. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement. à une Vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute. Cet essai permet de déterminer la charge de rupture.

b) Essai d'étanchéité :

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

- A l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures ;
- Sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.

- 1) l'essai à l'eau effectué pendant 30mn pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars ;
- 2) l'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide ;
- 3) l'essai à l'air: Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0,5 bar durant 3 minutes, Pour les conduites circulaires.

c) - Essai à la corrosion :

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

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

VIII-5.Ouvrages annexes :

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

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux ;
- Les ouvrages spéciaux ;

VIII-5.1.Ouvrages normaux :

Les ouvrages normaux sont les plus courants. On les trouve aussi bien en amont ou le long des réseaux .Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau. On distingue :

- 1) Les regards ;
- 2) Les fossés ;
- 3) Les caniveaux ;
- 4) Les bouches d'égout.

1)-Les Regards :**a) Généralité :**

Les regards sont en fait des fenêtres par les quelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Il servent aussi à l'aération du réseau.

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

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

b) Types de regards :

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

b-1) Regard de Visite :

Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières, (**figure VIII.2**).

L'intervalle d'espacement est de 35 à 80m.

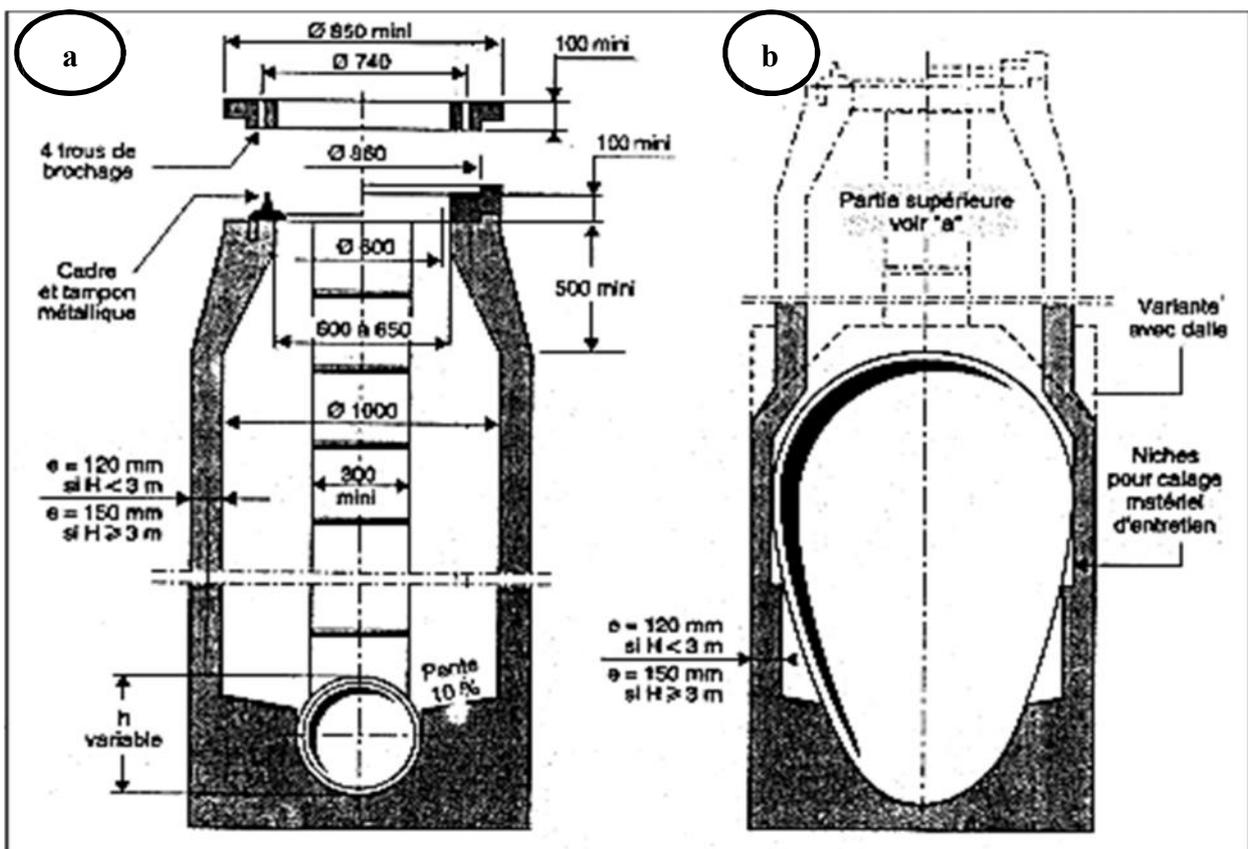


Figure VIII.2 : Regard de visite :

- a) Sur tuyau de diamètre inférieur ou égal à 0.8 m ;
- b) Centré sur l'axe de la canalisation principale de type ovoïde.

b-2) Regard de ventilation :

La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydrogène gazeux ; la ventilation s'opère par :

- Les tampons des regards munis d'orifices appropriés ;
- Les tuyaux de chute qui doivent être prolongés jusqu'à l'air libre ;
- Les cheminées placées sur l'axe de la canalisation.

b-3) Regard de jonction :

Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections ; ils sont construits de telle manière à avoir :

- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard) ;
- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs ;
- Une absence de reflux d'eau par temps sec ;
- Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.

b-4) Regard de chute :

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

1- La chute verticale profonde :

Utilisée pour un diamètre faible et un débit important ; leur but est de réduire la Vitesse.

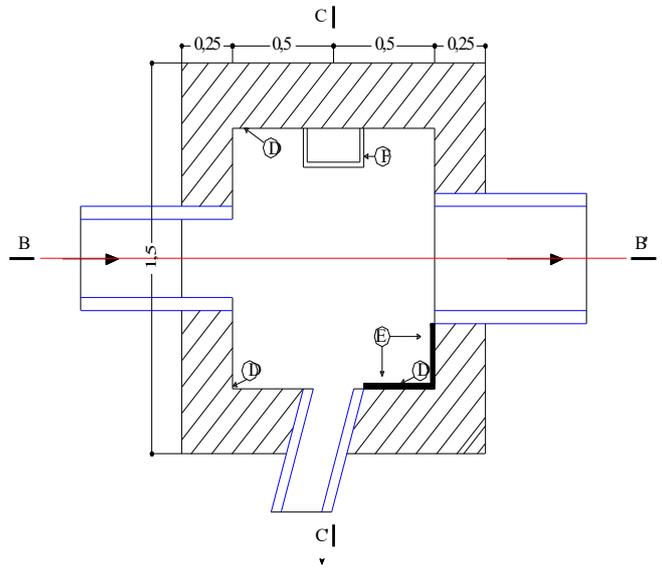
2- La chute toboggan :

Cette chute est utilisée pour des diamètres assez importants, elle assure la continuité d'écoulement et permet d'éviter le remous.

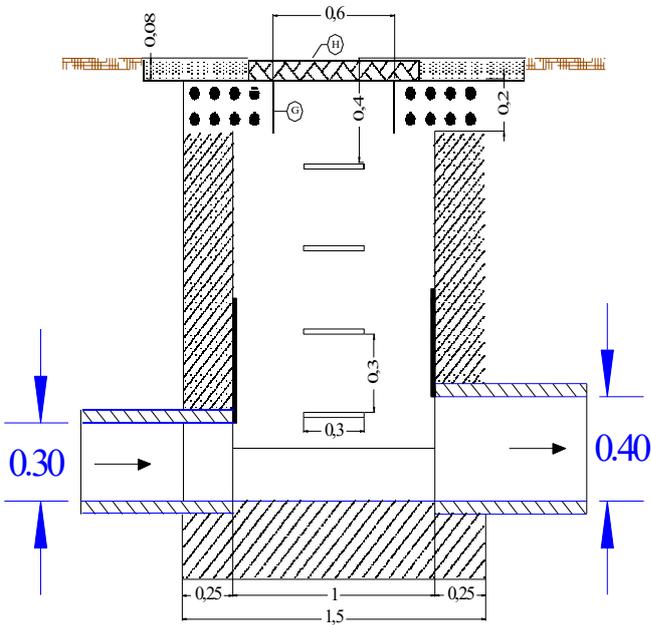
LEGENDE

- D: Banquettes
- E: Enduit étanche
- F: Echelons en fer galvanisé
- G: Cadre en béton armé préfabriqué
- H: Sous chaussé (tampon en fente)

PLAN COUPE



COUPE B-B'



COUPE A-A'

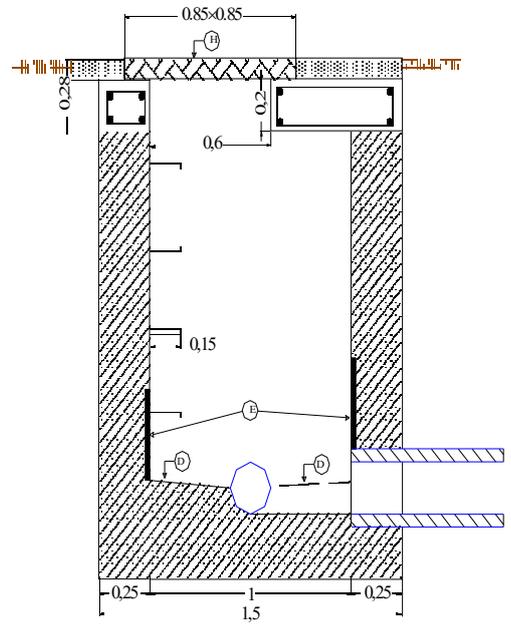


Figure VIII.3 : Regard de Visite.

VIII-5.2. Ouvrages spéciaux :**1) Déversoirs d'orage :**

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à agir sur l'économie d'un projet en réduisant les sections à l'aval du réseau.

Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire.

a) Emplacement des déversoirs d'orage :

Ils sont placés :

- Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit ;
- Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou déchargé un collecteur.

Avant leurs projections il faut voir :

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur ;
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement ;
- La topographie du site et La variations des pentes.

b) Types des déversoirs :

On distingue plusieurs types de déversoir On distingue plusieurs types de déversoir.

b-1) Déversoir à seuil frontal :

Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée ou dans un changement de direction. Dans cette disposition, le seuil ne doit pas être élevé pour ne pas trop réduire la section d'écoulement.

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

$$Q = (2 / 3) \mu \cdot L \cdot H_{dev} \cdot \sqrt{2 g H_{dev}} \quad (\text{VIII.1})$$

Avec:

Q : Débit déversé [m³/s] ;

μ : Coefficient expérimental dont la valeur est fonction du type de seuil ;

L : Longueur de la lame déversée [m] ;

g: Accélération de la pesanteur 9.81m/s² ;

H_{dev} : hauteur de la lame déversée

b-2) Déversoir à seuil latéral :

Le déversoir classique à seuil latéral ou de dimension standard à seuil haut ou bas peut être partialisé et équipé de dispositifs de vannage, (**figure VIII.4**).

Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception de seuil long sans occuper beaucoup de place.

On notera, à ce propos, que la longueur de crête déversante d'un déversoir latéral, calculée selon la formule d'Engels, est de 3 à 4 fois plus importante que celle d'un déversoir frontal. Cette longueur de la lame de déversoir calculée est donnée par la même expression :

$$L = \left[\frac{Q}{\frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{1.67}} \right]^{\frac{1}{0.83}} \quad \text{(VIII.2)}$$

Dans laquelle :

Q : Débit déversé [m³/s] ;

μ : Coefficient de débit exprimé, d'après la formule de Bazin (μ moyen = 0.40) ;

H : Hauteur moyenne de charge [m] mesurée dans les conditions définies précédemment.

S'il s'agit d'un seuil latéral bas (le rapport entre le diamètre du collecteur d'entrée et la hauteur du seuil étant important), il n'est pas possible de mettre en place un orifice calibré réglable, tout au plus un masque sur la partie du collecteur de sortie ;

Au contraire, s'il s'agit d'un seuil latéral haut (le rapport entre la hauteur du seuil et le diamètre du collecteur de sortie étant supérieur ou égal à 2), il est obligatoire de mettre en place une vanne réglable pour ajuster le calibrage du débit conservé.

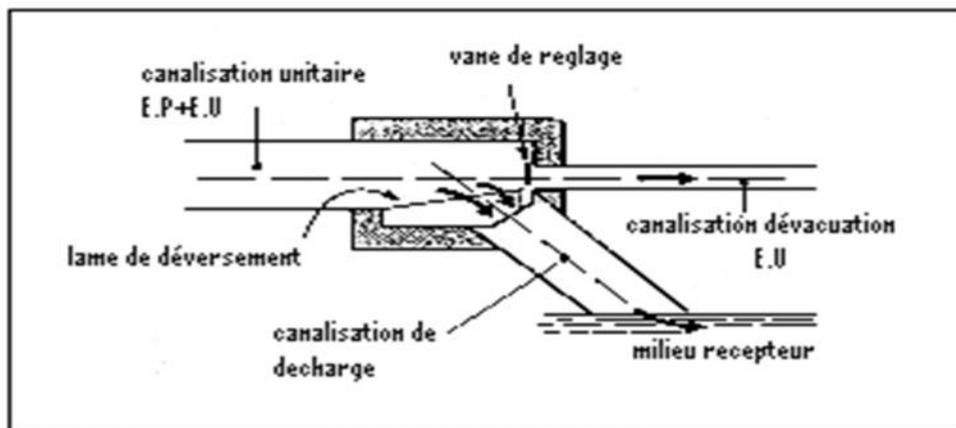


Figure VIII.4 - Déversoir classique à seuil latéral

c) Déversoir à double seuil latéral :

Dans ce type de déversoir, on opte pour un double seuil déversant quand les calculs nous donnent un longueur importante du seuil du déversoir, (**figure VIII.5**).

d) Déversoir avec ouverture de radier :

ce type de déversoir est préconisé dans le cas où les pentes sont trop importantes c'est-à-dire en présence d'écoulement torrentiel. Le débit de temps sec et « petite pluie » passe par l'orifice dans le fond ou sur le côté du radier. Il s'agit d'un type d'ouvrage à fortement déconseiller qui a tendance à se boucher en permanence, donc à déverser souvent par temps sec, (**figure VIII.6**).

e) Déversoir siphonide :

Le déversoir siphonide a un rôle multiple. On peut en effet, par le procédé de déversement retardé, utiliser le collecteur comme bassin tampon.

Le fonctionnement peut être statique à un niveau maximal de mise en charge d'accumulation dans le réseau et, après avoir laissé passer le premier flot fortement pollué pour épuration, le siphonide s'amorce et produit le déversement accéléré, (**figure VIII.7**).

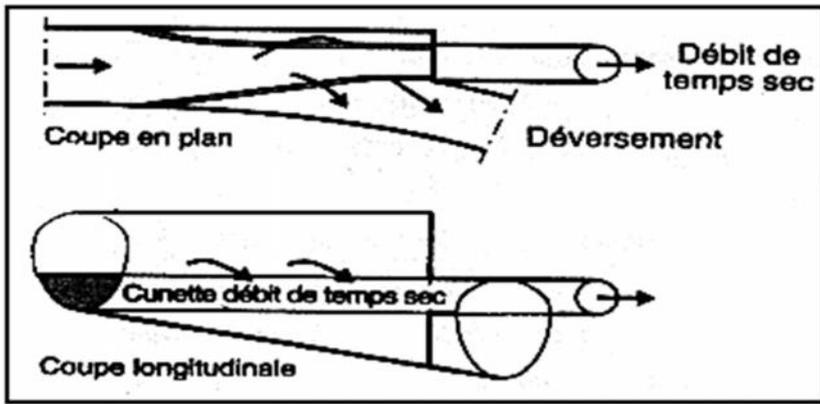


Figure VIII.5 : Déversoir latéral double

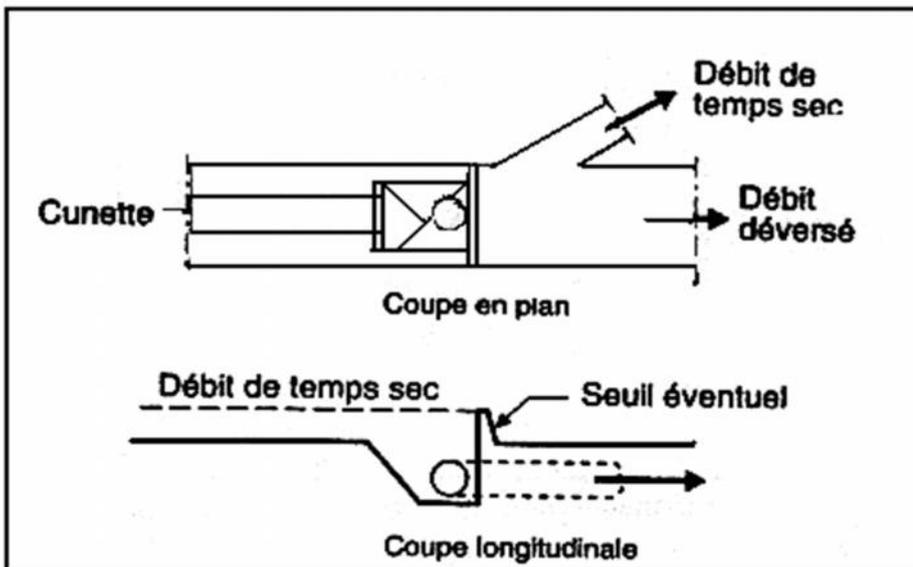


Figure VIII.6 : Déversoir avec ouverture de radier.

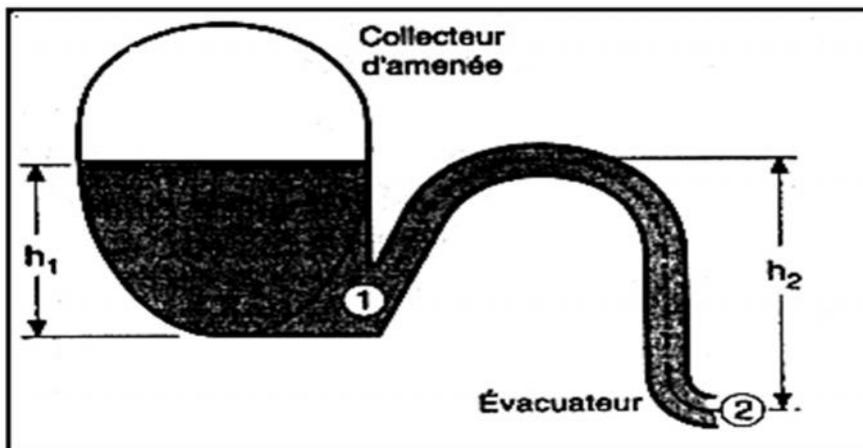


Figure VIII.7 : Principe du déversement siphonoïde

2) Dimensionnement des déversoirs d'orage :

Pour notre étude, nous avons 05 déversoirs d'orage, qui sont tous de type frontal.

Données de base :

- Débit par temps de pluie : Q_t (l/s)
- Débit par temps sec : Q_{ts} (l/s)
- Débit pleine section : Q_{ps} (l/s)
- Débit s'en allant vers la SR $Q_{st} = 3 Q_{ts}$ (l/s)
- Débit s'en allant vers le milieu naturel
 $Q_{rej} = Q_t - 3 Q_{ts}$ (l/s)
- Diamètre d'entrée D_e (mm)

2-a) Calcul de la hauteur de remplissage correspondante au débit totale de dimensionnement « hauteur d'entrée » :

A l'aide de l'abaque (variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage) qui se base sur la formule de BAZIN on aura :

$$R_{Qe} = \frac{Q_t}{Q_{ps}}$$

Avec R_{Qe} on trouve sur l'abaque le R_{he}

$$R_{he} = \frac{H_e}{D_e} \Rightarrow h_e = R_{he} \cdot D_e$$

2-b) Calcul de la hauteur de remplissage correspondante au débit totale en temps de pluie allant vers la STEP :

Toujours à l'aide du même abaque et du coefficient r_Q le rapport des débits de sortie (Q_{st} et Q_{ps}) on a :

$$R_{Qs} = \frac{Q_{st}}{Q_{ps}}$$

Avec R_{Qs} on trouve sur l'abaque le R_{hs}

$$R_{hs} = \frac{H_s}{D_e} \Rightarrow H_s = R_{hs} \cdot D_e$$

2-c) Calcul de la lame d'eau déversée :

Elle est donnée par la moyenne de la différence entre la hauteur maximale à l'entrée (H_e), et la hauteur de remplissage de la conduite à la sortie (H_s)

$$H_d = \frac{H_e - H_s}{2}$$

2-d) Hauteur du seuil déversante :

$$H = H_e - H_s$$

2-e) Calcul de la longueur du seuil :

On applique la formule de « BAZIN »

$$Q_{dev} = (2 / 3) \cdot \mu \cdot l \cdot H_d \cdot \sqrt{2gH_d}$$

On trouve :

$$L = \frac{3 \cdot Q_{dev}}{2 \mu H_d \sqrt{2gH_d}}$$

Avec :

μ : Coefficient de contraction de la lame déversante qui tient compte l'écoulement (nous prenons généralement $\mu = 0.6$)

l : longueur du seuil déversante (m)

g : accélération de la pesanteur $g = 9.81 \text{ m / s}^2$

Tableau VIII.1: Dimensionnement des déversoirs d'orages projetés.

DVO	Qt	Qu	Qst	Qrej	De	He	Hs	Hd	L	m
	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m)	
1	750,23	5,12	10,23	740	600	661	59	300	2,53	0,6
2	400,58	8,29	16,58	384	600	483	59	211	2,22	0,6
3	468,17	34,09	68,17	400	500	431	49	190	2,71	0,6
4	462,04	59,02	118,04	344	600	673	59	306	1,14	0,6
5	250,09	16,33	32,65	217,44	500	412	49	181	1,59	0,6

Conclusion :

Pour une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites qui le constituent et ceci selon la forme et le matériau par lesquels elles sont construites.

Ainsi dans notre cas et après avoir exposé les divers types de conduites, on a opté pour des conduites circulaires en béton armé car elles sont satisfaisantes aux conditions de notre projet.

Pour faciliter les opérations de curage et assurer un meilleur fonctionnement du réseau, on a dimensionné et projeté des ouvrages annexes et des éléments constitutif du réseau d'égouts à savoir : les déversoirs, les siphons et les regards.

Conclusion générale

Suite à l'exécution du transfert des eaux usées de la zone Nord de Corso, On à proposer des solutions et recommandations pour un rendement meilleur du collecteur projeté, et plus longue durée de vie du réseau, sans problèmes de colmatage ou débordement.

- pour la traversée de la voie ferré et la route nationale RN 24 des passages par deux forages horizontaux avec une conduite protectrice en fonte de diamètre Ø 600 et une épaisseur de 7mm.
- Pour une bonne gestion des deux collecteurs à la fois, on propose un tronçon by-pass de diamètre Ø 400, qui fait la jonction entre les deux collecteurs le projeté avec l'existant, le but de la projection de ce by-pass c'est lorsqu'il y'aura un excès de débit dans un collecteur, le surplus sera déversé automatiquement dans le deuxième.

On recommande au maitre de l'ouvrage d'avoir exigé aux unités industrielles qui se trouve au niveau de la zone d'étude d'installer des systèmes de prétraitement avant d'évacuer leurs rejets dans le réseau publics.

BIBLIOGRAPHIE

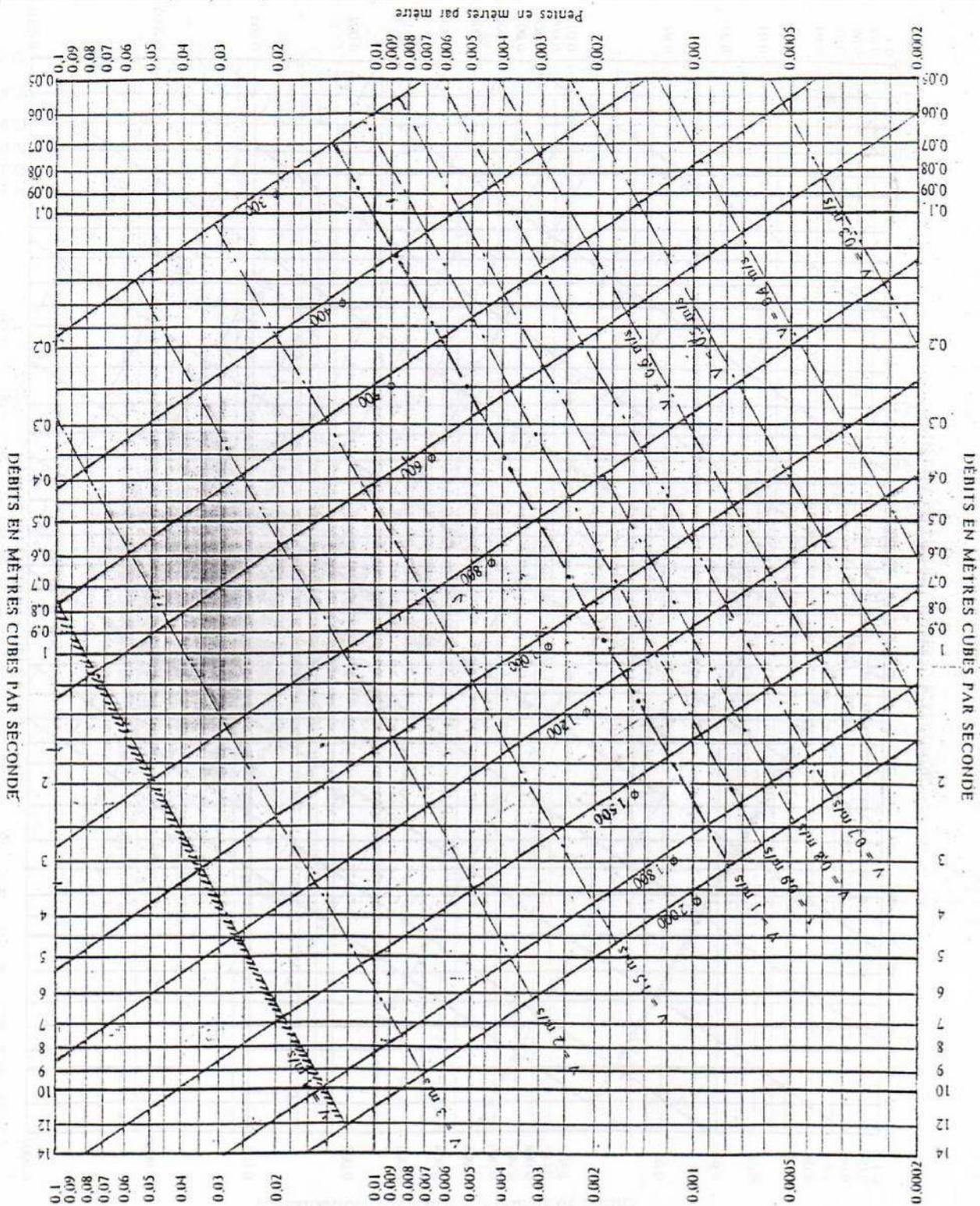
- [1] **B. Salah** : Polycope de l'assainissement à l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique, (ENSH).BLIDA 1993 .7P
- [2] Guide technique de l'assainissement (2^{ème} édition).
- [3] Guide de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (Parais 1986)13P.
- [4] Guide des pratiques hydrologiques (5^{eme} édition 1994) 14P.
- [5] Mémoires de fin d'études :
- : **belhocine ahcene** : Diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de Cherchell (W.Tipaza) 2010.Page 40 et 41
- [6] Régis bourrier : les réseaux d'assainissement. Calculs application et perspective. Paris 1981.
- [7] « Cours d'assainissement, 4^{ème} » de M^{me} Dernouni.F, E.N.S.H, 2008, Blida.5P
- [8] **Bourier.R** : «Les réseaux d'Assainissement, Calcul-Application-Perspectives» ; 11, rue Lavoisier 75384 Paris Cedex 08.1997
- Dr Bénina Touaïbia** - Mars 2004 .12P

Annexe

ANNEXE VII

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF

(Canalisations circulaires - Formule de Bazin)

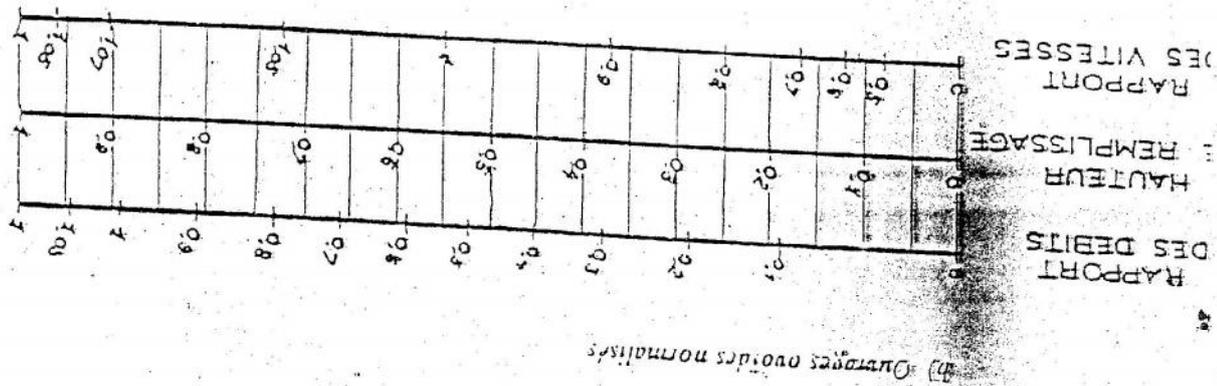
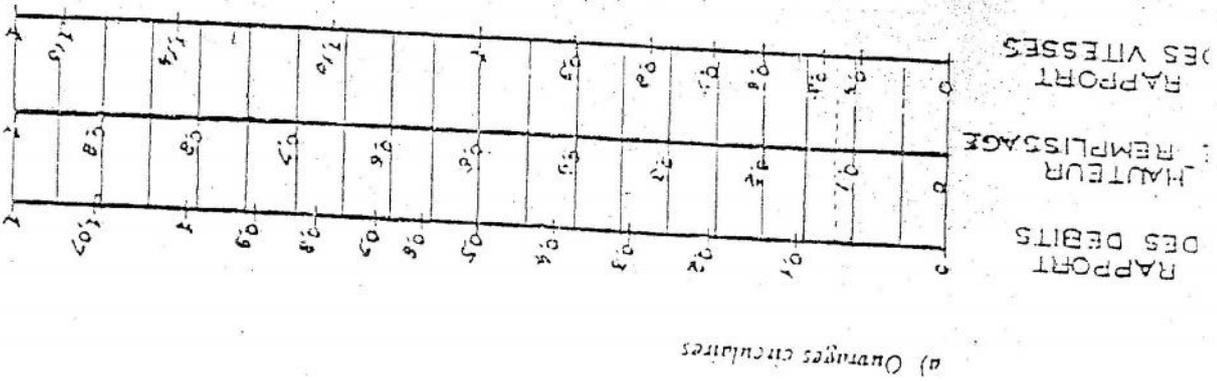


DÉBITS EN MÈTRES CUBES PAR SECONDE

DÉBITS EN MÈTRES CUBES PAR SECONDE

Pentes en mètres par mètre

VARIATIONS DES DEBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE
(d'après la formule de Bazin)



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli
aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à
pleine section et la vitesse de l'eau est
les 78/100 de la vitesse correspondant au
débit à pleine section

