

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme

De Master en Génie Civil

Option : Constructions hydrauliques et aménagements (CHA)

Thème

**Dimensionnement du réseau
d'assainissement du village Ouled Sidi
Makhlouf dans la wilaya de Saida.**

Présenté par :

- M^{elle} : SADI HADDAD Ouisssem

-M^{elle} : MEDJKANE Nabila

Encadré par :

-Prof. HAMMOUM Hocine

Proposé par : AGC

www.agc-dz.com



Promotion : 2020/2021

Remerciement

Au terme de cette modeste étude, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements à notre promoteur Mr Hammoum Hocine professeur au Département de Génie Civil de l'UMMTO, pour nous avoir dirigé, pour ces orientés, ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Nous remercions également Mme Bouzeklha Karima pour l'aide précieuse qu'elle nous a apportée durant l'élaboration de ce présent mémoire et à notre formation durant l'année de spécialité.

Nous voudrions remercier Mr Touat.M responsable du bureau d'étude AGC (Africain Geosystem Company) pour avoir mis à notre disposition la documentation et les informations nécessaires sans oublier son équipe de travail . Qu'il nous soit permis de remercier l'ingénieur Badjou Mohand pour son aide.

Aussi, nous nous permettons d'exprimer tout notre respect aux membres de jury qui nos feront l'honneur d'évaluer notre travail.

Par la même occasion nos remercions nos enseignants du département de génie civil et plus particulièrement les enseignants de notre spécialité (CHA).

Nous ne saurons pas oublier tous nos amis de la promotion CHA 2020/2021.

Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué de près de loin à la réalisation de ce mémoire.



Dédicace

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en
signe de respect et de reconnaissance envers :*

Ma mère Ouiza

Mon père Ali

*Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont
ils ont fait preuve pour que je réussisse.*

Je le dédie également à

Mes frères et mes sœurs

Ma très chère amie et binôme Ouissem et sa famille.

Mes amis

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



Nabila





Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

Aux les plus chères au monde, ma mère et mon père source intarissable d'amour, de tendresse et de sacrifice, qui n'ont jamais cessé de témoigner leur affection, leur confiance et qui m'ont apporté leurs soutien et encouragements depuis toujours.

A mes chères sœurs Rachida, Samira, Soraya et Lynda et leurs maris ainsi leurs enfants Massi, Yanis, Nina, Lyticia, Fetta, Achour, Zahia, Md Amine et mon petit Mehana.

Et mon unique chère frère Karim.

A mon cher Belkacemi. J

A toute ma famille.

A tous mes chers amis (es).

Et ma chers copine et binôme Nabila et sa famille.



Ouissem



Sommaire

Introduction générale

Chapitre 1: Presentation de la zone d'étude

Introduction	1
1.1 Situation géographique de Saida	1
1.2 Situation géographique de la zone d'étude	2
1.3 Données naturelles du site	3
1.3.1 Topographique.....	3
1.3.2 Géologie	3
1.3.3 Sismicité	3
1.3.4 Situation climatique.....	4
1.3.4.1 Climat	4
a-Température	4
b-Humidité	4
c- Le vent.....	5
d- Pluviométrie	5
1.4 Les données relatives à la situation actuelle des agglomérations existantes	6
1.4.1 Population.....	6
1.4.2 Situation hydraulique.....	6
a- Alimentation en eau potable.....	6
b- Assainissement	6
Conclusion	7

Chapitre 2: Etude hydrologique

Introduction	8
2.1. Determination de l'intensité moyenne des précipitations	8
2.2 Présentation des stations de Saida	8
2.3. Analyse statistique des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement	9
2.3.1. Les caractéristiques statistiques	9
2.3.2. Choix de la loi d'ajustement	10
a- Vérification de l'homogénéité de la série	10
b- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	11
❖ Procédé d'ajustement	11
❖ Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GUMBEL	13
c- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	13
❖ Procédé d'ajustement.....	14
❖ Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton.....	14

2.3.3Présentation du logiciel HYFRAN	15
❖ Les étapes de logiciel Hyfran	15
2.4 Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI	19
Conclusion.....	20

Chapitre 3 : Calcul de base et évaluation des débits

Introduction	21
3.1 Situation démographique	21
3.2 Découpage de l'air en sous bassins élémentaires	21
3.3 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales	22
3.3.1 Systèmes fondamentaux	22
❖ Système séparatif	22
❖ Système unitaire.....	22
❖ Système mixte	23
3.3.2 Système pseudo séparatif	23
3.3.3 Système composite	23
3.3.4 Systèmes spéciaux	23
❖ Système sous pression sur la totalité du parcours	23
❖ Système en dépression	23
3.4Choix du coefficient de ruissellement	23
3.4.1 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps	24
3.4.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	24
3.4.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces.....	25
3.4.4. Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population	25
3.4.5 Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence	25
3.4.6 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré.....	26
3.4.7 Calcul de la densité partielle.....	26
3.5 Evaluation des débits des eaux usées	27
3.5.1Nature des eaux usées à évacuer.....	27
3.5.2 Estimation des débits des eaux usées domestiques et publique.....	28

a- Evaluation du débit moyen journalier	28
b-Evaluation du débit de pointe.....	29
3.6 Evaluation des débits des eaux pluviales.....	29
3.6.1 La méthode rationnelle.....	29
3.6.1.1 Hypothèses de la méthode rationnelle	30
3.6.1.2 Validité de la méthode rationnelle	30
3.6.2 Méthode superficielle	30
3.6.2.1 Validité de la méthode superficielle.....	31
4.7 Application à notre cas d'étude.....	32
4.7.1. Estimation des débits des eaux usées domestiques	32
4.7.2. Estimation des débits des équipements publiques	32
4.7.3. Evaluation des débits des eaux pluviales	33
Conclusion.....	33

Chapitre 4 : Calcul Hydraulique

Introduction	34
4.1 Conditions d'implantation du réseau	34
4.2 Calcul hydraulique du réseau	35
4.2.1 Equation de base.....	35
4.2.2 Calcul de la vitesse à pleine section V_{ps}	37
4.2.3 Calcul du débit à pleine section Q_{ps}	37
4.2.5 Calcul de la hauteur de remplissage	38
4.2.6 Calcul du rapport des débits	39
4.2.7 Calcul de la vitesse d'auto curage	39
4.3 Dimensionnement du réseau d'assainissement des eaux usées	39
4.4 Dimensionnement du réseau d'assainissement des eaux pluviales	48
4.4.1 Calcul des cotes de radier	48
4.4.2 Calcul de débit spécifique	48
4.4.3 Calcul de débit de pointe	48

4.4.4 Calcul de la profondeur de canal	48
4.4.5 Calcul de débit en fonction de h	49
4.4.6 Calcul de la vitesse.....	49
4.5 Présentation de logiciel Covadis	50
5.5.1 Les étapes de réalisation de profil en long	51
Conclusion.....	56

Conclusion générale

Références bibliographique

Liste des figures

Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude

Figure 1.1 : Carte de situation géographique de Saida.	1
Figure 1.2 : Localisation de Saida.	2
Figure 1.3 : Localisation du village Ouled Sidi Makhlouf.	2
Figure 1.4 : Carte géologique de Saida	3
Figure 1.5 : Température maximale minimale à Saida	4
Figure 1.6 : Niveaux de confort selon l'humidité à Saida.....	5
Figure 1.7 : Vitesse moyenne du vent à Saida	5

Chapitre 2 : Etude hydrologique

Figure 2.1 : Donner un titre, l'unité et choisir la formule	15
Figure 2.2 : Introduisant les données	16
Figure 2.3 : Résultats des paramètres statistiques	16
Figure 2.4 : Observation sur papier de probabilité	17
Figure 2.5 : Graphe d'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	18
Figure 2.6 : Graphe d'ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	19

Chapitre 3 : Calcul de base et évaluation des débits

Figure 3.1 : Délimitation des sous bassins avec logiciel Mapinfo	22
--	----

Chapitre 4 : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Figure 4.1 : Section du réseau partiellement rempli.....	38
Figure4.2 : Paramétrage général.	51
Figure 4.3 : Choix du modele numérique du terrain.	51
Figure 4.4 : Choix de nom du réseau	52
Figure4.5 : Choix du type de diamètre	52
Figure 4.6: Choix du type de regards	53
Figure 4.7 : Choix de la canalisation.	53
Figure 4.8 : Choix de la localisation du profil en long.....	53
Figure 4.9 : Crée le fil d'eau.	54
Figure 4.10 : Modification des paramètres de canalisation.	54
Figure4.11 : Modification des paramètres de la profondeur.	54

Liste des tableaux

Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude

Tableau 1.1 : Pluviométrie mensuelle moyenne à Saida.....	6
Tableau 1.2 : Population de Saida selon le RGPH 2008.....	6

Chapitre 2 : Calcul hydrologique

Tableau 2.1 : Code et coordonnées Lambert de la station d'étude.	8
Tableau 2.2 : Précipitations maximales journalières à la station de Saida.....	9
Tableau 2.3 : Caractéristiques statistiques de l'échantillon	10
Tableau 2.4 : Résultat de calcul par la loi de Gumbel.....	12
Tableau 2.5 : Caractéristiques de la droite de GUMBEL	13
Tableau 2.6 : Résultat de calcul par la loi de Galton.....	14
Tableau 2.7: Paramètre de la droite de Galton	15
Tableau 2.8 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	17
Tableau 2.9 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.....	18

Chapitre 3 : Calcul de base et évaluation des débits

Tableau 3.1: Répartition de la population à différents horizons de calcul.....	21
Tableau 3.2: Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	24
Tableau 3.3 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.....	25
Tableau 3.4 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.....	25
Tableau 3.5: Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence	25
Tableau 3.6 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins	26
Tableau 3.7 : Calcul du coefficient de ruissellement pondéré	26
Tableau 3.8 : La densité partielle pour chaque sous bassin	27
Tableau 3.9 : Résultats de calcul du nombre d'habitants par sous bassin	27
Tableau 3.10 : Evaluation des débits de pointe des eaux usées domestiques des différents sous bassins	32
Tableau 3.11 : Evaluation des débits de pointe des eaux usées des équipements publique.....	32
Tableau 3.12 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle	32

Chapitre 4 : Calcul hydraulique

Tableau 4.1 : Calcul des profondeurs.....	35
Tableau 4.2 : Valeurs de γ en fonction de la nature des parois.....	36
Tableau 4-3 : Valeur de η en fonction de la nature de la paroi du collecteur.....	37
Tableau 4.4 : Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur principale	41
Tableau 4.5 : Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire A	42

Tableau 4.6 : Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire B.....	42
Tableau 4.7 : Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire C.....	42
Tableau 4.8 : Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire D	43
Tableau 4.9. : Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire E.....	43
Tableau 4.10 : Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire F	43
Tableau 4.11 : Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire J.....	44
Tableau 4.12: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire H	44
Tableau 4.13: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire I.....	44
Tableau 4.14: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire G	44
Tableau 4.15: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire K	45
Tableau 4.16: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire L.....	45
Tableau 4.17: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire M.....	45
Tableau 4.18: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire N	45
Tableau 4.19: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire O	45
Tableau 4.20: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire P	46
Tableau 4.21: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire Q	46
Tableau 4.22: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire R.....	46

Tableau 4.23: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire S	46
Tableau 4.24: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire T	46
Tableau 4.25: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire U	47
Tableau 4.26 : Dimensionnement et calcul hydraulique des eaux pluviales	50

L'assainissement d'une agglomération a pour objectif d'assurer la collecte, le transit de l'ensemble des eaux usées et pluviales et de procéder au traitement avant leurs rejets dans le milieu naturel, par les modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

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

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

En effet, un système d'assainissement est en perpétuelle évolution, et on ne peut se limiter à étudier les ouvrages d'assainissement dans un secteur géographique donné sans se soucier des implications dans l'espace et dans le temps.

En fonction du plan d'occupation du sol de la zone d'étude, un réseau d'assainissement est projeté et une démarche permettant d'entreprendre le dimensionnement du réseau avec tous les calculs hydrauliques nécessaires est adopté, afin d'assurer un fonctionnement hydraulique sans défaillances à court et à long terme.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail qui consiste à projeter un nouveau réseau qui répond aux besoins d'assainissement du village Ouled Sidi Makhoul wilaya de Saida. Pour accomplir cette étude, nous avons subdivisé le présent mémoire en quatre chapitres :

Dans le premier chapitre, nous avons présenté la zone d'étude d'un point de vue géographique, climatique, hydraulique, et ressortie les caractéristiques de la région pour les besoins de notre étude.

Le deuxième chapitre est consacré à l'étude hydrologique, afin de déterminer l'intensité pluviométrique, en se basant les précipitations maximales journalières enregistrées à partir de l'année 1995 jusqu' à 2011.

Le troisième chapitre est dédié à l'évaluation des débits des eaux usées (domestiques et publiques) à évacuer et les eaux pluviales.

Dans le quatrième chapitre, nous nous sommes intéressés au calcul hydraulique du réseau pour déterminer la vitesse d'auto curage ainsi qu'au dimensionnement des collecteurs.

Une conclusion générale clôturera notre projet

Introduction

L'assainissement d'une agglomération est un problème complexe pour se prêter à une solution uniforme suivant des règles rigides. L'étude du site s'impose avant toute étude de projet, afin de déterminer les caractéristiques physiques du lieu ainsi que les facteurs influençables sur la conception du projet. Cette étude nécessite les données naturelles du site (pluviométrie, topographie, hydrographie et géologie), les données relatives à la situation actuelle des agglomérations existantes (nature des agglomérations, importance de l'agglomération et modes d'occupation du sol) et les données relatives au développement futur de l'agglomération (conditions de transport des eaux usées et d'exploitation du réseau). C'est ainsi, que consacrons ce premier chapitre à la présentation de région d'étude sur le plan géographique, topographique, géologique et hydraulique).

1.1. Situation géographique

La zone étudiée se situe au Nord-Ouest de l'Algérie, elle se trouve à environ 180 Km au Sud d'Oran dans la zone des Hauts plateaux. L'altitude moyenne de cette région est de 900m (Medjber, Berkane, 2016) . Elle est délimitée comme suit (figure 1.1) :

- Au nord par la wilaya de Mascara.
- A l'ouest par la wilaya de Sidi Belabbés.
- Au sud par la wilaya d'El Bayadh.
- A l'est par la wilaya de Tiaret.

Par ailleurs, la région est desservie par RN 06 et la RN 94, telle que l'illustre la figure 1.2.



Figure 1.1 : Carte de situation géographique de Saida. (https://d-maps.com/carte.php?num_car=191325&lang=fr).

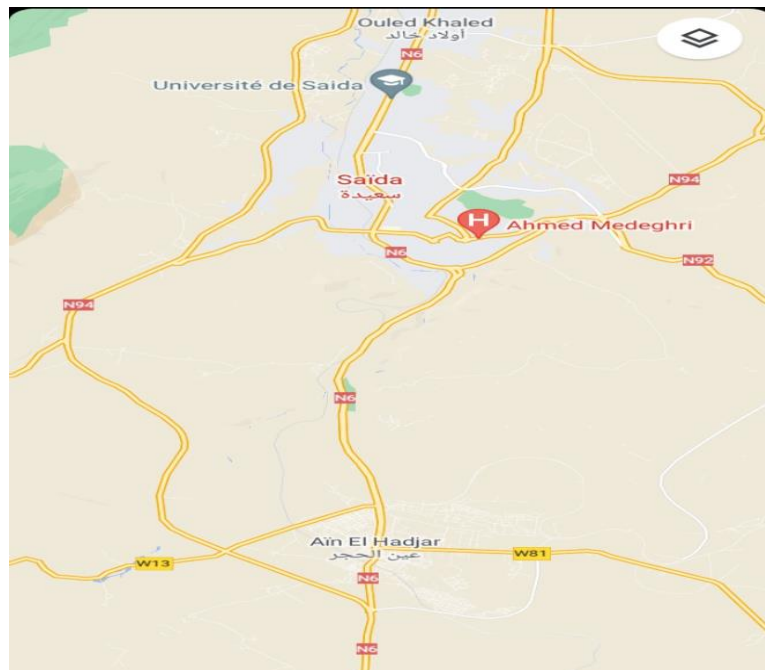


Figure 1.2 : Localisation de Saida (Google Maps).

1.2 Situation géographique de la zone d'étude

Le village Ouled Sidi Mekhlouf fait partie de la commune Ouled Brahim , wilaya de Saida .Il délimité comme suit (Figure 1.3) :

- Au nord : Thakhamart.
- Au sud : Tircine.
- A L'Est : Ain El Hadid.
- A L'Ouest : RN94.

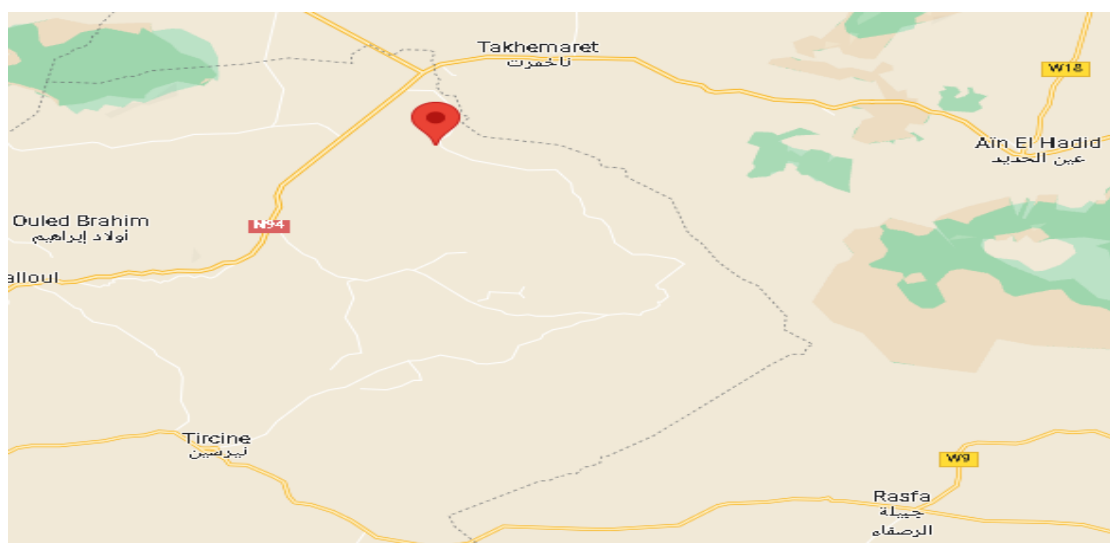


Figure 1.3 : Localisation du village Ouled Sidi Makhlouf.(Google Maps)

1.3 Données naturelles du site

1.3.1 Topographie

La zone d'étude représente une topographie est relativement plane car les classes de pentes inférieures à 5% occupent environ 60 % de la superficie totale de la commune. (Ziani, 2019).

1.3.2 Géologie

La zone d'étude est caractérisée par une géologie complexe et diversifiée, représentée par des terrains allant du primaire au plio-quaternaire. Elle constituée principalement de formations du jurassique (dolomies, argiles gréseuses, marnes, calcaires ...) avec quelques roches éruptives des formations d'âge primaire ; les dépressions sont constituées par des alluvions du Quaternaire (figure 1.3)

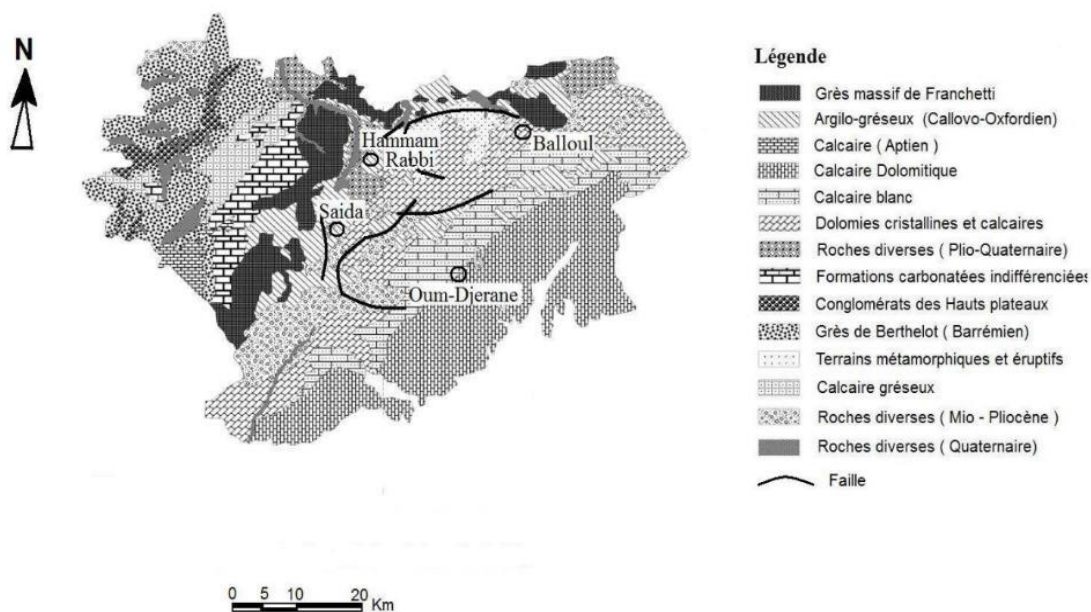


Figure 1.4: Carte géologique de Saida. (Medjber et Berkane 2016).

1.3.3 Sismicité

Selon le degré des intensités maximales observées dans la wilaya de Saida sur l'échelle MERCAL, la ville est classée en zone sismique I et est considérée parmi les régions sismiques qui présentent une intensité sismique faible.(<https://www.researchgate.net>)

1.3.4 Situation climatique

1.3.4.1 Climat

L'aire de l'étude est caractérisée par un climat méditerranéen ; doux et humide en hiver et chaud et sec en été. (www.Infoclimat.fr-Saida).

a- Température

La saison très chaude dure 2 à 8 mois, du 16 juin au 9 septembre, avec une température quotidienne moyenne maximale supérieur à 31. Le jour le plus chaud de l'année est le 31 juillet, avec une température moyenne maximale de 35° C et minimale de 20° C (figure 1.4). La saison fraîche dure 4 mois, du 15 novembre au 16 mars, avec une température quotidienne moyenne maximale inférieure à 17° C. Le jour le plus froid de l'année est le 12 janvier, avec une température moyenne minimale de 2° C et maximale de 12° C.

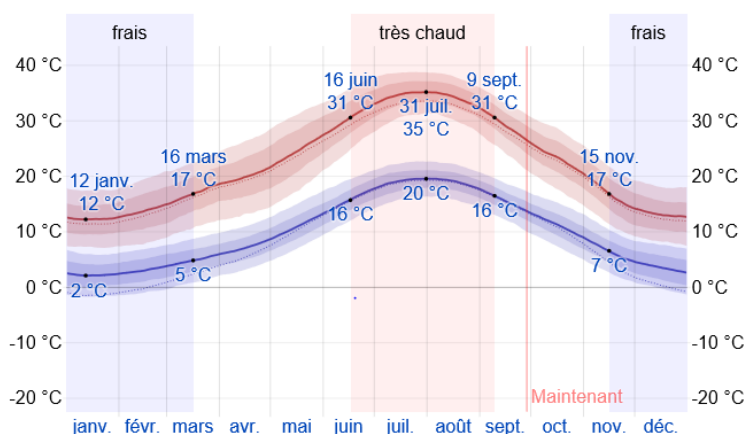


Figure 1.5 : Température moyenne maximale minimale à Saida. (www.Infoclimat.fr-Saida).

NB : Les températures moyennes quotidiennes maximales sont représentées par la ligne rouge et les températures minimales par la ligne bleue.

b- Humidité

Le niveau d'humidité perçu à Saida, tel que mesuré par le pourcentage de temps durant lequel le niveau d'humidité est lourd, oppressant ou étouffant, ne varie pas beaucoup au cours de l'année, se maintenant à 1 % (figure 1.5).

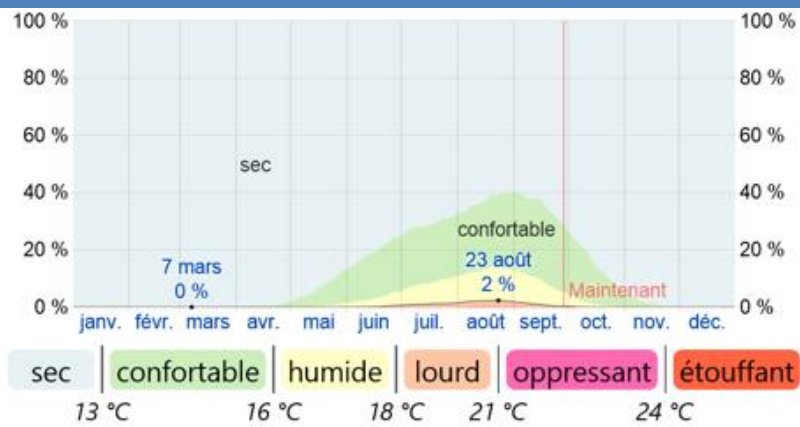


Figure 1.6 : Niveaux de confort selon l'humidité à Saida. (www.Infoclimat.fr-Saida).

c- Le vent

La vitesse moyenne horaire du vent à Saida (figure 1.6) connaît une variation saisonnière modérée au cours de l'année (ligne gris foncé).

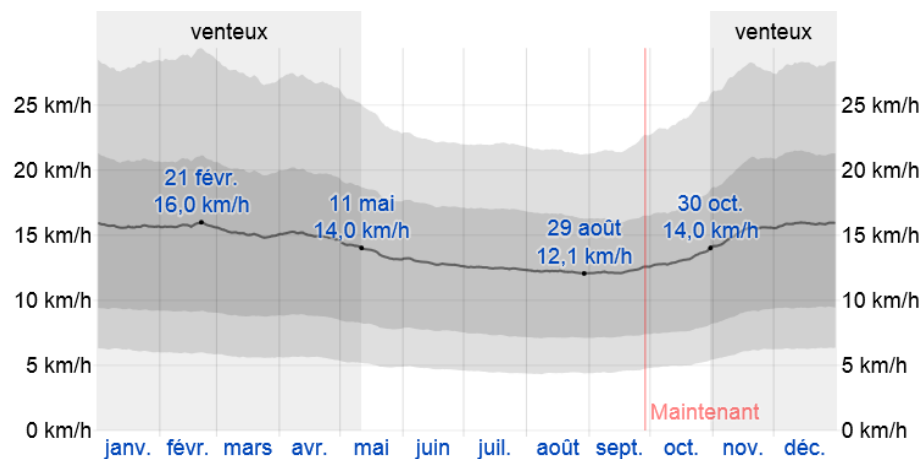


Figure 1.7 : Vitesse moyenne du vent à Saida. (www.Infoclimat.fr-Saida).

1.3.5. Pluviométrie

L'étude de précipitation est indispensable. Elle détermine les écoulements des oueds et les apports des barrages pour l'irrigation ainsi que la capacité d'acceptation du milieu récepteur des volumes d'eau usé. Les données de précipitation mensuelle sont représentées dans le tableau (1.1).

Tableau 1.1 : Pluviométrie mensuelle moyenne à Saida (AGC, 2021)

Années	Précipitations (mm)												Annuel
	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	
1995	17,8	12,1	9,3	32,7	15,5	29,5	32,5	23	31,1		15,2		32,5
1996	9,2	6,8	7,1		15,3	4,2	1,9		9,7	0,3	2	41	41
1997	16,8		19,1	15,5	3,9	13,4	9,5	10,9	11,7	3	0	3	19,1
1998	0,3	3,1	9,1	6,3	36,5	16,3	13,7	0	1,7	0	0	0,9	36,5
1999					0	0	2,5	4,7	11,6	1,5	0	0	11,6
2000	6,8	30	20,1	11	14,5	41,2	5,3	16,9	5,1	0,6	1,2	0,8	41,2
2001	12,4	25,4	33,9	5,1	1,2	6,3	11,5	21,8	47,4	0,6	0	17	47,4
2002	2,6	6,4	26,5	7,2	18,6	9	10,8	20,1	12,9	33,4	2,2	36,4	36,4
2003	4,8	18,5	21,9	17,6	17,8	17,3	9,3	9,7	26,3	11,3	1,7	10,4	26,3
2004	15	9,6	38,5	10,4	1,6	13,2	12,3	6,3	0	10,5	2,7	0	38,5
2005	20,5	30,8	42,7	6,7	38,4								42,7
2006						18	42	11,6	1,5	0,6	2,1	0,5	42
2007	27	38,6	9	7,3	13	2,5	9,2	12	14,5	7,6	12,6	5,6	38,6
2008	25,3	71,1	14	27,1	16,2	5,8	23,2	18,2	10,5	1,4	3,6	1,5	71,1
2009	24,7	0,7	14,9	11,2	17,2	38,4	15,3	20,2	12,7	3,6	1,2	23,2	38,4
2010	1,6	20,6	11,2	10,2	8,4	7,3	13,3	46,3	28,6	26,2	6,4	3,6	46,3
2011	1,6	23,1	13,1										23,1

1.4 Données relatives à la situation actuelle des agglomérations existantes

1.4.1 Population

L'agglomération de la région d'étude évaluée par le RGPH de 2008 (tableau 1.2) avec un taux d'accroissement 1.95% / an.

Tableau 1.2 : Population de Saida selon le RGPH 2008

Région	Nombre d'habitants
Saida	128 413
Ouled Sidi Makhoulf	138

1.4.2 Situation hydraulique

a-Alimentation en eau potable

L'agglomération Ouled Sidi Makhoulf est alimentée par le puits artésien.

b-Assainissement

L'agglomération Ouled Sidi Makhoulf dispose d'un réseau d'assainissement séparatif qui permet la collecte. Ce système à l'avantage d'éviter le risque de débordement des eaux usées dans le milieu naturel lorsqu'il pleut.

Conclusion

En conclusion, et à travers ce premier chapitre consacré à la présentation de la région d'étude, nous retenons que la région de Saida implantée en zone de faible sismicité est constituée principalement par des grés. Aussi, elle est caractérisée par de faibles pentes (en moyenne 10%), par été chaud ($T_{max} = 35^{\circ}C$) et un hiver froid ($T_{min} = 2^{\circ}C$) et une pluviométrie mensuelle moyenne de 37.21 mm. La population de la région Ouled Sidi Makhlouf, faisant l'objet de notre étude fait partie de la commune de Ouled Brahim, wilaya de Saida. Cette localité est composée 138 habitants en 2008, avec un taux d'accroissement de 1.95%.

Introduction

Les études hydrologiques relatives au dimensionnement des réseaux d'assainissement relèvent d'une importance primordiale. En effet le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages sont étroitement liés aux paramètres hydrologiques, notamment l'intensité pluviométrique.

Dans ce deuxième chapitre, consacré à l'étude hydrologique, une analyse statistique des données pluviométrique est effectuée pour leurs ajuster une loi de distribution. La relation de MONTANARI est utilisée pour l'évaluation de l'intensité pluviométrique pour une période de retour de 10 ans. Cette période de retour prise comme base de calcul pour le réseau d'assainissement est le résultat d'un compromis entre le coût de sa construction et celui de son entretien.

2.1. Détermination de l'intensité moyenne des précipitations

L'analyse de l'intensité moyenne des précipitations est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'assainissement. Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes qui se définissent par le rapport de la hauteur d'eau tombée et la durée Δt . Soit :

$$i_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (2.1)$$

Δh est la hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité, il y'a lieu :

- d'analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de loi qui s'ajuste à nos résultats ;
- de calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.
- de calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

2.2. Présentation des stations de Saida

Pour les besoins d'étude, nous avons considéré, comme base de calcul, la série pluviométrique de la station de Saida (dite Ferme du Syndicat). Le code de la station en question, les coordonnées Lambert ainsi que précipitations mensuelles et maximales journalières sont fournis par (AGC) ; tels que présentés dans les tableaux (2.1) et (2.2) (Voir Chapitre 1) respectivement :

Tableau 2.1 : Code et coordonnées Lambert de la station d'étude.

Code	11120
Coordonnées Lambert	X = 263.7 Km. Y = 165.5 Km. Z = 1000m.

Tableau 2.2 : Précipitations-maximales journalières pour la station de Saida (AGC)

Années	Pmax,j	Années	Pmax,j
1995	32,5	2004	38,5
1996	41	2005	42,7
1997	19,1	2006	42
1998	36,5	2007	38,6
1999	11,6	2008	71,1
2000	41,2	2009	38,4
2001	47,4	2010	46,3
2002	36,4	2011	23,1
2003	26,3	-	-

2.3. Analyse statistique des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques statistiques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations maximales journalières.

2.3.1. Les caractéristiques statistiques

❖ Moyenne arithmétique

La moyenne arithmétique est la disposition centrale de l'échantillon. Elle est calculée à partir de la relation (2.1). **(Brunet-Moret)**

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^N X_i}{N} \quad (2.1)$$

N : le nombre d'années d'observations (N=17 ans) ;

X_i : précipitation maximales journalières.

❖ Ecart type

L'écart type σ_x est le paramètre qui mesure la dispersion de l'échantillon autour de sa moyenne. Plus l'écart type est grand plus l'échantillon est dispersé. Celui-ci est calculé à partir de la relation (2.2). **(Brunet-Moret)**

$$\sigma_x = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{N - 1} \right] \quad (2.2)$$

❖ Coefficient de variation

Le coefficient de variation C_v mesure la dispersion relative d'une série. C'est un nombre sans dimension donnée par la relation (2.3). **(Brunet-Moret)**

$$C_v = \frac{\sigma_x}{\bar{X}} \quad (2.3)$$

❖ Médiane

La médiane est la valeur centrale de la distribution, qui divise l'échantillon en deux moitiés de taille égal. **(Brunet-Moret)**. Puisque la série est impaire, la médiane est observée en rang $(N+1)/2$ c'est-à-dire de rang 9.

Les résultats de l'analyse statistique de la série sont donnés dans le tableau (2.3).

Tableau 2.3 : Caractéristiques statistiques de l'échantillon

Caractéristiques	Valeurs
Moyenne	37.23
Ecart-type	13.10
Coefficient de variation	0.35
Médiane	38.5

2.3.2. Choix de la loi d'ajustement

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions d'homogénéité - stationnarité sont réunies. Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur le papier à probabilité permet d'accepter ou de rejeter la loi (Toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement)

a- Vérification de l'homogénéité de la série

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement. Pour que la série soit homogène, deux conditions suivantes doivent être vérifiées **(Attafi, 2012)**:

$$N_s > \frac{1}{2}(N+1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \sqrt{N+1}) \quad (2.4)$$

$$T_s < 3.3 (\log_{10}(N) + 1) \quad (2.5)$$

T_s : Taille de la plus grande série en (+) ou (-), $T_s = 6$

N_s : Nombre des valeurs supérieures ou inférieures à la médiane, $N_s = 8$;

α : risque d'erreur, pris égale à 5%

Ce qui donne, d'après le tableau de Gauss : $u_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1,96$

Nous obtenons ainsi :

$$N_s=8 > 4.84 \text{ et } T_s=6 < 7.36$$

NB : Les deux conditions étant vérifiées, donc la série est homogène.

b-Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

$$F(u) = e^{-e^{\frac{(x-x_0)}{s}}} \quad (2.6)$$

F(X) : Fréquence au dépassement de la valeur de u ;

x : Coefficients d'ajustement ;

x_0 : Paramètre de position (mode) ;

s : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex » ;

En faisant un changement de variable, soit :

$$u = \frac{x - x_0}{s} \quad (2.7)$$

La loi de GUMBEL s'écrit :

$$F(u) = e^{-e^{-u}} \quad (2.8)$$

u : dite variable réduite de GUMBEL ;

L'intervalle de variation de x est ; $x \in]-\infty, +\infty [$;

L'équation :
$$x = \left(\frac{1}{\alpha}\right) y + x_0. \quad (2.9)$$

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

❖ Procédé d'ajustement :

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

$$F(x) = \frac{m - 0,5}{n} \quad (2.10)$$

m : Numéro d'ordre.

n : Taille de la série.

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

$$u = -[\text{Ln}(-\text{Ln}F(x))] \quad (2.11)$$

Les calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 2.4 : Résultat de calcul par la loi de Gumbel.

PJ(max)	11,6	19,1	23,1	26,3	32,7	36,4	36,5	38,4	38,5	38,6	41	41,2	42	42,7	46,3	47,4	71,1
r	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
F	0,029	0,088	0,147	0,206	0,2647	0,324	0,382	0,441	0,5	0,559	0,618	0,68	0,735	0,794	0,853	0,912	0,97
u	-1,260	-0,887	-0,651	-0,458	-0,285	-0,121	0,039	0,201	0,37	0,54142	0,73	0,94	1,179	1,4674	1,838	2,382	3,51

Reporter les valeurs observées sur papier GUMBEL.

- Calculer le coefficient de corrélation entre les valeurs observées et la variable de GUMBEL par la relation (2.10) (**Azaz, Rahmani, 2007**) :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \quad (2.12)$$

\bar{x} et \bar{y} : Sont respectivement les moyennes arithmétiques des variables x et y.

NB. Si la corrélation est bonne, calculer les paramètres d'ajustement de la droite de GUMBEL. La droite de régression ou droite de GUMBEL est :

$$x = \left(\frac{1}{\alpha}\right)y + x_0 \quad (2.13)$$

$\frac{1}{\alpha}$: Pente de la droite et x_0 est l'ordonnée à l'origine.

y : Variable de GUMBEL pour une probabilité donnée.

Les paramètres $\frac{1}{\alpha}$ et de x_0 peuvent être aussi déterminés par la méthode de moindres carrés.

- Tracer la droite de régression sur papier GUMBEL.
- Calculer l'intervalle de confiance.

❖ **Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GUMBEL**

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * \sigma_x \quad (2.14)$$

\bar{y} : Moyenne de la variable réduite de GUMBEL :

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=17} y_i}{n} \quad (2.15)$$

$$x_0 = \bar{x} - \frac{1}{\alpha} \bar{y} \quad (2.16)$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (2.5) :

Tableau 2.5 : Caractéristiques de la droite de GUMBEL

Caractéristiques	Valeurs
Pente de la droite	10.22
Moyenne de la variable	0.556
Ordonnée à l'origine	31.50
Coefficient de corrélation	0.68

Donc ; la droite de GUMBEL devient :

$$x = 10.22 u + 31.5$$

D'où : $P(\max_j, p\%) = 10.22 u + 31.5$

Remarque

La corrélation est satisfaisante donc à partir du graphe nous tirons la précipitation maximale journalière pour une fréquence au non dépassement de 10%. Le tracé de la droite est représenté sur papier GUMBEL réalisé avec logiciel HYFRAN : (Voir graphe 2-1)

La variable réduite est égale à :

$$u = -\ln(-\ln F(90\%)) = 2,25$$

L'intervalle de confiance du quantile :

$$P(\max_j, 10\%) \Rightarrow p [41.3 < 54.5 < 67.3] \text{ (voir tableau 2.5)}$$

c-Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (2.17)$$

$F(x)$: Fréquence au non dépassement.

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \quad (2.18)$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme :

$$\ln x = \overline{\ln x} + u \cdot \sigma_{\ln x} \quad (2.19)$$

Est l'équation d'une droite sur papier GAUSSO-LOGARITHMIQUE avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

❖ Procédé d'ajustement

- Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement) ;
- Calcul de la fréquence expérimentale ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale \overline{x} et σ ;
- Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $\overline{\ln x}$ et $\sigma_{\ln x}$;
- Report des valeurs sur papier GAUSSO LOGARITHMIQUE ;
- Détermination de la droite de Galton $\ln x = \overline{\ln x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$;
- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

$$x_{p\%} = e^{\ln p\%} = e^{\overline{\ln x} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\ln x}} \quad (2.20)$$

Tableau2.6 : Résultat de calcul par la loi de Galton.

pj(max)	71,1	47,4	46,3	42,7	42	41,2	41	38,6	38,5	38,4	36,5	36,4	32,7	26,3	23,1	19,1	11,6
r	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
F	0,06	0,11	0,17	0,22	0,28	0,33	0,39	0,44	0,5	0,56	0,61	0,67	0,72	0,78	0,83	0,89	0,94
lnx	4,26	3,9	3,84	3,75	3,74	3,72	3,71	3,65	3,65	3,65	3,60	3,59	3,49	3,27	3,14	2,95	2,45
u	1,73	0,85	0,70	0,49	0,46	0,42	0,39	0,24	0,24	0,24	0,12	0,10	-0,15	-0,68	-1	-1,47	-2,69

❖ Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton :

$$\overline{\ln x} = \frac{\sum \ln x_i}{N} \quad (2.21)$$

Les résultats sont représentés comme suit :

Tableau 2.7: Paramètre de la droite de Galton

paramètre	Valeurs
$\overline{\ln x}$	3.55
$\sigma_{\ln x}$	0.41

L'équation totale devient :

$$\ln x = 3.55 + u * 0.41$$

D'après le tableau de gauss on a $u=1.28$

$$P(\max_{j,10\%}) = 58.7$$

La droite de Galton est représentée sur le graphe obtenu par logiciel hyfran (2.2)

L'intervalle de confiance du quantile :

$$P(\max_{j,10\%}) \Rightarrow p [43.1 < 58.7 < 74.3] = 95\% \quad (\text{voir tableau 2-9})$$

-Pour ajuster la série pluviométrique par les deux méthodes (Galton, Gumbel) on utilise logiciel d'ajustement hydrant.

2.3.3 Présentation du logiciel HYFRAN :

Le logiciel HYFRAN permet l'analyse fréquentielle en hydrologie particulièrement pour les valeurs extrêmes. HYFRAN a été développé par l'équipe du Pr. Bernard Bobée titulaire de la chaire en hydrologie statistique (1992-2004). *HYFRAN* est un logiciel d'ajustement des lois statistiques.

❖ Les étapes de logiciel Hyfran :

-Etape1 :

-Donner un titre l'unité et la formule quand on a choisit.

Figure 2.1 : Donner un titre, l'unité et choisir la formule.

-Etape 2 :

-Introduction des données dans le logiciel HYFRAN.

Description | **Données** | Statistiques de base | Tests d'hypothese | Graphiques

	Observation	Identificateur	Probabilité empirique	Code
1	32.7	1995	0.3062	
2	41	1996	0.6163	
3	19.1	1997	0.1512	
4	36.5	1998	0.4612	
5	11.6	1999	0.0736	
6	41.2	2000	0.6938	
7	47.2	2001	0.9264	
8	36.4	2002	0.3837	
9	26.3	2003	0.2287	
10	38.5	2004	0.5388	
11	42.7	2005	0.8488	
12	42	2006	0.7713	

Inclure les données désactivées dans le calcul des probabilités empiriques

Figure 2.2 :Introduisant les données.**-Etape 3 :**

-Paramètres statistiques.

Description | Données | **Statistiques de base** | Tests d'hypothese | Graphiques

Titre du projet
Rivière Hamcana à Amos

Nombre de données [n] : 17

Minimum : 11.6

Maximum : 71.1

Moyenne : 37.2

Écart-type : 13.1

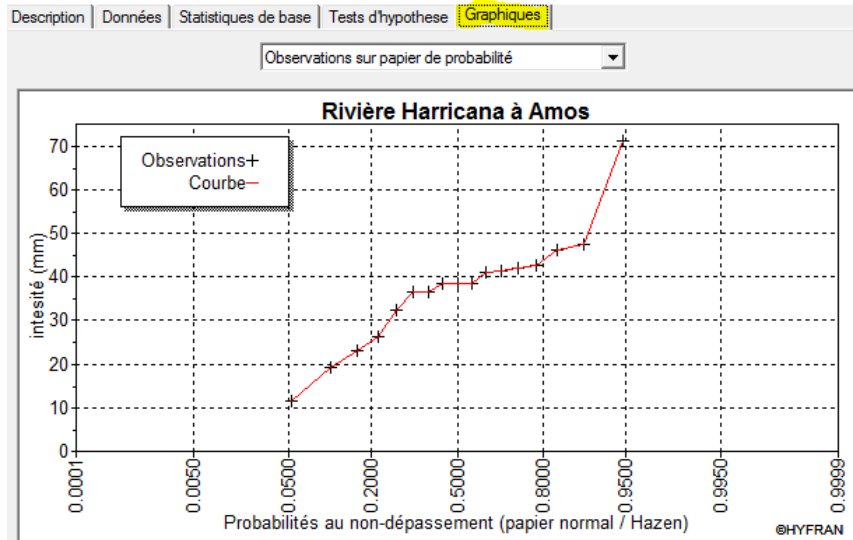
Médiane : 38.5

Coefficient de variation [Cv] : 0.352

Coefficient d'asymétrie [Cs] : 0.444

Coefficient d'aplatissement [Ck] : 3.86

Figure 2.3 :Résultats des paramètres statistiques.

-Etape 4 :**-Cliquer=>Graphique.****Figure 2.4 :Observation sur papier de probabilités.****- Cliquer=>Ajustement par Gumbel=>Méthode des moments.**

Les Résultats de l'ajustement sous logiciel Hyfran par les deux méthodes sont illustrés dans les tableaux (2.8), (2.9) et les figures (2.5), (2.6).

Tableau 2.8: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000	0,9999	125	24,3	77,8-173
200	0,9995	109	20,2	69,5-148
1000	0,999	102	18,4	65,9-138
200	0,995	85,4	14,2	57,5-113
100	0,99	78,3	12,5	53,9-103
50	0,98	71,2	10,7	50,2-92,2
20	0,95	61,7	8,38	45,2-78,1
10	0,9	54,3	6,63	41,3-67,3
5	0,8	46,7	4,91	37-56,3
3	0,6667	40,6	3,71	33,3-47,8
2	0,5	35,1	2,92	29,4-40,8
1,4286	0,3	29,4	2,68	24,2-34,7
1,25	0,2	26,5	2,85	20,9-32,1
1,1111	0,1	22,8	3,3	16,3-29,3
1,0526	0,05	20,1	3,74	12,8-27,5
1,0204	0,02	17,4	4,26	9,05-25,7
1,0101	0,01	15,7	4,6	6,72-24,7
1,005	0,005	14,3	4,9	4,7-23,9
1,001	0,001	11,6	5,49	0,83-22,3
1,0005	0,0005	10,6	5,71	-0,575-21,8
1,0001	0,001	8,65	6,15	-3,41-20,7

Avec :

$q = F(X)$ (probabilité au non dépassement)

$T = 1 / (1-q)$

q : probabilité au non dépassement.

XT : précipitation maximale journalière.

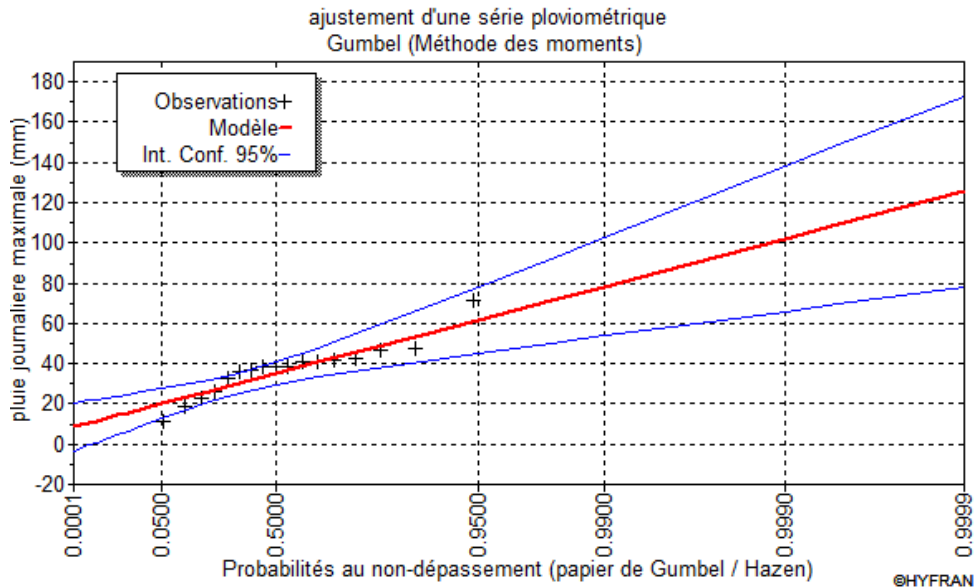


Figure 2.5 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

NB : La loi de GUMBEL ne s'ajuste pas, étant donné que les points s'écartent de la droite de GUMBEL.

❖ Résultats de l'ajustement par la loi de Galton

Tableau 2.9 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance à 95%
20	0,95	68.1	10.5	47.4-88.7
10	0,9	58.7	7.96	43.1-74.3
5	0,8	49.0	5.7	37.8-60.2
3	0,6667	41.4	4.3	33.0-49.9
2	0,5	34.8	3.45	28.0-41.5
1.4286	0,3	28.1	2.98	22.2-33.9
1.25	0,2	24.6	2.87	19.0-30.3
1.1111	0,1	20.6	2.79	15.1-26.1
1.0526	0,05	17.7	2.75	12.4-23.1
1.0204	0,02	15.0	2.68	9.76-20.3
1.0101	0,01	13.4	2.62	8.29-18.6
1,005	0,005	12.1	2.56	7.12-17.1
1,001	0,001	9.83	2.4	2.15-14.5
1,0005	0,0005	9.06	2.33	4.48-13.6
1,0001	0,0001	7.6	2.18	3.33-11.9

Avec :

T : période de retour (T=10ans) ;

q : probabilité au non dépassement ;

XT : précipitation maximale journalière.

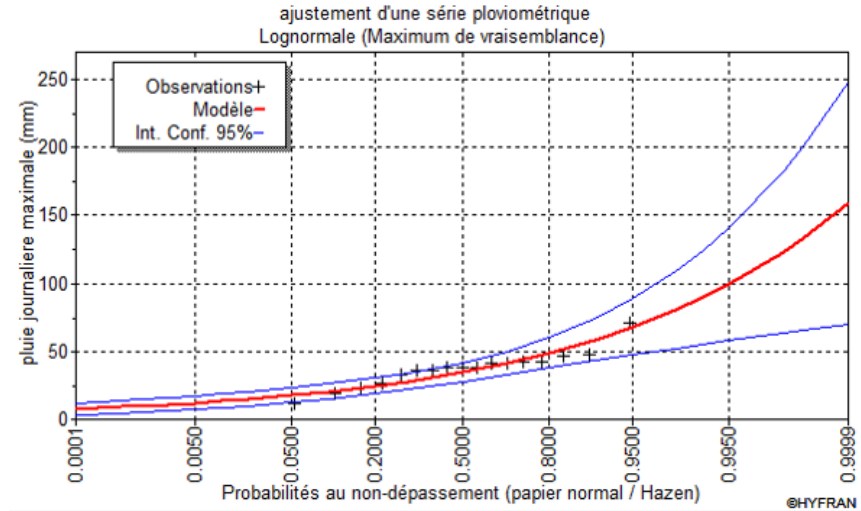


Figure 2.6 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

NB : La loi de Galton montre que les points suivent la droite. Donc la loi de s'ajuste à notre série pluviométrique.

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

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation, nous utilisons la formule de MONTANARI (Abdelhak ,1999)

$$I_{t_{15\text{min}}, p\%} = I_{24, p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (2.14)$$

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

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

t : durée de l'averse en heure, $t=0.25\text{h} = 15\text{ min}$ pour une période de retour de 10 ans ;

b : exposant climatique de la région ($b=0.34$),

Nous obtenons donc :

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

➤ **D'après la loi de GUMBEL :**

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = \frac{54.5}{24} \left(\frac{0,25}{24} \right)^{0,34-1} = 46.18$$

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = 46.18 \text{ mm / h}$$

➤ **D'après la loi de GALTON :**

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = \frac{58.7}{24} \left(\frac{0,25}{24} \right)^{0,34-1} = 49.74$$

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = 49.74 \text{ mm / h}$$

Conclusion

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations. En ce référent aux deux graphes, celui de la loi de Gumel et celui de la loi de Galton, on remarque que l'ajustement issu de la loi de Galton est mieux que l'ajustement par la loi de Gumbel par ce que dans la loi de Gumel les données sont plus proches par les deux courbes de l'intervalle de confiance et loin de la droite théorique. Pour le dimensionnement de notre futur réseau d'eaux pluviales, on travaillera avec la valeur obtenue par la loi de GALTON et on déterminera l'intensité pluviale qui est le débit spécifique.

$$I = \frac{49.74 * (10000)}{3600} = 138.173$$

$$I = 138.173 \text{ l/s/ha}$$

Avec $\frac{10000}{3600}$: terme de conversion du mm /h en l/s/ha.

Introduction

Dans ce chapitre, consacré au calcul de base du réseau et l'évacuation des eaux usées et pluviales, nous estimons tout d'abord du nombre d'habitants à l'horizon d'étude 2051, ensuite, nous choisissons le système d'assainissement on déterminera aussi dans ce chapitre les débits d'eaux pluviales et les débits d'eaux usées ainsi que les paramètres qui influent sur cette estimation.

3.1 Situation démographique

Le nombre d'habitants pour l'horizon d'étude est estimé en utilisant la loi des accroissements géométriques, (Abdelahk ,1999) donnée par la relation suivante :

$$P_t = P_0 (1 + T)^n \quad (3.1)$$

Avec :

P_t : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude (ha) ;

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de du RGPH (2008), égale à 138 habitant ;

T : taux d'accroissement égale 1,95 % ;

n : écart d'années entre les deux horizons (2021-2051) $N = 30$ ans ;

L'estimation de la population à l'horizon (2051) est illustrée dans le tableau 3.1 :

Tableau 3.1: Répartition de la population à différents horizons de calcul

Horizon	2008	2021	2051
Nombre d'habitants	138	177	317

3.2 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires

En général, le bassin versant est un secteur géographique limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux. Dans un bassin, toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par une seule ligne d'écoulement

Le découpage du site en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

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

La figure ci-dessous représente la délimitation des sous bassin de notre cas d'étude :

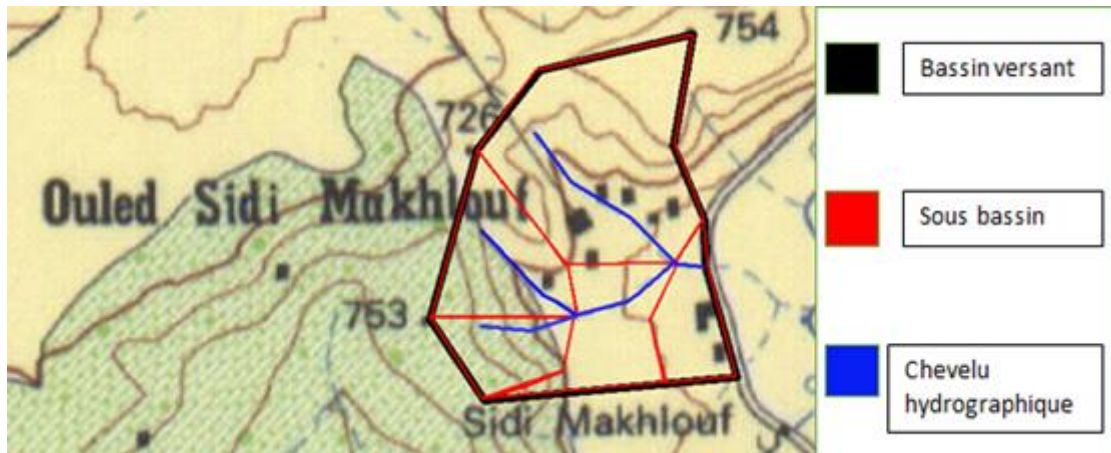


Figure 3.1 : Délimitation des sous bassins avec logiciel Mapinfo

3.3 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales

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

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et d'éviter toute stagnation après les averses.
- Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles. Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement.

Trois systèmes d'évacuation sont susceptibles d'être mis en service.

3.3.1 Systèmes fondamentaux

Les réseaux correspondants sont à écoulement libre mais peuvent comporter certaines sections en charge. On distingue :

❖ Système séparatif

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et, sous certaines réserves, de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau.

❖ Système unitaire

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

❖ Système mixte

On appelle communément système mixte un réseau constitué suivant les zones en partie en Système Unitaire et en partie en système séparatif

3.3.2 Système pseudo séparatif

L'usage a prévalu de désigner sous ce vocable des réseaux séparatifs où le réseau d'eaux usées peut recevoir certaines eaux pluviales provenant des propriétés riveraines.

3.3.3 Système composite

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

3.3.4 Systèmes spéciaux

L'usage de ces systèmes n'est à envisager que dans les cas exceptionnels, On distingue :

❖ Système sous pression sur la totalité du parcours

Le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours.

❖ Système en dépression

Le transport de l'effluent s'effectue par mise des canalisations en dépression.

NB : Dans notre étude nous avons adopté un système séparatif par ce qu'il s'agit d'un dispositif dans lequel les eaux pluviales ne sont pas mélangés aux eaux usées. C'est un système qui est préconisé en milieu rural.

3.4 Choix du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement « Cr » sera pris égal au taux d'imperméabilisation. Si « A » est La surface totale du bassin versant et « A' » la superficie de surface revêtue :

$$Cr = A' / A \quad \text{Avec } Cr \geq 0,2 \quad (3.1)$$

Car en zone urbanisée la surface de la voirie et des aires de service représente environ 20 % de la superficie de cette zone. Ce coefficient a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins, il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possible pour minimiser les erreurs commises sur l'évaluation du coefficient de ruissellement. Il dépend de plusieurs facteurs :

- ❖ La nature du sol ;
- ❖ La pente du terrain ;
- ❖ Le mode d'occupation du sol ;
- ❖ La densité de la population ;
- ❖ L'humidité de l'air.

3.4.1 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps

Dans le cas où la surface du bassin est formée de plusieurs aires élémentaires « Ai », auxquelles on affecte le coefficient de ruissellement « Cri », on calcule le coefficient de ruissellement pondéré par la formule (3.2) (Aidi, 2007):

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \quad (3.2)$$

Avec :

Ai : surface du sous bassin (ha).

A : surface totale en (ha).

Cri : coefficient de ruissellement partiel.

Crp : coefficient de ruissellement total pondéré.

i : numéro de sous bassin.

3.4.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

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

Tableau 3.2: Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

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

3.4.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces

Tableau 3.3 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.

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

3.4.4. Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

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

Tableau 3.4 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

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

3.4.5 Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence

Tableau 3.5: Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence

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

NB : Le coefficient de ruissellement, pour le cas de notre projet, est estimé en fonction de la catégorie d'urbanisation pour chaque sous bassin prédéfini figure (3.1).

Tableau 3.6 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins

N° : S-B	Ai (ha)	Cri
I	4.319	0.43
II	19.04	0.6
III	7.432	0.9
IV	6.445	0.22
V	4.181	0.6

3.4.6 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré

Les résultats de calcul représenter dans le tableau (3.7) suivant :

Tableau 3.7 : Calcul du coefficient de ruissellement pondéré

N° : S-B	Ai (ha)	Cri	Ai*Cri	Crp
I	4.319	0,43	0,019	0,7
II	19.04	0,9	0,171	
III	7.432	0,6	0,045	
IV	6.445	0,43	0,028	
V	4.181	0,6	0,025	
somme	41.42		0,287	

3.4.7 Calcul de la densité partielle

La densité partielle de population est donnée par la relation (3.3) (Beghou, Fellah, 2012) :

$$D_i = \frac{C_{ri}.P_t}{C_{rp}.A} \quad (3.3)$$

Avec :

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

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré ;

A : surface totale (ha) ,égale à $A=41.42$;

P_t : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon 2051, égale à 317hab

Les résultats de calcul de la densité partielle est présenté dans le tableau (3.8).

Tableau 3.8 : La densité partielle pour chaque sous bassin

N° : S-B	Ai (ha)	Cri	Pt	Crp	Di
I	4,319	0,43	317	0,7	4,70
II	19,040	0,9	317		9,84
III	7,432	0,6	317		6,56
IV	6,445	0,43	317		4,70
V	4,181	0,6	317		6,56
somme	41,42				

Le nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin par la relation (3.4) :

$$P_i = D_i \cdot A_i \quad (3.4)$$

Les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau (3.9).

Tableau 3.9: Résultats de calcul du nombre d'habitants par sous bassin.

N°: S-B	Ai (ha)	Di	Pi
I	4,319	4,71	20,35
II	19,040	9,84	187,37
III	7,432	6,56	48,76
IV	6,445	4,70	30,30
V	4,181	6,56	27,43
somme	41,42		

3.5 Evaluation des débits des eaux usées

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

- aux pointes qui conditionnent la détermination des sections des canalisations en système séparatif.
- aux flots minimaux actuels qui permettent d'apprécier les capacités d'auto curage des Canalisations.

3.5.1. Nature des eaux usées à évacuer

La protection de l'environnement dans les zones habitées et dans les zones industrielles est nécessaire pour assurer l'hygiène ainsi que pour éviter toutes maladies qui peuvent être contagieuses et qui risquent de causer des épidémies dans l'agglomération. Alors, l'assainissement est un moyen de lutter contre la pollution. Ce système assure le confort de la société. L'homme utilise actuellement différentes techniques pour l'évacuation des eaux usées. Une fois les eaux usées rassemblées, leur transport se fait par des conduites jusqu'à la

station d'épuration où elles subissent des traitements avant de les rejetées dans un milieu appelé exutoire. Suivant le plan d'aménagement, les eaux à évacuer sont de deux types :

- Eaux domestiques, publics et industrielles
- Eaux pluviales

❖ Qualité des eaux usées

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

❖ Quantité à évacuer

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

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

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

3. 5.2 Estimation des débits des eaux usées domestiques et publique

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 150 l/j hab (**Source A.P.C**). Nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

a- Evaluation du débit moyen journalier

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

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{N.D.K_r}{24 \times 3600} \quad (3.5)$$

Avec:

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

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

D : Dotation journalière prise égale à 150 l/j hab ;

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

b-Evaluation du débit de pointe

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

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj} \quad (3.6)$$

Avec :

Q_{pte} : Débit de pointe.

$Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier.

K_p : Coefficient de pointe. Ce coefficient de pointe peut être calculé à partir du débit moyen journalier.

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad \text{si } Q_{moy,j} \geq 2,8 \text{ l/s} \quad (3.7)$$

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

3.6 Evaluation des débits des eaux pluviales

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits des eaux pluviales. Ces débits seront estimés pour une précipitation de fréquence décennale et d'une durée de 15 mn. Car ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les inondations. Deux méthodes essentielles sont utilisées pour l'estimation des eaux pluviales ; la méthode rationnelle et la méthode superficielle.

3.6.1 La méthode rationnelle

Cette méthode est basée sur une formule qui est fonction de trois paramètres importants et couramment cités dans la littérature ; à savoir : la superficie du bassin versant « A », le coefficient de ruissellement « Cr » et l'intensité maximale de l'averse « i » (Laasla, 2008). Ce dernier paramètre qui présente une grande importance pour l'estimation des crues a été estimé à partir des pluies journalières maximales représentatives des bassins de la zone d'étude. De plus ces paramètres sont faciles à obtenir, leur estimation est assez fiable, connaissant l'intensité maximale de la zone d'étude. Nous pouvons calculer le débit maximum par l'utilisation de la formule rationnelle la plus ancienne et la plus utilisée.

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot i \cdot A \quad (3.8)$$

Avec:

Q : débit d'eau de ruissellement (l / s).

A : surface de l'aire d'influence (ha).

Cr : coefficient de ruissellement.

i : intensité de précipitation (l / s / ha).

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

3.6.1.1 Hypothèses de la méthode rationnelle

Les hypothèses de base sont les suivantes :

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.
- Le débit de pointe Q_p en m^3/s de l'hydro gramme de ruissellement est une fonction du débit précipité i , A .
- L'intervalle de la récurrence du débit de pointe Q_p est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i .
- En fin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.

Dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin

3.6.1.2 Validité de la méthode rationnelle

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

3.6.2 Méthode superficielle

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

La formule superficielle du débit de fréquence de dépassement « F » prend l'aspect suivant (Mokadem, 2020) :

$$Q(F) = K^{1/u} \cdot I^{v/u} \cdot C^{l/u} \cdot A^{w/u} \quad (3.9)$$

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

Les paramètres de la relation.

$$i(t, f) = a(f) t^{b(f)} \quad (3.10)$$

Où i (t, f) est l'intensité maximale de la pluie de durée t , de fréquence de dépassement F , i est exprimé en millimètres par minute et t en minutes est compris entre 5 minutes et 120 minutes.

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

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

Cr : est le coefficient de ruissellement ;

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

K : est un coefficient d'expression, donné par

$$K = \frac{(0,5)^{b(f)} \cdot a(f)}{6.6} \quad (3.11)$$

u : est un coefficient d'expression :

$$u = 1 + 0.287b(F) \quad (3.12)$$

v : est un coefficient donné par l'expression (3.9) :

$$v = -0.41b(F) \quad (3.13)$$

w : est un coefficient donné par l'expression (3.14)

$$w = 0.95 + 0.507b(F) \quad (3.14)$$

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

3.6.2.1 Validité de la méthode superficielle

- La limite supérieure de la surface du bassin est fixé à 200ha ;
- La valeur de la pente du collecteur est comprise entre 0.2% et 5% ;
- Le coefficient de ruissellement $0.2 \leq Cr \leq 1$;
- Le coefficient d'allongement $M=4$ $A \geq 0.8$.

NB : *L'agglomération de Ouled Sidi Makhlouf présente une de faible superficie (41,32ha) et une faible pente ($I=0.005$) ; ce qui nous permet de choisir la méthode rationnelle pour l'évaluation des débits des eaux pluviales.*

4.7 Application notre cas d'étude

4.7.1. Estimation des débits des eaux usées domestiques

Le débit de pointe des eaux usées domestiques est évalué à partir des relations (3.5) à (3.6) pour chaque sous bassin :

Tableau 3.10. Evaluation des débits de pointe des eaux usées domestiques des différents bassins

N° de SB	Ai (ha)	nombre d'habitant	Q (moy,j) (l/s)	Kp	Qp (l/s)
I	4,319	20	0,03	3,00	0,09
II	19,04	189	0,26	3,00	0,79
III	7,432	49	0,07	3,00	0,21
IV	6,445	31	0,04	3,00	0,13
V	4,181	28	0,04	3,00	0,12
somme	41,417		0,44		1,32

4.7.2. Estimation des débits des équipement publiques

Le débit des eaux usées publiques est évalué à 10% du débit des eaux domestiques les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.11. Evaluation des débits de pointe des eaux usées des équipement publiques.

N° de SB	Ai (ha)	nombre d'habitant	Q(moy,j)(l/s)	Kp	Qp (l/s)
I	4,319	20	0,004	3,00	0,01
II	19,04	189	0,033	3,00	0,10
III	7,432	49	0,009	3,00	0,03
IV	6,445	31	0,005	3,00	0,02
V	4,181	28	0,005	3,00	0,01
somme	41,417		0,06		0,17

4.7.3. Evaluation des débits des eaux pluviales

Le débit des eaux pluviales est estimé par application de la formule rationnelle (4.4) pour les différents sous bassin les résultats est présentés dans le tableau (4.3).

Tableau 3.12 Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle.

N° de SB	Ai (ha)	Cri	Coeff correcteur	Int moy (l/s ha)	Q plu (l/s)
I	4,319	0,43	1,00	138,00	256,29
II	19,04	0,9	1,00	138,00	2364,77
III	7,432	0,6	1,00	138,00	615,37
IV	6,445	0,43	1,00	138,00	382,45
V	4,181	0,6	1,00	138,00	346,19
somme	41,417				3965,06

Conclusion

En conclusion, dans le cadre de notre projet, nous avons adopté un réseau d'assainissement séparatif. La région d'étude est divisée en cinq sous bassin, en suivant les courbes de niveau. Le nombre d'habitants par sous bassin est déterminé à partir de la densité de population, en fonction de ruissellement et les surfaces partielles des sous bassins. Le coefficient de ruissellement est obtenu pour la catégorie d'urbanisation.

Les débits de rejets de l'agglomération d'Ouled Sidi Makhlouf wilaya de Saida sont estimés pour une fréquence décennale. Le débit des eaux usées représente 80% des besoins domestiques et publiques, évalués avec une dotation de 150l/j hab. Le débit des eaux pluvial est estimé avec la méthode rationnelle, en fonction de la surface de l'aire d'influence $A=41.32$ ha, du coefficient de ruissellement $C_r= 0.70$ et de l'intensité de précipitation $I=138.173$ l/s/ha. Les résultats sont donnés pour cinq sous bassin ayant été délimités.

Introduction

Après la détermination des débits des eaux usées et pluvial, nous consacrons ce chapitre au dimensionnement et calcul hydraulique du réseau d'assainissement de région de Ouled Sidi Makhlouf, faisant l'objet d'étude.

Pour que le réseau d'assainissement, être auto-cureur on doit vérifier les deux conditions suivantes (condition d'implantation et condition d'écoulement et du dimensionnement), par la suite on passe au calcul hydraulique du réseau.

4.1 Conditions d'implantation du réseau

L'implantation du réseau est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto curage. Les pentes adaptées pour nos canalisations varient entre 0.5% et 1.2%. La profondeur des canalisations doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements. En général, le drainage des caves et sous-sols est exclu, dans la mesure où cette position entraînerait un approfondissement excessif du réseau, les effluents éventuels en provenance devraient être relèves vers ce dernier. Par ailleurs, cette profondeur doit être faite de façon à ce que le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter. Les profondeurs « d » sont calculées par la différence entre la côte du terrain naturel aval et la côte génératrice aval, soit :

$$d = \text{CTN aval} - \text{CG aval.} \quad (4.1)$$

Les résultats de calcul des profondeurs sont présentés dans le tableau (4.1), un extrait de ces résultats pour le collecteur principal. Nous constatons que ces profondeurs varient entre 0.84m et 4.79m.

Tableau 4.1 : Le résultat de calcul des profondeurs

CT aval	CGI aval	profondeur
681,85	680,81	1,04
681,54	680,42	1,12
681,46	679,83	1,63
680,51	679,25	1,26
679,71	678,73	0,98
680,12	678,21	1,91
679,67	677,69	1,98
678,37	677,17	1,20
677,76	676,57	1,19
678,51	676,19	2,32
678,06	675,80	2,26
677,38	675,42	1,96
677,20	675,13	2,07

4.2. Calcul hydraulique du réseau

On ne peut concevoir ni exploiter des réseaux d'évacuation, pas plus qu'on ne peut choisir les équipements qui s'y rapportent sans effectuer un certain nombre de calcul hydrauliques. Le mode de calcul adopté pour le dimensionnement des collecteurs gravitaires (**Hammoum,2021**)est présenté ci-dessous :

4.2.1. Equation de base

En 1976, CHEZY a proposé une équation empirique permettant de calculer les vitesses des écoulements uniformes, à surface libre.

$$V = C\sqrt{R_h \cdot I} \quad (4.1)$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

C: coefficient de CHEZY ;

I : pente géométrique du profil (m/m) ;

R_h : rayon hydraulique (m), donné par la relation (4.2)

$$R_h = \frac{A_m}{P_m} \quad (4.2)$$

Avec :

A_m : la section transversale de la conduite occupée par le liquide (m²) ;

P_m : périmètre mouillé (m) ;

- **Evaluation de coefficient de CHEZY**

Beaucoup de chercheurs ont proposé, pour calculer la valeur du du coefficient de CHEZY, des formules en fonction du rayon hydraulique (R_h) et du coefficient de rugosité (η).

- **Formule de BAZIN**

$$C = \frac{\sqrt{R_h \cdot 87}}{\sqrt{R_h + \gamma}} \quad (4.3)$$

Avec :

R_h : rayon hydraulique (m)

γ : désigne le coefficient d'écoulement de BAZIN, dont les valeurs dépendent de la nature des liquides transportés, de la nature des parois (tableau 4.2)

Tableau 4.2 : Valeurs de γ en fonction de la nature des parois.

γ	Nature des parois
0.06	Parois très unies : ciment lisse, bois raboté
0.16	Parois unies : briques, pierres de tailles, acier usagé....
0.46	Canaux revêtus de maçonnerie de moellons
0.85	Canaux en terre à sections très régulières
1.30	Canaux en terre, dans des conditions ordinaires
1.75	Canaux en terre représentant une résistance exceptionnelle : galets et pierres

- **Formule de MANNING**

$$C = \frac{0,823}{\eta} \cdot R_h^{1/6} \quad (4.4)$$

Avec :

R_h : rayon hydraulique

η : coefficient de rugosité dont les valeurs dépendent de la nature des parois du collecteur

Tableau 4.3 : Valeur de η en fonction de la nature de la paroi du collecteur

H	Nature de la paroi
0.010	Bois raboté ou béton lisse
0.011	Bois non raboté
0.012	Béton sans enduit
0.013	Briques
0.021	Terre
0.024	gravier
0.029	Terre avec végétation

NB

Pour notre projet, nous utilisons l'équation de Manning avec un coefficient d'écoulement pris égal $\eta = 0.010$, soit un béton lisse.

D'où
$$C = \frac{1}{0.010} \cdot Rh^{1/6} \quad (4.5)$$

4.2.2 Calcul de la vitesse à pleine section V_{ps}

La vitesse à pleine section est donnée par la relation (4.6) :

$$V_{ps} = \frac{1}{0.010} \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{1/6} \cdot \sqrt{\frac{D}{4} \cdot I} \quad (4.6)$$

Avec :
$$Rh = \frac{D}{4} \quad (4.7)$$

En remplaçant la relation (4.6) et la relation (4.5) dans l'équation (4.1), il vient que la vitesse à pleine section s'écrit :

$$V_{ps} = 82.3 \cdot D^{2/3} \cdot \sqrt{I} \quad (4.8)$$

Avec :

V_{ps} : vitesse à pleine section [m/sec]

4.2.3 Calcul du débit à pleine section Q_{ps}

La valeur du débit à pleine section « Q_{ps} » sera déduite à partir de la vitesse d'écoulement :

$$Q_{ps} = V_{ps} \cdot A_{ps} \quad (4.9)$$

A_{ps} : Etant la section de la conduite égale a :

$$A_{ps} = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \quad (4.10)$$

Ce qui donne par substitution :

$$Q_{ps} = 32.66 \cdot D^{8/3} \cdot \sqrt{I} \quad (4.11)$$

4.2.5. Calcul de la hauteur de remplissage :

- Ecoulement a section partielle :

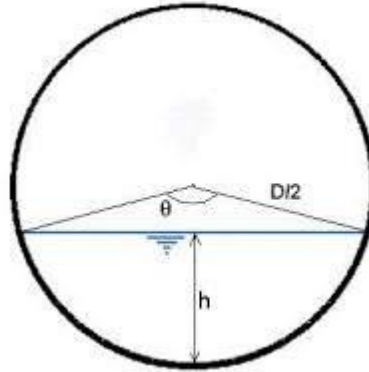


Figure 4.1 : Section du réseau partiellement rempli.

D'après la figure ci-dessus, nous pouvons écrire :

$$\cos \frac{\theta}{2} = \frac{x}{R} \quad (4.12)$$

Le rayon R est donné par la relation :

$$R = \frac{D}{2} \quad (4.13)$$

Il vient que :

$$x = R \cdot \cos \frac{\theta}{2} = \frac{D}{2} \cdot \cos \frac{\theta}{2} \quad (4.14)$$

La hauteur de remplissage, s'écrit :

$$h = R - x = \frac{D}{2} \cdot \left(1 - \cos \frac{\theta}{2} \right) \quad (4.15)$$

4.2.6 Calcul du Rapport des débits

$$Rq = \frac{Q}{Q_{ps}} = \frac{V \cdot Am}{V_{ps} \cdot \frac{\pi}{2} \cdot D^2} = \left(\frac{\theta - \sin \theta}{\theta} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{D^2}{\frac{\pi}{2} \cdot D^2} \cdot (\theta - \sin \theta) \quad (4.16)$$

$$Rq = \frac{(\theta - \sin \theta)^{\frac{5}{3}}}{4 \cdot \pi \cdot \theta^{\frac{2}{3}}} \quad (4.17)$$

4.2.7 Calcul de la vitesse d'auto-curage

$$V = Rv \cdot V_{ps} = \left(\frac{\theta - \sin \theta}{\theta} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot V_{ps} \quad (4.18)$$

NB : La valeur de θ est obtenue par approximation, en utilisant l'analyse des scénarios sur le logiciel Excel.

4.3 Dimensionnement du réseau d'assainissement des eaux usées

Le dimensionnement des collecteurs et la détermination de leurs paramètres hydrauliques sont résumés dans les tableaux (4.4) à (4.25) ci-dessous :

Notons que :

CT amont : côte de terrain naturel amont (m)

CT aval : côte de terrain naturel aval (m) ;

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

Nbre lots : nombre de lots ;

Nbre hab : nombre d'habitant de chaque tronçon ;

Q_p : débit de pointe (l/s) ;

Q_c : débit cumulé (l/s) ;

Q_T : débit total (l/s) ;

DN: diamètre normalisé (mm) ;

I: pente (m/m);

CGI am : cote génératrice amont ;

CGI av : cote génératrice aval (m) ;

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

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

R_q : rapport des débits ;

h : hauteur de remplissage (mm) ;

V : vitesse de l'écoulement (m/s) ;

H : hauteur de recouvrement (m) ;

Tableau 4.4 : Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur principale

Chapitre 4 : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Tronçon	CT amont	CT aval	L(m)	Nbre lots	Nbre hab	Qp(l/s)	Qc(l/s)	QT(l/s)	pente	DN(mm)	pente	CGI amont	CGI aval	profondeur	Qps(l/s)	Vps(m/s)	Θ(rd)	Rq	Q(Θ)	Q(Θ)-QT	h(mm)	V(m/s)	H
R1-R2	682,35	681,85	40,00	1	8	0,033	0,033	0,033	0,013	300	1,20%	681,25	680,81	1,04	113,335	1,603	0,552	0,000	0,034	0,000	5,675	0,218	0,74
R2-R3	681,85	681,54	32,81	0	0	0,000	0,033	0,033	0,009	300	0,012	680,81	680,42	1,12	113,335	1,603	0,552	0,000	0,034	0,000	5,675	0,218	0,82
R3-R4	681,54	681,46	50,064	2	16	0,067	0,133	0,133	0,002	300	0,012	680,42	679,83	1,63	113,335	1,603	0,762	0,001	0,134	0,000	10,754	0,331	1,33
R4-R5	681,46	680,51	48,092	0	0	0,000	0,267	0,267	0,020	300	0,012	679,83	679,25	1,26	113,335	1,603	0,898	0,002	0,267	0,000	14,859	0,409	0,96
R5-R6	680,51	679,71	40,00	1	8	0,033	0,300	0,300	0,020	300	0,013	679,25	678,73	0,98	117,963	1,669	0,915	0,003	0,300	0,000	15,419	0,436	0,68
R6-R7	679,71	680,12	40,00	0	0	0,000	0,300	0,300	-0,010	300	0,013	678,73	678,21	1,91	117,963	1,669	0,915	0,003	0,300	0,000	15,419	0,436	1,61
R7-R8	680,12	679,67	40,00	1	8	0,033	0,333	0,333	0,011	300	0,013	678,21	677,69	1,98	117,963	1,669	0,938	0,003	0,334	0,000	16,196	0,451	1,68
R8-R9	679,67	678,37	40,00	0	0	0,000	0,333	0,333	0,032	300	0,013	677,69	677,17	1,20	117,963	1,669	0,938	0,003	0,334	0,000	16,196	0,451	0,90
R9-R10	678,37	677,76	50,00	0	0	0,000	1,033	1,033	0,012	400	0,012	677,17	676,57	1,19	244,081	1,942	1,033	0,004	1,033	0,000	26,102	0,593	0,89
R10-R11	677,76	678,51	40,00	0	0	0,000	1,133	1,133	-0,019	400	0,0096	676,57	676,19	2,32	218,313	1,737	1,085	0,005	1,133	0,000	28,733	0,564	2,02
R11-R12	678,51	678,06	40,00	1	8	0,033	1,167	1,167	0,011	400	0,0096	676,19	675,80	2,26	218,313	1,737	1,093	0,005	1,167	0,000	29,129	0,569	1,96
R12-R13	678,06	677,38	40,00	3	24	0,100	1,267	1,267	0,017	400	0,0096	675,80	675,42	1,96	218,313	1,737	1,115	0,006	1,267	0,000	30,281	0,584	1,56
R13-R14	677,38	677,20	30,00	1	8	0,033	1,300	1,300	0,006	400	0,0096	675,42	675,13	2,07	218,313	1,737	1,122	0,006	1,300	0,000	30,655	0,588	1,67
R14-R15	677,20	677,11	45,00	0	0	0,000	1,300	1,300	0,002	400	0,0096	675,13	674,70	2,41	218,313	1,737	1,122	0,006	1,300	0,000	30,655	0,588	2,01
R15-R16	677,11	676,29	45,00	0	0	0,000	1,300	1,300	0,018	400	0,0096	674,70	674,27	2,02	218,313	1,737	1,122	0,006	1,300	0,000	30,655	0,588	1,62
R16-R17	676,29	675,56	45,00	0	0	0,000	1,300	1,300	0,016	400	0,0096	674,27	673,84	1,72	218,313	1,737	1,122	0,006	1,300	0,000	30,655	0,588	1,32
R17-R18	675,56	675,77	45,009	0	0	0,000	1,433	1,433	-0,005	400	0,01	673,84	673,39	2,38	222,814	1,773	1,143	0,006	1,433	0,000	31,794	0,615	1,98
R18-R19	675,77	676,33	45,00	0	0	0,000	2,067	2,067	-0,012	500	0,005	673,39	673,16	3,17	285,663	1,455	1,176	0,007	2,067	0,000	42,014	0,522	2,67
R19-R20	676,33	676,32	30,00	0	0	0,000	2,067	2,067	0,000	500	0,005	673,16	673,01	3,31	285,663	1,455	1,176	0,007	2,067	0,000	42,014	0,522	2,81
R20-R21	676,32	675,91	15,00	1	8	0,033	2,500	2,500	0,027	500	0,005	673,01	672,94	2,97	285,663	1,455	1,232	0,009	2,500	0,000	45,983	0,553	2,47
R21-R22	675,91	675,92	39,239	2	16	0,067	2,567	2,567	0,000	500	0,005	672,94	672,74	3,18	285,663	1,455	1,240	0,009	2,567	0,000	46,561	0,558	2,68
R22-R23	675,92	676,33	45,03	2	16	0,067	2,633	2,633	-0,009	500	0,005	672,74	672,51	3,82	285,663	1,455	1,248	0,009	2,634	0,000	47,131	0,562	3,32
R23-R24	676,33	676,71	45,00	1	8	0,033	2,667	2,667	-0,008	500	0,005	672,51	672,29	4,42	285,663	1,455	1,252	0,009	2,667	0,000	47,413	0,564	3,92
R24-R25	676,71	676,87	41,315	0	0	0,000	2,667	2,667	-0,004	500	0,005	672,29	672,08	4,79	285,663	1,455	1,252	0,009	2,667	0,000	47,413	0,564	4,29
R25-R26	676,87	675,78	49,317	0	0	0,000	2,667	2,667	0,022	500	0,006	672,08	671,79	3,99	312,929	1,594	1,224	0,009	2,667	0,000	45,406	0,601	3,49
R26-R27	675,78	673,82	43,027	1	8	0,033	2,700	2,700	0,046	500	0,006	671,79	671,53	2,29	312,929	1,594	1,228	0,009	2,700	0,000	45,674	0,604	1,79
R27-R28	673,82	673,36	44,95	0	0	0,000	2,700	2,700	0,010	500	0,006	671,53	671,26	2,10	312,929	1,594	1,228	0,009	2,700	0,000	45,674	0,604	1,60
R28-R29	673,36	673,07	45,00	0	0	0,000	2,700	2,700	0,006	500	0,006	671,26	670,99	2,08	312,929	1,594	1,228	0,009	2,700	0,000	45,674	0,604	1,58
R29-R30	673,07	672,92	45,00	0	0	0,000	2,700	2,700	0,003	500	0,006	670,99	670,72	2,20	312,929	1,594	1,228	0,009	2,700	0,000	45,674	0,604	1,70
R30-R31	672,92	672,28	45,00	0	0	0,000	2,700	2,700	0,014	500	0,006	670,72	670,45	1,83	312,929	1,594	1,228	0,009	2,700	0,000	45,674	0,604	1,33
R31-R32	673,54	673,27	45,00	0	0	0,000	2,700	2,700	0,006	500	0,006	670,45	670,18	3,09	312,929	1,594	1,228	0,009	2,700	0,000	45,674	0,604	2,59
R32-R33	673,27	673,13	45	0	0	0,000	2,700	2,700	0,003	500	0,006	670,18	669,91	3,22	312,929	1,594	1,228	0,009	2,700	0,000	45,674	0,604	2,72
R33-R34	673,13	672,82	45	0	0	0,000	2,700	2,700	0,007	500	0,006	669,91	669,64	3,18	312,929	1,594	1,228	0,009	2,700	0,000	45,674	0,604	2,68
R34-R35	672,82	672,01	45,00	0	0	0,000	2,700	2,700	0,018	500	0,006	669,64	669,37	2,64	312,929	1,594	1,228	0,009	2,700	0,000	45,674	0,604	2,14
R35-R36	672,01	673,30	52,01	0	0	0,000	2,700	2,700	-0,025	500	0,006	669,37	669,06	4,24	312,929	1,594	1,228	0,009	2,700	0,000	45,674	0,604	3,74
R36-R101	673,3	671,81	23,18	0	0	0,000	2,700	2,700	0,064	500	0,006	669,06	668,92	2,89	312,929	1,594	1,228	0,009	2,700	0,000	45,674	0,604	2,39

Tableau 4.5 : Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire A

Tronçon	CT amont	CT aval	L(m)	Nbre lots	Nbre hab	Qp(l/s)	Qc(l/s)	QT(l/s)	pente	DN(mm)	pente	CGI amo	CGI aval	profondeur	Qps(l/s)	Vps(m/s)	Θ(rd)	Rq	Q(Θ)	Q(Θ)-QT	h(mm)	V(m/s)	H
R37-R3	680,2	681,54	35,002	1	8	0,033	0,033	0,033	-0,038	300	0,015	679	678,47	3,07	126,712	1,793	0,536	0,000	0,033	0,000	5,361	0,234	2,77

Tableau 4.6 : Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire B

Tronçon	CT amont	CT aval	L(m)	Nbre lots	Nbre hab	Qp(l/s)	Qc(l/s)	QT(l/s)	pente	DN(mm)	pente	CGI amo	CGI aval	profondeur	Qps(l/s)	Vps(m/s)	Θ(rd)	Rq	Q(Θ)	Q(Θ)-QT	h(mm)	V(m/s)	H
R38-R39	684,78	682,64	39,997	2	16	0,067	0,067	0,067	0,054	300	0,05	683,63	681,63	1,01	231,344	3,273	0,548	0,000	0,067	0,000	5,591	0,440	0,71
R39-R40	682,64	681,82	30,848	2	16	0,067	0,133	0,133	0,027	300	0,03	681,63	680,70	1,12	179,198	2,535	0,684	0,001	0,133	0,000	8,683	0,455	0,82
R40-R4	681,82	681,46	30,885	0	0	0,000	0,133	0,133	0,012	300	0,03	680,7	679,78	1,68	179,198	2,535	0,684	0,001	0,133	0,000	8,683	0,455	1,38

Tableau 4.7 : Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire C

Tronçon	CT amont	CT aval	L(m)	Nbre lots	Nbre hab	Qp(l/s)	Qc(l/s)	QT(l/s)	pente	DN(mm)	pente	CGI amo	CGI aval	profondeur	Qps(l/s)	Vps(m/s)	Θ(rd)	Rq	Q(Θ)	Q(Θ)-QT	h(mm)	V(m/s)	H
R41-R42	685,68	682,79	36,281	1	8	0,033	0,033	0,033	0,080	300	0,08	684,58	681,68	1,11	292,629	4,140	0,441	0,000	0,033	0,000	3,638	0,419	0,81
R42-R43	682,68	681,16	40	1	8	0,033	0,067	0,067	0,038	300	0,04	681,6775	680,08	1,08	206,920	2,927	0,562	0,000	0,067	0,000	5,887	0,407	0,78
R43-R44	681,16	680,21	40	0	0	0,000	0,067	0,067	0,024	300	0,024	680,0775	679,12	1,09	160,280	2,267	0,597	0,000	0,067	0,000	6,637	0,341	0,79
R44-R45	680,21	679,83	40	2	16	0,067	0,133	0,133	0,009	300	0,017	679,1175	678,44	1,39	134,896	1,908	0,732	0,001	0,134	0,000	9,922	0,374	1,09
R45-R46	679,83	679,66	15,411	0	0	0,000	0,133	0,133	0,011	300	0,017	678,4375	678,18	1,48	134,896	1,908	0,732	0,001	0,134	0,000	9,922	0,374	1,18
R46-R9	679,66	678,37	37,864	0	0	0,000	0,700	0,700	0,034	300	0,017	677,8755	677,23	1,14	134,896	1,908	1,085	0,005	0,700	0,000	21,546	0,620	0,84

Tableau 4.8 : Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire D

Tronçon	CT amont	CT aval	L(m)	Nbre lots	Nbre hab	Qp(l/s)	Qc(l/s)	QT(l/s)	pente	DN(mm)	pente	CGI amo	CGI aval	profondeur	Qps(l/s)	Vps(m/s)	Θ(rd)	Rq	Q(Θ)	Q(Θ)-QT	h(mm)	V(m/s)	H
R47-R48	687,84	686,48	17,922	1	8	0,033	0,033	0,033	0,076	300	0,07	686,64	685,39	1,09	273,730	3,872	0,448	0,000	0,033	0,000	3,751	0,400	0,79
R48-R49	686,48	684,69	23,929	0	0	0,000	0,033	0,033	0,075	300	0,07	685,29	683,61	1,08	273,730	3,872	0,448	0,000	0,033	0,000	3,751	0,400	0,78
R49-R50	684,69	681,9	46,174	2	16	0,067	0,100	0,100	0,060	300	0,06	683,61	680,84	1,06	253,425	3,585	0,590	0,000	0,100	0,000	6,479	0,531	0,76
R50-R51	681,9	680,64	35	0	0	0,000	0,133	0,133	0,036	300	0,04	680,84	679,44	1,20	206,920	2,927	0,661	0,001	0,133	0,000	8,122	0,503	0,90
R51-R52	680,64	679,93	35	2	16	0,067	0,200	0,200	0,020	300	0,006	679,14	678,93	1,00	80,140	1,134	0,911	0,002	0,200	0,000	15,284	0,295	0,70
R52-R53	679,93	679,79	35	0	0	0,000	0,200	0,200	0,004	300	0,006	678,93	678,72	1,07	80,140	1,134	0,911	0,002	0,200	0,000	15,284	0,295	0,77
R53-R54	679,79	680,05	45,649	1	8	0,033	0,233	0,233	-0,006	300	0,006	678,72	678,45	1,60	80,140	1,134	0,945	0,003	0,233	0,000	16,424	0,309	1,30
R54-R55	680,05	679,83	23,85	0	0	0,000	0,400	0,400	0,009	300	0,006	678,45	678,30	1,53	80,140	1,134	1,075	0,005	0,400	0,000	21,155	0,364	1,23
R55-R56	679,83	679,62	39,958	0	0	0,000	0,567	0,567	0,005	300	0,006	678,3	678,06	1,56	80,140	1,134	1,170	0,007	0,567	0,000	24,941	0,404	1,26
R56-R46	679,62	679,66	28,23	0	0	0,000	0,567	0,567	-0,001	300	0,006	678,06	677,89	1,77	80,140	1,134	3,000	#####	#####	52597,469	139,389	1,098	1,47

Tableau 4.9 : Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire E

Tronçon	CT amont	CT aval	L(m)	Nbre lots	Nbre hab	Qp(l/s)	Qc(l/s)	QT(l/s)	pente	DN(mm)	pente	CGI amo	CGI aval	profondeur	Qps(l/s)	Vps(m/s)	Θ(rd)	Rq	Q(Θ)	Q(Θ)-QT	h(mm)	V(m/s)	H
R57-R50	683,73	681,9	35	1	8	0,033	0,033	0,033	0,052	300	0,05	682,63	680,88	1,02	231,344	3,273	0,467	0,000	0,034	0,000	4,071	0,357	0,72

Tableau 4.10: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire F

Tronçon	CT amont	CT aval	L(m)	Nbre lots	Nbre hab	Qp(l/s)	Qc(l/s)	QT(l/s)	pente	DN(mm)	pente	CGI amo	CGI aval	profondeur	Qps(l/s)	Vps(m/s)	Θ(rd)	Rq	Q(Θ)	Q(Θ)-QT	h(mm)	V(m/s)	H
R58-R59	684,23	683,09	19,934	2	16	0,067	0,067	0,067	0,057	300	0,05	683,08	682,08	1,01	231,344	3,273	0,548	0,000	0,067	0,000	5,591	0,440	0,71
R59-R60	683,09	682,01	31,315	2	16	0,067	0,133	0,133	0,034	300	0,05	682,08	680,52	1,49	231,344	3,273	0,644	0,001	0,133	0,000	7,712	0,544	1,19
R60-R61	682,01	680,66	40	1	8	0,033	0,167	0,167	0,034	300	0,022	680,52	679,64	1,02	153,456	2,171	0,748	0,001	0,167	0,000	10,363	0,438	0,72
R61-R54	680,66	680,05	40	0	0	0,000	0,167	0,167	0,015	300	0,022	679,64	678,76	1,29	153,456	2,171	0,748	0,001	0,167	0,000	10,363	0,438	0,99

Tableau 4.11 : Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire J

Tronçon	CT amont	CT aval	L(m)	Nbre lots	Nbre hab	Qp(l/s)	Qc(l/s)	QT(l/s)	pente	DN(mm)	pente	CGI amont	CGI aval	profondeur	Qps(l/s)	Vps(m/s)	Θ(rd)	Rq	Q(Θ)	Q(Θ)-QT	h(mm)	V(m/s)	H
R62-R63	681,5	681,44	23,931	1	8	0,033	0,033	0,033	0,003	300	0,016	680,4	680,02	1,42	130,868	1,851	0,532	0,000	0,033	0,000	5,283	0,240	1,12
R63-R64	681,44	680,42	23,931	1	8	0,033	0,067	0,067	0,043	300	0,016	679,97	679,58	0,84	130,868	1,851	0,626	0,001	0,067	0,000	7,285	0,296	0,54
R64-R55	680,42	679,83	39,967	1	8	0,033	0,167	0,167	0,015	300	0,016	679,58	678,94	0,89	130,868	1,851	0,776	0,001	0,167	0,000	11,157	0,392	0,59

Tableau 4.12: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire H

Tronçon	CT amont	CT aval	L(m)	Nbre lots	Nbre hab	Qp(l/s)	Qc(l/s)	QT(l/s)	pente	DN(mm)	pente	CGI amont	CGI aval	profondeur	Qps(l/s)	Vps(m/s)	Θ(rd)	Rq	Q(Θ)	Q(Θ)-QT	h(mm)	V(m/s)	H
R65-R64	681,3	680,42	27,499	2	16	0,067	0,067	0,067	0,032	300	0,03	680,2	679,38	1,04	179,198	2,535	0,582	0,000	0,067	0,000	6,308	0,369	0,74

Tableau 4.13: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire I

Tronçon	CT amont	CT aval	L(m)	Nbre lots	Nbre hab	Qp(l/s)	Qc(l/s)	QT(l/s)	pente	DN(mm)	pente	CGI amont	CGI aval	profondeur	Qps(l/s)	Vps(m/s)	Θ(rd)	Rq	Q(Θ)	Q(Θ)-QT	h(mm)	V(m/s)	H
R66-R10	677,62	677,76	26,62	3	24	0,100	0,100	0,100	-0,005	300	0,005	676,87	676,74	1,02	73,157	1,035	0,789	0,001	0,100	0,000	11,530	0,224	0,72

Tableau 4.14: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire G

Tronçon	CT amont	CT aval	L(m)	Nbre lots	Nbre hab	Qp(l/s)	Qc(l/s)	QT(l/s)	pente	DN(mm)	pente	CGI amont	CGI aval	profondeur	Qps(l/s)	Vps(m/s)	Θ(rd)	Rq	Q(Θ)	Q(Θ)-QT	h(mm)	V(m/s)	H
R67-R68	676,87	676,08	40	3	24	0,100	0,100	0,100	0,020	300	0,017	675,8	675,09	0,99	134,896	1,908	0,683	0,001	0,100	0,000	8,670	0,342	0,69
R68-R69	676,08	675,37	45	1	8	0,033	0,133	0,133	0,016	300	0,017	675,1	674,33	1,04	134,896	1,908	0,732	0,001	0,134	0,000	9,922	0,374	0,74
R69-R17	675,37	675,56	19,021	0	0	0,000	0,133	0,133	-0,010	300	0,017	674,3	674,00	1,56	134,896	1,908	0,732	0,001	0,134	0,000	9,922	0,374	1,26

Tableau 4.15: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire K

Tronçon	CT amont	CT aval	L(m)	Nbre lots	Nbre hab	Qp(l/s)	Qc(l/s)	QT(l/s)	pente	DN(mm)	pente	CGI amont	CGI aval	profondeur	Qps(l/s)	Vps(m/s)	Θ(rd)	Rq	Q(Θ)	Q(Θ)-QT	h(mm)	V(m/s)	H
R70-R71	691,4	691,2	24,25	1	8	0,033	0,033	0,033	0,008	300	0,03	690,4	689,67	1,53	179,198	2,535	0,495	0,000	0,033	0,000	4,569	0,298	1,23
R71-R72	691,2	689,54	30	1	8	0,033	0,067	0,067	0,055	300	0,03	689,37	688,47	1,07	179,198	2,535	0,582	0,000	0,067	0,000	6,308	0,369	0,77
R72-R73	689,54	687,45	37,051	0	0	0,000	0,067	0,067	0,056	300	0,06	688,47	686,25	1,20	253,425	3,585	0,536	0,000	0,067	0,000	5,358	0,468	0,90
R73-R74	687,45	685,24	38,792	2	16	0,067	0,133	0,133	0,057	300	0,06	686,25	683,92	1,32	253,425	3,585	0,631	0,001	0,134	0,000	7,394	0,579	1,02
R74-R75	685,24	683,99	29,984	0	0	0,000	0,200	0,200	0,042	300	0,04	683,92	682,72	1,27	206,920	2,927	0,727	0,001	0,200	0,000	9,807	0,570	0,97
R75-R76	683,99	682,16	33,548	0	0	0,000	0,200	0,200	0,055	300	0,04	682,37	681,03	1,13	206,920	2,927	0,727	0,001	0,200	0,000	9,807	0,570	0,83
R76-R77	682,16	680,82	30	2	16	0,067	0,267	0,267	0,045	300	0,04	680,93	679,73	1,09	206,920	2,927	0,778	0,001	0,267	0,000	11,219	0,622	0,79
R77-R78	680,82	679,5	45	0	0	0,000	0,300	0,300	0,029	300	0,04	679,73	677,93	1,57	206,920	2,927	0,800	0,001	0,300	0,000	11,851	0,645	1,27
R78-R79	679,5	678,39	41,235	1	8	0,033	0,400	0,400	0,027	300	0,016	677,93	677,27	1,12	130,868	1,851	0,956	0,003	0,400	0,000	16,801	0,512	0,82
R79-R80	678,39	678,02	28,254	0	0	0,000	0,467	0,467	0,013	300	0,016	677,27	676,82	1,20	130,868	1,851	0,992	0,004	0,467	0,000	18,060	0,536	0,90
R80-R81	678,02	677,15	44,296	1	8	0,033	0,567	0,567	0,020	300	0,016	676,72	676,01	1,14	130,868	1,851	1,039	0,004	0,567	0,000	19,785	0,569	0,84
R81-R82	677,15	676,23	50	1	8	0,033	0,633	0,633	0,018	300	0,016	676,01	675,21	1,02	130,868	1,851	1,067	0,005	0,633	0,000	20,849	0,589	
R82-R18	675,23	675,77	50	0	0	0,000	0,633	0,633	-0,011	300	0,016	675,21	674,41	1,36	130,868	1,851	1,067	0,005	0,633	0,000	20,849	0,589	1,06

Tableau 4.16: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire L

Tronçon	CT amont	CT aval	L(m)	Nbre lots	Nbre hab	Qp(l/s)	Qc(l/s)	QT(l/s)	pente	DN(mm)	pente	CGI amont	CGI aval	profondeur	Qps(l/s)	Vps(m/s)	Θ(rd)	Rq	Q(Θ)	Q(Θ)-QT	h(mm)	V(m/s)	H
R83-R74	687,59	685,24	30,012	2	16	0,067	0,067	0,067	0,078	300	0,08	686,49	684,09	1,15	292,629	4,140	0,519	0,000	0,067	0,000	5,014	0,518	0,85

Tableau 4.17: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire M

Tronçon	CT amont	CT aval	L(m)	Nbre lots	Nbre hab	Qp(l/s)	Qc(l/s)	QT(l/s)	pente	DN(mm)	pente	CGI amont	CGI aval	profondeur	Qps(l/s)	Vps(m/s)	Θ(rd)	Rq	Q(Θ)	Q(Θ)-QT	h(mm)	V(m/s)	H
R84-R77	681,14	680,82	21,182	1	8	0,033	0,033	0,033	0,015	300	0,013	680,04	679,76	1,06	117,963	1,669	0,546	0,000	0,034	0,000	5,556	0,223	0,76

Tableau 4.18: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire N

Tronçon	CT amont	CT aval	L(m)	Nbre lots	Nbre hab	Qp(l/s)	Qc(l/s)	QT(l/s)	pente	DN(mm)	pente	CGI amont	CGI aval	profondeur	Qps(l/s)	Vps(m/s)	Θ(rd)	Rq	Q(Θ)	Q(Θ)-QT	h(mm)	V(m/s)	H
R85-R78	680,55	679,5	40	2	16	0,067	0,067	0,067	0,026	300	0,03	679,45	678,25	1,25	179,198	2,535	0,582	0,000	0,067	0,000	6,308	0,369	0,95

Tableau 4.19: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire O

Tronçon	CT amont	CT aval	L(m)	Nbre lots	Nbre hab	Qp(l/s)	Qc(l/s)	QT(l/s)	pente	DN(mm)	pente	CGI amont	CGI aval	profondeur	Qps(l/s)	Vps(m/s)	Θ(rd)	Rq	Q(Θ)	Q(Θ)-QT	h(mm)	V(m/s)	H
R86-R79	678,98	678,39	26,055	2	16	0,067	0,067	0,067	0,023	300	0,02	677,88	677,36	1,03	146,315	2,070	0,610	0,000	0,067	0,000	6,920	0,320	0,73

Tableau 4.20: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire P

Tronçon	CT amont	CT aval	L(m)	Nbre lots	Nbre hab	Qp(l/s)	Qc(l/s)	QT(l/s)	pente	DN(mm)	pente	CGI amo	CGI aval	profondeur	Qps(l/s)	Vps(m/s)	Θ(rd)	Rq	Q(Θ)	Q(Θ)-QT	h(mm)	V(m/s)	H
R87-R88	678,81	678,35	35	1	8	0,033	0,033	0,033	0,013	300	0,015	677,66	677,14	1,22	126,712	1,793	0,536	0,000	0,033	0,000	5,361	0,234	0,92
R88-R80	678,35	678,02	39,123	1	8	0,033	0,067	0,067	0,008	300	0,007	677,14	676,86	1,16	86,561	1,225	0,691	0,001	0,067	0,000	8,852	0,223	0,86

Tableau 4.21: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire Q

Tronçon	CT amont	CT aval	L(m)	Nbre lots	Nbre hab	Qp(l/s)	Qc(l/s)	QT(l/s)	pente	DN(mm)	pente	CGI amo	CGI aval	profondeur	Qps(l/s)	Vps(m/s)	Θ(rd)	Rq	Q(Θ)	Q(Θ)-QT	h(mm)	V(m/s)	H
R89-R90	677,68	677,44	27,407	1	8	0,033	0,033	0,033	0,009	300	0,01	676,58	676,31	1,13	103,460	1,464	0,563	0,000	0,034	0,000	5,911	0,204	0,83
R90-R81	677,44	677,15	19,808	0	0	0,000	0,033	0,033	0,015	300	0,01	676,3	676,10	1,05	103,460	1,464	0,563	0,000	0,034	0,000	5,911	0,204	0,75

Tableau 4.22: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire R

Tronçon	CT amont	CT aval	L(m)	Nbre lots	Nbre hab	Qp(l/s)	Qc(l/s)	QT(l/s)	pente	DN(mm)	pente	CGI amo	CGI aval	profondeur	Qps(l/s)	Vps(m/s)	Θ(rd)	Rq	Q(Θ)	Q(Θ)-QT	h(mm)	V(m/s)	H
R91-R92	681,96	680,17	30	3	24	0,100	0,100	0,100	0,060	300	0,06	680,86	679,06	1,11	253,425	3,585	0,590	0,000	0,100	0,000	6,479	0,531	0,81
R92-R93	680,17	679,52	30	1	8	0,033	0,133	0,133	0,022	300	0,03	679,06	678,16	1,36	179,198	2,535	0,684	0,001	0,133	0,000	8,683	0,455	1,06
R93-R94	679,52	678,13	40	1	8	0,033	0,167	0,167	0,035	300	0,03	678,16	676,96	1,17	179,198	2,535	0,721	0,001	0,167	0,000	9,633	0,488	0,87
R94-R95	678,13	676,94	40	0	0	0,000	0,267	0,267	0,030	300	0,03	676,96	675,76	1,18	179,198	2,535	0,805	0,001	0,267	0,000	11,995	0,563	0,88
R95-R96	676,94	676,77	40,201	1	8	0,033	0,367	0,367	0,004	300	0,02	675,76	674,96	1,81	146,315	2,070	0,911	0,003	0,367	0,000	15,304	0,539	1,51
R96-R20	676,77	676,32	19,915	1	8	0,033	0,400	0,400	0,023	300	0,02	674,96	674,56	1,76	146,315	2,070	0,931	0,003	0,400	0,000	15,948	0,553	1,46

Tableau 4.23: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire S

Tronçon	CT amont	CT aval	L(m)	Nbre lots	Nbre hab	Qp(l/s)	Qc(l/s)	QT(l/s)	pente	DN(mm)	pente	CGI amo	CGI aval	profondeur	Qps(l/s)	Vps(m/s)	Θ(rd)	Rq	Q(Θ)	Q(Θ)-QT	h(mm)	V(m/s)	H
R97-R98	680,31	678,74	30	1	8	0,033	0,033	0,033	0,052	300	0,05	679,21	677,71	1,03	231,344	3,273	0,467	0,000	0,034	0,000	4,071	0,357	0,73
R98-R94	678,74	678,13	30	2	16	0,067	0,100	0,100	0,020	300	0,02	677,61	677,01	1,12	146,315	2,070	0,670	0,001	0,100	0,000	8,347	0,362	0,82

Tableau 4.24: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire T

Tronçon	CT amont	CT aval	L(m)	Nbre lots	Nbre hab	Qp(l/s)	Qc(l/s)	QT(l/s)	pente	DN(mm)	pente	CGI amo	CGI aval	profondeur	Qps(l/s)	Vps(m/s)	Θ(rd)	Rq	Q(Θ)	Q(Θ)-QT	h(mm)	V(m/s)	H
R99-R95	677,49	676,94	40	1	8	0,033	0,033	0,033	0,014	300	0,015	676,39	675,79	1,15	126,712	1,793	0,536	0,000	0,033	0,000	5,361	0,234	0,85

Tableau 4.25: Dimensionnement et calcul hydraulique du Collecteur secondaire U

Tronçon	CT amont	CT aval	L(m)	Nbre lots	Nbre hab	Qp(l/s)	Qc(l/s)	QT(l/s)	pente	DN(mm)	pente	CGI amo	CGI aval	profondeur	Qps(l/s)	Vps(m/s)	Θ(rd)	Rq	Q(Θ)	Q(Θ)-QT	h(mm)	V(m/s)	H
R100-R95	676,68	676,94	27,135	1	8	0,033	0,033	0,033	-0,010	300	0,005	675,98	675,84	1,10	73,157	1,035	0,610	0,000	0,033	0,000	6,920	0,160	0,80

4.4. Dimensionnement du réseau d'assainissement des eaux pluvial

Le réseau d'assainissement Ouled Sidi Makhoul est de type séparatif. Les eaux pluviales seront acheminées séparément par un canal rectangulaire. Nous présentons ci-après le calcul hydraulique et le dimensionnement du canal.

4.4.1 Calcul des côtes du radier canal

$$CR \text{ amont} = CT \text{ amont} - 0.4 \quad (4.19)$$

$$CR \text{ Aval} = CR \text{ amont} - (L \cdot Ip) \quad (4.20)$$

CR amont : cote du radier amont (m) ;

CR aval : cote du radier aval (m) ;

CT amont : cote terrain naturel amont (m) ;

4.4.2 Calcul de débit spécifique

$$Q_{sp} = \frac{Q_t}{L_t} \quad (4.21)$$

Q_t : débit total déterminé par la méthode rationnelle (m³/s) ;

L_t : longueur totale du collecteur (m).

4.4.3 Calcul de débit de pointe

$$Q_p = Q_{sp} \cdot L_i \quad (4.22)$$

Q_p : débit de pointe (m³/s) ;

L_i : longueur partiel de chaque tronçons (m) ;

4.4.4 Calcul de la profondeur du canal

$$H = h + 0.1 \quad (4.23)$$

Avec :

H : profondeur du canal (m) ;

h : hauteur d'eau (m) ;

0.1 : la marche de sécurité (m) ;

4.4.5 Calcul de débit en fonction de h

$$Q=V.A \quad (4.24)$$

$$Q(h)=\frac{1}{\eta} \cdot \left(\frac{b.h}{b+2.h}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot (I)^{\frac{1}{2}} \cdot (b.h) \quad (4.25)$$

Avec :

A=b.h (rectangulaire);

$\eta=0.010$ (béton lisse) ;

b=30 (cm).

NB : La hauteur d'eau h est obtenue par un calcul itératif sous condition Q(h) égal à Q(t).

4.4.6 Calcul de la vitesse

$$V=\frac{0.823}{\eta} \cdot (Rh)^{\frac{2}{3}} \cdot (I)^{\frac{1}{2}} \quad (4.26)$$

Avec :

$$Rh=\frac{Am}{Pm} = \frac{b.h}{b+2.h} \quad (4.27)$$

- Le résultat de calcul est représenté dans le tableau suivant :

Tableau 4.26 : Dimensionnement et calcul hydraulique des eaux pluviales

Tronçon	CT amont	CT aval	L(m)	Qsp[m3/s]	Qp[m3/s]	Qt[m3/s]	In	Ip	CR amon	CR aval	h eau	profondeur	Q(h)[m3/s]	Q(h)-Qt	v(m/s)
R1-R2	682,35	681,85	40	0,01	0,37	0,37	0,013	0,004	681,95	681,79	0,91	1,01	0,37	0,00	1,11
R2-R3	681,85	681,54	32,81		0,30	0,30	0,009	0,004	681,79	681,66	0,76	0,860	0,30	0,00	1,09
R3-R4	681,54	681,46	50,064		0,46	0,46	0,002	0,004	681,66	680,23	1,12	1,220	0,46	0,00	1,13
R4-R5	681,46	680,51	48,092		0,44	0,44	0,020	0,004	680,23	680,04	1,07	1,170	0,44	0,01	1,12
R5-R6	680,51	679,71	40,00		0,37	0,37	0,020	0,004	680,04	679,88	0,91	1,010	0,37	0,00	1,11
R6-R7	679,71	680,12	40		0,37	0,37	-0,010	0,004	679,88	679,72	0,91	1,010	0,37	0,00	1,11
R7-R8	680,12	679,67	40,00		0,37	0,37	0,011	0,004	679,72	679,56	0,91	1,010	0,37	0,00	1,11
R8-R9	679,67	678,37	40,00		0,37	0,37	0,032	0,004	679,56	679,40	0,91	1,010	0,37	0,00	1,11
R9-R10	678,37	677,76	50,00		0,46	0,46	0,012	0,004	679,40	679,20	1,12	1,220	0,46	0,00	1,13
R10-R11	677,76	678,51	40,00		0,37	0,37	-0,019	0,004	679,20	679,04	0,91	1,010	0,37	0,00	1,11
R11-R12	678,51	678,06	40,00		0,37	0,37	0,011	0,004	679,04	678,88	0,91	1,010	0,37	0,00	1,11
R12-R13	678,06	677,38	40,00		0,37	0,37	0,017	0,004	678,88	678,72	0,91	1,010	0,37	0,00	1,11
R13-R14	677,38	677,20	30,00		0,28	0,28	0,006	0,004	678,72	678,60	0,71	0,810	0,28	0,00	1,08
R14-R15	677,20	677,11	45,00		0,42	0,42	0,002	0,004	678,60	678,42	1,04	1,140	0,42	0,01	1,12
R15-R16	677,11	676,29	45,00		0,42	0,42	0,018	0,004	678,42	678,24	1,04	1,140	0,42	0,01	1,12
R16-R17	676,29	675,56	45,00		0,42	0,42	0,016	0,004	678,24	678,06	1,04	1,140	0,42	0,01	1,12
R17-R18	675,56	675,77	45,009		0,42	0,42	-0,005	0,004	678,06	677,88	1,04	1,140	0,42	0,01	1,12
R18-R19	675,77	676,33	45,00		0,42	0,42	-0,012	0,004	677,88	677,70	1,04	1,140	0,42	0,01	1,12
R19-R20	676,33	676,32	30,00		0,28	0,28	0,000	0,004	677,70	677,58	0,71	0,810	0,28	0,00	1,08
R20-R21	676,32	675,91	15,00		0,14	0,14	0,027	0,004	677,58	677,52	0,40	0,500	0,14	0,01	0,99
R21-R22	675,91	675,92	39,239		0,36	0,36	0,000	0,004	677,52	677,36	0,90	1,000	0,36	0,00	1,10
R22-R23	675,92	676,33	45,03		0,42	0,42	-0,009	0,004	677,36	677,18	1,04	1,140	0,42	0,01	1,12
R23-R24	676,33	676,71	45,00		0,42	0,42	-0,008	0,004	677,18	677,00	1,04	1,140	0,42	0,01	1,12
R24-R25	676,71	676,87	41,315		0,38	0,38	-0,004	0,004	677,00	676,84	0,93	1,030	0,38	0,01	1,11
R25-R26	676,87	675,78	49,317		0,46	0,46	0,022	0,004	676,84	676,64	1,12	1,220	0,46	0,00	1,13
R26-R27	675,78	673,82	43,027		0,40	0,40	0,046	0,004	676,64	676,47	0,99	1,090	0,40	0,00	1,11
R27-R28	673,82	673,36	44,95		0,42	0,42	0,010	0,004	676,47	676,29	1,04	1,140	0,42	0,01	1,12
R28-R29	673,36	673,07	45,00		0,42	0,42	0,006	0,004	676,29	676,11	1,04	1,140	0,42	0,01	1,12
R29-R30	673,07	672,92	45,00		0,42	0,42	0,003	0,004	676,11	675,93	1,04	1,140	0,42	0,01	1,12
R30-R31	672,92	672,28	45,00		0,42	0,42	0,014	0,004	675,93	675,75	1,04	1,140	0,42	0,01	1,12
R31-R32	673,54	673,27	45,00		0,42	0,42	0,006	0,004	675,75	675,57	1,04	1,140	0,42	0,01	1,12
R32-R33	673,27	673,13	45		0,42	0,42	0,003	0,004	675,57	675,39	1,04	1,140	0,42	0,01	1,12
R33-R34	673,13	672,82	45		0,42	0,42	0,007	0,004	675,39	675,21	1,04	1,140	0,42	0,01	1,12
R34-R35	672,82	672,01	45,00	0,42	0,42	0,018	0,004	675,21	675,03	1,04	1,140	0,42	0,01	1,12	
R35-R36	672,01	673,30	52,01	0,48	0,48	-0,025	0,004	675,03	674,82	1,16	1,260	0,48	0,00	1,13	
R36-R101	673,3	671,81	23,18	0,21	0,21	0,064	0,004	674,82	674,73	0,55	0,650	0,21	0,01	1,04	

4.5 Présentation du logiciel Covadis

COVADIS permet de concevoir, de dimensionner et de dessiner des réseaux EU et EP (réseaux busés et fossés) en respectant les normes en vigueur, et en exploitant une bibliothèque métier complète et évolutive (ouvrages, éléments du réseau, etc.).

Il permet également de réaliser l'étude hydraulique d'un site à partir du MNT (analyse des pentes, lignes d'écoulement, détection et assemblage des bassins versants, etc.).

Le module de réseaux d'assainissement comprend les fonctions:

- de calcul de dimensionnement de réseaux d'eaux pluviales et d'eaux usées,
- de conception de réseaux,
- de dessin des profils en travers de tranchées

- de calcul des mètres de tranchées.

COVADIS est un applicatif d'AutoCAD. En matière de DAO, l'opérateur dispose donc, dans l'environnement AutoCAD, des fonctionnalités de dessin orienté objet de Covadis. Le fichier produit est un simple fichier DWG qui peut être exporté vers tous les formats reconnus par AutoCAD, Map ou par Covadis.

Les nouvelles palettes d'outils, les nouveaux assistants et menus contextuels accélèrent le travail du projeteur en le guidant lors des différentes phases de la conception. Par ailleurs, ces nouveaux outils sécurisent les études en produisant à chaque étape une modélisation 3D du projet et les listings de calculs.

COVADIS permet de dessiner et de dimensionner les réseaux EU et EP. Il propose différentes méthodes de calcul, notamment la méthode superficielle (Caquot) et la méthode rationnelle

- En phase d'analyse, COVADIS calcule automatiquement les contours des bassins versants à partir du MNT de la zone à aménager. Il détermine dynamiquement la ligne d'écoulement d'une goutte d'eau, ainsi que le sens d'écoulement de chaque face.
- Pour les calculs de débits, l'utilisateur peut sélectionner la méthode rationnelle, la méthode superficielle (Caquot) ou la méthode simplifiée.
- Le logiciel réalise automatiquement l'assemblage en série ou en parallèle des bassins versants du réseau.
- Concernant le dimensionnement, les diamètres des collecteurs peuvent être déterminés automatiquement selon différentes formules (Chezy-Bazin, Manning , Manning-Strickler).

4.5.1 Les étapes de réalisation des profils en long

- Etape1 : Paramétrage général.

Cliquer sur l'icone Edition du paramétrage général.

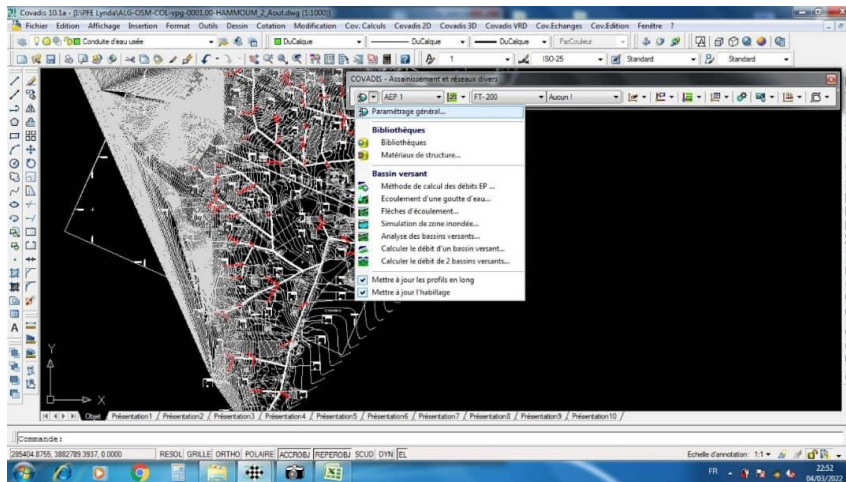


Figure 4.2 : paramétrage général.

-Etape2 : choix du modèle du terrain.

En appliquant la commande suivante : paramètre de réseau=>option « général » =>MNT.

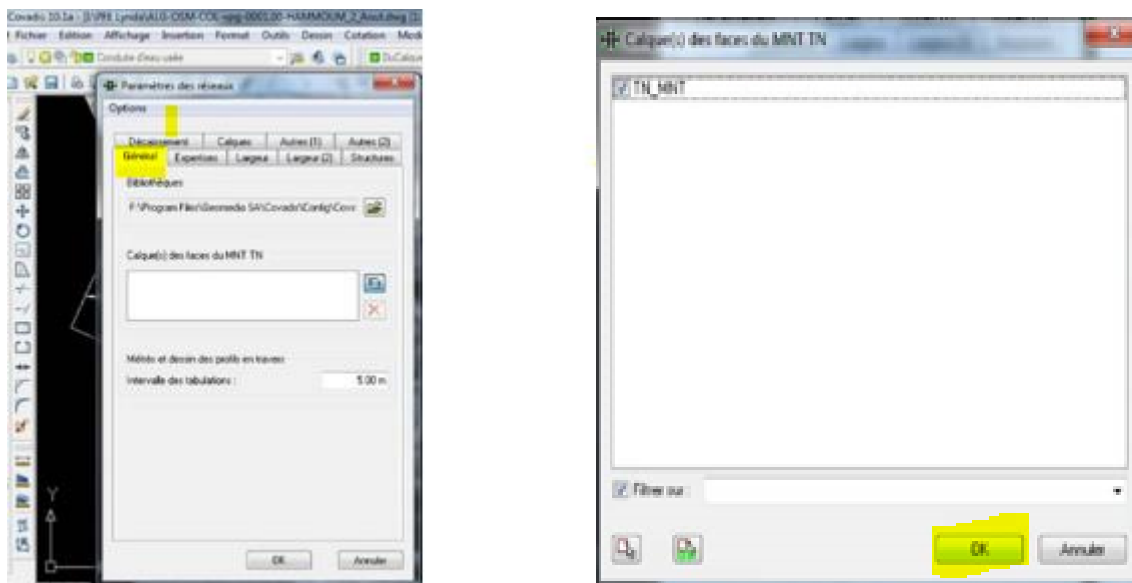


Figure 4.3 : choix du modèle numérique du terrain.

-Etape3 : nom du réseau de la canalisation.

Cliquant sur l'icone type de réseau , choisir EU1.



Figure 4.4 : choix de nom du réseau

-Etape4 : choix du diamètre des conduites.

Choisir le diamètre CRB-0400

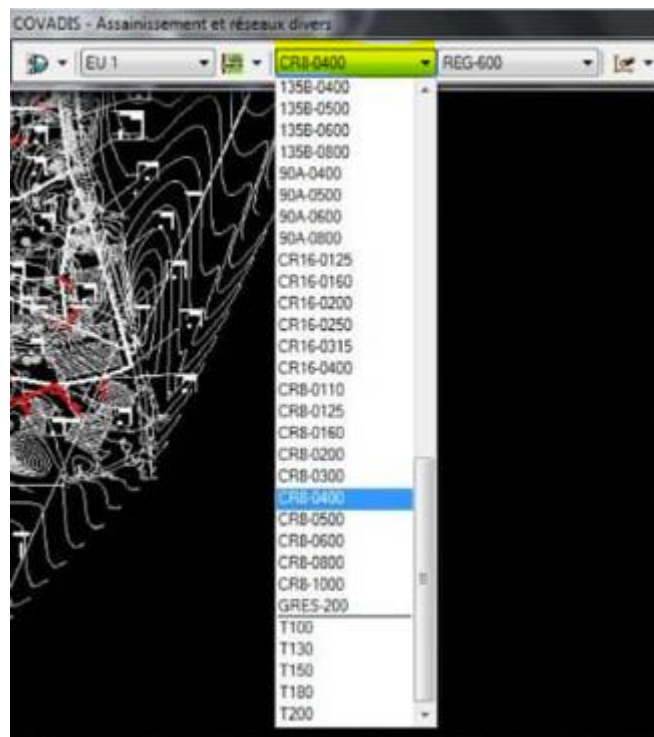


Figure4.5 :Choix du type de diamètre.

-Etape 5 : choix du type de regards .

Choisir le regards 1000.



Figure 4.6: choix du type de regards.

Etape6 : choix de la canalisation

=> Sur la barre du profil en long en va choisir la canalisation que nous avons besoin de le faire le profil en long.

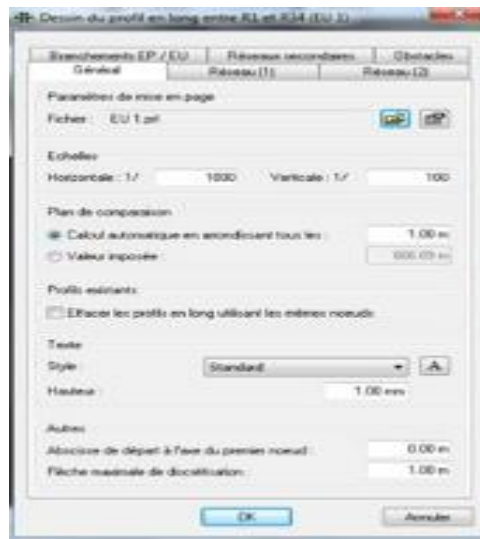


Figure 4.7 : choix de la canalisation.

Etape7 : choix de la localisation du profil en long

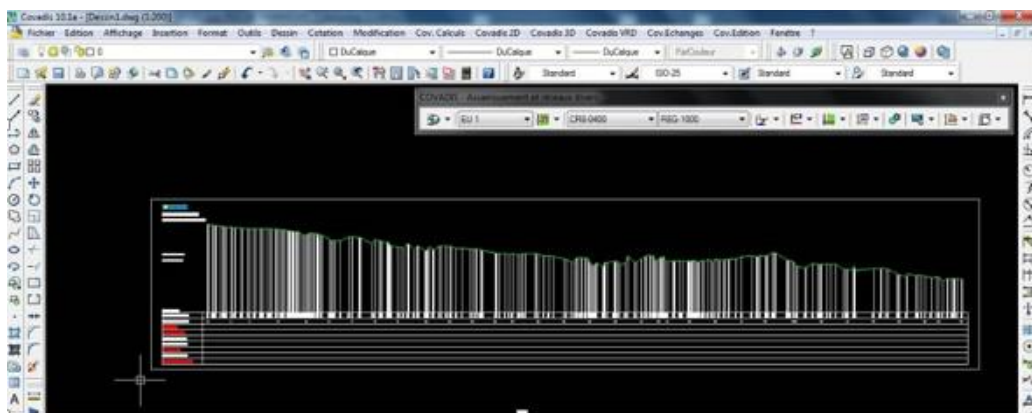


Figure4.8 : choix de la localisation du profil en long.

-Etape 8 : Ajouter ou bien trier le fil d'eau

Cliquant sur la barre de dessin du profil en long d'une canalisation=> crée un fil d'eau.

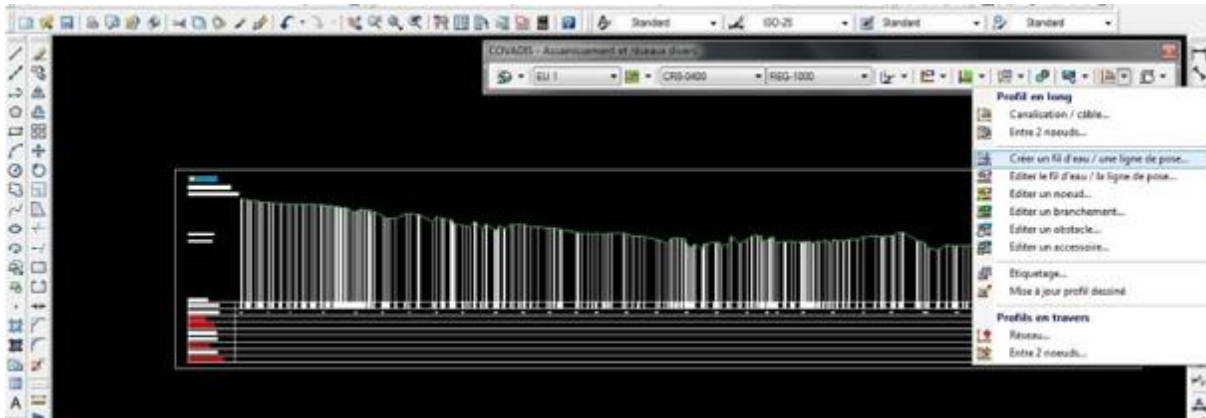


Figure 4.9 : crée le fil d'eau.

-Etape 9 :Modifier les paramètres de canalisation.

Cliquant sur édition le fil d'eau ou la ligne pointe.

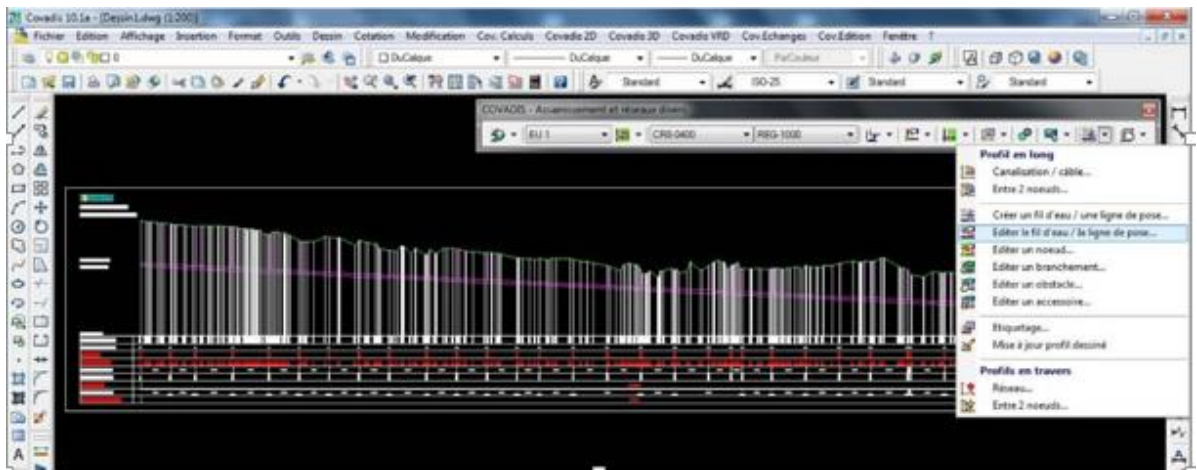


Figure 4.10 : Modification des paramètres de canalisation.

-Etape9 : Modifier les paramètres de la profondeur.

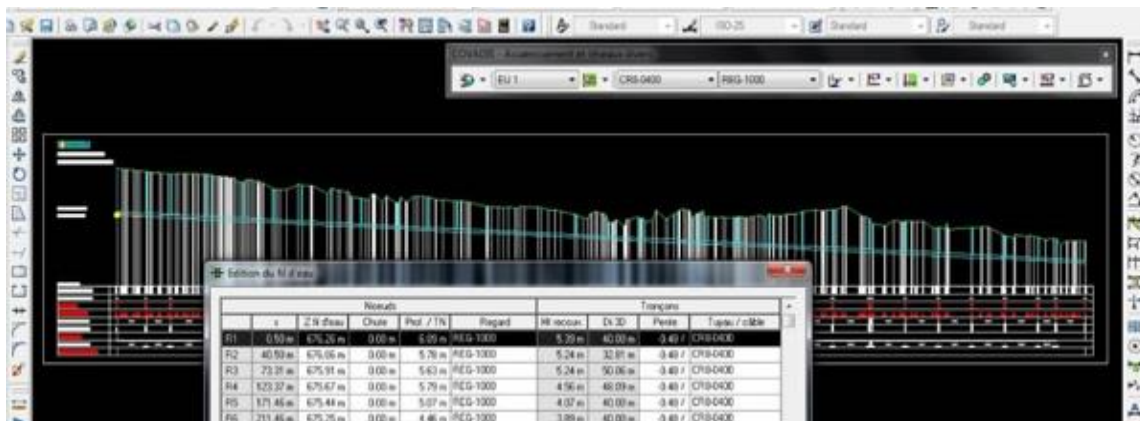


Figure4.11 : Modification des paramètres de profondeur

NB : le résultat final du tracé le profil en long est présenté dans l'annexe.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales. Les résultats ont montrés que les conditions d'auto curage sont vérifiées pour tous les tronçons et collecteurs. Par conséquent elles permettent d'éviter l'obturation des conduites et le débordement canal.

L'objectif principal de notre étude est de projeter un réseau d'assainissement séparatif qui permet d'évacuer les débits des eaux usées et les débits des eaux pluviales de l'agglomération du village Ouled Sidi Makhlouf faisant partie de la commune d'Ouled Brahim Wilaya de Saida, et ce dans des conditions favorables afin d'éviter les problèmes de la pollution.

La reconnaissance du site d'après les plans d'occupation du sol à long terme de notre agglomération et l'étude hydrologique bien élaborée, nous ont permis de déterminer les débits des eaux pluviales par la méthode rationnelle, pour une période de retour de dix ans. Les débits des eaux usées (domestiques, et service publique) ont été déterminés selon la répartition de la population.

La topographie a constitué une contrainte, si bien que des profondeurs ont atteint des valeurs supérieures à des valeurs acceptables.

Etant données les pentes très faibles, le choix des matériaux PVC (les eaux usées) s'est très vite imposé, un canal rectangulaire en béton armé (les eaux pluviales) pour parer aux éventuelles soucis de la contrainte d'auto curage.

Le dimensionnement du réseau effectué, tenant compte des paramètres équivalents (pente, débit, coefficient de ruissellement) a montré que les vitesses, les diamètres et les pentes sont compatibles et acceptables.

Références bibliographiques

Attafi. H , Etude d'un réseau d'assainissement de la commune de MESSELEMOUNE, Wilaya de Tipaza, Thèse de master hydraulique, ENSH de Blida,2012.

Aidi. K, Etude d'un réseau d'assainissement de la commune SED-REHAL ,Wilaya Djelfa, Thèse de master hydraulique, ENSH de Blida ,2007.

Abdelhak .O, Précis d'assainissement office des publications universitaire, place centrale Ben Aknoute (Alger), 1999.

Anctil. Rousselle, Lauzon. N, « Hydrologie ».

AZZAZ. F ,RAHMANI. Z , Conception et gestion des réseaux d'assainissement de la ville de Theneit El Had Wilaya Tissemsilt , thèse d'ingénieur d'état en hydraulique, ENSH, Arbaoui Abdellah ,2007.

Brunet-Moret. Y, Étude de quelques lois statistique utilisées en hydraulique.

Beghou.S, Fella.H, Etude de diagnostic de réseau d'assainissement de la ville de Ain Fakroun Wilaya D'Oum El Bouaghi, Diplôme master Hydraulique Urbain ,Université Larbi Ben M'hidi-Oum El Bouaghi,2012.

Dubreuil. P, Initiation à l'analyse hydrologique ; éditeurs MASSON et CIE ORTSOM paris 1974.

Llamas. J, hydrologie générale –principes et applications.

Laasla.S , Etude du réseau d'assainissement de la ville de Sidi Rachid, wilaya de Tipaza, Thèse de master hydraulique, ENSH de Blida, 2008.

Medjber.A, Berkane. F, Quantification Et Evolution Du Bilan De La Nappe Karstique De Saida (Nord-Ouest De l'Algérie) Européen Scientifique Journal March 2016 édition vol.12, No.9 ISSN: 1857 – 7881 (Print) e - ISSN 1857- 7431.

Mokadem. M , Assainissement Urbain ,2020.

Prof .Hammoum.H , cours online 2021 (E-LEARNING UMMTO).

Roche. M ,Hydrologie de surface.

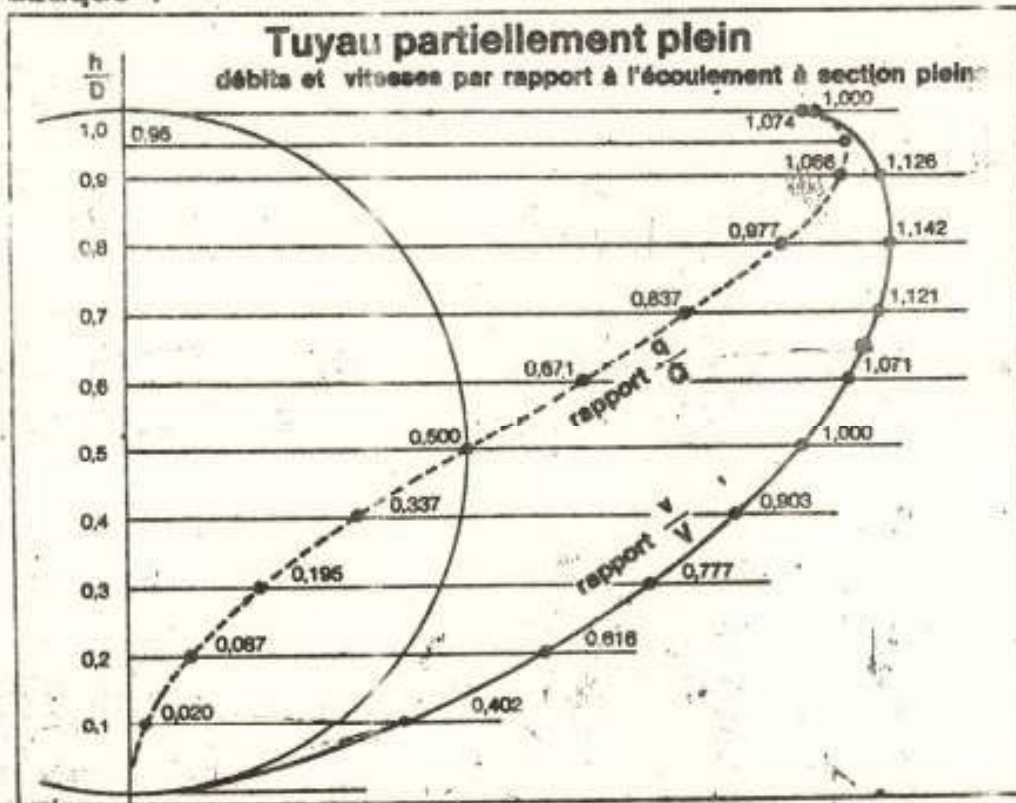
Webgraphie

https://d-maps.com/carte.php?num_car=191325&lang=fr.

(<https://www.researchgate.net>).

Google Maps.

www.infoclimat.fr-Saida.



Remplissage partiel	Section mouillée	Périmètre mouillé	Vitesse d'écoulement	Débit
h/D	s/S	p/P	v/V	q/Q
0,00	0,00	0,00	0,000	0,00
0,05	0,0187	0,1435	0,257	0,0043
0,10	0,0521	0,2045	0,402	0,0209
0,15	0,0986	0,2528	0,507	0,0500
0,20	0,1420	0,2950	0,616	0,0875
0,25	0,1872	0,3333	0,690	0,1292
0,30	0,2520	0,3690	0,777	0,1958
0,35	0,3118	0,4028	0,834	0,2600
0,40	0,3730	0,4360	0,903	0,3370
0,45	0,4391	0,4683	0,949	0,4167
0,50	0,5000	0,5000	1,000	0,5000
0,60	0,6260	0,5640	1,071	0,6716
0,70	0,7350	0,6310	1,121	0,8372
0,75	0,8040	0,6665	1,135	0,9120
0,80	0,8570	0,7045	1,142	0,9776
0,85	0,9063	0,7528	1,138	1,0305
0,90	0,9475	0,7952	1,126	1,0659
0,95	0,9810	0,8560	1,097	1,0745
1,00	1,0000	1,0000	1,000	1,0000