



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**Etude du système d'assainissement du POS BENCHARIF IX
commune de CHEBLI (W. BLIDA)**

Présenté par :

MANKOUR YAMINE MOHAMED YASSINE

Devant les membres du jury

Nom et Prénom	Grade	Qualité
SALAH BOUALEM	Professeur	Président
KAHLERRAS MALIKA	M.C.B	Membre
BENCHIHEB NEDJOUA	M.C.B	Membre
TOUMI SAMIR	M.C.B	Promoteur

Dédicace :

À ma famille, mon épine dorsale, mon soutien et mon amour.

À mes parents, qui ont toujours été là pour moi, qui m'ont encouragé et guidé tout au long de ma vie. Votre amour et votre dévouement m'ont permis de grandir et de me sentir fort. Je vous remercie pour tout ce que vous avez fait pour moi.

À mes frères et sœurs, qui m'ont toujours été des amis et des confiants. Votre présence dans ma vie a été un élan moteur pour moi, et je vous remercie pour l'émotion et la joie que vous m'apportez.

À mes amis, qui ont partagé avec moi les moments les plus belles et les plus difficiles. Votre présence dans ma vie a été un refuge pour moi, et je vous remercie pour l'amour et la confiance que vous m'avez apportée.

Yassine

Remerciement :

Je tiens à exprimer ma gratitude la plus profonde en premier lieu à Dieu le tout-puissant pour l'ambition, la force, la volonté et le courage qu'il m'a donné pour réaliser ce modeste travail.

Je veux également remercier mes parents, qui ont été mes guides et mes supports tout au long de mon parcours. Ils ont été présents moralement et financièrement, et ont toujours encouragé le meilleur de moi-même. Je les remercie également de mes frères et sœurs, qui ont été mes amis et mes confiants.

Je suis reconnaissant envers mon promoteur, M toumi, pour sa disponibilité, son aide et ses conseils qui m'ont permis de poursuivre mon projet avec confiance.

Je remercie également les membres du jury qui vont évaluer et apprécier mon travail, ainsi que tous les enseignants de l'ENSH qui m'ont éclairé, orienté et aidé durant ma formation.

ملخص : يهدف هذا المشروع الى تصميم نظام الصرف الصحي لمخطط استخدام الأراضي رقم 09 المسمى ببشاريف بلدية الشبلي ولاية البليدة. وهذا يأتي بعد توفير جميع المعلومات اللازمة لانشاء هذا المشروع تم حساب حجم المياه اللازم للاستهلاك اليومي مع حساب الأبعاد واخيرا تنفيذ مخطط الشبكة وحساب التكلفة الأجمالية لهذا المشروع .

كلمات مفتاحية : مخطط استخدام الأراضي،الشبلي،بشاريف،نظام الصرف الصحي،تصميم

Résumé : Ce projet vise à Dimensionner le système d'assainissement du plan d'occupation du sol n°09 appelé Bencharif, commune de Chebli, Wilaya de Blida. Ceci intervient après avoir fourni toutes les informations nécessaires à l'établissement de ce projet. Le volume d'eau nécessaire à la consommation quotidienne a été calculé. avec les dimensions calculées, et enfin, le plan du réseau a été mis en œuvre et le coût total de ce projet a été calculé.

Mots clés : plan d'occupation du sol, chebli, Bencharif, système d'assainissement, dimensionner.

Summary: This project aims to dimension the sanitation system of land occupation plan n°09 named Bencharif, commune of Chebli, Wilaya of Blida. This comes after having provided all the information necessary to establish this project. The volume of water required for daily consumption was calculated. with the calculated dimensions, and finally, the network plan was implemented, and the total cost of this project was calculated.

Keywords: land occupation plan, Chebli, Bencharif, sewer system, dimension.

Sommaire :

Sommaire :	5
LISTES DES TABLAEUX :	9
LISTES DES FIGURES :	10
Introduction :	1
I. Situation géographique :	1
II. Situation topographique :	2
III. Caractéristique naturelle du site :	3
IV. Situation géologique :	3
V. Sismicité :	3
VI. Situation climatique :	3
VI.1. La pluviométrie :	4
VI.2. La Température :	5
VI.3. L'Humidité :	5
VII. Situation hydraulique :	5
VIII.1. Réseaux d'assainissement :	5
VIII.2- Le Réseaux De l'A.E. P :	5
Conclusion :	5
Introduction :	7
I. La Série Des Données pluviométriques :	7
II. Homogénéisation des données :	8
III. Etude des précipitation maximales journalières	11
III .1. Caractéristiques empiriques de la série :	11
III .2. Ajustement de la série :	12
III .2. 1 Ajustement à la loi de Gumbel :	12
Tableau II-6 : Résultat de l'ajustement à la loi de gumbel par hyfran	12
Figure II-1 : Ajustement graphique a la loi de gumbel	13
III.2.2. Ajustement a la loi de Galton (Log Normale) :	13
Tableau II-7 : Résultat de l'ajustement a la loi Log-Normal (HYFRAN)	14
Figure II-2 : Ajustement graphique a la loi Log-Normal	14
III.2. 3. Choix De La Loi D'ajustement :	14
• Test graphique :	14

• Interprétation des graphiques :.....	14
Tableau II-9 : Résultat du test de Pearson χ^2	15
• Sélection de la loi :.....	16
III.3. Calcul des pluies et de intensités de courte durée :.....	16
• Pluie de courte durée :.....	16
• Intensité de courte durée :.....	16
IV. Intensité moyenne maximale :	17
Introduction :.....	20
I. Situation démographique :.....	20
II. Systèmes d'assainissement :.....	21
II.1. Définition d'un système d'assainissement :.....	21
II.2. Différents types des réseaux d'assainissement :.....	21
II.3 Choix du système d'assainissement :.....	22
II.4 Système d'évacuation des eaux :.....	23
II.4.1. Définition et différent type de schéma système d'évacuation :.....	23
II-5. Choix du système d'évacuation :	23
III. Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires :.....	24
IV. Le coefficient de ruissellement :	24
IV.1. Estimation du coefficient de ruissellement :	24
V. Nombre d'habitat à chaque surface élémentaire :.....	26
Conclusion :	27
I.1 Nature des eaux usées à évacuer :	29
II. Estimation des débits des eaux usées :.....	30
II.1 Débit moyenne journalier :.....	30
II.2. Débit de pointe :	30
II.3 Débit des eaux usée des équipements public :	31
II.3.1 Débit moyenne journalier :.....	31
II.3.2 Débit de point :.....	32
II.4 Débit parasite :	33
II.5 Débit totale à évacuer pour chaque surface élémentaires :	33
III.1.1 Hypothèse de la méthode rationnelle :.....	37
III.1.2 Validité de la méthode rationnelle :.....	37
III.1.3 Critique de la méthode Rationnelle :	37
III.1.4 Temps de concentration :	38
III.2. La méthode superficielle :.....	38

III.2.1 Evaluation des paramètres de Caquot :	39
III.2.2 Temps de concentration :	40
III.2.3 Validité de la méthode superficielle :	40
III.2.4 Critique de la méthode superficielle :	40
III.3. Choix de la méthode	41
III.4. Calcul des débit pluviaux :	41
Conclusion :	41
I- Principe de dimensionnement du réseau d'assainissement :	43
II- Analyse du réseau :	43
III- Dimensionnement du réseau d'assainissement :	43
III-1. Condition d'écoulement et de dimensionnement :	43
III-2 Hypothèse :	44
III-3 Procédé de calcul :	44
III-4 Résultat du dimensionnement :	46
Introduction :	55
VI- Les ouvrages majeurs ou principales :	55
VI-1 Les conduites :	55
VI-2 Choix de la forme de la conduite :	57
VI-4 Les essais des conduites préfabriqués :	58
VI-5 Pose de canalisation :	59
VI-5.1 Condition de pose de canalisation :	59
VI-6 Les joints :	60
VI-7 Les ouvrages annexes :	60
VI-7.1 Les branchements :	61
VI-7.2 Les ouvrages de collecte et de transport :	61
VI-7.4 Protection de notre réseau :	62
VI-7.5 Les regards :	62
VI-7.5.1 Différent types de regard :	62
VI-8 Ouvrages spéciaux :	63
VI-8.1 Déversoir d'orage :	63
VI-8.3 Différent type de déversoir d'orage :	64
Remarque :	65
VI-8.4 Dimensionnement du déversoir d'orage :	65
VI-8-5. Exemple de Dimensionnement proposé des ouvrages du step :	67
VI.8-5.1 Le dégrilleur :	67

VI.8-5.2 Bassine de dessablement :	68
Conclusion :	69
Introduction :	71
VII.1-Différent action reçu par la conduite :	71
VII.2- Exécution des travaux :	71
VII-3 Etapes de travaux :	72
1) Vérification et stockage des canalisations :	72
2) Décapage de la terre végétale :	72
3) Exécution des tranchées et des fouilles des regards :	72
5) Emplacement des piquets :	73
6) Réalisation des branchements :	74
7) Remblayage et compactage :	74
VII-4 Choix de l'engin du travail :	74
VII-5. Devis quantitatif est estimatifs :	75
VII-6. Calcul des différents volumes :	76
VII-7. Devis quantitatif estimatifs :	77
VII.8 Temps D'exécution Du Travaux :	79
VII.8.1 Technique De Planification :	79
VII.9 Examinassions de la différente tâche et leurs durées :	80
Conclusion générale :	83

LISTES DES TABLAEUX :

CHAPITRE I :

I-1 Répartition moyenne mensuelles (1990 -2021)

I-2 Répartition mensuelle de la vitesse des vents (1990-2014)

I-3 Répartition mensuelle de l'humidité (1990-2014)

CHAPITRE 2 :

II-1 Identification des stations pluviométriques

II-2 La série pluviométrique

II-3 Résultat du test de la médiane

II-4 Paramétré du test de la médiane.

II-5 Résultat de l'ajustement à la loi de gumbel par hyfran

II-6 Résultat de l'ajustement à la loi Log-Normal

II-7 Résultat de test de pearson

II-8 Pluies de courte durée de différence périodes de retour et leurs intensités.

CHAPITRE 3 :

III-1 Distribution de population

III-2 Valeur de coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol

III-3 Estimation du coefficient de ruissèlement pour différentes densités de population

III-4 Estimation du coefficient de ruissellement suivant la nature de la surface

III-5 Caractéristique du sous-bassin.

CHAPITRE 4 :

IV-1 Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin.

IV-2 Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin.

IV-3 Débits des eaux parasite

IV-4 Débit totale pour chaque sous bassin

IV-5 Débit pluviale à évacuer

CHAPITRE 5 :

V-1 Coefficient de rugosité de Strickler pour divers types de matériaux

V-2 Calcul hydraulique

LISTES DES FIGURES :

Figure I-1 : Plan de situation de la commune de chebli réalisé par ArcGIS en 2024

Figure I-2 : Situation topographique de la commune de chebli

Figure I-3 : Plan d'occupation du sol de la commune de chebli

Figure I-4 : Changement de précipitation moyenne mensuelles

Figure II-1 : Ajustement graphique a la loi de gumbel

Figure II-2 : Ajustement graphique a la loi de LOG-NORMAL

Figure IV-1 : Bassine versant et lignes isochrones de ruissellement

Figure IV- 2 : Schéma explicatif pour la détermination du coefficient réducteur

Figure VI-1 : Conduite en amiante ciment

Figure VI-2 : Conduite en PVC

Figure VI-3 : Conduite en PEHD

Figure VI-4 : Schéma détaillé de pose de canalisation

Figure VI-5 : Différent type de joints

INTRODUCTION GENERALE :

L'assainissement est une science qui consiste à collecter, transporter et évacuer par voie hydraulique les eaux usées et pluviales à travers un réseau bien dimensionné, assurant le rejet dans un exutoire, dans le but de protéger la santé humaine, conserver la faune et la flore et enfin préserver l'environnement.

De nos jours, la wilaya de BLIDA connaît, comme toutes les grandes villes du pays, une explosion dans le domaine de construction de logements aussi bien sociaux qu'autres. Ce qui entraîne inévitablement une production croissante de rejets, et nécessite donc une évacuation convenable des eaux usées et également des eaux pluviales.

Notre objet est de dimensionner un système d'assainissement du pos IX bencharif de la commune de chebli Dans notre travail, nous avons procédé en commençant par la présentation de la zone d'étude du point de vue (topographie, hydrologie, ...) en premier lieu. En deuxième lieu, le calcul des différents débits à évacuer et le dimensionnement Et en dernier lieu, le tracé du plan d'évacuation.

CHAPITRE 1 :

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction :

L'étude du site est toujours indispensable pour les projets d'assainissement afin de comprendre les Caractéristiques physiques du lieu et les éléments qui peuvent influencer la conception d'un projet, qui Peuvent être classés en quatre catégories :

- Les caractéristique naturelles du site ;
- Les informations concernant l'agglomération ;
- Les informations concernant le développement futur de l'agglomération,
- Les informations concernant le domaine de l'assainissement ;

La présentation de la communauté urbaine joue un rôle crucial dans le choix futur de la variante d'aménagement hydraulique.

I. Situation géographique :

Notre zone d'étude est une partie de la commune chebli, cette commune est située à 30 Km d'Alger et 22 Km et de Blida et 8 Km de Bouinan.

Notre zone est limitée par l'est de à l'est par les communes de Sidi Moussa et Bougara, à l'ouest par Boufarik, au nord par Ouled Chebel (Alger) et au sud par Hammam Melouane et Bouinan.

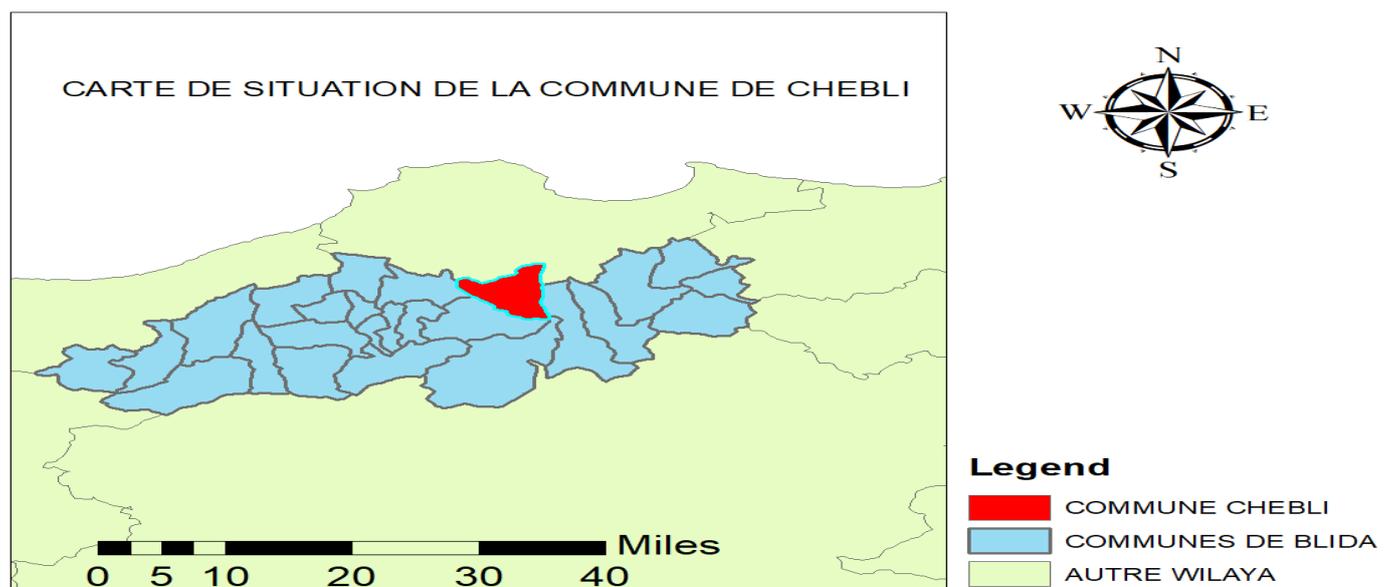


Figure I-1 : plan de situation de la commune de chebli.

- Le pos 09 bencharif est une partie de la commune de chebli qui sera projeté dans le futur et c'est la partie Qui concerne notre étude.

II. Situation topographique :

Comme si notre pose est une partie de la commune de Chebli donc il on les même caractéristique Topographiques. On les retrouve sur un terrain presque plat, avec une pente très faible, De cette façon, le terrain d'étude est plat, ce qui pourrait poser une difficulté plus précisément la mise en place d'un réseau d'assainissement requiert une certaine expertise.

Il s'agit d'un bassin plat recouvert d'un matériau alluvionnaire qui se forme. Les terres agricoles de grande Potentialité occupent une grande partie de l'aire d'étude, ce qui permet d'avoir une idée sur la composition du Terrain d'étude.

Voici une carte qui nous montre la situation topographique de la zone d'étude



Figure I.2 Situation topographique de la commune de chebli ; source (Topographique map

<https://fr-ch.topographic-map.com/map-d4c4tf/Chebli/> ,2024)

Dans ce plan on peut voir la situation topographique. Ou chaque couleur signifie une altitude différente ou on peut trouver notre zone dans la catégorie verte avec un altitude minimale de 60 m et altitude maximale de 72 m.

III. Caractéristique naturelle du site :

Voici une figure qui nous montre l'occupation du sol du commune chebli

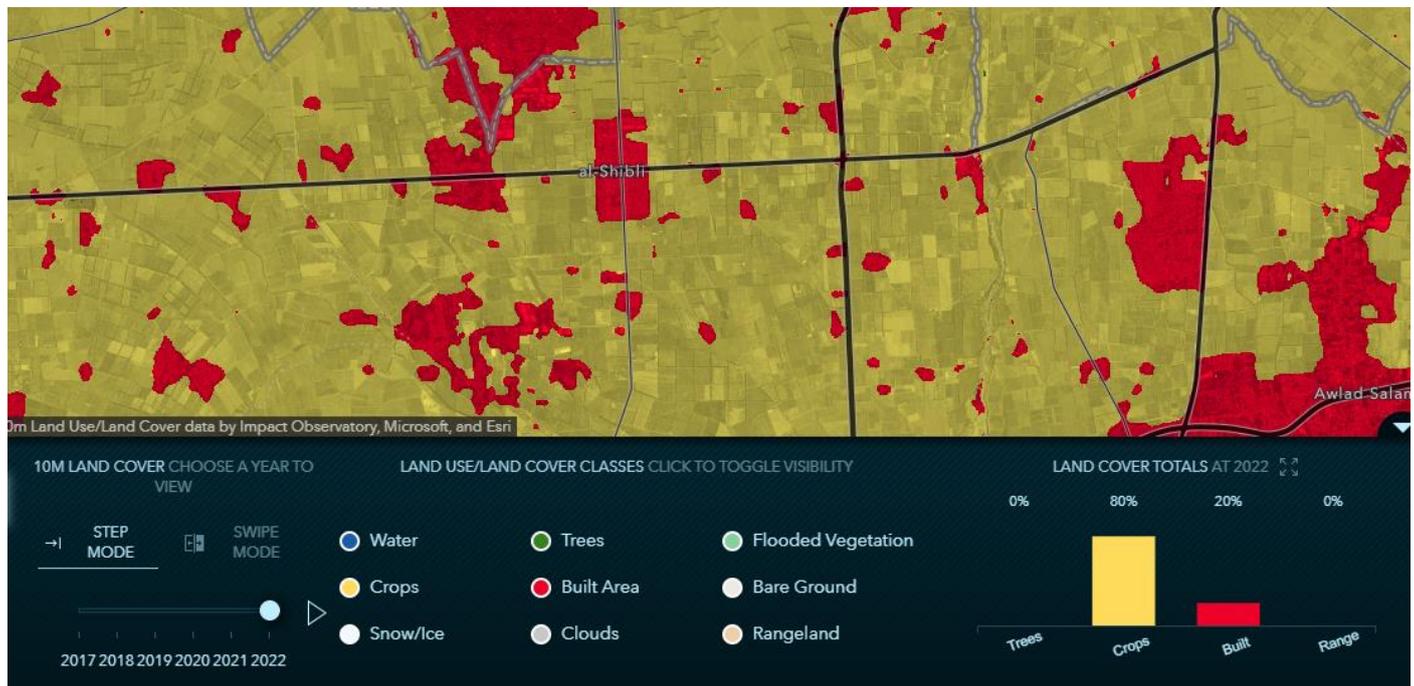


Figure I-2 plan d'occupation du sol de la commune chebli source (ESRI LAND COVER) .

Ce plan nous montre l'occupation du sol de notre zone ou cette dernière appartient à la catégorie jaune Nommé Crops qui signifie des terres vide.

IV. Situation géologique :

Une solide maîtrise de la géologie nous aidera à prendre les mesures nécessaires lors de la construction des Tranchées, ainsi qu'à sélectionner les équipements de terrassement à utiliser pour planifier les travaux. Selon l'ANRH de Blida, la commune de Chebli repose presque entièrement sur des terrains quaternaires, C'est-à-dire des alluvions, des limons et de l'argile, qui sont riches en constituants organiques.

V. Sismicité :

Le site se trouve dans la deuxième zone sismique, et l'analyse géologique met en évidence la possibilité D'un séisme d'une magnitude d'environ (06) sur l'échelle Richter tous les trente ans (30) à quarante (40) Quarante ans.

VI. Situation climatique :

La zone du Chebli fait partie d'une région climatique méditerranéenne qui se distingue par une saison Chaude et sèche Entre avril et septembre, ainsi qu'une saison fraîche et pluvieuse entre octobre et mars.

VI.1. La pluviométrie :

Par Analyse Analogique la commune de de Chebli appartient à la Mitidja Orientale donc ils ont les mêmes Caractéristique climatique par une observation pluviométrique de 26 ans de 1990 jusqu'au 2016 qui est

Présenté dans le tableau suivant :

TABLEAU I-1 : Répartition moyennes mensuelles (1990-2021)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Totale
P (mm)	7	14,5	73	31,5	9,5	28	21,4	31	25,6	0,8	0	1,8	244,1

Source : ANRH BLIDA 2021

On peut facilement analyser le changement des précipitations par cette figure :

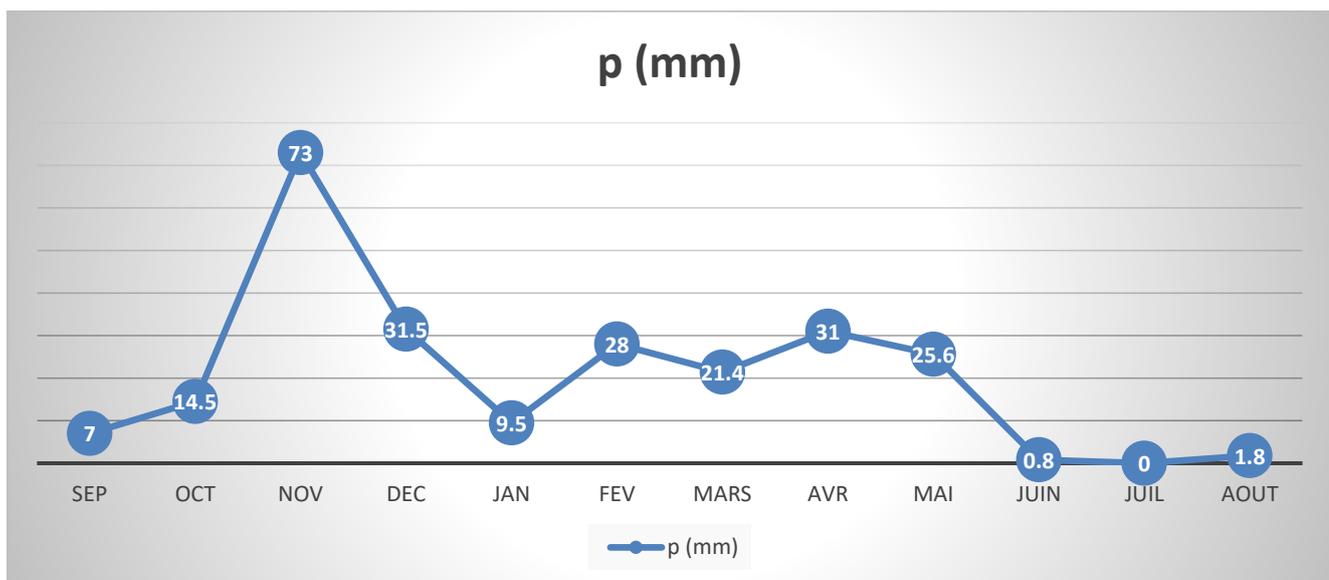


Figure I-3 : Changement des Précipitation moyenne mensuelles (1990-2016)

- La période pluvieuse commence du 11-ème mois de l'année c'est le mois de novembre Au 3-eme mois Mars avec une précipitation maximale de 73 mm.
- Les mois les plus secs sont juin, juillet, aout avec une précipitation minimale de 0 mm.

VI.2. La Température :

Les observations des Températures de la Mitidja orientale donnent les résultats suivants :

- Les Mois Le plus chaud c'est entre juillet et août.

Tableau I-2 : Répartition mensuelle de la vitesse des vents (1990-2014)

T°C	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	MOY ANNUUEL
MAX	19	19,5	25	26	38,5	41,5	39,5	35	30,5	32	22	17	28,7
MIN	3	2,5	6	9	13,5	19,5	23	22,5	17	14	8	2,5	11,71
MOY	10,1	11	14	15,3	22,9	26,9	29,8	28,4	22	20,6	14,3	10,5	18,88

Source : ANRH BLIDA (2021)

VI.3. L'Humidité :

Voici le tableau qui nous montre la répartition de l'humidité :

Tableau I-3 : Répartition mensuelle de l'humidité (1990-2014)

Mois	J	F	M		A	M	J	J	A	S	O	N	D
Hum%	14,8	12,6	19,2		21	19,8	28,3	31	29,2	33	28,2	19	14,5

Source : ANRH BLIDA (2014)

VII. Situation hydraulique :

VIII.1. Réseaux d'assainissement :

La zone d'étude 'POS BENCHARIF' sera dotée d'un réseau d'assainissement de type unitaire, suite à une étude qu'on peut le voir dans les prochains chapitres l'eau rejeté va vers un déversoir d'orage qui va vers le milieu naturel.

VIII.2- Le Réseaux De l'A.E. P :

Le 'POS BENCHARIF' est traversé dans sa partie sud par deux conduites, une conduite d'adduction de diamètre 160mm qui alimente le réservoir R500 à partir d'un forage dans le nord de la zone d'étude, une autre distribution de diamètre 90mm en PEHD alimenté via le réservoir R500, elle prend en charge les besoins en eau à l'intérieur du pos. Avec une dotation d'AEP égale à 150 L/J/Hab

Conclusion :

Le but principal de ce chapitre est de donner une idée générale sur notre zone et la présentation des données et d'informations sur les caractéristiques de notre zone, ces données sont très utiles pour entamer les prochains chapitres.

CHAPITRE 2 :

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction :

Globalement, l'hydrologie est la discipline qui examine le cycle de l'eau dans la nature, en particulier les interactions entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol. Elle s'intéresse également à l'évaluation de ses divers flux.

Dans la conception des systèmes d'assainissement, l'étude hydrologique joue un rôle crucial en établissant l'intensité moyenne maximale en se basant sur l'analyse des pluies extrêmes et des averses, ainsi que sur le choix de la période de retour, afin de préserver le réseau des risques de fortes crues.

I. La Série Des Données pluviométriques :

L'étude des précipitations repose sur les mesures de pluviométrie réalisées dans plusieurs stations sur une surface topographique donnée. Elle repose sur l'idée que la pluie tombée à une station correspond à celle tombée dans une zone plus ou moins large en fonction de la densité du réseau, appelée zone d'influence du pluviomètre.

Pour mon étude j'ai pris deux stations comme une station de référence pour la période du 1990 jusqu'au 2004 j'ai choisi la station de Boufarik c'est la plus proche du bassin versant de chebli et pour la période du 2005 jusqu'au 2022 j'ai choisi la station du Soumaa parce qu'elle a les plus récentes données pluviométriques qui s'étendent jusqu'au 2022 ce qu'on ne trouve pas à la station de Boufarik et qui s'occupent avec les derniers changements climatiques qui touchent la wilaya de Blida et ses communes.

Tableau II-I identification des stations pluviométriques

Station	Code	X(m)	Y(m)	Z(m)	Période d'observation	Nombre d'année
SOUMAA	021234	517,45	355,9	177	(2005- 2022)	17
BOUFARIK	021209	518.55	363.40	60	(1990 - 2004)	14

Les deux stations fournissent une série pluviométrique qui comporte les pluies mensuelles et annuelles d'une 32 années d'observations ces données sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II-2 : La série pluviométrique (station Boufarik et Soumaa) 1990-2022

Année	Précipitations maximales journalières (mm)												Max
	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	
1990 - 1991	0.9	23.2	13.7	26.2	28.2	21.4	22.5	5.6	24.6	5.8	0	1.2	28.2
1991 - 1992	1.7	108	9.1	4	66	16.7	16.9	40.3	30	11.3	2.7	0	108
1992 - 1993	1.5	51.2	33.1	26.6	13.1	18.4	9.5	14.5	35.8	1.2	1.3	3.9	51.2
1993 - 1994	28.5	9.3	42.9	14	95.4	16.8	0.4	4.2	2.8	0	0	1.2	95.4
1994 - 1995	34.1	20.6	15.2	18	35.6	27.8	41.1	4.4	0	5.7	0	17.9	41.1
1995 - 1996	13.2	30.6	17	24	42.7	37	24.1	58.6	6.1	4.2	2.6	2.1	58.6
1996 - 1997	26.4	51.1	7.8	14.4	11.8	18.2	10.6	15.6	8.1	1.9	1.2	22.8	51.1
1997 - 1998	19.2	31.8	34.9	25.2	17.2	27.6	12.3	24.4	45.5	0	0	4.6	45.5
1998 - 1999	3.7	14.9	27.3	24.6	20	31.6	21.2	12.1	1.2	0	0	1.6	31.6
1999 - 2000	22.8	5.7	20.8	27.7	5.3	3.8	5.4	14	21.3	0	0	1	27.7
2000 - 2001	1.8	25.5	32.3	19.6	48.9	34.3	1.2	25.5	5.9	0	0	0	48.9
2001 - 2002	20.2	28.4	20.4	20	10	3.1	26.4	21.1	2.3	0	3.4	18.2	28.4
2002 - 2003	5.9	19.4	22.5	35.9	20.5	53.5	15.4	27	11.4	0.2	0.9	1.4	53.5
2003 - 2004	38.9	8.4	21.8	45.3	33.6	29	27.6	27.2	49.3	3.3	1.1	1.5	49.3
2004 - 2005	7,6	27,8	54,1	44	32,8	27,2	30,6	25,6	4,8	1,9	0	1,6	54,1
2005 - 2006	37,9	27,3	24	34,2	24,7	32,4	9,9	3,2	89,5	0	0	1,6	89,5
2006 - 2007	19,4	9,4	39,2	36,1	5,1	15,5	37,7	20,4	5,1	11,3	2,3	10	39,2
2007 - 2008	34,5	33,5	49,1	16	13	9,2	22,5	14	26,8	2,8	2,1	1,4	49,1
2008 - 2009	24,3	72	30,4	30,9	32,1	5,9	16,3	16,3	13,9	0,3	1,4	1,1	72
2009 - 2010	30,7	6,5	23,7	31,5	26,6	33,8	41	15,4	17,9	18,7	0	23,4	41
2010 - 2011	3	26,5	23,5	32,5	23,7	49,4	12,4	28	33,5	9,5	0	1	49,4
2011 - 2012	5	38	28,5	22,3	19,4	53,1	45	68,6	13,1	0	0	24	68,6
2012 - 2013	6	12,5	41	9,3	32	32,5	17	51,3	108	1	0,4	16,5	108
2013 - 2014	9,5	14	30	21,5	27	20	50	2	8	35,5	0	0	50
2014 - 2015	28	23,5	19,5	47	35	15,5	36	0	9,5	7,5	0	0	47
2015 - 2016	14,5	32,7	23,8	0	48,5	23,5	37	27,5	11,5	0	1,5	0	48,5
2016 - 2017	6,5	4,9	16	55	60	12	43,5	6,8	1,5	3,8	0	23	60
2017 - 2018	22,5	25,5	33	21	16	27	18	81	33	44	0	0	81
2018 - 2019	10,5	49	36,5	71	43	12	14	20	16,5	1	0	5,7	71
2019 - 2020	25	12	48	13,3	9,5	0	27,5	24,3	63	6	0	6	63
2020 - 2021	2	19,5	10	21,8	14,5	8,3	23,5	22	13,8	5	0,5	1	23,5
2021 - 2022	7	14,5	73	31,5	9,5	28	21,4	31	25,6	0,8	0	1,8	73

ANRH BLIDA 2024

II. Homogénéisation des données :

Il est essentiel de garantir que notre série ne contient pas de ruptures artificielles et de vérifier si la série

Des données est homogène ou non. Dans cette optique, nous utilisons le test de la médiane, dont les étapes

Sont les suivantes :

- 1- Classer la série en ordre de plus en plus élevé.

- 2- Déterminer la valeur M de la médiane d'ordre m (de telle sorte que 50% des x_i soient inférieurs à x et 50% des x_i soient supérieures à x). Deux cas sont alors possibles :

Premier cas :

- Si N est impair, on prend la $(\frac{N+1}{2})^{ième}$ valeur.
- Si N est pair, on prend la moyenne entre $(\frac{N}{2})^{ième}$ valeur et la $(\frac{N}{2} + 1)^{ième}$ valeur.

On a $N = 32$, donc : $m_1 = (\frac{32}{2}) = 16$ donc $M_1 = 50$ mm.

$$m_2 = (\frac{32}{2} + 1) = 17 \text{ donc } M_2 = 51,1 \text{ mm.}$$

$$M = (\frac{50+51,1}{2}) = 50,55 \text{ mm.}$$

- 3- Pour la série non triée, attribuer à chaque valeur un signe (+) si $x_i > M$ ou bien un signe (-) si $x_i < M$.

Tous les calculs sont illustrés dans la page suivante dans le tableau II-4

- 4- Calculons les quantités N_s et T_s tel que : N_s est le nombre total des séries (+) ou (-), et T_s est la taille de la plus grande série (+) ou (-).
- 5- Pour un seuil de signification compris entre 91% et 95%, les conditions du test sont :

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - 1,96 \times \sqrt{N + 1}) \quad (\text{II.1})$$

$$T_s < 3.3 [\log_{10}(N) + 1] \quad (\text{II.2})$$

Après l'application numérique on trouve le $N_s > 10,78$ et $T_s < 8,26$

Tableau II-3 : Résultat du test de la médiane

Paramètre	Valeur	Comparaison
N_s	15	15 > 10,87 → condition n°1 vérifiée
$\frac{1}{2}(N + 1 - 1,96 \times \sqrt{N + 1})$	10,87	
T_s	5	5 < 8,26 → condition n°2 vérifiée
3.3 [$\log_{10}(N) + 1$]	8,26	

Tableau II-4 : Paramètre de test de la médiane

Série triée par ordre croissant			Série non triée	
Année	P _{max, j} (mm)	Ordre m	Année	P _{max, j} (mm)
1991 - 1992	108	32	1990 - 1991	-28,2
2012 - 2013	108	31	1991 - 1992	108
1993 - 1994	95,4	30	1992 - 1993	51,2
2005 - 2006	89,5	29	1993 - 1994	95,4
2017 - 2018	81	28	1994 - 1995	-41,1
2021 - 2022	73	27	1995 - 1996	58,6
2008 - 2009	72	26	1996 - 1997	51,1
2018 - 2019	71	25	1997 - 1998	-45,5
2011 - 2012	68,6	24	1998 - 1999	-31,6
2019 - 2020	63	23	1999 - 2000	-27,7
2016 - 2017	60	22	2000 - 2001	-48,9
1995 - 1996	58,6	21	2001 - 2002	-28,4
2004 - 2005	54,1	20	2002 - 2003	53,5
2002 - 2003	53,5	19	2003 - 2004	-49,3
1992 - 1993	51,2	18	2004 - 2005	54,1
1996 - 1997	51,1	17	2005 - 2006	89,5
2013 - 2014	50	16	2006 - 2006	-39,2
2010 - 2011	49,4	15	2007 - 2008	-49,1
2003 - 2004	49,3	14	2008 - 2009	72
2007 - 2008	49,1	13	2009 - 2010	-41
2000 - 2001	48,9	12	2010 - 2011	-49,4
2015 - 2016	48,5	11	2011 - 2012	68,6
2014 - 2015	47	10	2012 - 2013	108
1997 - 1998	45,5	9	2013 - 2014	-50
1994 - 1995	41,1	8	2014 - 2015	-47
2009 - 2010	41	7	2015 - 2016	-48,5
2006 - 2006	39,2	6	2016 - 2017	60
1998 - 1999	31,6	5	2017 - 2018	81
2001 - 2002	28,4	4	2018 - 2019	71
1990 - 1991	28,2	3	2019 - 2020	63
1999 - 2000	27,7	2	2020 - 2021	-23,5
2020 - 2021	23,5	1	2021 - 2022	73

III. Etude des précipitation maximales journalières

Les valeurs extrêmes ou quantiles doivent être calculées en ajustant statistiquement une loi de Probabilité.

Il Est donc nécessaire de faire un ajustement approprié à une loi théorique de la série des pluies Maximales Quotidiennes pour identifier les intensités de pluie les plus élevées et évaluer le débit de crue.

Les phases Principales de l'étude sont les suivantes :

- Classer la série des $P_{\max, j}$ par ordre croissant.
- Calculer la fréquence expérimentale $F(x)$ (au non-dépassement).
- Calculer les caractéristiques empiriques de la série.
- Ajuster la série graphiquement.
- Déterminer les quantiles et leurs intervalles de confiance.
- Calculer les averses et les intensités de courte durée.

Avec $P_{\max, j}$: Pluie max journalier.

III .1. Caractéristiques empiriques de la série :

- La moyenne $\overline{P_{\max j}}$:

On a $N = 32$, donc la moyenne des pluies interannuelle maximales journalière :

$$\overline{P_{\max j}} = \frac{\sum_{i=1}^N P_{\max j}}{N} = 56,45 \text{ mm} \quad (\text{II.3})$$

- L'écart type $\sigma_{p_{\max j}}$:

$$\sigma_{p_{\max j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max j} - \overline{P_{\max j}})^2}{N}} = 16,91 \quad (\text{II.4})$$

- Le coefficient de variation C_v :

$$C_v = \frac{\sigma_{p_{\max j}}}{\overline{P_{\max j}}} = 0,299 \quad (\text{II.5})$$

III .2. Ajustement de la série :

Une méthode d'estimation est efficace si elle respecte la loi de probabilité, la taille de l'échantillon et ses Caractéristiques. Cependant, de nombreuses études comparatives, tant empiriques que théoriques, ont été Réalisées pour évaluer l'efficacité d'une loi donnée dans certaines circonstances.

Afin de simplifier la tâche, le logiciel « Hyfran » sera utilisé pour traiter l'ajustement en utilisant les trois Lois suivantes : la loi de Gumbel, la loi de Galton (Log-normal) et la loi GEV.

III .2. 1 Ajustement à la loi de Gumbel :

La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.6})$$

En prennent en considération que "y" est la variable réduit de la loi de Gumbel :

$$Y = \frac{x-x_0}{\alpha} = -\ln[-\ln(F(X))] \quad (\text{II.7})$$

Avec :

- X : variable étudié P_{jmax, j} ; X₀ : paramètre de position (ordonnée a l'origine)
- α : paramètre de l'échelle (α > 0) appelé aussi 'gradex'

- L'expression de quantile est alors :

$$X = \alpha y + X_0 \quad (\text{II.8})$$

Les Paramètres de la loi de Gumbel, Par la méthode du maximum du vraisemblance :

$$\alpha = 17,50 \quad , \quad X_0 = 46,33 \text{ mm}$$

- Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel :

Tableau II-6 : Résultat de l'ajustement à la loi de gumbel par hyfran

Période de retour T (ans)	Fréquence au non-dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0.99	127	12.7	102-152
50	0.98	115	11.1	92.9-136
20	0.95	98.3	7.57	84.5 – 114
10	0.90	85.7	7.23	71.5-99.9
5	0.80	72.6	5.61	61.6 – 83.6

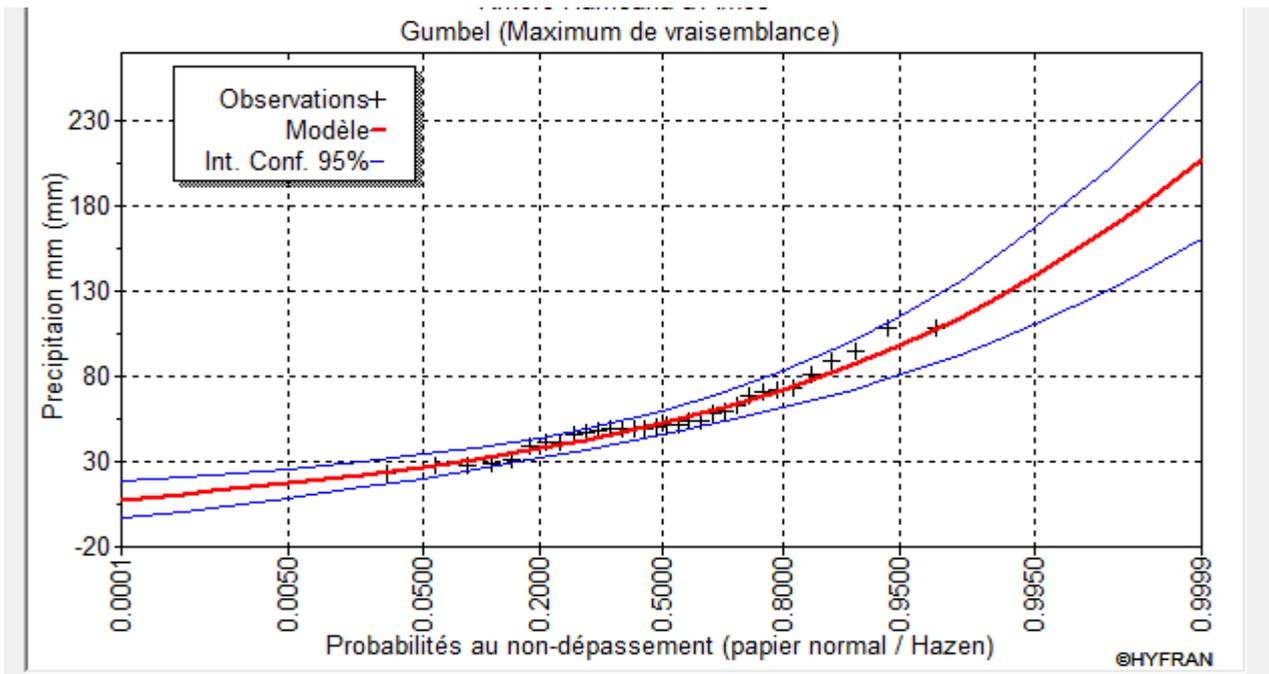


Figure II-1 : Ajustement graphique a la loi de gumbel

III.2.2. Ajustement a la loi de Galton (Log Normale) :

- La fonction de répartition de la loi d'extrémum généralisée :

$$F(x) = \sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad (II.9)$$

Tenir en compte que 'u' est la variable centrée réduite de Gauss :

$$u = \frac{\ln(X) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \quad (II.10)$$

Avec :

- X : variable étudié (Pmaxj)
- $\overline{\ln(x)}$: la moyenne des algorithmes de la variable x
- $\sigma_{\ln(x)}$: l'écart-type des logarithmes de la variable x.

- L'expression de quantile est alors :

$$\ln(x) = u\sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \quad (II.11)$$

Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\sigma_{\ln(x)} = 0,38 , \quad \overline{\ln(x)} = 3,96$$

Résultat de l'ajustement de la loi de Galton :

Tableau II-7 : Résultat de l'ajustement a la loi Log-Normal (HYFRAN)

Période de retour T (ans)	Fréquence au non-dépassement q	Valeur théorique X _T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0.99	129	17.3	95.6-163
50	0.98	116	14.2	88.6-144
20	0.95	99.4	10.5	78.7 – 120
10	0.90	86.3	8.03	70.6 - 102
5	0.80	72.8	5.82	61.4 – 84.2

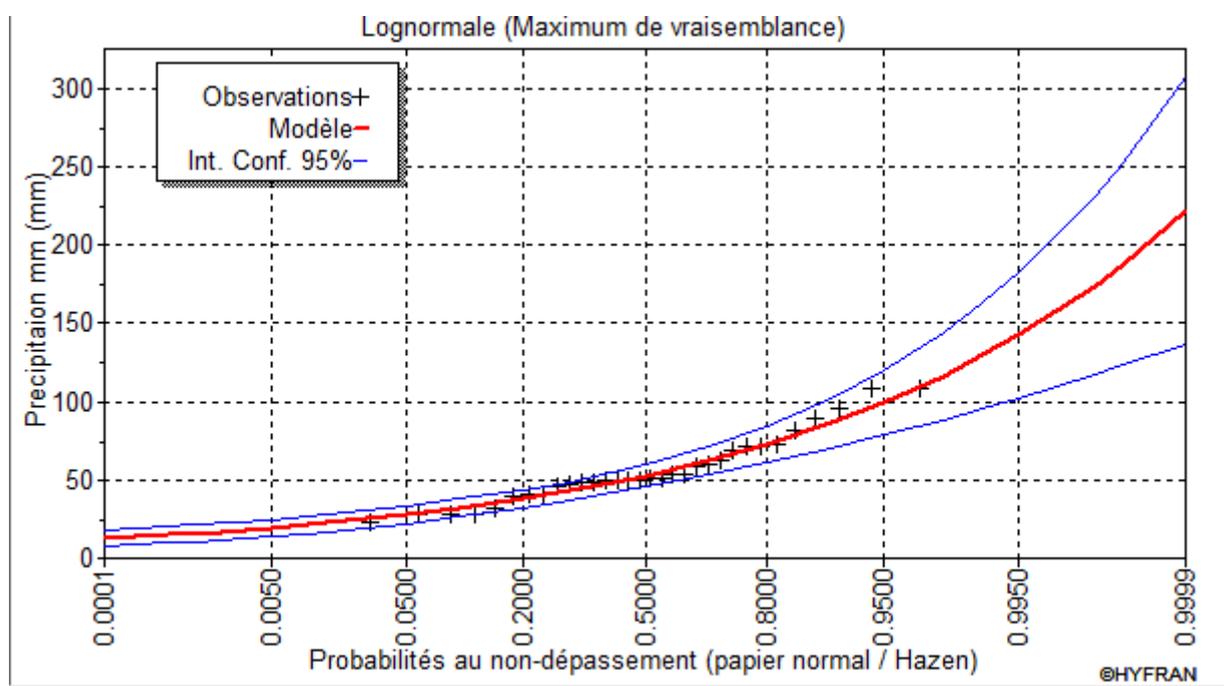


Figure II-2 : Ajustement graphique a la loi Log-Normal

III.2. 3. Choix De La Loi D'ajustement :

Quand une loi de probabilité théorique a été ajustée, le problème est de savoir si cette loi s'adapte ou non.

Le choix d'une loi est conditionné par un ajustement graphique et un test de dispersion.

- **Test graphique :**

Le test graphique repose sur une observation visuelle des graphes d'ajustement ; il implique d'examiner l'aspect des points sur le papier de probabilité et de vérifier s'il y a un bon alignement sans aucun écart.

- **Interprétation des graphiques :**

Selon l'analyse visuelle des graphiques d'ajustement présentés dans les figures II-1 et II-2, il est possible de

Constater que :

- La loi de Log-normal présente un ajustement inadéquat par rapport aux lois de Gumbel, car l'aspect Des intervalles de confiance comporte des valeurs négatives et autres non définies, ce qui rend la loi Inadéquate et à rejeter. Le graphique est mieux ajusté à la loi de Gumbel ; les points sont, très proches De la droite théorique avec une convergence satisfaisante.

- **Test d'adéquation de Khi-deux « χ^2 » :**

Le test de Khi-carré ou de Pearson est également connu. Il s'agit d'un test qui permet de prendre une décision Sur l'ajustement en comparant les valeurs calculées et théoriques de χ^2 . Le seuil de signification (risque) $\alpha = 5\%$ est établi et varie en fonction du nombre de degrés de liberté de la loi.

Selon le programme "Hyfran", les résultats du test sont présentés dans le (Tableau II-9) de la manière Suivante :

$$\gamma = K-1-m \quad (\text{II.12})$$

Avec

k : nombre de class = 8 sur les deux lois selon 'Hyfran'

m : nombre de paramétré

$$\text{Donc } \gamma = 8 - 1 - 2 = 5$$

Conditions :

- ✓ La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0,05$

Tableau II-9 : Résultat du test de Pearson χ^2

Loi d'ajustement	Nombre de paramètres m	Degré de liberté γ	$\chi^2_{\text{calculé}}$	$\chi^2_{\text{théorique}}$	Observation
Gumbel	2	5	10,50	11,07	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ ➔ Condition vérifiée
Log-normale	2	5	9,50	11,07	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ ➔ Condition vérifiée

- **Interprétation des résultats du test :**

Selon le tableau ci-dessus, on vérifie la condition du test pour les deux lois. Ainsi, selon le test de Khi-Deux, les lois Log-normale et de Gumbel sont appropriées.

- **Sélection de la loi :**

Étant donné que l'ajustement est convenable pour les deux lois et que les valeurs théoriques X_t sont très proches pour les deux. Cependant, étant donné que de nombreuses recherches en Hydrologie démontrent que la loi Log-normale est celle qui convient le mieux au Nord de l'Algérie, nous avons choisi celle-ci : la Loi de Galton (Log-normal).

III.3. Calcul des pluies et de intensités de courte durée :

Dans cette partie, nous allons évaluer les quantités de pluie de courte durée et leur intensité. En se référant aux résultats de la modification de la loi Log-normale.

- **Pluie de courte durée :**

Les précipitations de courte durée (les averses) sont calculées en se basant sur les précipitations maximales quotidiennes, en utilisant la relation suivante :

$$P_{t,P} = p_{maxj} \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad (II.13)$$

Avec :

- $P_{t,p\%}$: pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- $P_{max,j}$: pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- t : durée de l'averse (h)
- b : exposant climatique ; selon l'ANRH Blida, $b = 0.37$ pour la région d'étude.

- **Intensité de courte durée :**

Pour évaluer l'intensité moyenne « $i_{t,p\%}$ » de précipitation « $p_{t,p\%}$ (mm) » pendant une courte période « t (h) » à une fréquence de dépassement donnée « p% », nous employons la formule de Montanari :

$$i_{t,p\%} = \frac{p_{t,p\%}}{t} \text{ (mm/h)} \quad (II.14)$$

Voici les calculs dans le tableau suivant :

Tableau II-10 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités

T	5 ans		10 ans		20 ans		50 ans		100 ans	
X _t	72,8 mm		86,3 mm		99,4 mm		116 mm		129 mm	
t (h)	P _t (mm)	i _t (mm/h)								
0,1	9,59	95,92	11,36	113,59	13,08	130,83	15,27	152,68	16,98	169,79
0,2	12,40	61,98	14,68	73,40	16,91	84,54	19,73	98,66	21,94	109,71
0,25	13,46	53,86	15,94	63,77	18,36	73,45	21,43	85,72	23,83	95,33
0,5	17,40	34,80	20,60	41,21	23,73	47,46	27,69	55,39	30,80	61,60
0,75	20,22	26,96	23,94	31,92	27,57	36,76	32,18	42,90	35,78	47,71
1	22,49	22,49	26,63	26,63	30,67	30,67	35,79	35,79	39,80	39,80
2	29,06	14,53	34,41	17,21	39,64	19,82	46,26	23,13	51,44	25,72
3	33,76	11,25	39,98	13,33	46,05	15,35	53,74	17,91	59,76	19,92
4	37,56	9,39	44,47	11,12	51,22	12,81	59,78	14,94	66,48	16,62
5	40,79	8,16	48,30	9,66	55,63	11,13	64,92	12,98	72,20	14,44
6	43,64	7,27	51,67	8,61	59,51	9,92	69,45	11,58	77,24	12,87
7	46,20	6,60	54,70	7,81	63,01	9,00	73,53	10,50	81,77	11,68
8	48,54	6,07	57,47	7,18	66,20	8,27	77,25	9,66	85,91	10,74
9	50,70	5,63	60,03	6,67	69,15	7,68	80,70	8,97	89,74	9,97
10	52,71	5,27	62,42	6,24	71,90	7,19	83,90	8,39	93,31	9,33
11	54,61	4,96	64,66	5,88	74,48	6,77	86,92	7,90	96,66	8,79
12	56,39	4,70	66,78	5,56	76,91	6,41	89,76	7,48	99,82	8,32
13	58,09	4,47	68,78	5,29	79,23	6,09	92,46	7,11	102,82	7,91
14	59,70	4,26	70,70	5,05	81,43	5,82	95,03	6,79	105,68	7,55
15	61,25	4,08	72,52	4,83	83,53	5,57	97,48	6,50	108,41	7,23
16	62,73	3,92	74,28	4,64	85,55	5,35	99,84	6,24	111,03	6,94
17	64,15	3,77	75,96	4,47	87,49	5,15	102,10	6,01	113,55	6,68
18	65,52	3,64	77,59	4,31	89,36	4,96	104,29	5,79	115,97	6,44
19	66,85	3,52	79,15	4,17	91,17	4,80	106,39	5,60	118,32	6,23
20	68,13	3,41	80,67	4,03	92,92	4,65	108,43	5,42	120,58	6,03
21	69,37	3,30	82,14	3,91	94,61	4,51	110,41	5,26	122,78	5,85
22	70,57	3,21	83,57	3,80	96,25	4,38	112,32	5,11	124,91	5,68
23	71,74	3,12	84,95	3,69	97,85	4,25	114,19	4,96	126,98	5,52
24	72,88	3,04	86,30	3,60	99,40	4,14	116,00	4,83	129,00	5,38

IV. Intensité moyenne maximale :

En ce qui concerne l'estimation des débits pluviaux pour les projets d'assainissement, l'intensité moyenne Maximale correspondant à une courte durée $t = 15 \text{ min} = 0,25 \text{ h}$ et une période de retour $T = 10 \text{ ans}$ est Souvent prise en compte pour des raisons technicoéconomiques et de sécurité.

Selon les résultats antérieurs présentés dans le tableau II-10, on constate :

$$i_{15\text{min},10\%} = 63,77 \text{ mm/h}$$

$$i_{15\text{min},10\%} = \frac{63,77 * 10000}{3600} = 177.13 \text{ L/s/ha}$$

Conclusion :

Grâce à l'analyse des précipitations maximales quotidiennes, nous avons pu évaluer l'intensité moyenne Maximale en ajustant la série pluviométrique à la loi Log-normale, ainsi qu'en effectuant des calculs sur les Pluies de courte durée.

$$i = 177 \frac{L}{S.ha}$$

CHAPITRE 3 :
Calcul de base

Introduction :

L'assainissement vise à éliminer, en dehors des zones urbaines, les eaux usées provenant de Diverses Sources. Dans cette situation, il est nécessaire de suivre certaines étapes Préliminaires, y compris le calcul De base, Afin d'obtenir une estimation plus précise des Débits à évacuer par la suite. Cette étape incontournable Implique :

- L'évaluation du nombre d'habitants.
- Le site est divisé en surfaces élémentaires et le coefficient de ruissellement est déterminé.
- La sélection de la méthode et du plan du réseau d'évacuation des eaux.

I. Situation démographique :

Dans le domaine de l'hydraulique urbaine, il est essentiel que l'ingénieur anticipe dès le début de la Conception la population à desservir tout au long de la durée de vie de la structure projetée afin de Répondre aux besoins de cette population.

Il est nécessaire de faire une estimation à long terme pour avoir une idée sur la population Dans le futur Le bureau d'étude concepteur a fixé un taux d'accroissement de 06 personne Par Logements.

Ce POS comporte :

Tableau III.1 : Distribution de population

Désignation	Logements	Logements Induit	Taux	Population Induit
EQUIPEMENT EXISTANTE	Habitat Individuels	133	06	798
FUTURE PROJECTION	Habitat Individuels	747	06	4482
	Habitat Collectifs	660	06	3960
Capacité du POS Bencharif 09		1540	06	9240

Donc le nombre d'habitants sera :

$$P_{2054} = 1540 * 06 = 9240 \text{ habitants}$$

II. Systèmes d'assainissement :

II.1. Définition d'un système d'assainissement :

L'assainissement urbain est composé d'un ensemble d'éléments hydrauliques : canalisations, Regards, puisards, stations de pompage, bassins de retenue et différents éléments de régulation. leur mission principale consiste à recueillir les eaux usées et à les évacuer de manière adéquate vers une station d'épuration ou une décharge appropriée. En général, L'installation d'un réseau d'assainissement urbain doit faire face à deux problèmes :

- Éliminer les eaux usées provenant des foyers et des usines afin de garantir la santé publique tout en préservant l'environnement naturel.
- Évacuer de manière adéquate les eaux pluviales afin d'éviter les engorgements urbains et de garantir la sécurité des résidents.

II.2. Différents types des réseaux d'assainissement :

- **Réseaux unitaires :**

Les eaux usées domestiques et les eaux pluviales sont évacuées dans les mêmes Canalisations que les réseaux unitaires. Ils concilient les bénéfices économiques (un seul réseau à construire et à gérer) et pratiques (toute erreur de branchement est exclue, par définition) ; cependant, ils Doivent prendre en considération les fluctuations rapides du débit des eaux pluviales lors de la Conception et de la dimension des collecteurs et des ouvrages de traitement.

- **Réseau séparatif :**

Un réseau séparatif regroupe les eaux domestiques et un autre les eaux pluviales. Ce système présente l'avantage de prévenir le risque de déversement d'eaux usées dans le milieu naturel pendant les périodes de pluies. Cela aide à améliorer la maîtrise du flux et de sa concentration en pollution, ainsi qu'à ajuster davantage la capacité des stations d'épuration.

- **Réseaux pseudo-séparatif :**

Un réseau pseudo-séparatif d'égouts est un réseau qui reçoit les eaux usées domestiques et certaines eaux pluviales, telles que les gouttières de fondation, les gouttières de toit plat et les entrées de garage souterrain. Il n'y a donc qu'un seul raccordement de service pour les habitations desservies par ce réseau, alimentant le réseau en eaux usées domestiques et en eaux pluviales autorisées.

II.3 Choix du système d'assainissement :

Pour ma zone d'étude j'ai opté le système unitaire à cause des raisons suivant :

1. Simplicité de gestion : Le système unitaire utilise une seule canalisation pour collecter à la fois les eaux usées et les eaux pluviales. Cela simplifie la gestion du réseau, car il n'y a pas besoin de gérer deux systèmes distincts.
2. Coût de construction réduit : Les infrastructures nécessaires pour un réseau unitaire sont moins coûteuses que celles d'un réseau séparatif. Vous avez besoin de moins de raccordements et d'équipements.
3. Pas de risque d'erreur de branchement : Avec un réseau unitaire, il n'y a pas de possibilité de déversement accidentel d'eaux usées dans le réseau d'eaux pluviales, car tout passe par la même canalisation.
4. Canalisation unique : Dans un système unitaire, toutes les eaux (usées et pluviales) passent par une seule canalisation. Cela signifie que vous n'avez besoin que d'un seul réseau de tuyaux enterrés, ce qui réduit l'espace nécessaire dans le sol par rapport à un système séparatif.
5. Moins de tranchées : Comme il n'y a qu'une seule canalisation, vous creusez moins de tranchées pour l'installation. Cela réduit la perturbation du sol et permet d'économiser de l'espace.
6. Facilité d'entretien : La gestion d'un seul réseau est plus simple. Moins de canalisations signifie moins d'entretien et de réparations à effectuer, ce qui économise également de l'espace.

II.4 Système d'évacuation des eaux :

II.4.1. Définition et différent type de schéma système d'évacuation :

Les systèmes d'assainissement sont principalement basés sur l'écoulement gravitaire. Ils dépendent donc beaucoup du relief pour éviter d'avoir des tranchées trop profondes. Selon le système d'assainissement et la topographie, nous identifions différents types de schémas :

- Schéma perpendiculaire :

Le ruissellement se fait directement dans le fleuve. Ce genre de plan ne favorise pas la concentration des eaux vers un seul point d'épuration, ce qui rend cette tâche complexe.

Il ne s'applique guère que dans les réseaux d'eaux pluviales dans les systèmes séparatifs, avec un drainage dans un cours d'eau. En revanche, il offre un tracé très abordable, ne demandant pas de grandes sections. Selon la position des collecteurs vis-à-vis du cours d'eau, on distingue le schéma perpendiculaire et étagé.

- Schéma par déplacement latérale :

Si une épuration s'impose, il est préférable de transporter les eaux vers une seule station ; cela peut être réalisé soit par un tracé oblique, soit par un collecteur situé en face

- Schéma transversal ou oblique :

Les ramifications de collecteurs présentes dans ce schéma permettent de transmettre l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce genre de plan est utilisé lorsque le terrain présente une faible pente

- Schéma radial :

Dans les terrains plats, ce schéma est employé afin de recueillir tous les déchets en un seul endroit, puis de procéder à un relevage. Il est indispensable pour le déplacement vers le cours d'eau recevant.

II-5. Choix du système d'évacuation :

Plusieurs paramètres influencent le tracé du réseau, dont les principaux sont les suivants :

- La configuration géographique du terrain.
- La distribution géographique des zones à protéger.
- La construction des conduites dans le domaine public.
- Les modalités de refus.
- L'emplacement des rivières et des talwegs.
- Le lieu de l'évacuation ou de la station d'épuration.

Pour notre projet j'ai choisi un schéma par déplacement latérale car il les le plus adaptable a notre étude.

Pour que en suivant un écoulement gravitaire et évitant le refoulement.

III. Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires :

Le choix du découpage d'un site en surfaces ou sous bassins élémentaires est effectué en prenant en compte ce qui suit :

- La composition du sol.
- La densité de la population.
- Les courbes de niveau ; les gradients et les gradients inverses.
- Les frontières naturelles (talweg, cours d'eau, etc....).
- Les chemins et les routes.

IV. Le coefficient de ruissellement :

IV.1. Estimation du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement exprime la variable d'une perméabilité du sol plus ou moins importante. Son

Rôle est crucial pour évacuer le débit maximum des pluies, ce qui est utilisé pour évaluer la taille du réseau.

Son importance est influencée par divers éléments tels que :

- La nature du sol.
- L'inclinaison du terrain.
- Mode d'occupation du sol.
- Densité de la population.

L'estimation du ce coefficient est fait en utilisant des guides ou des tableaux qui nous aide a faire une bonne Estimation et qui dépendent de plusieurs facteurs.

Tableau III-2 : valeur de coefficient de ruissèlement en fonction du type d'occupation du sol

Type d'occupation du sol	Coefficient de ruissellement
Commercial	$0,70 \leq C \leq 0,95$
Résidentiel :	
• Lotissements	$0,30 \leq C \leq 0,50$
• Collectifs	$0,50 \leq C \leq 0,75$
• Habitat dispersé	$0,25 \leq C \leq 0,45$
Industriel :	$0,50 \leq C \leq 0,80$
• Parcs et jardins publics	$0,05 \leq C \leq 0,10$

• Terrains de sport	$0,10 \leq C \leq 0,30$
• Terrains vagues	$0,05 \leq C \leq 0,15$
• Terres agricoles	
• Drainées	$0,05 \leq C \leq 0,13$
• Non Drainées	$0,03 \leq C \leq 0,07$

Source : guide technique de l'assainissement 2^{ème} édition

Tableau III-3 : Estimation du coefficient de ruissellement pour différentes densités de population

Densité de population par hectare	Coefficients de ruissellement
20	0.23
30 - 80	0.20 - 0.27
60 - 150	0.25 - 0.34
150 - 200	0.30 - 0.45
200 - 300	0.60 - 0.62
300 - 400	0.60 - 0.80
400 - 600	0.70 - 0.90

Source : polycopie d'assainissement M. SALAH B. (2014)

Tableau III-4 : Estimation du coefficient de ruissellement suivant la nature des surfaces

Nature de la surface	Valeurs du coefficient C_r
Toits en métal, tuile, ardoise	0.90
Chaussée avec peu de joints	0.85 - 0.90
Pavés en pierres naturelles, briques avec joints cimentés	0.75 - 0.85
Pavages en blocages	0.40 - 0.50
Surfaces goudronnées	0.25 - 0.60
Chemin en gravier	0.25 - 0.30
Gare, terrain de sport	0.10 - 0.30
Parcs, jardins, gazons	0.05 - 0.25
Forets	0.01 - 0.20

Source : guide technique de l'assainissement 2^{ème} édition

Pour les grandes surfaces élémentaires où les surfaces sont différentes, le coefficient de ruissellement pondéré est calculé de la manière suivante :

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} * A_i}{A} \quad (III.1)$$

Avec :

- C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré.
- C_{ri} : Coefficient de ruissellement de sous-bassin.
- A : Surface totale de la région d'étude.
- n : Nombre des sous-bassins.

V. Nombre d'habitat à chaque surface élémentaire :

Pour connaître le nombre d'habitants de chaque sous bassins ou surfaces élémentaires, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir

Estimer ce dernier :

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

Le nombre d'habitant de chaque sou bassin est donné par l'expression :

$$P_i = D_i * A_i \quad (III.2)$$

Avec :

- D_i : Densité partielle du sous bassin considéré.
- P : Population globale à l'horizon de calcul (hab).
- A : Surface totale de la zone urbanisée (ha).
- **Calcul de la densité partielle :**
La densité partielle de chaque sous bassin est exprimée par la relation :

$$D_i = \frac{C_{ri} * P_i}{C_{rp} * A} \quad (III.3)$$

Avec :

- D_i : Densité partielle du sous bassin considéré.
- C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré.

C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.

P : Population globale à l'horizon de calcul (hab). « P= 9240 hab »

A : Surface totale de la zone urbanisée (ha) « A= 27.5 ha. »

- **Calcul du coefficient de ruissellement pondéré**

Le coefficient de ruissellement pondéré est donné par (équation) :

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} * A_i}{A} \quad (\text{III.4})$$

$$C_{rp} = 0,66$$

Tableau III-5 : Caractéristiques des surfaces élémentaires.

N° SB	Surface du sous bassin A_i (ha)	Coefficient de ruissellement (C_{ri})	$C_{ri} * A_i$	D_i (hab./ha)	P_i (hab)
1	2,03	0,60	1,218	305	620
2	2,6	0,62	1,612	316	821
3	4,17	0,65	2,710	331	1380
4	5,16	0,70	3,612	356	1839
5	4,92	0,68	3,345	346	1703
6	5,22	0,70	3,654	356	1860
7	2,6	0,60	1,560	305	794
8	0,8	0,55	0,440	280	224
Total	27,5				9240

Conclusion :

Dans ce chapitre on a trouvé ces résultats :

- Le nombre d'habitation estimé et 9240 habitants au niveau d'une surface de 27.5 hectares divisée en 08 Surfaces élémentaires ou sous bassins.
- Le système d'assainissement adopté et de type unitaire.
- Le schéma d'assainissement est un schéma par déplacement latérale.
- Le coefficient de ruissellement pondéré est 0,66.

CHAPITRE 4 :
**Estimations des débits à
évacuer**

Introduction :

Il est essentiel d'avoir un réseau de canalisations d'assainissement afin de garantir l'évacuation des eaux de Ruissellement et des eaux usées utilisées dans les foyers. Avant de dimensionner les collecteurs, il est Primordial d'évaluer les débits d'eaux usées et pluviales en prenant en compte la quantité et la qualité des Rejets, en fonction des différentes catégories de type d'accumulation et de sol.

Il est essentiel de déterminer le débit des eaux pluviales lors de toute étude d'un réseau d'égouts. Il est Donc préférable de ne pas se fier à des estimations aléatoires, mais de mettre en évidence des Approximations.

Par des méthodes adéquates, dont les plus courantes sont :

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle.

I.1 Nature des eaux usées à évacuer :

Trois principales catégories d'eaux usées sont identifiées : les eaux domestiques, les eaux industrielles et les Eaux pluviales.

- **Les eaux usées domestiques :**

Elles découlent des diverses utilisations ménagères de l'eau. Ces substances sont principalement Responsables de la pollution organique. Elles se divisent en eaux domestiques, qui proviennent des Salles de bains et des cuisines, et sont habituellement alimentées par des détergents, des graisses, des Solvants, des débris organiques, etc., et en eaux "vannes" ; il s'agit des rejets des toilettes, qui contiennent Différentes matières organiques azotées et des germes fécaux.

- **Les eaux usées pluviales :**

Elles peuvent également être responsables de pollutions significatives des cours d'eau, en particulier pendant Les périodes d'orage. Au contact de l'air (fumées industrielles), l'eau de pluie absorbe des impuretés, puis, en Ruissellement, des débris déposés sur les toits et les chaussées des villes (huiles de vidange, carburants, Résidus de pneus et métaux lourds...). De plus, lors de l'appellation « unitaire » du système d'assainissement, Les eaux pluviales sont intégrées aux eaux usées domestiques. Si les précipitations sont abondantes, les Exigences de conservation des installations d'épuration peuvent entraîner le déversement de ce mélange très Pollué dans l'environnement naturel. Enfin, en milieu urbain, les constructions accroissent la porosité des Sols et augmentent le risque d'inondation ainsi que celui de la pollution.

- **Les eaux usées industrielles :**

Elles diffèrent considérablement des eaux usées domestiques. Leur nature diffère d'une industrie à l'autre. Outre les composés organiques, azotés ou phosphorés, ils peuvent également renfermer des substances toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques et des hydrocarbures.

- **Les eaux parasite :**

Les eaux parasites désignent toutes les eaux qui pénètrent dans les réseaux d'assainissement et qui causent des problèmes au niveau du réseau ou de la station d'épuration suivante.

II. Estimation des débits des eaux usées :

La quantité quotidienne des eaux usées à évacuer est déterminée en se basant sur la consommation d'eau potable. Selon le type et la nature de l'agglomération, ainsi que les différentes catégories d'urbanisation (Établissements publics et privés), l'évacuation quantitative des rejets varie.

II.1 Débit moyenne journalier :

Le débit des eaux usées à évacuer est calculé en se basant sur la quantité d'eau potable consommée.

La relation suivante donne le débit moyen quotidien rejeté :

$$Q_{moy,j}^{dom} = \frac{K_r * D * N_{hab}}{86400} \quad (IV.1)$$

Avec :

- $Q_{moy,j}^{dom}$: débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (L/s)
- N_{hab} : nombre d'habitants à l'horizon d'étude (habitant).
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- D : dotation journalière estimée à 150 L/hab/j.
- Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

II.2. Débit de pointe :

Comme la consommation, le débit des eaux usées varie également selon la journée, ce qui nécessite de déterminer le débit de pointe. Il est exprimé par la formule suivante :

$$Q_p^{dom} = K_p \times Q_{moy,j}^{dom} \quad (IV.2)$$

Avec :

- Q_p^{dom} : débit de pointe des eaux usées domestiques (L/s).

- $Q_{moy,j}^{dom}$: débit moyen journalier rejeté (L/s).
- K_p : coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen de rejet :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy,j}^{dom}}} \text{ Si : } Q_{moy,j}^{dom} \geq 2,81 \text{ L/S}$$

$$K_p = 3 \text{ si : } Q_{moy,j}^{dom} < 2,81 \text{ L/S}$$

Le calcul des débits est dans la tableau suivant :

Tableau IV-1: Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin

N° SB	N _{hab}	K _r	D (L/j/hab)	Q _{dommoy,j} (L/s)	K _p	Q _{domp} (L/s)	Q _{domp} (m ³ /s)
1	620	0,8	150	0,86	3	2,58	0,002
2	821	0,8	150	1,14	3	3,42	0,003
3	1380	0,8	150	1,92	3	5,75	0,006
4	1839	0,8	150	2,55	3	7,66	0,008
5	1703	0,8	150	2,37	3	7,10	0,007
6	1860	0,8	150	2,58	3	7,75	0,008
7	794	0,8	150	1,10	3	3,31	0,003
8	224	0,8	150	0,31	3	0,93	0,001

II.3 Débit des eaux usées des équipements public :

Ces débits sont évalués de la même façon que les eaux domestiques, en fonction de la consommation d'eau potable pour chaque type d'usager.

II.3.1 Débit moyenne journalier :

La relation suivante présente le débit moyen quotidien des eaux usées des services publics :

$$Q_{moy,j}^{éq} = \frac{K_r * D_{éq} * N_{usag}}{86400} \quad (IV.3)$$

Avec :

- $Q_{moy,j}^{éq}$: débit moyen journalier des eaux usées publiques en (L/s)
- N_{usag} : nombre des usagers (des unités) concernés par chaque service.
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- $D_{éq}$: dotation de la consommation journalière d'eau potable (L/j/unité) ; une donnée qui Diffère d'un type d'utilisateur à un autre.
- Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

II.3.2 Débit de point :

Il est nécessaire de calculer le débit de pointe des eaux usées provenant des infrastructures publiques.

On peut le calculer selon la formule suivante :

$$Q_p^{éq} = K_p \times Q_{moy}^{éq} \quad (IV.4)$$

Avec :

- $Q_p^{éq}$: débit de pointe des eaux usées publiques (L/s).
- $Q_{moy}^{éq}$: Débit moyen journalier rejeté (L/s).
- K_p : coefficient de pointe

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy,j}^{dom}}} \text{ Si : } Q_{moy,j}^{dom} \geq 2,81 \text{ L/S}$$

$$K_p = 3 \text{ si : } Q_{moy,j}^{dom} < 2,81 \text{ L/S}$$

Les calculs sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV-2 : Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin

N sb	Type D'équipement	Unité De mesure	Quantité	Dotation (l/l/unité)	Q_{moy}^{eq} (l/s)	Kp	Q_p^{eq} (l/s)	Totale (l/s)
SB2	Ecole primaire	Élève	200	20	0,0370	3	0,111	0,314
	Un stade	Personne	30	10	0,0028	3	0,008	
	Extension de l'école primaire	Élève	350	20	0,0648	3	0,194	
SB3	Equipment éducatif	Personne	15	10	0,0014	3	0,004	1,115
	Mosquée	Fidèle	1000	40	0,3704	3	1,111	
SB4	Cem	Élève	300	30	0,0833	3	0,250	0,269
	Bureau de la poste	Fonctionnaire	10	10	0,0009	3	0,003	
	Annex apc	Personne	20	10	0,0019	3	0,006	
	Salle de soin	Patient	20	20	0,0037	3	0,011	
							Somme	1,69 (l/S)

II.4 Débit parasite :

Ce débit est estimé entre 0,05 jusqu'au 0,15 (l/s/ha)

$$Q_{par} = Ai \times K \quad (IV.5)$$

Avec $K=0,15$ (l/s/ha)

L'estimation du débit parasite et dans le tableau suivant :

Tableau IV-3 : Débit des eaux parasite

Nsb	Ai(ha)	k	Qpar (l/s)
1	2,03	0,15	0,30
2	2,6	0,15	0,39
3	4,17	0,15	0,62
4	5,16	0,15	0,77
5	4,92	0,15	0,73
6	5,22	0,15	0,78
7	2,6	0,15	0,39
8	0,8	0,15	0,12

II.5 Débit totale à évacuer pour chaque surface élémentaires :

En l'absence de données précises sur la répartition dans le temps, il est nécessaire de prendre en compte

L'hypothèse de superposition des débits de pointe de toutes sortes d'eaux usées pour calculer le débit total

Des eaux usées à évacuer.

Le calcul du débit total dans le tableau suivant :

Tableau IV-4 : Débit totale pour chaque sous bassin

Nsb	$Q_{dom,p}$ (l/s)	$Q_p^{éq}$ (l/s)	Q_{par} (l/s)	Q_t^{EU} (l/s)	Q_t^{EU} (m ³ /s)
1	2,37		0,3045	2,68	0,003
2	3,04	0,314	0,39	3,74	0,004
3	5,53	1,115	0,6255	7,27	0,007
4	8,04	0,269	0,774	9,09	0,009
5	7,48		0,738	8,22	0,008
6	8,14		0,783	8,92	0,009
7	3,04		0,39	3,43	0,003
8	0,86		0,12	0,98	0,001

III . Calcul des débits des eaux pluviales :

Le calcul fondamental pour la conception d'un réseau pluvial est la pluie la plus importante qui pourrait se produire sur une période de 10 ans (débit décennal).

Au cours d'une chute de pluie, il n'y a qu'une seule partie de l'eau écoulée ou ruisselée qui intéresse le dimensionnement d'un ouvrage qui doit évacuer dans les conditions adéquates le débit d'eau de cette partie du bassin en question.

Selon la taille du bassin et son urbanisation, on étudie diverses approches pour l'estimation du débit pluvial, dont nous mentionnons :

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle.

a. La méthode rationnelle :

Cette approche s'est avérée efficace en particulier pour les zones urbaines à faible superficie. Lorsque la surface est importante, il est nécessaire de diviser le bassin-versant en secteurs limités avec une forme remarquable par les lignes isochrones.

Son objectif est d'évaluer les débits de pluie après une averse d'intensité moyenne « i » supposée constante pendant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A » avec un coefficient de ruissellement « C_r ».

Toutefois, il est à noter que l'intensité n'est pas homogène (c'est-à-dire que l'averse a un point central et se répand dans l'espace). Il est nécessaire d'utiliser un coefficient de répartition de la pluie appelé « α ».

La méthode rationnelle est exprimée par la loi ci-dessous :

$$Q = \alpha \times C_r \times i \times A \quad (\text{IV-6})$$

Avec :

- Q : débit d'eau de ruissellement (L/s).
- A : surface d'apport (ha).
- C_r : coefficient de ruissellement.
- i : intensité moyenne de précipitation (L/s/ha).
- α : coefficient réducteur (correcteur) de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace.

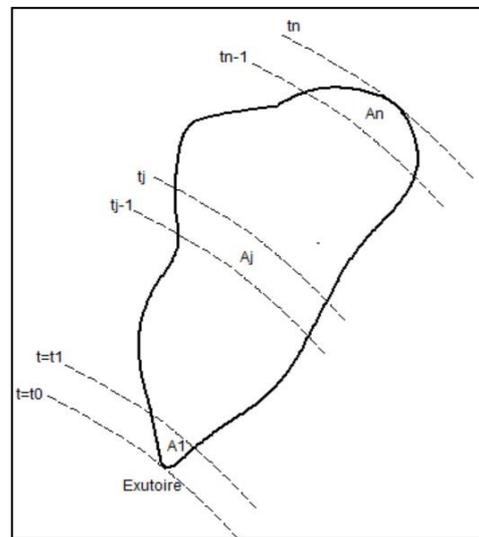


Figure IV.1 : Bassin versant et lignes isochrones de ruissellement

- **Coefficient réducteur de l'intensité :**

En réalité, La distribution des précipitations dans un bassin est instable, en particulier pour les Précipitations de courte durée et d'intensité élevée. Pour prendre en considération cela, il est Nécessaire d'inclure un paramètre de correction pour chaque surface élémentaire ; il s'agit d'un Coefficient de réduction de l'intensité : $\alpha \leq 1$.

Selon les deux approches suivantes on peut le déterminer :

1- Par rapport à la forme du bassin on utilise des lois empiriques :

Pour des bassins longs (rectangles étroits, ...) ; ce coefficient sera égal à :

$$\alpha = 1 - 0.006 \times \sqrt{d/2} \quad (\text{IV.7})$$

Pour des bassins ramassés (carrés, cercles, ...) :

$$\alpha = 1 - 0.005 \times \sqrt{d/2} \quad (IV.8)$$

Avec :

- d : longueur du milieu de l'aire élémentaire (m).

2- Par rapport à la nature des pluies :

Il s'agit d'un coefficient expérimental qui prend en considération la distribution irrégulière des pluies Courtes de forte intensité. Un rectangle de longueur (x) et de largeur moyenne (y) drainé par un Collecteur 1-2-3 est considéré comme une surface à drainer

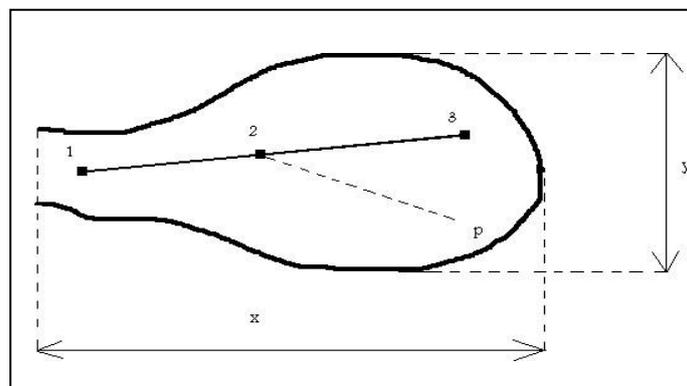


Figure IV.2 : Schéma explicatif pour la détermination de coefficient réducteur α

Le point (P) de la surface se trouve en amont du collecteur (1-2) intéressé par le calcul.

(P-2) est la distance du point (2) situé à l'amont du tronçon d'égout étudié au point (P) de la surface.

Tableau V-1 : la détermination de coefficient réducteur α .

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

On a calculé ce coefficient par rapport à la nature de pluie on a trouvé :

Tableau V-2 : la détermination de coefficient réducteur α .

sb	α
1	0,85
2	0,84
3	0,89
4	0,83
5	0,79
6	0,78
7	0,81
8	0,9

III.1.1 Hypothèse de la méthode rationnelle :

La méthode rationnelle repose sur trois (03) hypothèses fondamentales :

- On ne peut observer le débit de pointe « Q_p » à l'exutoire que si la durée de l'averse dépasse le temps de concentration « t_c » du bassin-versant.
- L'intensité moyenne maximale « i » est liée au débit de pointe « Q_p » sur une période égale au temps de concentration « t_c » du bassin-versant.
- La période de retour du débit de pointe « Q_p » est identique à celle de l'intensité « i » qui le provoque, ce qui implique que le coefficient de ruissellement « C_r » du bassin versant est constant.

III.1.2 Validité de la méthode rationnelle :

Cette approche est performante pour des espaces relativement restreints (généralement inférieurs à 10 hectares).

La performance est améliorée pour des zones encore plus petites, grâce à une estimation précise du Coefficient de ruissellement.

De cette façon, elle convient à des surfaces où Le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

En revanche, elle ne peut pas être employée pour les zones étendues, car les calculs seraient ardues.

III.1.3 Critique de la méthode Rationnelle :

1- La détermination du temps de concentration est extrêmement complexe car elle dépend de la pente, de L'intensité de la surface du bassin, de sa forme et de son débit. En effet, il est impossible de réaliser toutes Ces évaluations au niveau d'un bassin (tels que les crevasses, les ouvrages qui composent le système D'évacuation qui retient l'eau, les contre-pentes...).

2- Les précipitations sur le bassin ne sont pas réparties de manière homogène, elles peuvent être faibles dans une zone et maximales dans une autre zone du bassin.

3- Elle néglige les eaux stockées dans le bassin car la méthode rationnelle suppose que toute la pluie qui tombe est dirigée vers le collecteur, alors qu'en réalité une partie de l'eau est stockée dans le bassin (cul de sac).

III.1.4 Temps de concentration :

Il s'agit d'une propriété d'une surface qui est définie comme le temps nécessaire pour que la pluie tombe au point le plus éloigné, en temps d'écoulement, pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de la surface en question. Composition du temps de concentration t_c :

- Du temps t_1 en minute mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations de longueur L et avec une vitesse v .

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \quad (\text{IV-9})$$

- Du temps t_2 mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. Ce temps varie de 2 et 20 minutes.
- Du temps t_3 de ruissellement sur une surface de pente I ne comportant pas de canalisation autrement dit du parcours superficiel de longueur L_s en Km.

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \quad (\text{IV-10})$$

Donc on peut rencontrer 03 cas :

- 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 : $t_c = t_1 + t_2$

III.2. La méthode superficielle :

La méthode rationnelle est une variante de la méthode de Caquot ou de la méthode superficielle. Le bilan hydraulique du débit précipité sur le bassin versant est établi par ce modèle jusqu'à l'instant à peu près égal au temps de concentration « t_c » où le débit de pointe « Q_p » est observé à l'exutoire. La formule de Caquot est généralement exprimée de la manière suivante :

$$Q_p = k^{\frac{1}{u}} \times C r^{\frac{1}{u}} \times I^{\frac{v}{u}} \times A^{\frac{w}{u}} \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

- $Q_p(f)$: le débit pluvial de pointe de fréquence de dépassement « F » ; en (m^3/s).
- C_r : est le coefficient de ruissellement du sous bassin considéré.
- I : la pente moyenne calculée selon le plus long cheminement hydraulique (m/m).
- A : la superficie drainée du sous bassin (ha).
- K, u, v, w : coefficients d'expression donnés en fonction des paramètres de Caquot par les formules suivantes :

$$K = \frac{\alpha \times \mu}{6 \times (\beta + \delta)} \quad (IV.12)$$

$$u = 1 - b \times f \quad (IV.13)$$

$$v = c \times b \quad (IV.14)$$

$$w = 1 - \varepsilon + d \times b \quad (IV.15)$$

III.2.1 Evaluation des paramètres de Caquot :

- **Paramètres liés à la pluviométrie :**

- a, b : sont les coefficients de la formule de Montana (courbes IDF). Les valeurs qu'ils prennent sont issues d'un calcul purement hydrologique selon les régions, les périodes de retour et les fréquences.
- ε : abattement spatial de la pluie ;

$\varepsilon = 0.5$ pour $S < 100$ ha. $\varepsilon = 0.03$ la valeur la plus adoptée.

- **Paramètres caractérisant la transformation de la pluie en débit :**

- $\beta + \delta = 1.1$: représente l'effet de stockage et d'écrêtement, cette valeur devrait augmenter avec la taille des bassins.

- **Paramètres concernant le bassin versant :**

- $c = -0.41$; $d = 0.51$; $f = -0.29$.
- μ : coefficient d'ajustement de la forme du bassin, donnée par :

$$\mu = 0.28 \times M^{0.84} \quad (IV.16)$$

Où :

$$M = \frac{L}{\sqrt{Sc}} \quad (\text{IV.17})$$

- M : coefficient d'allongement qui caractérise la forme du bassin-versant.
- L : le plus long chemin hydraulique (m).
- S_c : étant la surface du carré équivalent qui est égale à celle du bassin (m^2).

III.2.2 Temps de concentration :

D'après DESBORDES, Le temps de concentration (valable pour les deux méthode) est donné par l'expression suivante :

$$t_c = 0.28 \times M^{0.84} \times I^{-0.41} \times A^{0.51} \times Q_p^{0.29} \quad (\text{IV.18})$$

- Avec : t_c (min) ; I (m/m) ; A (ha) ; Q_p (m^3/s)

III.2.3 Validité de la méthode superficielle :

Il est nécessaire de vérifier les conditions d'application de la formule de Caquot pour pouvoir l'appliquer, ces limites sont celles préconisées par l'instruction technique 1977 :

- Superficie totale : $A < 200$ ha.
- Coefficient de ruissellement : $0.2 < C_r < 1$
- Pente : $0.2 \% < I < 5 \%$
- Coefficient d'allongement : $M > 0.8$

III.2.4 Critique de la méthode superficielle :

- Les débits livrés par la méthode de Caquot sont sensiblement supérieurs (surestimation) en comparaison avec ceux de la méthode rationnelle. Ce surplus des débits donné par la méthode superficielle est dû essentiellement aux conditions de calcul, notamment les tronçons disposés en parallèle, ainsi que l'effet implicite du temps de concentration et qui ne relève pas le comportement plus au moins réel du réseau.
- Le modèle de groupement des bassins, peut conduire à des anomalies :
 - Pour les bassins en série, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit inférieur au maximum des débits de pointe des sous bassins. Donc on prend :

$$Q_p = \text{Max} (Q_i).$$

- Pour les bassins en parallèle, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit supérieur à la somme des débits de pointe des sous bassins, ce qui est impossible.

$$\text{Donc on prend : } Q_p = \sum Q_i.$$

III.3. Choix de la méthode :

D'après les contraintes et les critiques de chacune de ces méthodes, on choisit la méthode rationnelle pour évaluer les débits de pluie, car elle est valide sur tous les sous-bassins, y compris ceux qui ont une superficie inférieure à 10 hectares.

III.4. Calcul des débit pluviaux :

On a utilisé la méthode rationnelle pour calculer le débit pluvial.

Le tableau ci-dessous présente les résultats de calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire :

Tableau IV-5 : Débit pluviale à évacuer

N° SB	Surface du sous bassin Ai (ha)	Coefficient de Ruissellement (Cri)	Intensité (l/s/ha)	α	Q pluvial (l/s)	Q pluvial (m^3/s)
1	2,03	0,6	177	0,85	183,25	0,183
2	2,6	0,62	177	0,84	239,67	0,240
3	4,17	0,65	177	0,89	426,99	0,427
4	5,16	0,7	177	0,83	530,64	0,531
5	4,92	0,68	177	0,79	467,82	0,468
6	5,22	0,7	177	0,78	504,47	0,504
7	2,6	0,6	177	0,81	223,66	0,224
8	0,8	0,55	177	0,9	70,09	0,070

Conclusion :

Dans ce chapitre, les quantités des eaux à évacuer ont été estimées et évaluées. On mentionne que la zone D'étude ne contient aucune unité industrielle, ce qui signifie que ces débits comprennent des eaux usées et Des eaux pluviales.

Les débits obtenus montrent que les débits des eaux usées (domestiques et publiques) ne sont qu'une petite Partie des débits pluviaux.

Cette étape représente une étape cruciale pour commencer le chapitre suivant.

CHAPITRE 5 :
Dimensionnement
Du réseau
d'assainissement

Introduction :

Après avoir établi les débits des eaux à évacuer, on procède au calcul hydraulique du système d'assainissement, qui implique la dimension des structures (collecteurs et regards) des deux réseaux de ce système séparatif.

Il est essentiel de respecter certaines normes d'écoulement et les conditions d'installation des réseaux d'assainissement pour effectuer ce calcul hydraulique. La mise en place en profondeur est réalisée de manière à répondre aux exigences de résistance mécanique aux charges extérieures, tout en établissant le tracé le plus optimal.

I- Principe de dimensionnement du réseau d'assainissement :

L'élaboration d'un réseau d'assainissement consiste à représenter tous les éléments qui composent les différentes branches du réseau sur un schéma globale.

- Les collecteurs sont identifiés par leur : Placement, Profondeur, Diamètres, Pente, leurs joints.
- Les regards sont définis par leur : emplacement, profondeur, cotes.

II- Analyse du réseau :

Étant donné la topographie et la surface restreinte de la zone d'étude, ainsi que les réseaux d'assainissement les plus proches de notre zone d'étude, j'ai suggéré un seul point de rejet en suivant l'écoulement et en tenant en compte que l'eau va vers un autre réseau ou à une step proposé par moi dans cette étude en utilisant un déversoir d'orage qui est découvert à 100 mètres du point de rejet et qui va diriger l'eau vers le Step ou vers l'autre réseaux.

III- Dimensionnement du réseau d'assainissement :**III-1. Condition d'écoulement et de dimensionnement :**

L'écoulement de l'assainissement doit être gravitaire dans la mesure du possible, donc dépend de la topographie du terrain naturel. De plus, il doit être à une vitesse qui permet l'auto-curage et ne dégrade pas les conduites.

La vitesse d'auto-curage : comme les eaux usées sont des eaux chargées, qui contiennent du sable, facilement décanable. Pour empêcher ce phénomène il faut avoir une vitesse d'écoulement qui satisfait les conditions 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 avec un diamètre minimal de 315 mm.

En cas de non-respect de ces vitesses, il est nécessaire de prévoir des chasses automatiques ou des curages Périodiques.

Contrairement aux préoccupations liées à l'auto-curage, la préoccupation de prévenir la détérioration des Joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur nous amène à établir des limites Supérieures aux pentes autorisées.

III-2 Hypothèse :

En règle générale, un système d'assainissement fonctionne par un écoulement gravitaire, à l'exception de cas Spécifiques tels que les contre-pentes, où il est nécessaire de le relever.

Avant de réaliser le calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement, il est important de prendre en compte Les hypothèses suivantes :

- Le débit est homogène à surface libre.
- L'énergie potentielle perdue correspond à la différence entre les côtes du plan d'eau en amont et en aval.
- En réalité, les canalisations d'égouts sont conçues pour un débit en pleine section « Qps » ; cependant, en Général, elles ne débitent pas cette quantité.

III-3 Procédé de calcul :

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

$$Q = V * S_m \quad (V.1)$$

Avec :

- Q : Débit (m³/s).
- V : Vitesse d'écoulement (m/s) : cette vitesse se calcule par différentes expressions.
- S_m : Section mouillée (m²).

Les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de CHEZY :

$$V = C \times \sqrt{Rh \times I} \quad (V.2)$$

Avec :

- C : coefficient de Chézy dépend du paramétré hydrauliques et géométriques de l'écoulement

$$Rh = \frac{Sm}{Pm} \quad (V.3)$$

- Pm : périmètre mouillé
- Sm : Section mouillée

La vitesse moyenne est déterminée par l'expression suivante (formule de Manning-Strickler) :

$$V = K_s \times Rh^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{I_m} \quad (V.4)$$

Avec :

- I_m (m/m) : Pente motrice ou pente du radier nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné.
- Rh (m) : Rayon hydraulique.
- K_s : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois.

A partir des équations précédentes, en supposant une section pleine le diamètre est calculé comme suit :

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

$$Q_t = Q_{eu} + Q_{pl} \quad (V.6)$$

Avec :

- Q_{eu} (m³/s) : Débit d'eau usée.
- Q_{pl} (m³/s) : Débit d'eau pluviale.

TableauV-1 : Coefficient de rugosité de Strickler pour divers types de matériaux

Nature des parois	Ks
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 grès	90
Conduite en PV, PEHD	100

- On fixe un diamètre normalisé de la conduite 'Dn' après on calcul la vitesse a pleine section par la relation suivante :

$$V_{ps} = K_s \times \left(\frac{Dn}{4}\right)^{2/3} \quad (V.7)$$

Après on calcule le débit a pleine section :

$$Q_{ps} = \pi \times \frac{Dn^2}{4} \times V_{ps} \quad (V.8)$$

Le rapport des débits :

$$Rq = \frac{Qt}{Q_{ps}} \quad (V.9)$$

Le rapport des vitesses :

$$Rv = \frac{v_{moy}}{V_{ps}} \quad (V.10)$$

Le rapport des hauteurs :

$$Rh = \frac{H}{Dn} \quad (V.11)$$

- Vérification d'auto-curage

Il est essentiel que le réseau d'assainissement soit auto-curé, c'est-à-dire qu'il puisse évacuer le sable avec Des débits appropriés.

Ils sont fréquemment touchés afin d'éviter leur décantation et d'éviter les dépôts, tout en préservant l'érosion De la surface.

Pour 1/10 Qps : $v \geq 0.6 \text{ m/s}$

Pour 1/ 100 Qps : $v \geq 0.3 \text{ m/s}$

Ces limites sont respectées avec :

- $V_{ps} = 1 \text{ m/s}$; Pour une section circulaire ($r_q = 0.1 \Rightarrow r_v = V/V_{ps} = 0.55 \Rightarrow V_{ps} \geq 1 \text{ m/s}$)
- $V_{ps} = 0.9 \text{ m/s}$; Pour une section ovoïde.

III-4 Résultat du dimensionnement :

Les résultats sont illustrés dans les tableaux dans les pages suivantes :

Tableaux V-2 : calcul hydraulique

R.am	R.av	Cram	Cr av	L	i %	Qtot	Dnor	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	V	Vmin	H	Auto-curage
-	-	-	-	(m)	(m/m)	(m3/s)	(mm)	(m/s)	(m3/s)	-	-	-	(m/s)	(m/s)	(mm)	-
COLLECTEUR SECONDAIRE 'N'																
N01	N02	74,37	74,15	43,89	0,501	0,039	315	0,94	0,07	0,58	1,04	0,54	0,98	0,35	0,16	Vérifier
N02	N1	74,15	73,92	43,41	0,530	0,080	400	1,18	0,15	0,54	1,02	0,52	1,20	0,43	0,21	Vérifier
N90	N91	74,36	74,18	45,56	0,395	0,044	315	0,84	0,06	0,75	1,09	0,64	0,91	0,91	0,19	Vérifier
N91	N1	74,18	73,92	56,5	0,460	0,099	400	1,10	0,14	0,72	1,08	0,63	1,19	1,19	0,25	Vérifier
N1	N2	73,92	73,75	28,87	0,589	0,208	500	1,44	0,28	0,74	1,09	0,64	1,57	1,32	0,32	Vérifier
N2	N3	73,75	72,98	27,53	2,797	0,236	400	2,70	0,34	0,70	1,08	0,61	2,91	2,38	0,24	Vérifier
N80	N81	73,47	73,27	40,27	0,497	0,041	315	0,94	0,07	0,61	1,05	0,56	0,99	0,36	0,17	Vérifier
N81	N3	73,27	72,98	46,8	0,620	0,089	400	1,27	0,16	0,56	1,03	0,53	1,31	0,47	0,21	Vérifier
N21	N3	73,57	72,98	36,83	1,602	0,039	315	1,69	0,12	0,33	0,90	0,39	1,51	0,51	0,12	Vérifier
N3	N4	72,98	72,76	30,88	0,712	0,397	630	1,79	0,51	0,79	1,11	0,67	1,98	1,43	0,40	Vérifier
N4	N5	72,76	72,57	30,795	0,617	0,430	630	1,66	0,47	0,91	1,14	0,75	1,89	1,36	0,45	Vérifier
N70	N71	73,67	73,49	42,99	0,419	0,046	315	0,86	0,06	0,75	1,09	0,65	0,94	0,36	0,19	Vérifier
N71	N5	73,49	72,57	35,41	2,598	0,514	500	3,02	0,59	0,87	1,13	0,72	3,43	2,31	0,36	Vérifier
N20	N5	73,18	72,57	48,49	1,258	0,054	315	1,50	0,11	0,51	1,01	0,51	1,51	0,53	0,15	Vérifier
N5	N6	72,57	72,41	30,374	0,527	0,603	800	2,48	1,25	0,48	0,99	0,49	2,46	1,55	0,39	Vérifier
N6	P1	72,41	71,29	34,53	3,244	0,641	500	3,38	0,66	0,97	1,14	0,78	3,85	2,51	0,39	Vérifier
COLLECTEUR SECONDAIRE 'K'																
K1	K2	77,74	76,55	35,27	3,374	0,011	315	2,45	0,17	0,06	0,57	0,17	1,40	0,50	0,05	Vérifier
K40	K3	77,12	76,87	34,17	0,732	0,011	500	1,60	0,31	0,03	0,47	0,13	0,75	0,31	0,06	Vérifier
K3	K2	76,87	76,55	31,79	1,007	0,032	315	1,34	0,09	0,34	0,90	0,40	1,21	0,40	0,12	Vérifier
K2	K4	76,55	76,25	32,58	0,921	0,043	315	1,28	0,09	0,47	0,98	0,48	1,26	0,43	0,14	Vérifier
K50	K51	76,74	76,52	33,13	0,664	0,011	630	1,78	0,56	0,02	0,37	0,10	0,66	0,33	0,06	Vérifier
K51	K4	76,52	76,25	30	0,900	0,020	315	1,27	0,09	0,23	0,81	0,32	1,02	0,33	0,10	Vérifier
K4	K6	76,25	76,11	32,4	0,432	0,073	400	1,06	0,13	0,55	1,03	0,52	1,09	0,38	0,21	Vérifier
K60	K61	76,76	76,53	28,87	0,797	0,009	500	1,67	0,33	0,03	0,43	0,11	0,73	0,32	0,06	Vérifier
K61	K6	76,53	76,11	34,27	1,226	0,020	315	1,48	0,10	0,19	0,77	0,30	1,13	0,37	0,09	Vérifier

K6	K7	76,11	75,89	31,44	0,700	0,103	400	1,35	0,17	0,61	1,05	0,56	1,42	0,50	0,22	Vérifier
K70	K71	76,33	76,14	30	0,633	0,010	630	1,74	0,54	0,02	0,36	0,09	0,63	0,33	0,06	Vérifier
K71	K7	76,14	75,89	23	1,087	0,017	315	1,39	0,10	0,17	0,74	0,28	1,03	0,34	0,08	Vérifier
K7	K8	75,89	75,68	38,73	0,542	0,133	400	1,19	0,15	0,89	1,14	0,73	1,35	0,51	0,29	Vérifier
K8	K9	75,68	75,41	50	0,540	0,148	400	1,19	0,15	1,00	1,14	0,80	1,36	0,53	0,32	Vérifier
K80	K81	76,22	76,09	25	0,520	0,008	630	2,10	0,66	0,01	0,31	0,08	0,66	0,39	0,05	Vérifier
K81	K8	76,09	75,68	43	0,953	0,022	315	1,30	0,09	0,24	0,82	0,33	1,07	0,34	0,10	Vérifier
K9	K10	75,41	75,17	39,37	0,610	0,183	500	1,46	0,29	0,64	1,06	0,57	1,55	0,55	0,29	Vérifier
K90	K91	75,95	75,48	20,84	2,255	0,007	315	2,07	0,16	0,04	0,50	0,14	1,03	0,97	0,04	Vérifier
K91	K10	75,48	75,17	47	0,660	0,022	630	1,78	0,55	0,04	0,49	0,13	0,87	0,33	0,08	Vérifier
K10	K11	75,17	74,92	30,54	0,819	0,214	500	1,70	0,33	0,64	1,06	0,58	1,80	0,35	0,29	Vérifier
K11	K12	74,92	74,7	50	0,440	0,230	500	1,24	0,24	0,94	1,14	0,76	1,42	0,53	0,38	Vérifier
K12	K13	74,7	74,61	10	0,90	0,235	500	1,78	0,35	0,67	1,07	0,60	1,90	0,68	0,30	Vérifier
K13	K14	74,61	74,45	30	0,53	0,249	500	1,37	0,27	0,92	1,14	0,75	1,56	0,60	0,38	Vérifier
K14	K15	74,47	74,23	30	0,80	0,262	500	1,68	0,33	0,80	1,11	0,68	1,86	0,69	0,34	Vérifier
K15	G6	74,23	73,95	40,19	0,70	0,458	600	1,77	0,50	0,92	1,14	0,75	2,01	0,78	0,45	Vérifier
COLLECTEUR SECONDAIRE 'G'																
G1	G2	75,05	74,86	30,25	0,628	0,014	630	1,73	0,54	0,03	0,42	0,11	0,74	0,33	0,07	Vérifier
G2	G3	74,86	74,59	30,72	0,879	0,029	315	1,29	0,10	0,29	0,87	0,36	1,12	0,35	0,11	Vérifier
G3	G4	74,59	74,47	25,02	0,480	0,041	315	0,95	0,07	0,55	1,03	0,52	0,98	0,33	0,17	Vérifier
G4	G5	74,47	74,21	30,24	0,860	0,055	315	1,28	0,10	0,55	1,03	0,53	1,32	0,44	0,17	Vérifier
G5	G6	74,21	73,95	35,94	0,723	0,072	315	1,17	0,09	0,79	1,11	0,67	1,30	0,46	0,21	Vérifier
G6	G7	73,95	73,58	15	2,47	0,636	630	3,44	1,07	0,59	1,05	0,55	3,59	1,29	0,35	Vérifier
G7	G8	73,58	73,44	20,04	0,70	0,813	800	2,86	1,44	0,57	1,04	0,53	2,96	1,06	0,43	Vérifier
G8	G9	73,44	72,96	44,97	1,07	0,833	800	3,53	1,78	0,47	0,98	0,48	3,47	1,22	0,39	Vérifier
G9	G10	72,96	72,68	40,58	0,69	0,851	800	2,84	1,43	0,60	1,05	0,55	2,97	1,08	0,44	Vérifier
G10	G11	72,68	72,43	30,17	0,83	0,865	800	3,11	1,56	0,55	1,03	0,53	3,20	1,15	0,42	Vérifier
G11	G12	72,43	72,33	10	1,00	0,869	800	3,42	1,72	0,51	1,00	0,50	3,43	1,22	0,40	Vérifier
G12	G13	72,33	72,28	10	0,50	0,874	800	2,42	1,21	0,72	1,08	0,63	2,62	0,99	0,50	Vérifier
G13	G14	72,28	72,05	28,32	0,81	0,887	800	3,08	1,55	0,57	1,04	0,54	3,20	1,15	0,43	Vérifier
G14	F14	72,05	71,89	17,16	0,93	0,895	800	3,30	1,66	0,54	1,02	0,52	3,38	1,20	0,42	Vérifier

COLLECTEUR SECONDAIRE 'H'																
H1	H2	76,59	75,9	30,66	2,25	0,014	315	2,07	0,16	0,09	0,62	0,20	1,27	0,45	0,06	Vérifier
H2	H3	75,9	75,65	30,04	0,83	0,028	315	1,26	0,10	0,29	0,87	0,36	1,09	0,37	0,11	Vérifier
H3	H4	75,65	75,36	27,66	1,05	0,041	315	1,41	0,11	0,37	0,92	0,42	1,30	0,45	0,13	Vérifier
H4	H5	75,36	75,11	30,2	0,83	0,055	315	1,25	0,10	0,56	1,03	0,53	1,30	0,47	0,17	Vérifier
H5	H6	75,11	74,88	32,47	0,71	0,070	315	1,16	0,09	0,78	1,10	0,66	1,28	0,49	0,21	Vérifier
H6	H7	74,88	74,66	31,98	0,69	0,085	315	1,14	0,09	0,95	1,14	0,77	1,30	0,53	0,24	Vérifier
H7	H8	74,66	74,6	25,12	0,24	0,097	400	0,79	0,10	0,97	1,14	0,79	0,90	0,37	0,31	Vérifier
H8	H9	74,6	74,46	35,91	0,39	0,113	400	1,01	0,13	0,89	1,14	0,73	1,15	0,45	0,29	Vérifier
H9	H10	74,46	74,36	28,16	0,36	0,126	500	1,12	0,22	0,58	1,04	0,54	1,16	0,42	0,27	Vérifier
H10	H11	74,36	74,26	30,29	0,33	0,140	500	1,08	0,21	0,66	1,07	0,59	1,15	0,43	0,30	Vérifier
H11	H12	74,26	74,12	32,21	0,43	0,155	500	1,24	0,24	0,64	1,06	0,58	1,31	0,49	0,29	Vérifier
H12	G6	74,12	73,95	32,54	0,52	0,170	500	1,36	0,27	0,64	1,06	0,58	1,44	0,54	0,29	Vérifier
COLLECTEUR SECONDAIRE 'E'																
E1	E2	76,98	76,05	31,22	2,98	0,014	315	2,38	0,19	0,08	0,60	0,19	1,42	0,51	0,06	Vérifier
E2	E3	76,05	75,86	30,76	0,62	0,029	630	1,72	0,54	0,05	0,54	0,16	0,93	0,33	0,10	Vérifier
E3	E4	75,86	75,69	30	0,57	0,043	630	1,65	0,51	0,08	0,61	0,19	1,00	0,32	0,12	Vérifier
E4	E5	75,69	75,43	35	0,74	0,059	315	1,19	0,09	0,64	1,06	0,57	1,26	0,30	0,18	Vérifier
E5	E6	75,43	75,23	30	0,67	0,073	500	1,53	0,30	0,24	0,83	0,33	1,27	0,31	0,17	Vérifier
E6	E7	75,23	74,95	30	0,93	0,087	315	1,33	0,10	0,84	1,13	0,70	1,50	0,31	0,22	Vérifier
E7	E8	74,95	74,7	40	0,63	0,105	500	1,48	0,29	0,36	0,92	0,42	1,36	0,31	0,21	Vérifier
E8	E9	74,7	74,62	30,25	0,26	0,119	800	1,76	0,88	0,14	0,68	0,25	1,20	0,33	0,20	Vérifier
E9	E10	74,62	74,48	30,34	0,46	0,133	800	2,32	1,17	0,11	0,65	0,23	1,52	0,43	0,18	Vérifier
E10	E11	74,48	74,4	30,86	0,26	0,148	800	1,74	0,87	0,17	0,73	0,28	1,28	0,33	0,22	Vérifier
E11	E12	74,4	74,31	30,36	0,30	0,162	800	1,86	0,94	0,17	0,74	0,28	1,38	0,35	0,22	Vérifier
E12	K15	74,31	74,23	13,03	0,61	0,168	630	1,71	0,53	0,31	0,89	0,38	1,52	0,32	0,24	Vérifier
COLLECTEUR SECONDAIRE 'D'																
D1	D2	77,02	75,82	30,53	3,93	0,014	315	2,73	0,21	0,07	0,58	0,17	1,57	0,57	0,05	Vérifier
D2	D3	75,82	75,57	30,64	0,82	0,028	315	1,24	0,10	0,29	0,87	0,37	1,09	0,37	0,12	Vérifier
D3	D4	75,57	75,47	22,16	0,45	0,039	315	0,93	0,07	0,54	1,02	0,52	0,95	0,34	0,16	Vérifier
D4	D5	75,47	75,22	30,06	0,83	0,053	315	1,26	0,10	0,54	1,02	0,52	1,28	0,46	0,16	Vérifier

D5	D6	75,22	74,98	33,77	0,71	0,068	315	1,16	0,09	0,75	1,09	0,65	1,27	0,49	0,20	Vérifier
D6	D7	74,98	74,8	31,13	0,58	0,083	315	1,05	0,08	1,01	1,15	0,82	1,20	0,49	0,26	Vérifier
D7	D8	74,8	74,64	25,72	0,62	0,095	400	1,27	0,16	0,59	1,05	0,55	1,33	0,49	0,22	Vérifier
D8	D9	74,64	74,37	32,51	0,83	0,110	400	1,47	0,18	0,59	1,05	0,55	1,54	0,56	0,22	Vérifier
D9	D10	74,37	74,11	30,65	0,85	0,124	400	1,49	0,19	0,66	1,07	0,59	1,59	0,60	0,24	Vérifier
D10	D11	74,11	73,95	30,41	0,53	0,138	400	1,17	0,15	0,94	1,14	0,76	1,34	0,54	0,30	Vérifier
D11	D12	73,95	73,7	28	0,89	0,151	400	1,53	0,19	0,79	1,11	0,67	1,69	0,65	0,27	Vérifier
D12	G7	73,7	73,58	35	0,34	0,167	500	1,10	0,22	0,78	1,10	0,66	1,21	0,47	0,33	Vérifier
COLLECTEUR SECONDAIRE 'F'																
F1	F2	74,84	74,67	25,13	0,68	0,011	500	1,54	0,30	0,04	0,48	0,13	0,75	0,30	0,07	Vérifier
F2	F4	74,67	73,98	27,43	2,52	0,024	315	2,19	0,17	0,14	0,69	0,25	1,51	0,52	0,08	Vérifier
F50	F51	75,12	74,64	42,92	1,12	0,019	315	1,46	0,11	0,17	0,74	0,28	1,07	0,37	0,09	Vérifier
F51	F52	74,64	74,44	46,39	0,43	0,021	800	2,25	1,13	0,02	0,37	0,10	0,83	0,42	0,08	Vérifier
F52	F4	74,44	73,98	43,07	1,07	0,040	315	1,42	0,11	0,36	0,92	0,42	1,31	0,36	0,13	Vérifier
F4	F5	73,98	73,77	26,41	0,80	0,076	500	1,67	0,33	0,23	0,82	0,32	1,37	0,33	0,16	Vérifier
F5	F6	73,77	73,6	25,25	0,67	0,088	500	1,54	0,30	0,29	0,87	0,37	1,34	0,30	0,18	Vérifier
F60	F61	74,52	74,24	42,76	0,65	0,019	315	1,12	0,09	0,22	0,81	0,32	0,90	0,30	0,10	Vérifier
F61	F62	74,24	74,04	36,12	0,55	0,036	630	1,63	0,51	0,07	0,58	0,18	0,95	0,32	0,11	Vérifier
F62	F63	74,04	73,84	41,03	0,49	0,054	630	1,53	0,48	0,11	0,65	0,23	1,00	0,30	0,14	Vérifier
F63	F6	73,84	73,63	16,61	1,26	0,062	630	2,46	0,77	0,08	0,60	0,19	1,48	0,45	0,12	Vérifier
F6	F7	73,63	73,49	25,21	0,56	0,161	630	1,63	0,51	0,32	0,89	0,39	1,45	0,31	0,24	Vérifier
F7	F8	73,49	73,33	26,11	0,61	0,173	630	1,71	0,53	0,32	0,89	0,39	1,53	0,33	0,25	Vérifier
F71	F71	74,18	73,87	60,67	0,51	0,027	315	0,98	0,08	0,36	0,91	0,41	0,90	0,31	0,13	Vérifier
F71	F72	73,87	73,66	40,98	0,51	0,046	630	1,57	0,49	0,09	0,63	0,21	0,98	0,31	0,13	Vérifier
F72	F73	73,66	73,51	30	0,50	0,060	800	2,42	1,21	0,05	0,53	0,15	1,28	0,45	0,12	Vérifier
F73	F8	73,51	73,33	11,55	0,58	0,065	630	1,67	0,52	0,12	0,67	0,24	1,12	0,31	0,15	Vérifier
F8	F9	73,33	73,14	26	0,56	0,249	630	1,64	0,51	0,49	0,99	0,49	1,63	0,31	0,31	Vérifier
F9	F10	73,14	72,97	25,76	0,54	0,261	630	1,61	0,50	0,52	1,01	0,51	1,63	0,31	0,32	Vérifier
F10	F11	72,97	72,84	25,42	0,52	0,272	630	1,58	0,49	0,55	1,03	0,53	1,63	0,30	0,33	Vérifier
F80	F81	74,16	73,95	39,8	0,50	0,018	315	2,32	0,18	0,18	0,75	0,29	1,75	1,29	0,09	Vérifier
F81	F82	73,95	73,7	40,49	0,48	0,036	315	3,97	0,31	0,24	0,83	0,33	3,28	1,95	0,10	Vérifier

F82	F83	73,7	73,46	41,33	0,47	0,055	315	1,71	0,13	0,82	1,12	0,69	1,92	0,78	0,22	Vérifier
F83	F11	73,46	72,84	16,07	0,45	0,062	315	2,28	0,18	0,10	0,63	0,21	1,43	1,57	0,07	Vérifier
F11	F12	72,84	72,62	25,57	0,43	0,346	315	2,35	0,18	0,17	0,73	0,28	1,72	1,69	0,09	Vérifier
F12	F13	72,62	72,53	17,37	0,41	0,354	315	2,52	0,20	0,46	0,98	0,48	2,46	1,10	0,15	Vérifier
F13	F14	72,53	71,89	13,02	0,39	0,360	630	1,36	0,42	0,85	1,13	0,71	1,54	0,60	0,45	Vérifier
F100	F101	74,23	73,98	58,72	0,37	0,027	800	2,07	1,04	0,03	0,42	0,11	0,87	0,40	0,09	Vérifier
F101	F102	73,98	73,8	26,43	0,35	0,039	315	0,81	0,06	0,61	1,05	0,56	0,85	0,31	0,18	Vérifier
F102	F103	73,8	73,49	20,69	0,33	0,048	315	0,79	0,06	0,78	1,10	0,66	0,87	0,34	0,21	Vérifier
F103	F14	72,48	71,89	28,6	0,31	0,061	400	0,90	0,11	0,54	1,02	0,52	0,92	0,33	0,21	Vérifier
F14	F15	71,89	71,79	18,54	0,54	1,328	1000	2,91	2,29	0,58	1,04	0,54	3,04	1,10	0,54	Vérifier
F15	P1	71,79	71,29	54,08	0,92	1,341	800	3,29	1,65	0,81	1,12	0,68	3,67	1,41	0,55	Vérifier
COLLECTEUR SECONDAIRE 'A'																
A100	A101	74,24	73,83	40,1	1,02	0,017	315	1,39	0,11	0,16	0,71	0,27	0,99	0,32	0,08	Vérifier
A101	A102	73,83	73,4	30,55	1,41	0,030	315	1,63	0,13	0,23	0,82	0,33	1,34	0,42	0,10	Vérifier
A102	A103	73,4	73,29	36,58	0,30	0,045	1000	2,18	1,71	0,03	0,42	0,11	0,92	0,41	0,11	Vérifier
A103	A104	73,29	72,5	40,68	1,94	0,062	315	1,92	0,15	0,42	0,95	0,45	1,82	0,58	0,14	Vérifier
A104	A105	72,5	72,39	40,87	0,27	0,079	400	0,84	0,11	0,75	1,09	0,65	0,92	0,32	0,26	Vérifier
A105	A106	72,39	72,25	40,66	0,34	0,097	400	0,95	0,12	0,81	1,12	0,68	1,06	0,37	0,27	Vérifier
A1	A2	74,86	73,43	33,23	4,30	0,014	300	2,77	0,20	0,07	0,59	0,18	1,62	0,56	0,05	Vérifier
A2	A3	73,43	73,01	31,6	1,33	0,027	300	1,54	0,11	0,25	0,84	0,34	1,29	0,40	0,10	Vérifier
A3	A4	73,01	72,8	22,7	0,93	0,037	300	1,28	0,09	0,41	0,94	0,44	1,21	0,39	0,13	Vérifier
A20	A21	73,78	73,25	34,54	1,53	0,015	300	1,65	0,12	0,12	0,67	0,24	1,11	0,37	0,07	Vérifier
A21	A4	73,25	72,8	27,46	1,64	0,026	315	1,71	0,13	0,11	0,65	0,22	1,11	1,07	0,07	Vérifier
A4	A5	72,8	72,16	33,92	1,89	0,077	315	1,76	0,14	0,19	0,76	0,29	1,35	0,46	0,09	Vérifier
A106	A5	72,39	72,16	34,09	0,67	0,111	315	1,89	0,15	0,52	1,01	0,51	1,92	0,54	0,16	Vérifier
A5	A6	72,16	72,04	41,38	0,29	0,021	400	1,33	0,17	0,66	1,07	0,59	1,42	0,39	0,24	Vérifier
A6	A7	72,04	71,96	30,97	0,26	0,037	315	0,74	0,06	0,37	0,92	0,42	0,68	0,35	0,13	Vérifier
A7	A8	71,96	71,89	29,98	0,23	0,053	315	0,70	0,05	0,69	1,07	0,60	0,75	0,78	0,19	Vérifier
A8	A9	71,89	71,82	25,02	0,28	0,066	400	0,78	0,10	0,54	1,02	0,52	0,80	0,76	0,21	Vérifier
A9	A10	71,82	71,56	17,14	1,52	0,075	1200	2,37	2,68	0,02	0,41	0,11	0,98	0,43	0,13	Vérifier
A200	A201	73,23	73	30,45	0,76	0,022	315	1,70	0,13	0,56	1,03	0,53	1,76	0,43	0,17	Vérifier

A201	A202	73	72,57	40,84	1,05	0,053	315	1,20	0,09	0,24	0,83	0,33	0,99	0,38	0,10	Vérifier
A202	A203	72,57	72,26	35,62	0,87	0,079	315	1,41	0,11	0,48	0,99	0,49	1,39	0,48	0,15	Vérifier
A203	A204	72,26	72,09	33,42	0,51	0,103	315	1,29	0,10	0,79	1,11	0,67	1,42	0,50	0,21	Vérifier
A204	A205	72,09	71,97	12,8	0,94	0,113	400	1,15	0,14	0,71	1,08	0,62	1,25	0,42	0,25	Vérifier
A205	A206	71,97	71,85	40,89	0,29	0,143	400	1,56	0,20	0,57	1,04	0,54	1,63	0,32	0,22	Vérifier
A206	A207	71,85	71,74	40,66	0,27	0,173	1000	2,15	1,69	0,08	0,61	0,20	1,31	0,40	0,20	Vérifier
A207	A208	71,74	71,62	40,15	0,30	0,203	1200	2,33	2,63	0,07	0,57	0,17	1,34	0,43	0,21	Vérifier
A208	A10	71,62	71,56	25,7	0,23	0,222	1200	2,45	2,77	0,07	0,59	0,18	1,44	0,45	0,22	Vérifier
A10	A11	71,56	71,45	33,05	0,33	0,321	800	1,65	0,83	0,27	0,85	0,35	1,41	0,53	0,28	Vérifier
A11	P1	71,45	71,29	32,29	0,50	0,34	630	1,26	0,39	0,82	1,12	0,69	1,41	0,57	0,43	Vérifier
COLLECTEUR PRINCIPALE 'P'																
P1	P2	71,29	71,27	5	0,40	2,33	1200	2,83	3,20	0,73	1,08	0,63	3,07	1,54	0,76	Vérifier
P2	P3	71,27	71,18	30,32	0,30	2,35	1200	2,44	2,76	0,85	1,13	0,71	2,76	0,45	0,85	Vérifier
P3	P4	71,18	71,02	10,87	1,47	2,36	1000	4,81	3,78	0,62	1,06	0,57	5,08	0,90	0,57	Vérifier
P01	P02	73,33	72,84	30,85	1,59	0,02	400	2,04	0,26	0,09	0,62	0,28	2,90	4,52	0,09	Vérifier
P02	P4	72,84	71,02	38,9	4,68	0,05	315	3,97	0,31	0,17	0,73	0,28	2,90	4,52	0,09	Vérifier
P4	P5	71,02	70,96	16,33	0,37	2,42	1200	2,72	3,07	0,79	1,11	0,67	3,01	1,81	0,80	Vérifier
P5	P6	70,96	70,91	15,69	0,32	2,53	1200	2,53	2,86	0,88	1,14	0,73	2,88	1,80	0,87	Vérifier
P6	P7	70,91	70,74	30,19	0,56	2,65	1200	3,36	3,80	0,70	1,08	0,61	3,62	2,21	0,73	Vérifier
P7	P8	70,74	70,51	23,87	0,96	2,73	1000	3,90	3,06	0,89	1,14	0,73	4,43	2,71	0,73	Vérifier
P8	P9	70,51	70,29	14,49	1,52	2,73	1000	4,89	3,84	0,71	1,08	0,62	5,28	0,96	0,62	Vérifier
P9	Pdvo	70,29	70,14	16,96	0,88	2,73	1000	3,73	2,93	0,93	1,14	0,76	4,25	0,76	0,76	Vérifier

Conclusion :

Au cours de ce chapitre, nous avons examiné la dimension hydraulique, c'est-à-dire la conception du réseau D'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.

Une fois que les collecteurs principaux et secondaires ont été dimensionnés et que leurs paramètres Hydrauliques ont été déterminés, il est évident que les vitesses d'auto-curage sont autorisées.

CHAPITRE 6 :
Éléments Constitutifs
Du Réseaux Et Ouvrage
Annexes

Introduction :

Les eaux usées et les eaux pluviales sont évacuées vers l'exutoire grâce à un réseau d'assainissement qui

Comprend différents éléments constitutifs tels que

- Les collecteurs, les regards, les bouches d'égout, etc.
- Des installations supplémentaires telles que les déversoirs d'orage, les stations de relevage... etc.

VI- Les ouvrages majeurs ou principales :

Les principaux ouvrages sont ceux qui facilitent l'évacuation des effluents vers le point de rejet ou la station D'épuration, tels que les conduites et les joints.

VI-1 Les conduites :

Les canalisations sont utilisées pour le transport et l'évacuation des eaux usées et pluviales, en fonction de la Charge d'évacuation qui leur sera envoyée. Elles peuvent prendre différentes formes :

- Les cylindres préfabriqués en usine sont caractérisés par leur diamètre intérieur, appelé diamètre Nominaux, exprimé en millimètre. Ils sont très faciles à fabriquer et peuvent être utilisés pour les grandes Sections, mais présentent certains inconvénients :
 - Une largeur considérable de la tranchée.
 - Les sections de la canalisation présentent des tirants d'eau faibles, ce qui rend le curage et l'entretien plus Difficiles.
 - Les formes préfabriquées ovoïdes, qui sont identifiées par leur hauteur exprimée en centimètre, sont Utilisées pour remplacer les conduites circulaires de diamètre supérieur à 800 mm, généralement, afin D'éviter le problème d'auto-curage.

VI-1.1 Différent type des conduites :

- Conduites en fonte :

En assainissement, il est rare d'utiliser des conduites, à l'exception de cas spécifiques tels que :

- Traversée d'un bassin hydrominéral.
- Les situations de refoulement.
- Traversée des rivières grâce à un siphon.

- Évacuation des eaux usées provenant des usines.

- **Conduite en grés :**

Les tuyaux sont fabriqués à partir d'argile et de sable argileux cuits à une température de 1200°C à 1300°C.

Le matériau produit est extrêmement résistant. Il est insensible aux substances chimiques, à l'exception de L'acide fluorhydrique. Il est conseillé d'utiliser ce genre de canalisation dans les zones industrielles.

- **Conduite en amiante ciment :**

Le ciment amiante, qui est un minéral d'origine métamorphique, est principalement composé de silicate de Magnésie hydraté, tandis que le ciment utilisé est un ciment portland. En fonction du mode d'assemblage, ce Type est disponible en deux versions : à emboîtement ou sans emboîtement, avec deux bouts lisses. Les Diamètres sont compris entre 60 et 500 mm et les longueurs sont compris entre 4 et 5 m.



Figure VI-1 : Conduite en amiante ciment

- **Conduite en béton non armée :**

Les tuyaux en béton non armé ou béton lisse sont réalisés de manière mécanique en garantissant une grande Épaisseur du béton. Il ne faut pas que la longueur utile dépasse 2,50m. Ces types de tuyaux se rompent Brusquement, sauf si la hauteur de recouvrement est insuffisante. Elle se produit lors des débuts de la Canalisation. Les tuyaux non armés ne sont pas recommandés pour des canalisations visitables.

- **Conduite en béton armée :**

Les tuyaux en béton armé sont réalisés de manière mécanique en utilisant différentes techniques pour Garantir une grande compacité du béton (centrifugation, compression radiale, vibration, etc.). Deux séries D'armatures sont présentes dans les tuyaux, la première composée de barres droites appelées génératrices, Tandis que la deuxième est constituée de spires en hélice continues avec un pas régulier maximal de 15 cm.

Il est important que la longueur utile ne dépasse pas 2 mètres.

- **Conduite en chlorure de polyvinyle (PVC) :**

Les canalisations en PVC, utilisées depuis plus de 50 ans, occupent une place Prépondérante dans le milieu Du bâtiment et des travaux publics, de forme circulaire de diamètres entre 315mm et 630mm.



Figure IV-2 : Conduite en PVC

- **Conduite en PEHD :**

Le terme PEHD est le plus fréquemment employé pour désigner le polyéthylène à haute densité. On évoque également Les plaques en PE, PEBD ou PE-HD. Le polyéthylène est une substance thermoplastique appartenant à la catégorie Des Matériaux plastiques. Il y a diverses catégories de polyéthylènes. Ces différences sont attribuées au processus de Fabrication qui va varier. Le Polyéthylène est mentionné :

- De densité faible (PEBD)
- De densité élevée (PEHD)
- De densité moyenne (PEMD).



Figure IV-3 : conduite en PEHD

VI-2 Choix de la forme de la conduite :

- Les conduites circulaires sont généralement choisies pour la plupart des situations, en raison de nombreux Avantages en termes de dimensionnement, de fabrication et de pose.
- Les conduites ovoïdes sont utilisées pour remplacer les conduites circulaires dans des situations Particulières afin d'éviter le problème d'auto-curage dans les canalisations de grand diamètre. La fabrication Et la pose de ces conduites sont extrêmement fragiles.

VI-3 Choix du type de la conduite :

Le type de canalisation est sélectionné en fonction des critères suivants :

- Des inclinations du sol.
- Des dimensions employées.
- Concernant le type de sol traversé.
- Concernant la composition chimique des eaux usées transportées par les canalisations.
- Des pressions externes auxquelles les comportements sont exposés.

Pour notre projet en choisissez d'utiliser de conduite en PVC pour les diamètres inférieur à 630 mm et des Conduite en béton armée pour des diamètre supérieur à 630 mm jusqu'au 1500mm.

VI-4 Les essais des conduites préfabriqués :

Une fois que les conduits sont fabriqués dans l'usine, différents tests sont réalisés afin de garantir le bon transport, le stockage et la pose des canalisations. Ces tests révèlent :

- **Essai à l'écrasement :**

Afin de faire face aux efforts du remblai et aux surcharges réelles, les conduits sont soumis à une presse Automatique avec enregistrement des efforts. Il est nécessaire de les répartir de manière uniforme sur la Génératrice supérieure de la conduite.

Le processus de mise en charge se poursuit jusqu'à ce que la rupture soit provoquée par écrasement et Ovalisation à une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute.

- **Essai d'étanchéité :**

Il est impératif de réaliser un essai d'étanchéité à l'usine et sur le site.

- Dans l'usine : La conduite est maintenue debout avec de l'eau, le niveau de l'eau ne doit pas baisser De plus de 2 cm en 24 heures.
- Sur le terrain : Il est possible d'envisager l'un des trois essais :
 - Essayez à l'eau pour les joints de faible diamètre et les joints pendant une durée de 30 minutes.
 - L'essai à la fumée est effectué lorsque le vent n'est pas présent pour les conduites non humides.
 - Lors de l'essai sous pression atmosphérique, la plage de tolérance est inférieure à 0,5 bar.

- **Essai de corrosion :**

L'hydrogène sulfuré (H₂S) produit par les fermentations anaérobies est le plus gravement corrosif pour les Conduites en béton ou en amiante ciment. La prolifération de bactéries, qui commencent à produire de L'acide sulfurique, entraîne une diminution du pH superficiel du béton à la suite du lessivage de la chaux Excessive et de la carbonatation de la surface par le gaz carbonique. Cette situation favorise la prolifération Rapide de bactéries acidophiles et entraîne une progression du processus de corrosion vers l'intérieur du Béton. La corrosion peut être évaluée en ajoutant divers acides (acide chlorhydrique, acide nitrique, acide Sulfurique...). Après avoir été lavé à l'eau douce et séché à l'étuve, l'échantillon est pesé. Il est important de Ne pas modifier les surfaces de la paroi interne.

VI-5 Pose de canalisation :

VI-5.1 Condition de pose de canalisation :

Les exigences principales lors de la mise en place des canalisations sont les suivantes :

- La canalisation doit commencer par être enfouie sous une couverture d'au moins 80 cm.
- Il est important de ne pas laisser la conduite se déformer en raison de la surcharge de terre ou du Passage de charges.
- On pose généralement les canalisations d'eau usée et pluviale en parallèle dans la même tranchée, Mais elles sont déplacées de 30 à 40 cm. Si le réseau d'eau pluviale est situé à proximité du réseau D'eaux usées, il est recommandé de le placer au-dessus de celui-ci.
- Eliminer tous les points durs avant de poser la conduite.

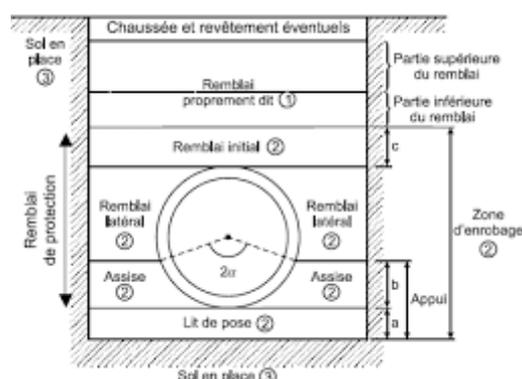


Figure VI-5 Schéma détaillé de la pose de canalisation

VI-5.2 Différent situation de la pose de canalisation :

- **Sur terrain normal ou ordinaire :**

Dans ce genre de terrain, il est nécessaire de placer la canalisation sur un lit de sable sur un fond

Dépourvu de massifs durs, en utilisant des joints confectionnés avec soin en respectant les instructions

Des fabricants de conduites.

- **Sur un mauvais terrain :**

Dans les terrains peu élevés, il est nécessaire de fixer la canalisation sur deux briques placées au fond,

Puis le vide sera rempli de sable.

VI-6 Les joints :

Pour relier les tuyaux en béton armé ou non armé, il existe cinq types de joints différents :

- Joint type Rocla.
- Joint torique.
- Joint à 1/2 emboitement.
- Joint à coller.
- Joint plastique

□

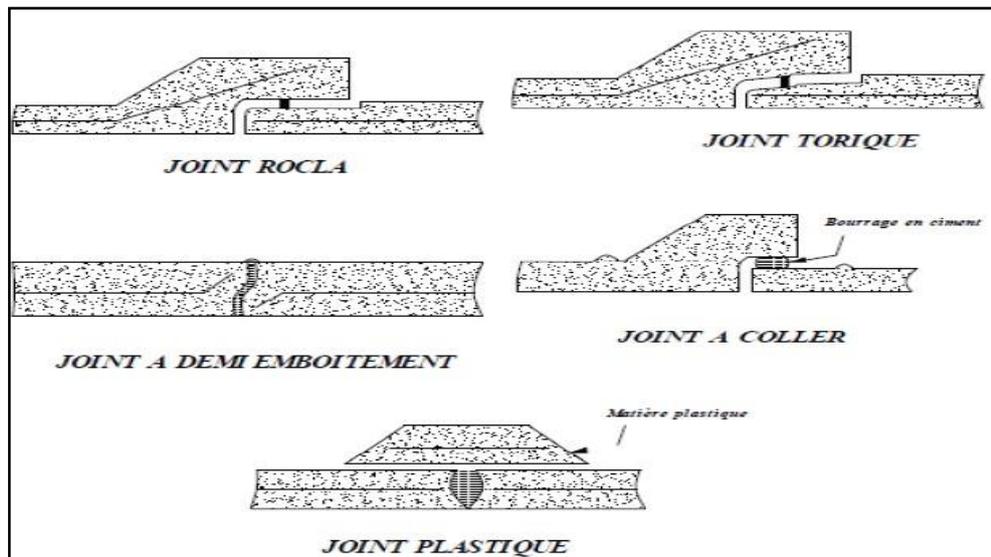


Figure VI-6 : Différents types des joints

VI-7 Les ouvrages annexes :

L'importance des ouvrages annexes est grande dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout. Ils sont

Très nombreux et possèdent une hiérarchie de fonctions très variée : fonction de collecte des effluents, de Fenêtres ouvertes sur le réseau pour faciliter leur entretien, et fonction économique du système en agissant Sur les surdimensionnements et en favorisant l'optimisation des coûts.

VI-7.1 Les branchements :

Le branchement englobe toutes les conduites qui relient les équipements sanitaires de l'immeuble au réseau Public d'assainissement. Il représente ainsi la connexion entre le point de raccordement de la construction (Domaine privé) et le réseau public (Domaine public).

VI-7.2 Les ouvrages de collecte et de transport :

- **Les fossés :**

Les fossés d'assainissement sont des tranchées ou des canaux creusés afin de recueillir et de conduire les Eaux de ruissellement, les eaux usées ou les eaux de pluie vers un système d'égouts ou un autre lieu adapté Pour leur traitement. Les fossés jouent un rôle crucial dans le traitement des eaux pluviales et des eaux usées Pour prévenir les inondations et préserver l'écosystème. Ils aident à prévenir la stagnation de l'eau et à Garantir une bonne circulation des eaux vers les installations de traitement.

- **Les Caniveaux :**

Les caniveaux jouent un rôle crucial dans la prévention des inondations en assurant l'évacuation rapide et Contrôlée des eaux de surface. Ils contribuent également à protéger les infrastructures urbaines en limitant L'accumulation d'eau et en prévenant les dommages causés par l'humidité. En outre, les caniveaux facilitent Le drainage des eaux usées dans les réseaux d'assainissement, contribuant ainsi à maintenir la salubrité Publique et à préserver la qualité de l'environnement.

- **Les Avaloires :**

Les avaloirs en assainissement, aussi appelés regards d'égout ou regards de collecte, sont des Équipements intégrés dans les réseaux d'assainissement qui permettent de recueillir et de drainer les Eaux de pluie et les eaux usées vers les canalisations principales. En général, ces structures se présentent Sous la forme d'ouvertures rectangulaires ou circulaires équipées d'une grille ou d'une plaque de Tamisage afin d'éviter que les débris solides ne pénètrent dans les canalisations et ne bloquent le travail Du système.

VI-7.4 Protection de notre réseau :

- La protection dans notre projet on doit installer des bouches d'égout on va aussi utilisée des avaloirs avec des grilles on l'installe à chaque fin de trottoir.

VI-7.5 Les regards :

- Ils facilitent l'accès aux conduites pour les travaux de réparation et d'entretien, et garantissent la Ventilation et l'auto-curage Du réseau. Le bon usage du réseau mènera à une exploitation rationnelle.

Il est Recommandé de faire des observations dans les lignes droites à des intervalles moyens de 30 à 80 mètres Dans les meilleures conditions.

- Ils permettent de réaliser des coudes de 90 degrés (au niveau de la canalisation).

De plus, ils seront également installés dans les situations suivantes :

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

VI-7.5.1 Différent types de regard :

- **Regard de visite :**

Ils sont placés tous les 30 à 50 mètres le long du collecteur. Les dimensions dépendent du diamètre utilisé.

Ils permettent de pénétrer à l'intérieur du collecteur lors de l'entretien et de la réparation.

- **Regard de ventilation :**

La meilleure protection contre la fermentation et la production de sulfure d'hydrogène est la présence d'air Dans les égouts.

- **Regards simples de jonction :**

Ils sont utilisés pour relier deux collecteurs de même ou de différentes sections, et ils sont conçus de manière

À garantir :

- Une bonne ventilation des collecteurs en jonction.

- Les différences de niveau entre les radiers des collecteurs.
- Il n'y a pas de reflux d'eau en temps sec.
- Il est essentiel que les niveaux d'eau des conduites soient identiques.

- **Regard de chute :**

Il s'agit du projet le plus fréquemment utilisé en assainissement, car il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée. Il est particulièrement utilisé lorsque le terrain d'une agglomération est trop accidenté. En règle générale, ils sont employés pour la chute verticale et le toboggan.

- Pour notre agglomération nous avons utilisées des regards de visite pour assure une bonne aération des collecteurs l'entretien et le nettoyage au cas de bouchage, des regards de jonction et des regards de chute ou les pentes sont élevés.

VI-8 Ouvrages spéciaux :

Les ouvrages spéciaux sont vraiment très importants pour la conception et le dimensionnement du réseau. Ils peuvent gérer plusieurs problèmes sur terrain par exemple l'incapacité d'auto-curage, Aussi ils peuvent améliorer le projet de deux côté technique et financier comme les déversoirs d'orage et les bassins piège.

VI-8.1 Déversoir d'orage :

Un déversoir est un appareil dont la fonction principale consiste à évacuer les débits d'orage exceptionnels vers le milieu récepteur.

Il s'agit donc d'un projet visant à décharger le réseau d'assainissement d'une certaine quantité d'eaux pluviales, afin de répondre à l'économie d'un projet en compactant le réseau aval.

Étant donné ce principe, il est essentiel que les déversoirs d'orage jouent un rôle essentiel, en particulier dans le concept des réseaux en système unitaire, et cela pour des raisons économiques car cela :

Cette solution permet de diminuer les dimensions des collecteurs situés en aval des versants.

De plus, cela permet de drainer vers la station d'épuration un débit d'eaux usées raisonnable, qui équivaut généralement à 3 à 6 fois le débit des eaux usées en période de sécheresse, ce qui permet de faciliter le drainage.

VI-8.3 Différent type de déversoir d'orage :

- **Déversoir a seuil haute :**

Le seuil de débordement du déversoir est plus élevé lorsque le niveau du jeu de barres supérieur (le niveau de la conduite de chargement) de la canalisation aval est supérieur.

Quand l'état en amont est fluvial, ce déversoir est plus approprié. Les performances hydrauliques de ces déversoirs sont bonnes en raison de la charge de collecteur en aval. Effectivement, la présence d'une conduite aval forcée (en charge) entraîne une importante perte de charge dans cette canalisation, ce qui entraîne une augmentation rapide du niveau d'eau à l'amont et donc une tendance au déversement.

Il est possible de précéder ces déversoirs d'une chambre apaisante.

Les constructions de ce genre offrent des bénéfices hydrauliques (harmonisation des écoulements) et d'évolutionnels (piégeage des flottants et des matériaux transportés par charriage). En revanche, ils entraînent des difficultés d'entretien et de curage.

- **Déversoir a seuil bas :**

Le déversoir d'orage est un seuil bas lorsque le niveau d'eau du déversoir de trop-plein est inférieur au niveau d'eau supérieur de la canalisation aval réservée. Il y a un grand nombre de déversoirs à crête parmi eux. Le but hydraulique consiste à permettre à la structure de circuler sur la surface libre de la canalisation en aval à tous les débits amont prévus. La faible hauteur du seuil oblige généralement à placer le collecteur de décharge sous le radier de déversoir afin d'éviter l'inondation du déversoir. Toutefois, peu importe le débit, il est nécessaire d'appliquer une hauteur de pic supérieure à 25 cm lors du dimensionnement afin d'éviter les débordements causés par d'éventuels dépôts sur le bord de la crête en cas de temps sec.

- **Déversoir a seuil déversent frontal :**

Il a toujours un seuil élevé ou haute. Il est possible que le collecteur de départ soit dans l'axe du collecteur d'arrivée. Le seuil horizontal peut avoir un niveau identique ou être en escalier et comprend plusieurs niveaux.

- **Déversoir a seuil déversant latéral a conduite aval étranglée :**

Pour ce type la condition c'est l'écoulement en amont doit être pluviale, ou que le seuil élevé conduise à Un ressaut dans la conduite d'amenée.

- **Déversoir a seuil déversant latéral a conduite aval libre :**

La conduite aval est dans un écoulement libre, Pour un débit d'orage maximal la charge sur la crête d'aval Est nulle, ce type assure un débit aval constant quel que soit le débit surversé.

- **Déversoir trous dans le mur :**

On a amélioré ce système en avançant l'orifice du rejet vers l'intérieur. Ce sont les constructions les plus Anciennes qui sont désormais abandonnées en raison d'un faible rendement hydraulique et d'une dépollution Difficile.

Remarque :

Prendent en compte que notre zone d'étude est considérée comme un terrain plat ça veut dire que les Pente son faible est pour ne pas charger la conduite de raccordement avec le réseau de la commune de Chebli on a choisi un déversoir de type latérale pour diverses le surplus d'eau vers le milieu naturelle En effectuent une dilution doublée aux eaux usée en temps sec avant les accordés par une conduite étranglée.

VI-8.4 Dimensionnement du déversoir d'orage :

- On fait la détermination du débit totale de dimensionnement qui représente la somme du trois débits De point pluviale et en temps sec et le débit d'eau parasite :

$$Q_{tot} = Q_{plu} + Q_{usée} + Q_{parasite}$$

- Après cette étape on calcule le débit critique en multipliant le débit total par le coefficient de Retardement Z avec :

$$Z = 1 - \frac{tc}{100} \quad (VI.1)$$

tc : Temps de concentration totale

- Le débit déversé vers l'oued :

Le débit en excès qui sera déversé est par conséquent égal à

$$Q_{dev} = Q_{critique} - Q_{station} \quad (VI.2)$$

- Détermination du débit de la step Q station :

$$Q_{pte} = Q_{moy} \times K_p \quad (VI.3)$$

Tenant en compte la dilution de 2

$$Q_{station} = Q_{pte} \times (1 + 1) \quad (VI.4)$$

- Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits a l'amont du déversoir :
- Hauteur demandée par le step : h_{step}

$$Rq(step) = \frac{Q_{step}}{Q_{ps}} \rightarrow \text{abaque} \rightarrow Rh = \frac{h_{step}}{D} \text{ et } Rv = \frac{V}{V_{ps}} \rightarrow h_{step} = Rh \times D$$

$$RQ_{cr} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} \rightarrow \text{abaque} \rightarrow Rh_{cr} \rightarrow h_{cr} = Rh_{cr} \times D$$

h_{step} : hauteur du seuil du déversoir

$$H_{dev} = h_{cr} - h_{step}$$

- On fixe le coefficient μ pour le type de déversoir
- On calcule par :

$$Q_{dev} = \frac{2}{3} \mu L H_{dev} \sqrt{2gH_{dev}} \quad (VI.5)$$

Donc :

$$L = \frac{Q_{dev}}{\mu \sqrt{2gH_{dev}^{3/2}}} \times \frac{3}{2}$$

- Les données de base sont les suivantes :

Diamètre d'entrée : $D_e = 1200$ mm

Débit total : $Q_{total} = 3.30$ m³/s

Débit de point d'eau usée : $Q_{pte} = 0,09$ m³/s

Débit à pleine section : $Q_{ps} = 3,56$ m³/s

Hauteur d'eau entrée : $H_e = 0,90$ m

- Le calcul :

Après une dilution $Q_{step} = 2 \times 0,09 = 0,18$ m³/s

$$t_{c1} = \frac{L}{60 v} = \frac{5211,6}{60 \times 314,09} = 0,27 \text{ min}$$

- Calcule du temps de concentration :

Pour le t_{c2} on suppose égale à 10 min

Pour une surface urbanisée $t_c = t_{c1} + t_{c2} = 10,27$ min

- Calcule du coefficient du retardement :

$$Z = 1 - \frac{10,27}{100} = 0,8973 \text{ On prend } Z = 0,9$$

- Calcul du débit critique :

$$Q_{cr} = 3,3 \times 0,9 = 2,97 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Calcul de débit déversé :

$$Q_d = Q_{cr} - Q_{step} = 2,97 - 0,18 = 2,79 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Calcul de la hauteur critique :

$$R_q = Q_{cr} / Q_{ps} = 2,79 / 3,56 = 0,78$$

$$\text{Donc } R_h = 0,66$$

$$H_{cr} = 0,66 * 1200 = 792 \text{ mm}$$

- Calcul de la hauteur de la station :

$$R_q \text{ station} \rightarrow \frac{Q_{station}}{Q_{ps}} = \frac{0,18}{3,6} = 0,05 \rightarrow R_{hstation} = 0,15$$

$$H_{station} = 0,15 * 1200 = 180 \text{ mm}$$

- Calcul de H dev :

$$H_{dev} = H_{cr} - H_{station} = 792 - 180 = 612 \text{ mm} = 0,612 \text{ m}$$

Donc :

$$L = \frac{2,79}{0,36 * \sqrt{2 * 9,81 * 0,612^{3/2}}} * 1,5 = 5,48 \text{ m}$$

VI.8-5. Exemple de Dimensionnement proposé des ouvrages du step :

Remarque : Pour des raisons éducatives j'ai proposé de projeter un step pour le traitement des eaux usées de

Ce pos 'bencharif' dans un terrain choisi par moi. Au cas où on va projeter un step dans le futur.

On commence par le dimensionnement de la conduite qui va transporter l'eau usée à le step :

$$I = 0,5 \% \quad \rightarrow \quad D_{ex} = 1500 \text{ mm}$$

$$Q_d = 2,97 \text{ m}^3/\text{s} \quad R_q = 0,61$$

$$R_h = 0,56$$

$$H = 0,839 \text{ m}$$

VI.8-5.1 Le dégrilleur :

Un dégrilleur est une protection mécanique dont la fonction est de maintenir en place tous les déchets d'eaux

Usées flottants dans les canaux d'évacuation ou en aval d'une turbine dans une centrale hydroélectrique.

L'objectif de ce matériel était de séparer les eaux urbaines et industrielles en liquides et solides, et de

Protéger les postes de pompage et les prises d'eau des gros objets filtrables qui auraient formé des bouchons

Dans les tuyaux.

- Dimensionnement de la grille :

On travaille avec la formule suivante :

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{max} \cdot (1 - \beta) \cdot \delta} \quad (\text{VI.6})$$

Avec :

L : longueur de la grille

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

h_{max} : Hauteur d'eau max (0,3 à 0,8 m)

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

$$\delta = 0,25 \text{ Pour curage manuel}$$

$$\delta = 0,5 \text{ Pour curage automatique}$$

Vitesse d'entrée $V_e = 2,90 \text{ m/s} \rightarrow$ Surface de la grille $S = \frac{Q}{V_e} = \frac{2,97}{2,90} = 1,02 \text{ m}^2$

$$L = \frac{1,02 \cdot \sin(60)}{0,8 \cdot (1 - 0,25) \cdot 0,5} = 2,94 \text{ m}$$

$$\text{Donc la largeur} = \frac{S}{L} = \frac{1,02}{2,94} = 0,34$$

L'espacement entre les barreaux est de 1,5 cm donc $N_{\text{barreaux}} = 34/1,5 = 22,66 = 23$ barreaux

VI.8-5.2 Bassine de dessablement :

Un bassin de dessablement est une structure spécialement conçue pour retenir les eaux d'égout pendant une

Période suffisante pour permettre aux sables et aux déchets en suspension de se déposer à l'intérieur et

Fournir un moyen de retirer les sables déposés sans interrompre l'écoulement du liquide afin que les eaux

Usées brute puissent être efficacement filtrées.

Exemple de dimensionnement d'un bassin de dessablement :

A l'entrée du bassin on a :

$$y = u \cdot t \quad (\text{VI.7})$$

$$X = v \cdot t = \frac{v}{u} \cdot t \quad (\text{VI.8})$$

Avec :

U : composant de vitesse de chute de particule

V : vitesse d'eau à l'entrée du bassin

$$u = \left[\frac{4}{3} g \frac{d(\rho_d - \rho_c)}{c\rho_c} \right]^{0,5} \quad (\text{VI.9})$$

d : diamètre de la particule

ρ_d : masse volumique de la particule

ρ_c : masse volumique du fluide

C : coefficient de frottement

$$L = \frac{H}{u} \cdot V \quad (\text{VI.10})$$

Dans notre cas pour une particule de diamètre débouchent de 1,5 mm on nécessite une vitesse $v = 0,6$ m/s

Nous supposons que $H = 1,8$ m et $u = 20$ cm/s

L : longueur de dessableur

H : Hauteur de dessableur

$$L = 5,4 \text{ m}$$

$$\text{On a donc } H \cdot b \cdot V = Q = \text{Sl. } V \rightarrow b = \frac{Q}{V \cdot H} = \frac{2,97}{0,6 \cdot 1,8} = 2,75 \text{ m}$$

$$\text{Temps de chute : } t = \frac{H}{u} = \frac{1,8}{0,2} = 0,15 \text{ min}$$

Conclusion :

Après l'étude des différents cas j'ai opté les choix suivants :

- Les bouches d'égout Comme une solution de protection de notre réseau.
- Les regard de visite, de joints et de chute cette dernier est spécialement ou cas de pente élevé.
- Un déversoir de type latérale qui divers le surplus vers le milieu naturel.
- On a ajouté un exemple de dimensionnement de la step ou cas où on a planté un step spécial pour cette agglomération dans le futur.

CHAPITRE 7 :
Organisation du
Chantier

Introduction :

Les lois de tous les chantiers situés dans la nature, qu'ils soient urbains ou ruraux, régissent la mise en œuvre de systèmes d'assainissement.

Afin d'obtenir des résultats optimaux, il est essentiel de respecter les règles générales d'organisation du site Web. La méthode la plus répandue est la méthode CPM, également connue sous le nom de "méthode Critical path", qui vise à diminuer le temps de production, les dépenses et améliorer le rendement du travail. Elle est basée sur la création d'un réseau qui représente les opérations successives qui forment les projets Associés. Enfin, nous parvenons à ce que l'on nomme le chemin critique.

VII.1-Différent action reçu par la conduite :

Les conduites enterrées font l'objet de différentes actions telles que :

- La pression verticale causée par le remblai.
- La pression causée par les charges roulantes.
- La pression causée par les charges permanentes de surface.
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique.
- Le poids propre de l'eau transportée.
- Le tassement différentiel du terrain.
- Les chocs lors de la mise en place.
- L'impact des racines des arbres.

VII.2- Exécution des travaux :

Les étapes essentielles à suivre lors de la mise en place des canalisations comprennent :

- Vérification et manipulation des conduites.
- Dégraissage de la couche de goudron (si elle existe).
- Place des piquets et des jalons.
- Travaux de tranchées et de fouilles pour les vues.
- Mise en place du lit de pose.

- Installation des canalisations en tranchée.
- Installer les tuyaux.
- Effectuer les tests d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- Construire des ouvertures.
- Remblayer les tranchées.

VII-3 Etapes de travaux :

1) Vérification et stockage des canalisations :

Sur le chantier, les produits préfabriqués sont soumis à des vérifications concernant :

- Les quantités.
- L'apparence et le contrôle de l'intégrité.
- La signalisation en cas de défaut.

- **Stockage :**

En ce qui concerne le stockage du matériel, il est impératif de suivre ces instructions :

- L'espace de stockage doit être plat et nivelé.
- Il est essentiel que les accessoires et les conduites soient protégés du soleil.
- Maintenir les tuyaux des substances chimiques, des solvants et des huiles en sécurité.

2) Décapage de la terre végétale :

Il s'agit d'une étape initiale, qui implique la suppression de la couche superficielle du sol (les dix (10)

Premiers centimètres de la surface) composée essentiellement de matière végétale.

Le volume décapé est :

$$V = b.H.L \quad (\text{VII.1})$$

Avec

b : Largeur de la couche

L : Longueur totale du tranché

H : Epaisseur de la couche

3) Exécution des tranchées et des fouilles des regards :

Il est nécessaire d'araser le fond de fouille à la pente du projet, afin d'éviter toute modification et de

Respecter les largeurs minimales des tranchées en raison des mesures de sécurité.

$$B = D + (2C) \quad (\text{VII.2})$$

B = Largeur du tranché

D : Diamètre de la conduite

C : Largeur entre conduite et paroi du tranché

Profondeur du tranché :

$$H = e + D + h \quad (\text{VII.3})$$

e : épaisseur de lit de sable en (m), e = 10 cm

D : Diamètre de la conduite en (m)

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

4) Aménagement du lit de sable :

Il est nécessaire de placer les conduites sur un lit de sable, qui sera correctement nivelé en suivant les

Côtes du profil en long et en large.

Le volume de sable est calculé par la formule suivante :

$$V_s = L.B.e \quad (\text{VII.4})$$

Avec :

V_s : volume du sable en (m^3).

L : Longueur de la tranchée en (m).

B : Largeur du tranché en (m).

e : épaisseur du sable (e= 10 cm).

5) Emplacement des piquets :

Dans chaque point d'emplacement d'un regard, on doit placer un jalon de piquet.

- **Pour effectuer un regard, il est nécessaire de suivre les étapes suivantes :**

- Modification du champ de vision.
- Mise en place de la couche de béton de toilette.
- Fixation du radier de vision.
- Mise en place du radier.

- La construction des parois.
- Structure des parois.
- Vérification des parois.
- Destruction des parois.
- La construction de la dalle.
- Fondation de la dalle.
- Fixation de la dalle.
- Séparation de la dalle.

En règle générale, les regards sont cubiques, leurs dimensions sont variables selon les profondeurs des tranchées. Ces regards sont fabriqués sur place en utilisant du béton armé, tout comme des regards préfabriqués.

6) Réalisation des branchements :

Incluent de l'aval vers l'amont :

- La mise en place d'un raccordement entre la canalisation de branchement et la canalisation Principale (généralement un regard)
- La canalisation de branchement elle-même avec une pente minimale de 3% ;
- Si nécessaire, un filtre de branchement.

La boîte de branchement est située à la limite du domaine public sur chaque branchement individuel.

7) Remblayage et compactage :

Pour la protection de la conduite et pour assurer le transport sur le réseau.

VII-4 Choix de l'engin du travail :

La sélection des engins revêt une grande importance lors de la réalisation des travaux, chaque opération

Nécessite un engin approprié :

- **Bulldozer :**

Le bulldozer est utilisé pour décaper la couche de terre végétale lorsque le terrain est très difficile.

Cependant, le meilleur outil pour ce genre de travaux est la niveleuse.

- **La niveleuse :**

En plus de son travail de terrassement et de finition, la niveleuse a de nombreux emplois :

Le débroussaillage doit être effectué sur un sol léger, exempt de gros arbustes ou de grosses pierres.

Diminution de l'épaisseur des terrains végétaux.

Le creusement ou le curage des fossés consiste à incliner la lame sur le côté, le long de laquelle les terres

Extraites remontent et sont déposées en cavalier sur le bord du fossé.

- **La chargeuse :**

Les chargeurs sont des tracteurs sur lesquels deux bras articulés sont montés en avant, actionnés par des

Vérins, et qui portent un godet.

Dans le cas où les travaux ne sont pas très importants, le chargeur est utilisé.

VII-5. Devis quantitatif est estimatifs :

Pour obtenir une estimation du coût de réalisation de notre projet, il est nécessaire de procéder au calcul du

Devis quantitatif et estimatif.

Il s'agit de calculer les quantités de toutes les opérations réalisées sur le système.

Ensuite, on multiplie les terrains pour la réalisation du projet par le prix unitaire correspondant.

Par ordre chronologique, les différentes tâches sont :

- Décapage de la couche de terre végétale
- Exécution Des tranchées
- Fourniture et pose du lit de sable
- Fourniture et pose des buses en béton ou en béton armé
- Construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé
- Tavaux de remblaiement de la tranchée.
- Le déplacement des sols excessifs.

VII-6. Calcul des différents volumes :

1- Volume de décapage de la couche végétale :

$$V_{déc} = P_{cv} \times B_{cv} \quad \text{VII-5}$$

Avec :

$V_{déc}$: Volume de la couche végétale (m^3)

P_{cv} : Profondeur de la couche végétale (m)

L : Longueur totale de la tranchée (m)

B_{cv} : Largeur de la couche végétale (m)

- Volume de déblai :

$$V_d = B \times L \times P \quad \text{VII - 6}$$

Avec :

V_d : Volume de déblai (m^3)

L : Longueur totale du tranchée (m)

P : Profondeur de la tranchée (m)

B : Largeur de la tranchée (m)

2- Volume de lit de sable :

$$V_{sb} = e \times L \times B \quad \text{VII - 7}$$

V_{sb} : Volume du lit de sable (m^3)

e : épaisseur de la couche de sable = (0,2 m)

B : Largeur de la tranchée (m)

L : Longueur totale de la tranchée (m)

3- Volume des conduites :

$$V_{con} = \left(\frac{\pi \times D_{ext}^2}{4} \right) \times L \quad \text{VII - 8}$$

V_{con} : Volumes occupé par les conduites (m^3)

D_{ext} : Diamètre extérieurs de la conduite en (m)

L : Longueur totale du tranchée (m)

4- Volume de remblai :

$$V_{rb} = V_d - (V_{con} + V_{déc} + V_{sb}) \quad \text{VII - 9}$$

Avec :

Vrb : Volume de remblai (m^3)

Vd : Volume de déblai (m^3)

Vsb : Volume du lit de sable (m^3)

Vcon : Volumes occupé par les conduites (m^3)

5- Volume excédentaire :

$$Vexc = Vf - Vrem \quad VII - 10$$

Avec

$$Vf = Vd \times Kf \quad VII - 11$$

Vf : Volume foisonnée (m^3)

Vd : Volume de déblai (m^3)

Kf : Coefficient de foisonnement = 1,25

Les volumes sont illustrés dans les tableaux suivants :

Tableau VII-1 : Différent volume calculé

Vdéc (m3)	Vd (m3)	Vsb(m3)	Vcond (m3)	Vrb (m3)	Vexc (m3)
535,81	6746,5676	1071,61982	1780,87747	3358,26	1686,6419

VII-7. Devis quantitatif estimatifs :

- Définition :

Un devis estimé quantitativement, aussi appelé devis évaluatif ou proposition évaluative, est un document qui expose les travaux ou services à réaliser, ainsi que les coûts estimés liés à ces travaux ou services. On l'emploie afin de fournir une estimation approximative du montant total du projet et des dépenses pour les clients potentiels ou les besoins internes d'une entreprise.

Les buts d'une estimation quantitative sont les suivants :

Pour donner une estimation précise du coût global du projet, il est nécessaire de définir clairement les besoins du client.

De rendre la communication avec le client plus facile.

De faire face aux attentes et aux risques.

Pour prendre des décisions éclairées concernant la réalisation du projet.

Le devis est illustré dans le tableau suivant :

Tableau VII-2 : Devis quantitatif estimatif

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
I	Travaux de terrassement				
1	Décapage à grande masse	m ³	535,81	500,00	267904,96
2	Déblai de tranchée	m ³	6746,57	800,00	5397254,08
3	Pose lit de sable, e=20cm	m ³	1071,62	1200,00	1285943,79
4	Remblai de la tranchée	m ³	3358,26	200,00	671652,08
5	Evacuation des déblais excédentaires	m ³	1686,64	300,00	505992,57
II	Canalisation				
1	Fourniture, transport et pose de canalisation en béton armé				
	Canalisation en PVC (CR8)				
1.1	Ø315mm	ml	2647,1	2500,00	6617750,00
1.2	Ø400mm	ml	824,3	4000,00	3297000,00
1.3	Ø500mm	ml	884,5	6000,00	5306880,00
1.4	Ø630mm	ml	258,3	8000,00	2066312,00
	Canalisation en CAO (135A)				
1.5	Ø800mm	ml	150,7	12000,00	1807920,00
1.6	Ø1000mm	ml	123,2	18000,00	2217600,00
1.7	Ø1200mm	ml	66,19	22000,00	1456180,00
2	Génie civil :				
2.1	Exécution de regard de visite ou de jonction en béton armé avec tampon en fonte de :				
	Profondeur de 1 à 4 m	U	155	65000,00	10075000,00
2.2	Exécution de déversoir d'orage en béton armé	U	1	800000,00	800000,00
2.3	Exécution des bouches d'égout	U	122	7000,00	854000,00
Totaux				Total (HT) :	34498642
				T.V.A (19%)	6 554 741,98
				Total (T.T.C)	41 053 383,98

VII.8 Temps D'exécution Du Travaux :

La planification d'exécution des travaux dans un chantier est un processus essentiel qui permet de gérer efficacement les ressources, les délais et les coûts d'un projet. Voici quelques-uns des objectifs et des avantages de la planification d'exécution des travaux dans un chantier :

1. **Meilleure gestion du temps** : La planification permet de définir les délais et les étapes nécessaires pour achever le projet, ce qui permet de gérer efficacement le temps et de respecter les délais.
2. **Rationalisation des ressources** : La planification permet de définir les ressources nécessaires (travaux, matériaux, équipements, personnel) pour chaque étape du projet, ce qui permet de gérer efficacement les ressources et de minimiser les coûts.
3. **Amélioration de la productivité** : La planification permet de définir les objectifs et les critères de performance pour chaque étape du projet, ce qui permet d'améliorer la productivité et de réduire les temps d'arrêt.
4. **Réduction des coûts** : La planification permet d'identifier les coûts associés à chaque étape du projet, ce qui permet de réduire les coûts et de gérer efficacement le budget.
5. **Mise en sécurité** : La planification permet de définir les mesures de sécurité nécessaires pour chaque étape du projet, ce qui permet d'améliorer la sécurité des travailleurs et des personnes présentes sur le chantier.
6. **Communication efficace** : La planification permet de définir les responsabilités et les rôles de chaque personne impliquée dans le projet, ce qui permet d'améliorer la communication et de réduire les erreurs.
7. **Gestion des risques** : La planification permet d'identifier et de gérer les risques associés à chaque étape du projet, ce qui permet d'améliorer la gestion des risques et de réduire les pertes.

En résumé, la planification d'exécution des travaux dans un chantier est un processus essentiel qui permet de gérer efficacement les ressources, les délais et les coûts d'un projet, tout en améliorant la productivité, la sécurité et la communication.

VII.8.1 Technique De Planification :

1. Réseaux à nœud :

Un nœud représente l'opération et les flèches représentent la succession des opérations. Il n'est possible de débiter l'opération (B) que si l'opération (A) est parfaitement terminée.

2. Réseaux à flèche :

La flèche symbolise l'opération et les nœuds représentent la succession des opérations.

3. Méthode du chemin critique (CPM) :

Cette méthode vise à diminuer les délais de réalisation d'un ouvrage en prenant en compte trois étapes :

1^{ère} phase : le nombre de personnes requises pour accomplir le travail en question.

2^{ème} phase : Examiner de manière régulière le réseau, heure par heure, jour par jour, en fonction de l'unité de temps choisie.

3^{ème} phase : Ajuster le réseau en fonction des conditions ou des contraintes établies par l'entreprise.

3.1 Les paramètres de la méthode CPM :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

Tableau VII-1 : Tableau des paramètres de la méthode CPM

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

Et :

$$DFP = DCP + TR \quad \text{VII-13}$$

$$DCPP = DFPP - TR \quad \text{VII-14}$$

VII.9 Examinations de la durée de la tâche et leurs durées :

VII.9.1 : Les différentes tâches sont illustrées dans ce tableau :

Tableau VII.2 : Symbolisation des différentes tâches

Operations	symboles	jours
Lancement des travaux	A	15
Piquetage	B	8
Décapage de la couche de goudron et celle de la végétation	C	10
Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	D	45
Aménagement du lit de pose	E	20
Construction des regards	F	30
La mise en place des canalisations en tranchée	G	20

Constructions des ouvrages annexes	H	25
Assemblage des tuyaux	I	25
Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	J	10
Remblai des tranchées	K	10
Travaux de finition	L	20

l'opération précède et succède :

Tableau VII.3: l'opération précède et succède de chaque opération.

Operations	précède	Succède
A	-	B
B	A	C
C	B	D
D	C	E-H
E	D	F-G
F	E-H	K
G	E	I
H	D	F
I	G	J
J	I	K
K	J-F	L
L	K	-

La détermination des délais par la méthode de tableau :

Tableau VII.4 : Détermination des délais.

Opérations	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	08	15	23	15	23	0
C	10	23	33	23	33	0
D	45	33	78	33	78	0
E	20	78	98	78	98	0

F	30	98	128	98	128	30
G	20	128	148	128	148	0
H	25	148	173	148	173	30
I	20	173	193	173	193	0
J	10	193	203	193	203	0
K	10	203	213	203	213	0
L	20	213	233	213	233	0

Le chemin critique :

A-B-C- D-E-G-I-J-K-L

Avec un temps de réalisation égale a : 233 Journées Ouvrables.

Conclusion :

Après terminé l'étude du réseau d'assainissement et le calcul de tous les volumes nécessaire pour la réalisation de ce projet on a estimé un prix de quarante-un million cinquante-trois mille trois cent quatre-vingt-trois Dinars Algérien avec une durée du travaille du 233 journées ouvrables.

Conclusion générale :

Dans cette étude on a dimensionné un système d'assainissement et d'évacuation des eaux usées et pluviale du pos IX bencharif pour la protection de l'environnement et pour que on put transporter les eaux vers une station d'épuration qui peut nous aider à la réutilisation des eaux dans le domaine d'agriculture. On a commencé par une étude de notre zone en utilisant des données par satellite pour avoir connaître l'occupation des sols et la position de notre zone. on a aussi utilisé des données géologique et hydrologique et climatique qui nous sert à notre étude. Notre deuxième étape c'était le calcul d'intensité par une étude statistique hydrologique on a trouvé une intensité égale à 177 l/s/ha.

Pour notre réseau on a choisi un réseau de type unitaire avec un schéma par déplacement latérale Acheminent les eaux vers une step proposé.

Pour l'estimation du des différent débits on a fait le calcul suivant la dotation d'aep et la dotation des Equipement pour le débit pluvial on a opté la méthode rationnelle comme une méthode de calcul.

Après le calcul hydraulique on a opté que les diamètres supérieurs à 315 on 'a choisi des Conduite en PVC Et pour les diamètres supérieurs à 630 on a opté des conduites en béton armé type CAO.

Concernant les ouvrages annexe on a choisi des regards de visite, de chute et de jonction pour les projeter on a planté un déversoir d'orage type latérale qui va assurer le raccordement en diminuent la charge et diverse le surplus qui passe par une dilution vers le milieu naturelle.

Finalemnt on passe par la procédure d'organisation du chantier qui nous a aider a estimé le cout de projet On a opté un prix total de **41 053 383,98DA** avec une durée du travail du 233 journées ouvrables.

On a proposé un exemple de dimensionnement des ouvrages d'une station d'épuration pour la protection de notre environnement et la réutilisation des eaux Usées au cas où l'état décide de planter une station d'épuration dans le futur

Référence :

- [1] **GOMELLA, C., GUERREE, H**,1986 « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Eyrolles, Paris perspective », Paris
- [2] **SALAH, B, 2014.** « Polycopie d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA.
- [3] **AZARI SEIF EI-ISLAM.** « Dimensionnement d'un réseau d'assainissement de la nouvelle ville BOUINANE Lot : B et D (W. BLIDA) » 2019.
- [4] **DERAIS SEDIK** « Etude de rénovation et d'extension du réseau d'assainissement de la ville de chebli W. BLIDA) » 2005.
- [5] **MOHAMED OUSSAID KENZA.** « Etude du réseau d'assainissement de l'agglomération de Azzaba Lotfi commune de Ain Tinn wilaya de Mila (W. BLIDA) » 2022.
- [6] **AYADI MARIA** « Diagnostic et réhabilitation du réseau d'assainissement de la ville de guerrouaou (W. BLIDA) » 2023.

ANNEXE I

TABLE DU χ^2

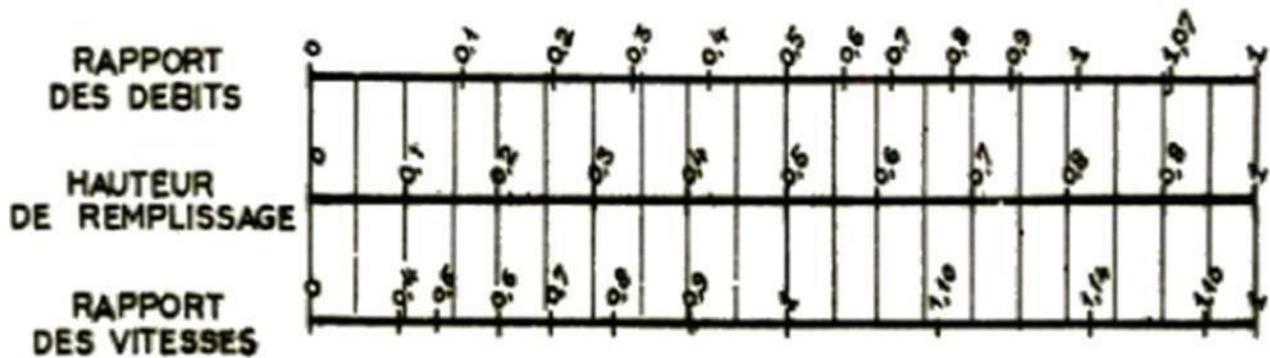
La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée, en fonction du nombre de degrés de liberté v .

Exemple : avec $v = 3$, pour $\chi^2 = 0,11$ la probabilité $\alpha = 0,99$.

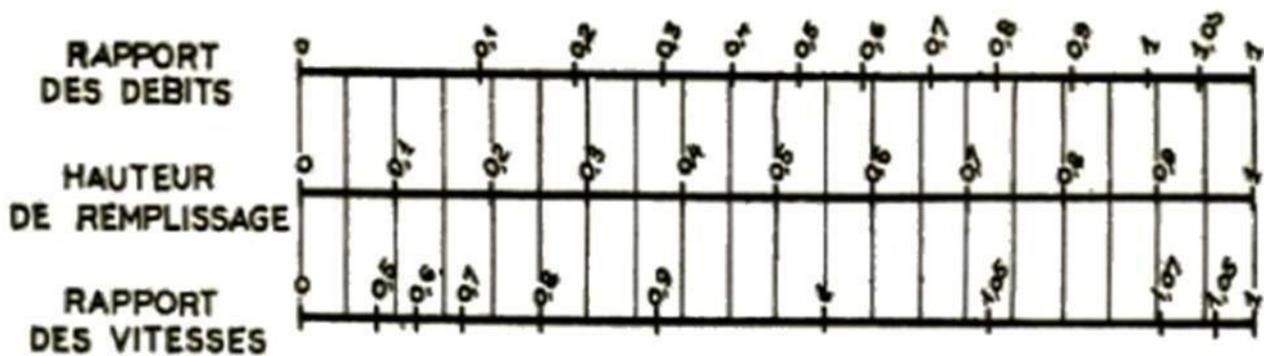
α	0,99	0,975	0,95	0,90	0,10	0,05	0,025	0,01	0,001
v									
1	0,0002	0,001	0,004	0,016	2,71	3,84	5,02	6,63	10,83
2	0,02	0,05	0,10	0,21	4,61	5,99	7,38	9,21	13,82
3	0,11	0,22	0,35	0,58	6,25	7,81	9,35	11,34	16,27
4	0,30	0,48	0,71	1,06	7,78	9,49	11,14	13,28	18,47
5	0,55	0,83	1,15	1,61	9,24	11,07	12,83	15,09	20,51
6	0,87	1,24	1,64	2,20	10,64	12,59	14,45	16,81	22,46
7	1,24	1,69	2,17	2,83	12,02	14,07	16,01	18,48	24,32
8	1,65	2,18	2,73	3,49	13,36	15,51	17,53	20,09	26,12
9	2,09	2,70	3,33	4,17	14,68	16,92	19,02	21,67	27,88
10	2,56	3,25	3,94	4,87	15,99	18,31	20,48	23,21	29,59
11	3,05	3,82	4,57	5,58	17,28	19,68	21,92	24,73	31,26
12	3,57	4,40	5,23	6,30	18,55	21,03	23,34	26,22	32,91
13	4,11	5,01	5,89	7,04	19,81	22,36	24,74	27,69	34,53
14	4,66	5,63	6,57	7,79	21,06	23,68	26,12	29,14	36,12
15	5,23	6,26	7,26	8,55	22,31	25,00	27,49	30,58	37,70
16	5,81	6,91	7,96	9,31	23,54	26,30	28,85	32,00	39,25
17	6,41	7,56	8,67	10,09	24,77	27,59	30,19	33,41	40,79
18	7,01	8,23	9,39	10,86	25,99	28,87	31,53	34,81	42,31
19	7,63	8,91	10,12	11,65	27,20	30,14	32,85	36,19	43,82
20	8,26	9,59	10,85	12,44	28,41	31,41	34,17	37,57	45,31
21	8,90	10,28	11,59	13,24	29,62	32,67	35,48	38,93	46,80
22	9,54	10,98	12,34	14,04	30,81	33,92	36,78	40,29	48,27
23	10,20	11,69	13,09	14,85	32,01	35,17	38,08	41,64	49,73
24	10,86	12,40	13,85	15,66	33,20	36,42	39,36	42,98	51,18
25	11,52	13,12	14,61	16,47	34,38	37,65	40,65	44,31	52,62
26	12,20	13,84	15,38	17,29	35,56	38,89	41,92	45,64	54,05
27	12,88	14,57	16,15	18,11	36,74	40,11	43,19	46,96	55,48
28	13,56	15,31	16,93	18,94	37,92	41,34	44,46	48,28	56,89
29	14,26	16,05	17,71	19,77	39,09	42,56	45,72	49,59	58,30
30	14,95	16,79	18,49	20,60	40,26	43,77	46,98	50,89	59,70

ANNEXE II

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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